Conditions d’utilisation des contenus du Conservatoire numérique

1- Le Conservatoire numérique communément appelé le Cnum constitue une base de données, produite par le Conservatoire national des arts et métiers et protégée au sens des articles L341-1 et suivants du code de la propriété intellectuelle. La conception graphique du présent site a été réalisée par Eclydre (www.eclydre.fr).

2- Les contenus accessibles sur le site du Cnum sont majoritairement des reproductions numériques d’œuvres tombées dans le domaine public, provenant des collections patrimoniales imprimées du Cnam.

Leur réutilisation s’inscrit dans le cadre de la loi nº 78-753 du 17 juillet 1978 :

- **la réutilisation non commerciale de ces contenus est libre et gratuite dans le respect de la législation en vigueur ; la mention de source doit être maintenue (Cnum - Conservatoire numérique des Arts et Métiers - http://cnum.cnam.fr)**
- **la réutilisation commerciale de ces contenus doit faire l’objet d’une licence. Est entendue par réutilisation commerciale la revente de contenus sous forme de produits élaborés ou de fourniture de service.**

3- Certains documents sont soumis à un régime de réutilisation particulier :

- **les reproductions de documents protégés par le droit d’auteur, uniquement consultables dans l’enceinte de la bibliothèque centrale du Cnam. Ces reproductions ne peuvent être réutilisées, sauf dans le cadre de la copie privée, sans l’autorisation préalable du titulaire des droits.**

4- Pour obtenir la reproduction numérique d’un document du Cnum en haute définition, contacter cnum(at)cnam.fr

5- L’utilisateur s’engage à respecter les présentes conditions d’utilisation ainsi que la législation en vigueur. En cas de non respect de ces dispositions, il est notamment passible d’une amende prévue par la loi du 17 juillet 1978.

6- Les présentes conditions d’utilisation des contenus du Cnum sont régies par la loi française. En cas de réutilisation prévue dans un autre pays, il appartient à chaque utilisateur de vérifier la conformité de son projet avec le droit de ce pays.

NOTICE BIBLIOGRAPHIQUE

NOTICE DE LA GRANDE MONOGRAPHIE	
Auteur(s) ou collectivité(s)	Congrès international des chemins de fer. 1900. Paris
Auteur(s)	Congrès international des chemins de fer (06 ; 1900 ; Paris)
Auteur(s) secondaire(s)	Weissenbruch, Pierre (18..?-19..?)
Titre	Congrès international des chemins de fer : sixième session : Paris : septembre-octobre 1900 : compte rendu général
Adresse	Bruxelles : P. Weissenbruch, 1901-1902
Collation	6 vol.
Nombre de volumes	6
Cote	CNAM-BIB 4 Le 247 bis
Sujet(s)	Chemins de fer -- Actes de congrès Transports ferroviaires -- Appareils et matériel -- Actes de congrès
Permalien	http://cnum.cnam.fr/redir?4LE247BIS
LISTE DES VOLUMES	Premier volume
	Deuxième volume
	Troisième volume
	Quatrième volume
	Cinquième volume
	Sixième volume

NOTICE DU VOLUME	
Auteur(s) volume	Congrès international des chemins de fer (06 ; 1900 ; Paris)
Auteur(s) secondaire(s) volume	Weissenbruch, Pierre (18..?-19..?)
Titre	Congrès international des chemins de fer : sixième session : Paris : septembre-octobre 1900 : compte rendu général
Volume	Deuxième volume
Adresse	Bruxelles : P. Weissenbruch, 1901
Collation	1 vol. ([4]-370-77-355-256-163-2 p.) : fig. : tabl. ; 25 cm
Nombre de vues	1172
Cote	CNAM-BIB 4 Le 247 bis (2)
Sujet(s)	Chemins de fer -- Actes de congrès Transports ferroviaires -- Appareils et matériel -- Actes de congrès
Thématique(s)	Transports
Typologie	Ouvrage
Langue	Français
Date de mise en ligne	06/04/2018
Date de génération du PDF	24/02/2022
Permalien	http://cnum.cnam.fr/redir?4LE247BIS.2

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

CONGRÈS INTERNATIONAL DES CHEMINS DE FER

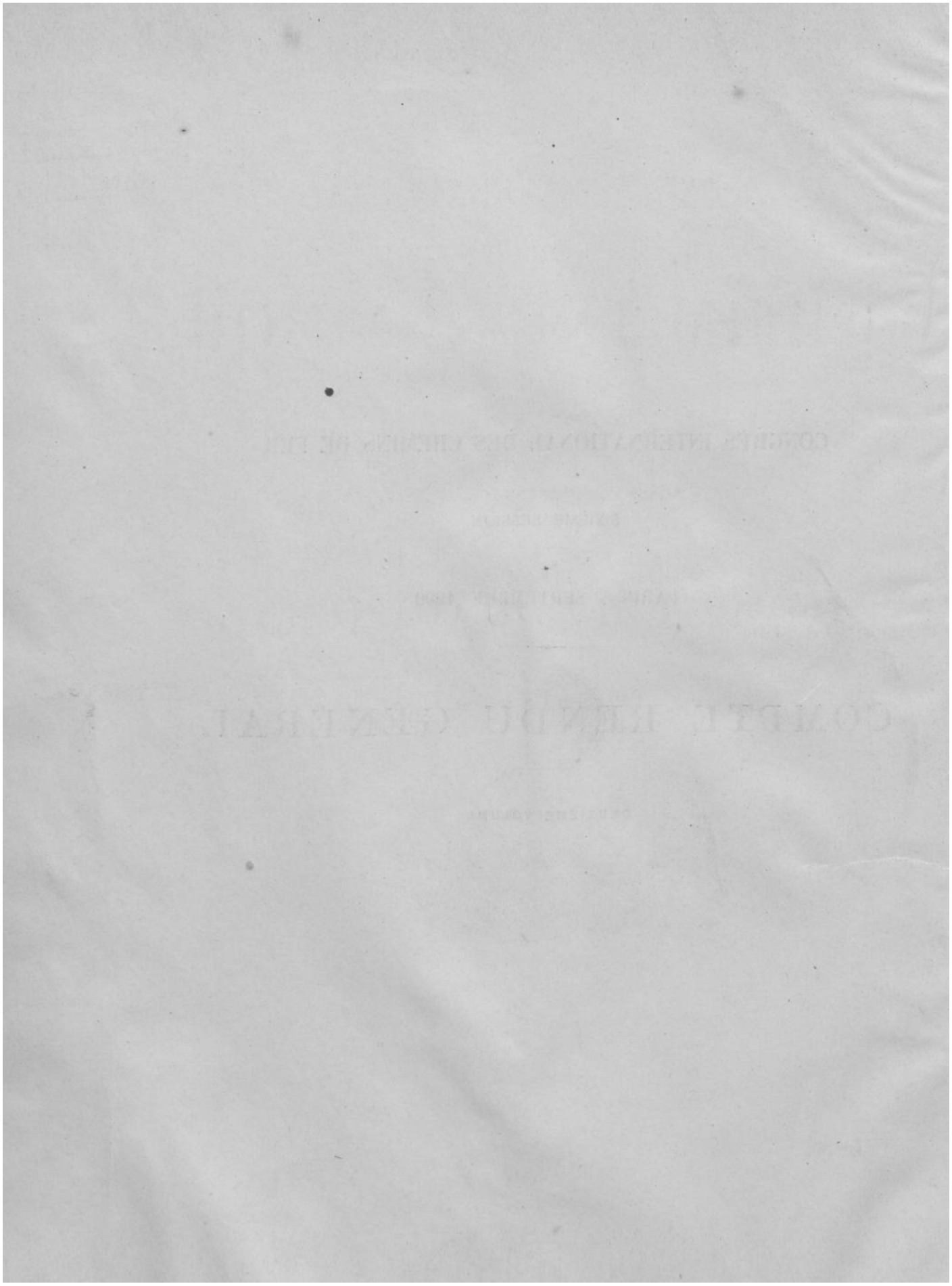
SIXIÈME SESSION

PARIS : SEPTEMBRE 1900

COMPTE RENDU GÉNÉRAL

DEUXIÈME VOLUME

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

BIBLIOTHEQUE
DU CONSERVATOIRE NATIONAL
des ARTS & MÉTIERS
N° du Catalogue 4° Le 247
Prix d'Estimation 10 ""
Entrée, le 24 7bre 1901.

CONGRÈS INTERNATIONAL

DES

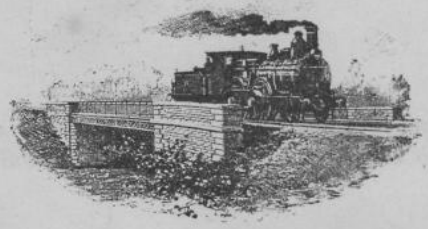
CHEMINS DE FER

SIXIÈME SESSION

PARIS : SEPTEMBRE 1900

COMPTE RENDU GÉNÉRAL

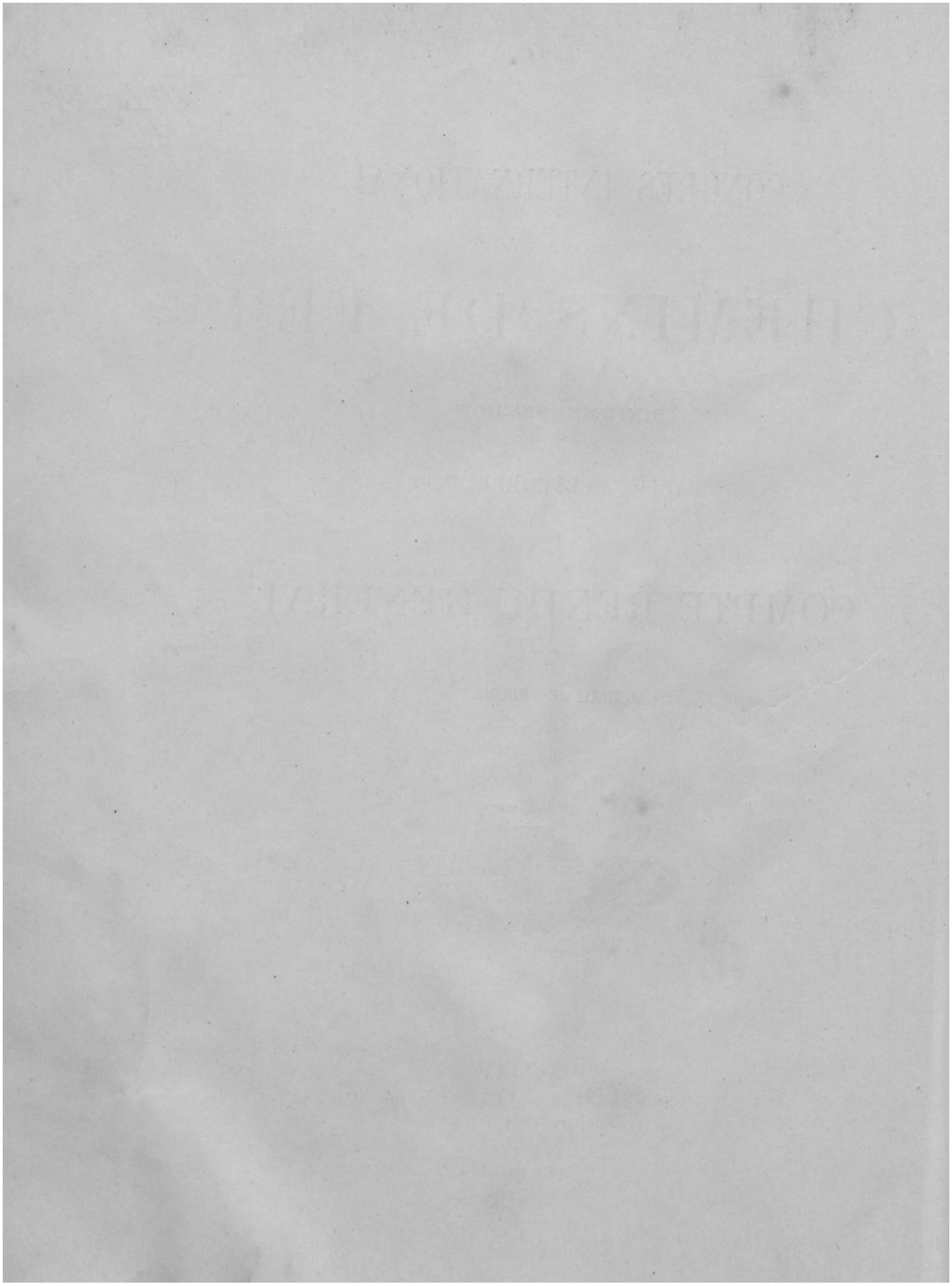
DEUXIÈME VOLUME



BRUXELLES
P. WEISSENBRUCH, IMPRIMEUR DU ROI
49, RUE DU POINÇON, 49

1901

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

[624.(01)] QUESTION VI.

CONSTRUCTION ET ÉPREUVES DES PONTS MÉTALLIQUES

A. *Quelles sont les quantités de métal mises et à mettre en œuvre dans les ponts de chemins de fer, en tenant compte des prescriptions en vigueur dans les différents pays?*

B. *Quelles sont la nature et la valeur des procédés des différentes administrations de chemins de fer pour les épreuves initiales et pour les épreuves périodiques des ponts métalliques?*

Quelle est l'importance réelle que l'on doit attribuer à ces épreuves, et peut-on les regarder comme un moyen expérimental pour établir les conditions effectives de solidité et le degré de sûreté des constructions susdites?

Rapporteur :

Tous les pays. — Edler von Leber (Max), conseiller I. R. ministériel, chef du département des installations spéciales de l'électro-technique et des études au ministère I. R. des chemins de fer d'Autriche.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION VI.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
Exposé, par Max Edler von Leber. (Voir le *Bulletin* de septembre 1900, 1er fascicule, p. 5955.)	VI — 3
Discussion en section	VI — 265
Rapport de la 1re section.	VI — 292
Discussion en séance plénière	VI — 292
Conclusions	VI — 296
Annexe I : Description de l'appareil employé dans les Pays-Bas pour enregistrer les tensions dans les ponts de chemins de fer, par J. Schroeder van der Kolk et N. C. Kist	VI — 302
— II : Extrait d'une étude sur les poutres droites indépendantes et continues, par C. Xavier Cordeiro	VI — 311

N. B. — Voir aussi le tiré à part (à couverture brune) nº 60.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

CONSERVATOIRE DES ARTS ET MÉTIERS BIBLIOTHÈQUE

[624.(01)]

EXPOSÉ

Par Max Edler von LEBER,

CONSEILLER AULIQUE AU MINISTÈRE DES CHEMINS DE FER DE L'EMPIRE D'AUTRICHE.

TABLE DES MATIÈRES

Pages.

Préface du rapporteur . . . . . VI- 3
I. — Les ponts métalliques jusqu'en 1870 . . . . . VI- 5
II. — Surcharges a considérer conformément au matériel roulant . . . . . VI- 7
Locomotives en Autriche-Hongrie vers 1894 . . . . . VI-11
— en Europe vers 1894 . . . . . VI-18
— en Amérique vers 1894 . . . . . VI-19
— en Autriche-Hongrie vers 1899 . . . . . VI-20
— en Europe vers 1899 . . . . . VI-21
— en Amérique vers 1899 . . . . . VI-22
III. — Prescriptions de surcharge pour la construction des ponts VI-23
1° Surcharges publiées antérieurement VI-24
2° Forme à donner aux prescriptions de surcharges VI-24
3° Généralités sur les surcharges prescrites en Autriche VI-29
4° Définition précise des surcharges uniformes équivalentes VI-30
5° Charges équivalentes quant aux moments de flexion et quant aux efforts tranchants VI-31
6° Prescriptions de surcharges publiées de 1887 à 1895 . . . . . VI-33
7° — — — de 1895 à 1900 . . . . . VI-34
8° Projet de prescriptions de surcharges soumis au Congrès VI-37
9° Application de nos échelles de surcharge VI-48
10° Conclusions VI-58
VI-61

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pages.

ANNEXE AU CHAPITRE III. EXEMPLES DE CALCULS . . . . . VI- 62
1° Moments de flexion au milieu de la portée . . . . . VI- 62
2° — — au 1/6 de la portée . . . . . VI- 67
3° Efforts tranchants. . . . . VI- 69
4° Barème de surcharge et calculs des moments au milieu de la portée pour le train extra-lourd américain à marchandises . . . . . VI- 73
5° Barème de surcharge et calculs des moments au 1/6 de la portée pour le même train . . . . . VI- 76
6° Calculs des efforts tranchants pour le même train . . . . . VI- 79
7° Barème de surcharge et calculs des moments au milieu de la portée pour le train extra-lourd rapide européen . . . . . VI- 80
8° Barème de surcharge et calculs des moments au 1/6 de la portée pour le même train . . . . . VI- 83
9° Calculs des efforts tranchants pour le même train . . . . . VI- 85

IV. — FABRICATION DU FER ET DE L'ACIER. . . . . VI- 86
1° Fabrication du fer soudé et fondu . . . . . VI- 86
2° Le fer soudé (fer puddlé *Schweisseisen*). . . . . VI- 87
3° Le fer fondu (acier doux, *Flusseisen*) . . . . . VI 88
4° Hyperboles de qualité . . . . . VI- 91

V. — LIMITE DU TRAVAIL INTÉRIEUR A ADMETTRE DANS LE MÉTAL. . . . . VI- 95
1° Théories et formules pour le travail du métal. . . . . VI- 95
2° De l'aboutement ou flambage des pièces comprimées VI-100
3° Revue des limites fixées actuellement dans divers pays. VI-107
4° Conclusions du rapporteur. VI-112

VI. — QUANTITÉS DE MÉTAL A INVESTIR DANS LES PONTS VI-114
1° Généralités VI-114
2° Types de petite portée VI-116
3° Poutres en treillis ou à triangles VI-117
4° Sécurité relative que procurent les calculs. VI-118
5° Constructions à recommander. VI-122
6° Ponts extraordinaires VI-133

VII. — SURCHARGES D'ÉPREUVE VI-142

VIII. — RÉSOLUTIONS PROPOSÉES AU CONGRÈS VI-146

IX. — TABLEAUX GRAPHIQUES I, II et III VI-151

X. — STATISTIQUE VI-163
1° Questionnaire envoyé par le rapporteur aux administrations . . . VI-166
2° Tableau résumant les données les plus intéressantes des 60 réponses VI-169
3° Tableau des principales dimensions et des poids des plus grands ponts du monde VI-181
4° Recueil de vues photographiques concernant les ponts les plus remarquables qui figurent dans notre statistique des plus grands ponts du monde VI-237

Fin VI-263

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PRÉFACE.

Le rapporteur, afin de ne laisser aucun doute sur la manière dont il traiterait la question des ponts métalliques, avait émis son opinion personnelle sur l'importance relative des littéras A et B, dès le moment où la Commission internationale du Congrès lui a fait l'honneur de le charger de ce rapport pour la session de Londres, en 1895. Cette opinion tendait simplement à la suppression du littéra B, qui ne supporte véritablement pas la discussion pour les constructeurs; elle a été pleinement confirmée par l'étude faite depuis pour tous les pays.

Les épreuves initiales sont absolument nécessaires; c'est là une garantie de sécurité que nous devons au grand public, et le fait seul que certains ponts se sont écroulés lors de cette épreuve (1) nous indique l'impossibilité même de la supprimer. De même, les épreuves périodiques à renouveler tous les trois à cinq ans, en même temps que la peinture, sont nécessaires pour les ingénieurs. Les tassements observés nous procurent une indication sur la solidité et la bonne conservation des assemblages, sur la stabilité de l'ensemble à l'encontre des effets dynamiques, etc., etc.

Mais nous ne pensons pas qu'il existe actuellement un seul ingénieur sérieux, spécialiste en ponts métalliques, qui voudrait déduire des résultats fournis par de pareilles épreuves : « les conditions effectives de solidité et le degré de sûreté » que peuvent présenter spécialement toutes les parties nombreuses et diverses de la construction. Ces conditions résultent des essais faits pour les matériaux de construction, des calculs de résistance, du montage, etc.

La partie A de la question VI actuelle (question IV, à Londres), telle qu'elle est formulée, renferme en réalité tout ce qu'on peut demander d'intéressant sur les ponts métalliques (2), et pour la traiter avec quelques développements, nous avions divisé notre travail en six chapitres comme suit :

I. — *Les ponts métalliques jusqu'en 1870.*
II. — *Surcharge à considérer quant au matériel roulant.*
III. — *Prescriptions de surcharges pour la construction des ponts métalliques.*
IV. — *Fabrication du fer et de l'acier pour les ponts métalliques.*
V. — *Limites de travail intérieur à admettre dans le métal des ponts.*
VI. — *Quantités de métal à investir dans les ponts, dans diverses conditions de portée et de hauteur.*

Nous résumions ensuite en présentant nos conclusions au Congrès de Londres.

---

(1) Ce sont des ponts de route de divers pays pour lesquels les autorités locales, sans expérience, procèdent par voie d'adjudication, et des entrepreneurs incapables ou peu honnêtes acceptent un prix à forfait réduit outre mesure. Nous croyons peu à propos de citer ici des exemples.

(2) Y compris les questions de solidité et de sécurité mentionnées plus haut.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais ces propositions n'ont pu être toutes sanctionnées (ni même entièrement discutées) par le Congrès.

Le compte rendu sommaire officiel dit à ce sujet :

Deux longues séances ont été consacrées par la section à la discussion du rapport; plusieurs membres ont présenté de nombreuses et importantes observations, beaucoup moins pour contredire au rapport de M. von Leber et en attaquer les conclusions, que pour fournir des renseignements complémentaires et affirmer le haut intérêt de la question. Les propositions présentées par le rapporteur sous les nos 1 et 2 du littéra A ont été votées par la section avec quelques légères modifications acceptées par le rapporteur.

La proposition n° 3 du même littéra a donné lieu à une assez vive discussion, quelques membres rentrant à ce sujet dans la discussion générale.

Finalement, M. J. R. Bell (ingénieur des Indes anglaises) a émis l'avis qu'en raison de l'époque tardive à laquelle le rapport de M. von Leber, et spécialement sa traduction anglaise, avait été distribué, les membres de la section n'avaient pas eu le temps suffisant pour l'étudier avec tout le soin qu'il mérite, pour recueillir et coordonner les renseignements complémentaires qu'il y aurait lieu de présenter à la section pour rédiger, le cas échéant, de nouvelles conclusions, qui, en pareille matière, ne peuvent être improvisées en séance et doivent être longuement travaillées à tête reposée.

Après avoir voté les félicitations les plus sincères à l'éminent rapporteur M. von Leber, pour son admirable travail, une des œuvres les plus remarquables présentées au Congrès, M. Bell propose de maintenir la question à l'ordre du jour des travaux du Congrès en invitant les membres qui s'y intéressent à faire connaître par écrit leurs observations et propositions, qui seraient imprimées en annexe au rapport de M. von Leber; de cette façon, lors de la prochaine session, la discussion serait parfaitement préparée et délimitée et l'on pourrait peut-être arriver, dans le court espace de temps dont on dispose, à une solution complète.

Cette proposition de M. Bell a été adoptée par la section et ratifiée ensuite par l'assemblée plénière du Congrès.

Il nous a paru nécessaire de rappeler ces décisions du Congrès à Londres, en 1895, pour préciser les conditions imposées de prime abord au rapporteur, au moment où il a dû s'occuper de son rapport pour la session de 1900. Les *observations et propositions à faire connaître par écrit* au rapporteur de 1895 à 1899 sont restées absolument en souffrance; il a fallu y suppléer en envoyant, pour toutes les propositions non traitées à Londres, un nouveau questionnaire aux administrations adhérentes. C'est ce que nous avons fait, en tenant compte des progrès que nous avons pu constater depuis 1895, d'accord avec M. le président de la Commission internationale.

Une soixantaine d'administrations de tous pays ont répondu à notre appel; plusieurs ont envoyé des mémoires très étendus et extrêmement intéressants, que nous regrettons de ne pouvoir reproduire entièrement, faute de place. Nous attendons encore des renseignements de l'Amérique, de l'Allemagne, de la Russie, etc., que nous utiliserons autant que possible même en mettant sous presse. Nous remercions tous nos collègues des ponts métalliques de l'attention qu'ils ont bien voulu prêter à notre questionnaire de 1899, que nous reproduisons en annexe; ils verront, en

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

parcourant le rapport, que nous nous sommes efforcé d'utiliser pour le mieux les renseignements obtenus.

Pour se conformer strictement aux décisions du Congrès de Londres, reproduites ci-dessus, il aurait fallu reproduire le travail de 1895 et y ajouter en annexe le nouveau rapport pour 1900. Ceci conduirait, d'une part, à faire réimprimer un rapport qui n'est plus à jour actuellement, et aurait, d'autre part, pour les congressistes de 1900 (qui n'étaient pas tous à Londres), le bien grave inconvénient d'exiger l'étude de deux rapports dont l'un devrait être diminué dans la pensée de tout ce qui n'est pas d'accord avec le contenu de l'autre!

D'accord avec l'éminent secrétaire général de la Commission chargé de diriger les impressions, nous avons cru bien mieux servir les intérêts du Congrès en refondant le tout dans un rapport unique, de façon à offrir au lecteur un ensemble compacte et bien ordonné, conformément aux renseignements obtenus en dernier lieu.

Dans le même ordre d'idées, en reprenant les conclusions proposées et non traitées à Londres, nous avons trouvé qu'il y avait lieu de modifier ce projet en certains points importants et, pour ne pas détruire l'ordre logique admis dans l'ensemble de toutes ces propositions, nous avons cru devoir y reproduire également celles des conclusions qui ont déjà été votées à Londres et qui, de ce fait, ne donnent plus lieu à une discussion.

En somme, notre rapport actuel est divisé en six chapitres, comme celui de 1895; nous y avons supprimé ce qui manque d'actualité. Nous avons complété et rectifié nos tableaux numériques et graphiques. Nous avons ajouté à notre tableau graphique des poids de plus d'un millier de travées métalliques une liste détaillée concernant les plus grands ponts du monde et quelques vues de ces ouvrages mises à notre disposition. Pour tout ce travail important, qui demandait une assiduité prolongée dans le relevé de tous les renseignements obtenus et un choix consciencieux de tous les poids à mettre en ligne de comparaison, nous devons tous nos remerciements à notre éminent collaborateur M. Charles Wurth, inspecteur impérial royal au corps du contrôle des chemins de fer de l'empire d'Autriche.

I. — Les ponts métalliques jusqu'en 1870.

Lorsqu'on veut suivre l'histoire des constructions métalliques dans l'ancien monde, c'est toujours à l'Angleterre et aux ingénieurs anglais qu'il faut en revenir. Dans ce pays traditionnel des industries métallurgiques, nous pouvons constater les étapes les plus importantes concernant la fabrication du fer et de l'acier en grandes masses et leur mise en œuvre dans des poutres de pont dont la portée croissante et le mode de construction de plus en plus étudié ont toujours causé l'admiration de toute l'Europe.

Les grandes poutres à âme pleine des viaducs de Conway et Britannia, vers le milieu du siècle, constituaient sans aucun doute, pour nos pères, une véritable

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

merveille technique (1), absolument comme le géant des ponts modernes sur le « Firth of Forth », avec ses grandes ouvertures de 521 mètres de portée, vient de montrer à la génération actuelle ce qu'est capable de produire le génie des ingénieurs anglais.

En fait, l'emploi des constructions métalliques pour les ponts de chemins de fer a marché de pair avec le perfectionnement des procédés métallurgiques et avec le développement même des réseaux des voies ferrées. Il serait oiseux de refaire ici toute l'histoire détaillée de ces industries. Rappelons seulement qu'en 1845, où l'on s'occupa sérieusement de franchir de grandes portées au moyen de travées métalliques, les poutres à âmes pleines pour portées moindres étaient déjà d'un usage courant. On déterminait leurs dimensions soit par des épreuves directes, soit par des considérations de similitude se rattachant à ces expériences, lorsqu'il s'agissait de portées plus grandes. C'est par de semblables procédés que l'on arriva à dresser les projets des premières grandes travées tubulaires de Conway et Britannia; à cette époque, les procédés de calculs pour déterminer par voie théorique les sections à donner aux diverses pièces n'existaient pas encore (2). Mais dès 1855, les conceptions nouvelles sur la résistance des matériaux telles qu'elles sont admises actuellement commençaient à se développer.

La comparaison des travées métalliques à âmes pleines de Britannia aux Truss-girders à grandes mailles de « Saltash » indiquait, en faveur de ces dernières, une économie considérable en matériaux et concourait puissamment à encourager les constructeurs dans la poursuite de ces recherches que Stephenson, Brunnel et d'autres ingénieurs illustres avaient si brillamment inaugurées en Angleterre.

---

(1) *En Angleterre :* 1847 à 1848, viaduc de Conway, avec 122 mètres de portée; 1847 à 1850, viaduc Britannia, avec 140 mètres de portée.

En Allemagne : 1850 à 1856, viaduc sur la Vistule, près Dirschau, avec 121 mètres de portée.

En France : 1852, viaduc sur la Seine, près Asnières, avec 30 mètres de portée; 1855, viaduc sur la Garonne, près Langon, avec 74 mètres de portée.

Les poutres à âmes pleines pour de grandes portées, à peine admises, furent remplacées presque aussitôt par les *Lattice-Girders* et *Truss-Girders*, ou poutres en treillis et à triangulations, bien plus économiques.

En Angleterre : 1849, viaduc de Windsor, avec 58 mètres de portée; 1850 à 1852, viaduc de Chepstow, avec 90 mètres de portée (à larges mailles); 1854 à 1858, viaduc de Saltash, avec 139 mètres de portée (bandes courbes).

(2) Consulter à ce sujet les publications de cette époque :

1. Eaton Hodgkinson, F.R.S., *Experimental researches on the strength and other proprieties of cast iron*. London, J. Weale, High Holborn, 1846.

2. G.-H. Love, *Mémoire sur la résistance du fer et de la fonte*. (Paris, 1852.) Une critique des expériences anglaises.

3. Stokes, *Transactions of the Cambridge philosophical Society*, 1849, dont on trouve une analyse dans les *Annales des ponts et chaussées*, 1851.

4. Phillips, *Annales des mines*, t. VII, 1855, et *Comptes rendus de l'Académie des sciences*, 3 décembre 1866, sur les rapports de similitude à observer en faisant des expériences à petite échelle.

5. Fairbairn, *Civil engin. and archit. Journal*, 1860. Expériences sur la répétition des efforts.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce sont les ingénieurs français Navier, Bresse (1) et Clapeyron (2), qui peuvent être considérés comme ayant en réalité établi les bases fondamentales de nos théories sur la résistance des matériaux, telles qu'elles ont été utilisées depuis partout. Des perfectionnements importants y ont été apportés par des calculateurs éminents de tous les pays des deux mondes, et si l'on peut affirmer que depuis 1860 environ les ponts métalliques ont été établis sur la base de calculs théoriques précis, il n'en est pas moins vrai qu'actuellement les congressistes prenant part à la session de 1900 et ayant eu occasion de contempler en Écosse les travées monstres du « Firth of Forth », en France l'arc vertigineux de « Garabit », y auront pu admirer non seulement soit la portée énorme de 521 mètres, soit la hauteur énorme de 122 mètres, mais encore bien plutôt la sagacité des ingénieurs ayant su profiter de tous les raffinements des calculs théoriques et procédés de construction modernes, pour réduire les frais à un minimum, tout en donnant à la construction une résistance suffisant à toutes les éventualités possibles.

Il importe toutefois de constater que pour les milliers de ponts à portées courantes établis sur les chemins de fer, les constructeurs n'ont pas suivi la voie des grands progrès caractérisée par les travées exceptionnelles que nous venons de citer. Les ingénieurs chargés de dresser les projets étaient obligés de tenir compte des procédés de fabrication du métal et des pièces de construction, des méthodes de montage dont ils pouvaient disposer, du prix de la main-d'œuvre et d'autres influences locales.

C'est ainsi qu'en Europe, à partir de 1860, et à la suite de l'invention des fondations descendues à grande profondeur sur caissons à air comprimé, invention qui date de la même époque (3), on a vu surgir une multitude de ponts à poutres droites continues sur un certain nombre de travées et supportées par des piles fondées sur caissons. L'âme pleine y était remplacée par un treillis serré à fers plats, renforcé de montants verticaux rigides pour éviter le flambage. Les grandes lignes ferrées alors en construction dans presque toute l'Europe, et dont beaucoup sont devenues des artères principales de circulation, renferment un grand nombre de constructions de ce genre; leur montage s'effectuait le plus souvent par voie de lançage longitudinal, ce qui diminuait notablement les frais d'échafaudages. Les maîtresses poutres des ponts construits à Kehl et Cologne, sur le Rhin, constituent des monuments historiques représentant ce système de construction que l'on abandonna dès 1867

---

(1) L. Bresse, *Cours de mécanique appliquée, professé à l'école des ponts et chaussées*. Paris, 1859.

(2) Mémoire de 1857, présenté à l'Académie des sciences de Paris, qui établit la théorie des poutres continues à l'aide des moments fléchissants sur les appuis.

(3) En 1859, pont sur le Rhin, près de Kehl, le premier à grands caissons pneumatiques descendus à 19.50 mètres sous l'étiage.

En 1858, pont sur la Gironde, à Bordeaux, avec colonnes pneumatiques descendues à 21 mètres sous l'étiage. Les colonnes ont, en général, fait place aux caissons. Cependant, dans les Indes, au pont de Benarès, sur le Gange, des colonnes tubulaires ont été descendues par voie de draguage jusqu'à 42.6 mètres sous l'étiage. (London, 1881, W.-F. Batho, consulting engineer.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

environ, en faveur des treillis à croisillons rigides et des triangulations à grandes mailles.

L'idée conçue par Clapeyron, en 1857, de profiter de la continuité des poutres sur plusieurs travées, pour mieux utiliser le métal sans porter préjudice à la rigidité, n'était pas la seule que l'on avait alors en vue, en cherchant à abandonner la travée libre, pour trouver au droit des appuis un surcroît de résistance. Les encastrements, les suspensions funiculaires, les jambes de force, etc., etc., constituaient autant de conceptions restées infructueuses, tandis que l'idée de l'arc métallique venant remplacer la voûte de pierre et utilisant les appuis comme culées, a donné naissance à une série de ponts métalliques très pratiques se distinguant par leur forme élégante et offrant autant de résistance que les ponts construits d'après d'autres systèmes. La théorie de ces arcs était faite par Bresse (1), dès 1859, et perfectionnée par Albaret, dès 1862 (2). Elle fut mise en pratique aussitôt et ce fut l'origine de ce genre de constructions auxquelles appartiennent les grands arcs de plus de 160 mètres de portée construits beaucoup plus tard sur le Mississipi à Saint-Louis, sur le Douro à Porto, sur la gorge de Garabit en France, sur la Wupper près Müngsten en Allemagne, etc.

En résumé, on peut dire que dans l'ancien monde, vers 1870, les ponts métalliques affectaient déjà les formes générales à peu près conservées depuis et que les méthodes de calcul étaient celles dont on fait encore usage actuellement. Nous reviendrons plus loin sur les perfectionnements peu apparents, mais considérables, que les gouvernements et les grandes administrations de chemins de fer ont été amenés à introduire depuis dans les constructions métalliques des viaducs plus récents.

Remarquons, en attendant, que, déjà bien avant 1870 et même 1867, les ponts métalliques dans le nouveau monde étaient construits avec triangulations à grandes mailles, dès qu'il s'agissait de portées dépassant celles qui sont usuelles pour les poutres à âmes pleines. Cela tient surtout aux assemblages à chevilles à l'endroit des nœuds, que les ingénieurs américains admettent de préférence pour leurs ponts (*pin connected bridges*), afin de diminuer la durée du montage, en vue du prix élevé de la main-d'œuvre sur les chantiers. Les ingénieurs européens font exclusivement usage d'assemblages à rivures, et les ponts bien peu nombreux qui avaient été construits avec triangulations à chevilles (3) ont dû être remplacés par d'autres constructions plus stables. Du reste, tout convaincus que nous sommes en Europe de la supériorité des assemblages à rivures sur ceux à chevilles, nous ne manquons

(1) *Cours de mécanique appliquée*. Paris, 1859, déjà cité, avec tables pour les arcs.

(2) *Annales des ponts et chaussées*. 1862, 2e semestre, p. 305, pour les arcs proprement dits, et 1870, n° 271, p. 463 à 573, pour les arcs à tympans rigides. De nombreux ponts en arcs, ainsi calculés, ont été construits sur les chemins de fer d'Algérie.

(3) En Autriche en particulier, les systèmes Schnirch, Neville, Schiffkorn, dont les deux derniers admettaient simultanément le fer et la fonte. En Amérique, on a pareillement éliminé les constructions mixtes en fer et bois, assez répandues antérieurement.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pas de rendre hommage à la sagacité avec laquelle les ingénieurs américains ont su résoudre les problèmes les plus difficiles; nous constatons aussi qu'ils préfèrent la rivure partout où cela leur paraît compatible avec les conditions que leur imposent les circonstances locales.

II. — Surcharges a considérer conformément au matériel roulant.

Un des éléments les plus essentiels à considérer comme déterminant la quantité de métal à investir dans les ponts métalliques est sans contredit la charge mobile à admettre dans les calculs de résistance, laquelle se compose avant tout du poids des locomotives et tenders dont on doit tenir compte. Les locomotives *Sharp* et *Roberts*, en 1840, pesaient, à vide, 12 tonnes seulement; celles dites de « Stephenson », en 1845, 18 tonnes au plus (1). Ces poids bien modestes furent bien vite dépassés.

Les types peu nombreux de machines usités dans les premiers temps pour toute espèce de trains furent remplacés par des types spéciaux, suivant le caractère des trains remorqués. Dès 1850, la locomotive *Crampton*, spéciale pour trains à grande vitesse, passa d'Angleterre en France et fut aussitôt adoptée par trois grandes compagnies (Nord, Est et Lyon). Elle pesait 28 tonnes en charge, dont 10 tonnes revenant à l'essieu moteur. Du moment qu'on s'était décidé à faire porter pareil poids par un seul essieu, on arrivait à en faire autant pour les autres. Les locomotives à trains mixtes et à trains de marchandises, avec deux, trois essieux couplés et des charges réparties aussi également que possible sur chacun d'eux, devinrent de plus en plus lourdes. Après l'achèvement du chemin de fer par-dessus le *Semmering*, en Autriche, on organisa un concours pour arriver aux meilleures locomotives pouvant remorquer les trains de marchandises sur rampes de 25 pour mille, alors encore inconnues dans les chemins de fer. Dans ce concours resté célèbre, la locomotive *Engerth*, qui obtint le premier prix, n'eut toutefois qu'un succès momentané; on fut obligé de la modifier, et c'est en cherchant à placer l'essieu d'avant du tender sur le châssis de la locomotive qu'on est arrivé au type à quatre essieux couplés, qui constitue jusqu'à l'époque actuelle le moteur préconisé en Europe pour les lignes de montagne, tandis qu'en Amérique, c'est le type dit *Consolidation* à quatre essieux couplés et un

---

Machines à 3 essieux.	*Sharp et Roberts 1840.*	*Stephenson 1845.*
(1) Diamètre des roues motrices	$1^{m}66$	$1^{m}70$
Surface de chauffe totale	$55^{m2}80$ (avec 162 tubes)	$69^{m2}00$ (avec 139 tubes)
Diamètre du piston	$0^{m}33$	$0^{m}35$
Course du piston	$0^{m}46$	$0^{m}51$
Poids de la machine à vide	12 tonnes.	18 tonnes.
La boîte à feu se trouvait	Entre l'essieu d'arrière et l'essieu moteur.	En porte-à-faux derrière le dernier essieu.

Les deux locomotives étaient timbrées à 5 atmosphères; les locomotives *Stephenson* avec les roues motrices au milieu de la machine étaient sujettes à un mouvement de tangage prononcé.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

essieu porteur à l'avant, qui est usité presque partout. De pareilles machines ont été toujours considérées par les ingénieurs des ponts métalliques comme produisant la plus grande surcharge à faire entrer dans les calculs de résistance des ponts métalliques, ce qui tient surtout au faible écartement des essieux.

On a essayé, vers 1864, d'augmenter encore le nombre des essieux. Les locomotives dites *Pétiet*, de la Compagnie du Nord français, avaient quatre cylindres actionnant deux mécanismes de deux ou trois essieux chacun. La locomotive à marchandises de ce système avait en charge un poids total de 57.6 tonnes également réparti sur six essieux : ce qui fait 9.6 tonnes par essieu (1). L'exposition universelle de Paris, en 1867, a fait voir aux visiteurs un certain nombre d'autres locomotives monstres analogues, dont on en est revenu depuis (2); elles surchargeaient outre mesure la voie et les ponts, sans même donner lieu à une charge d'essieu exagérée, cette charge étant alors limitée en général à 12 tonnes au plus.

Cette limite était alors amplement suffisante pour les machines à marchandises; elle ne fut élevée au delà que pour les locomotives à grande vitesse. Les ingénieurs de la traction restèrent persuadés, au moins jusqu'en 1865, que les bielles d'accouplement étaient incompatibles avec la grande vitesse; de là la nécessité d'augmenter la charge d'adhérence sur le seul essieu moteur, afin de pouvoir remorquer un train express de 15 à 18 voitures avec vitesse de 70 kilomètres à l'heure. L'initiative dans cette voie fut prise sur les chemins de fer anglais (3), où la charge d'essieu fut élevée de 12.5 à 14.5 tonnes. On aurait été encore sûrement au delà, si de nouveaux essais, faits avec des bielles d'accouplement montées avec un soin extrême, n'avaient pas fourni, dès 1868, la preuve complète de l'admissibilité de ces bielles pour les machines à grande vitesse. Le type *Sturrock*, du « Great Northern Railway », fut le premier admis sur le continent et introduit, avec quelques modifications, sur les lignes du Nord français.

De 1874 à 1876, presque toutes les grandes compagnies de chemins de fer européennes étaient plus ou moins arrivées à adopter des types à essieux couplés pour trains express, et il semblait qu'il devait en résulter un soulagement relatif quant à la charge maximum portée par un seul essieu, et, par suite aussi, quant aux effets d'un pareil essieu sur les constructions métalliques. L'expérience prouva le con-

---

(1) *Annales des mines*, 6e série, t. V, p. 137, 145, 149 et 153. Douze roues à 1m065 de diamètre. Empattement total = 6 mètres. Surface de chauffe = 213 mètres carrés. Diamètre des pistons = 42 centimètres. Course des pistons = 44 centimètres.

(2) Nous verrons plus loin comment plus tard on en est revenu à admettre des machines tout aussi lourdes, quoique bien différentes.

(3) Locomotive *Mac-Connel* du « London & North Western Railway » avec essieu moteur libre, 2m30 de diamètre aux roues motrices, 80 mètres carrés de surface de chauffe, 12.5 tonnes de charge d'adhérence.

Locomotive *Ramsbottom* de la même Compagnie, avec essieu moteur libre, 2m30 de diamètre aux roues motrices, 95 mètres carrés de surface de chauffe, 12.5 tonnes de charge d'adhérence.

Locomotive *Nelson* du « Caledonian Railway », avec essieu moteur libre, 107 mètres carrés de surface de chauffe et 14.5 tonnes de charge d'adhérence.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

traire, au moins en ce qui concerne le continent. A l'exposition universelle de Paris, en 1878, on put remarquer que presque toutes les administrations françaises (1) avaient augmenté notablement le poids de leurs locomotives à trains express et à marchandises, à savoir (en tonnes) :

(1) . . . . . Locomotives lourdes en France vers 1878.

COMPAGNIES.		Lyon.	Orléans.	Ouest.	Est.	Midi.	Nord.
Grande vitesse. .	Nombre d'essieux	4	4	3	3	3	4
	Charges d'essieu . . .	12·9	12·9	12·5	13·5	13·0	13·5
	Poids d'adhérence	25·2	25·0	24·9	27·0	26·0	27·0
	Poids total	44·8	41·8	36·0	35·7	37·5	41·6
3 essieux couplés.	Charges d'essieu	11·8	13·4	12·5	11·5	12·8	9·5
	Poids total	34·7	38·0	36·5	33·0	37·0	28·3
4 essieux couplés.	Charges d'essieu	13·7	13·0	...	11·6	13·8	12·2
	Poids total	51·7	48·8	...	46·2	54·0	43·4

La locomotive à quatre essieux couplés de la Compagnie du Midi, qui figure comme la plus lourde dans ce tableau, est aussi restée presque jusqu'à l'époque actuelle celle qui occasionne les plus grandes surcharges sur les ponts métalliques français. Les machines anglaises de la même époque ne pesaient pas 50 tonnes, car le type à quatre essieux couplés n'avait pas pénétré en Angleterre; en revanche, la charge d'essieu y était portée au delà de 14 tonnes pour les machines à grande vitesse. En Autriche, la machine dite *Semmering*, qui avait constitué jadis le prototype des locomotives à quatre essieux couplés, en était arrivée, vers 1878, à peser 51 tonnes, et quoique la charge d'essieu n'y dépassât pas 13 tonnes, le « train Semmering » surchargeait les ponts sensiblement autant que le train du « Midi français ».

La dernière exposition universelle de Paris en 1889 et la troisième session du Congrès, qui l'accompagna, permirent de constater de nouveau quelque légère augmentation dans le poids des machines et la charge d'essieu maximum, ainsi que le fait voir le tableau ci-après de locomotives à quatre essieux couplés et de leurs tenders, où nous rangeons comme précédemment les réseaux suivant l'étendue de leurs lignes.

Ces machines représentent le service courant en France, vers 1889. Les machines exceptionnelles qui figuraient à l'exposition vont au delà quant aux charges; ainsi,

(1) Le lecteur peut trouver, au besoin, des détails et dessins très complets résumant toutes les données techniques de l'industrie des chemins de fer, jusqu'à cette époque, dans le grand ouvrage *Das Eisenbahnwesen in Frankreich*. Vienne, 1880. 1 vol. in-folio. Carl Gerold's Sohn. Cet ouvrage du rapporteur a été distribué aux congressistes, à Bruxelles, lors de la première session, en 1885.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

on a pour les locomotives compound à quatre essieux couplés, de la Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée et de la Compagnie du Nord, exposées :

(2). Locomotives lourdes à quatre essieux couplés en France vers 1889.

DÉSIGNATION DES RÉSEAUX.	LONGUEUR DE TAMPON A TAMPON		ÉCARTEMENT DES ESSIEUX EXTRÊMES		POIDS DE LA MACHINE		POIDS DU TENDER.
	de la machine.	du tender.	de la machine.	du tender.	total.	sur un essieu le plus chargé.	
	Mètres.	Mètres.	Mètres.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
Paris-Lyon-Méditerranée	9·840	6·130	4·050	2·500	53·77	14·10	24·90
Orléans	9·769	5·940	4·080	2·600	50·18	13·50	21·45
Est	9·410	5·870	3·950	2·500	49·20	12·87	23.37
	10·820	Loc. T.	5·050	Loc. T.	55·60	14·88	Loc. T.
Midi	9·420	6·215	3·870	2·500	54·00	14·22	20·00
Nord	9·115	5·635	4·250	2·500	44·10	12·00	21.60
État	9·995	5·620	4·050	2·650	53·30	13·55	23.10

N. B. — Loc. T. signifie qu'il s'agit de locomotives-tender (*tank-engine*).

(3). Locomotives compound (1) à quatre essieux couplés à Paris en 1889.

DÉSIGNATION DES COMPAGNIES.	LONGUEUR DU TAMPON AU TENDER.	ÉCARTEMENT DES ESSIEUX EXTRÊMES.	POIDS	
			total.	sur un essieu le plus chargé.
	Mètres.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.
Paris-Lyon-Méditerranée	9·840	4·050	57·10	16·00
Nord	9·640	4·200	51·70	13·00

Il est certain qu'à la même époque les locomotives compound à grande vitesse, usitées en Angleterre sur les grandes lignes, comportaient des charges d'essieu encore plus considérables; nous y reviendrons plus loin.

D'après les relevés extrêmement détaillés qu'on a faits en 1892 et 1893 pour toutes les locomotives circulant dans l'empire d'Allemagne (2), il reste établi que la charge d'essieu était ordinairement limitée à 14 tonnes (3) et ne dépassait pas

(1) Système inauguré en France par M. A Mallet, sur la petite ligne Bayonne-Biarritz. Voir *Étude sur l'utilisation de la vapeur dans les locomotives*. Paris, 1878, Capiomont et Renault.

(2) *Statistik der im Betriebe befindlichen Eisenbahnen Deutschlands bearbeitet im Reichseisenbahnamte*. Betriebsjahr 1892-93. Ce bel ouvrage cite toutes les machines avec leurs numéros, dates de construction et détails de toute espèce.

(3) Condition obligatoire jusqu'ici pour toutes les administrations participant au *Verein deutscher Eisenbahnverwaltungen*.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

15 tonnes pour celles des plus lourdes machines faisant exception à la règle généralement admise. Nous citerons les exemples suivants :

(4) . . . . Locomotives lourdes usitées en Allemagne vers 1893.

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	Nombre d'essieux.	LONGUEUR, MACHINE ET TENDER		ÉCARTEMENT DES ESSIEUX EXTRÊMES		POIDS DE LA MACHINE		POIDS DU TENDER.
		entre les tampons.	entre essieux extrêmes.	de la machine.	du tender.	total.	sur un essieu le plus chargé.	
		Mètres.	Mètres.	Mètres.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
I. *Machines à marchandises.*		Type avec en général quatre essieux couplés.						
Direction d'Altona	4	15·710	11·165	3·600	3·160	46·00	11·5	32·4
— de Berlin	4	16·140	12·610	6·300	3·300	49·32	13·4	30·6
État de Wurtemberg.	5	17·049	12·450	6·000	3·000	68·50	13 7	27·7
Chemin de fer Louis de Hesse .	4	15·021	10·500	3·483	3·000	45·00	11·3	24·0
État de Bade	4	15·570	11·030	3·925	2·700	50·25	12·6	27·0
Chemin de fer du Palatinat. . .	4	16·000	11·750	4·699	2·896	51·60	12·9	25.2
II. *Machines à grande vitesse.*		Type avec en général deux essieux couplés.						
Direction d'Altona	4	15·615	12·480	6·575	3·350	49·80	14·1	37·0
— de Berlin	4	15·615	12·480	6·575	3·350	49·10	14·1	36·4
— de Bromberg	4	15·615	12·480	6·575	3·350	49·05	14·4	35·9
— d'Elberfeld.	4	15·615	12·480	6·575	3·350	48·92	13·8	37·5
— d'Erfurt.	4	15·602	10·467	6·575	3·350	49·38	14·2	36·2
— de Francfort	4	15·615	11·455	5·550	3·350	48·65	13·8	38·2
— de Hanovre	4	15·615	12·480	6·575	3·350	49·32	14·1	36·4
— de Cologne (rive gauche)	4	15·630	12·440	6·550	3·350	51·50	15·0	37·4
État de Bavière	4	15·400	12·400	6·670	3·300	50·00	13·8	32·0
— de Saxe	4	15·230	12·200	6·750	3·550	49·40	14·0	29·2
— de Wurtemberg.	4	16·084	11·900	5·800	3·000	54·20	13·8	27·7

Outre ces machines lourdes du service courant, il y avait un certain nombre de locomotives-tenders tout aussi lourdes, pour lesquelles la charge d'essieu atteignait 15 tonnes, et un certain nombre d'anciennes machines à trois et même deux essieux, où l'on trouvait parfois une charge encore supérieure; mais ces anomalies n'entrent pas en ligne de compte pour la question de la surcharge exercée sur les ponts métalliques des grandes lignes.

Nous avions cherché, en 1894, à nous rendre compte des plus lourdes machines qui circulaient sur les lignes ferrées des deux mondes. Nous avions réuni dans trois tableaux (5) (6) (7), pour l'Autriche-Hongrie spécialement, pour toute l'Europe et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'Angleterre notamment (1) et enfin pour les États-Unis d'Amérique (2), les machines et tenders que nous considérons comme devant être mis en ligne de compte quant aux plus grandes surcharges exercées sur les ponts. Nous y avions indiqué, pour simplifier les types similaires, par un seul et même croquis en inscrivant au-dessous les charges et écartements des essieux, ainsi que les longueurs de porte-à-faux des tampons au delà des essieux extrêmes. On en pourra déduire à volonté les longueurs ou charges, totales ou moyennes, qui intéressent dans chaque cas.

Nous avons repris cette étude actuellement et nous donnons dans les trois tableaux (8) (9) (10) le résultat des recherches faites jusqu'en 1899. En comparant ces nouvelles machines avec celles de 1894, on pourra constater deux faits importants.

D'abord, il est incontestable que, contrairement à ce qu'on croyait pouvoir admetttre en 1895 à Londres, le poids des véhicules a continué à augmenter très sensiblement dans ces dernières années. Aux États-Unis d'Amérique, on trouve déjà des locomotives de 100 tonnes et des tenders de 56 tonnes; la charge d'un essieu-moteur y atteint couramment 20 tonnes, exceptionnellement 25 tonnes. En Europe, la charge d'essieu maximum qui était de 15 tonnes pour le *Verein D. E. V.* et de 19 tonnes pour les express d'Angleterre, n'a pas sensiblement augmenté, mais les véhicules sont devenus plus lourds dans leur ensemble.

En second lieu, sans aucun doute, les types lourds, sanctionnés par l'expérience en Amérique, commencent à s'introduire dans l'ancien monde (tabl. 8, 9). Enfin, les wagons ont augmenté de poids non seulement dans leur ensemble, mais encore par mètre courant de voie; ce dernier coefficient, pour certains wagons à charbon ou à réservoir, s'approche de 6 tonnes en Amérique et de 4 tonnes en Europe.

En terminant ce chapitre, nous reproduisons ici la photographie de la plus lourde locomotive américaine mentionnée (10) pour l'*Union Railroad* (3).

---

(1) Consulter les journaux techniques : *Engineering* et *Engineer*, pour 1894 et 1893; les renseignements donnés sont souvent insuffisants.

(2) Consulter, pour les machines américaines, les deux ouvrages :

1. Bute und Borries, *Die Nordamerikanischen Eisenbahnen* (en particulier p. 36). Kreidel, Wiesbaden, 1892.

2. H. von Littrow, « Uebersicht der in Chicago 1893 ausgestellten Locomotiven » (*Organ für den F. der F.*, 1894, XXXI. Bd. 5. Heft). C'est cet excellent résumé qui nous a procuré les dimensions et poids inscrits dans notre tableau en mesures métriques.

(3) Au moment où nous mettons sous presse, le journal *Locomotive Engineering* pour le mois de juillet 1900 publie une photographie d'une locomotive construite à Pittsburgh en 1900, sous le n° 2100 et baptisée *Bessemer*, laquelle est encore sensiblement plus lourde que celle que nous venons de mentionner. Les dimensions principales de cette nouvelle machine sont les suivantes :

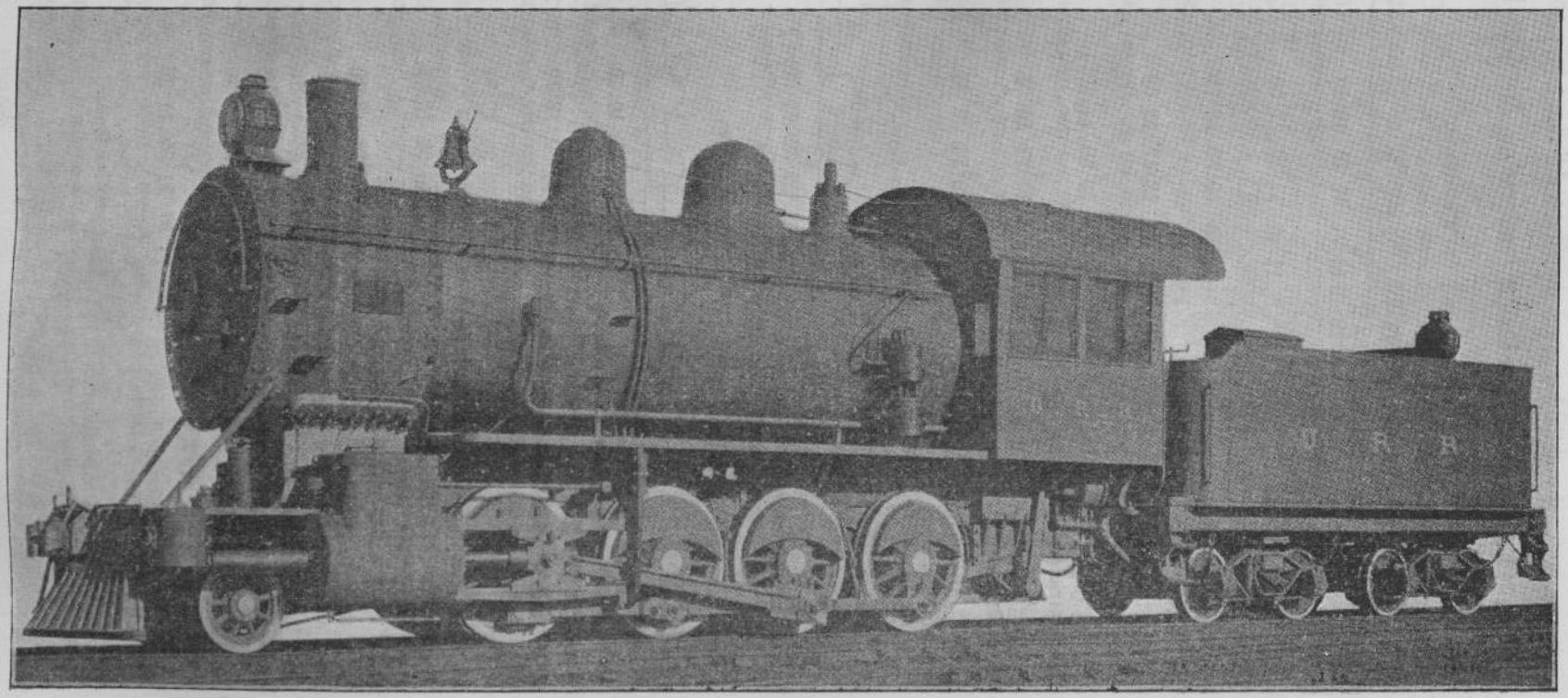
Diamètre et course du piston : 610 × 813 millimètres.
Id. des roues motrices : 1.372 mètres.
Id. de la chaudière : 2.235 mètres.
Longueur de la locomotive : 12.535 mètres.
Id. totale de la locomotive et du tender : 20.726 m.
Pression de la vapeur : 15.47 kilogr. par centimètre carré.
Surface de chauffe : 353.48 mètres carrés.
Id. de la grille : 3.42 mètres carrés.
Capacité du tender : 28,360 litres d'eau, 12.7 tonnes de charbon.
Hauteur jusqu'au sommet de la cheminée : 4.877 mètres.
Charge sur l'essieu porteur : 11.4 tonnes.
Id. sur les quatre essieux moteurs : 102.2 tonnes.
Poids total de la locomotive seule : 113.5 tonnes.
Id. du tender : 64 tonnes.
Id. total de la locomotive et du tender : 177.5 tonnes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La plus lourde et la plus puissante locomotive du monde en 1899

Combustible	Charbon bitumineux.	
Largeur de la voie	4′ 8 1/2″	= 1m435.
Poids total en service	230,000 lb.	= 104t33.
Poids moteur	208,000 lb.	= 94t35.
Poids du tender en service	104,000 lb.	= 47t17.
Empattement des essieux moteurs	15′ 7″	= 4m75.
Empattement total	24′	= 7m315.
Empattement avec le tender	54′ 9 1/2″	= 16m700.
Hauteur totale sur rails	15′ 6″	= 4m724.
Diamètre et course du piston	23″ × 32″	= 0m548 × 0m813.
Type de chaudière : dos droit.		
Diamètre minimum de chaudière	8′	= 2m033.
Nombre de tubes	355	
Diamètre des tubes	2 1/4″	= 0m0572.
Longueur des tubes	15′	= 4m572.
Boîte à feu	120″ × 40″	= 3m048 × 1m016 à l'intérieur.
Pression de la vapeur	200 lb.	= 14.062 atmosphères.
Surface de grille	33.5′2	= 3m2112.
Surface de chauffe, tubes	3116.5′2	= 289m252.
Surface de la boîte à feu	205.5′2	= 19m209.
Surface totale	3322.0	= 308m361.
Puissance de traction	53,292 lb.	= 24t173.
Diamètre des roues motrices	54″	= 1m372.
Diamètre et longueurs des fusées	9 × 12″	= 0m229 × 0m305.
Diamètre des roues du truck	30″	= 0m762.
Diamètre et longueur des fusées	6 × 10″	= 0m152 × 0m254.
Cabine et pont du mécanicien	Acier.	
Capacité du tender pour eau	5,000 gal.	= 22m700.
Capacité du tender pour charbon	10 tun.	= 10t160.

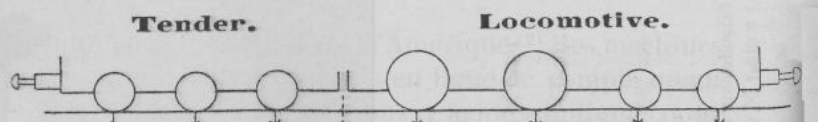
Frein américain Westinghouse.



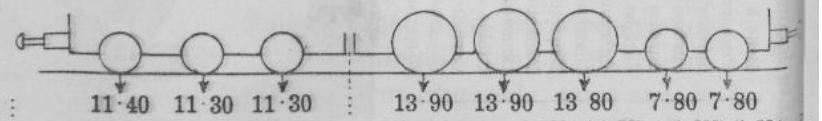
Locomotive *Consolidation* pour l' « Union Railroad ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(5) . . . . Locomotives lourdes (et tenders) en Autriche-Hongrie vers 1894.



		Tender.			Locomotive.			
1	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrichien. (Grande vitesse.)	13·71	11·78	13·27	14·41	14·40	13·83	12·74
		1·875 × 1·500 × 1·700 × 1·292 × 1·192 ×			2·800 ×	1·800 ×	2·700 ×	1·542
2	Königl. Ungar. Staatsbahnen. Etat hongrois. (Grande vitesse.)	11·40	11·30	11·30	14·15	14·15	10·25	10·25
		1·795 × 1·580 × 1·580 × 1·505 × 1·552 ×			2·500 ×	1·700 ×	1·700 ×	1·844
3	Oesterreichische Nordwestbahn. Nord-Ouest autr. (Gr. vitesse.)	11·20	10·70	10·70	14·00	14·00	10·00	10·00
		1·692 × 1·500 × 1·500 × 1·250 × 1·235 ×			2·200 ×	2·000 ×	1·700 ×	1·418
4	Königl. Ungar. Staatsbahnen. Etat hongrois. (Grande vitesse.)	13·43	13·47	13·63	14·00	14·00	13·35	13·35
		1·960 × 1·600 × 1·600 × 1·510 × 1·650 ×			2·400 ×	2·100 ×	1·800 ×	2·022
5	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrichien. (Grande vitesse)	10·80	10·50	11·00	13·90	14·00	9·40	9·40
		1·805 × 1·470 × 1·770 × 1·281 × 1·419 ×			2·500 ×	1·700 ×	1·700 ×	1·530
6	Südbahn-Gesellschaft. Sud autrichien. (Grande vitesse.)	10·37	10·37	10·36	13·99	14·00	9·89	9·89
		1·760 × 1·330 × 1·470 × 1·325 × 1·455 ×			2·400 ×	2·150 ×	1·750 ×	1·280
7	Kaiser Ferdinands-Nordbahn. Nord autrichien. (Gr. vitesse.)	8·33	8·33	8·33	13·80	13·80	9·70	9·70
		1·719 × 1·570 × 1·630 × 1·447 × 1·922 ×			2·600 ×	1·850 ×	1·700 ×	1·537

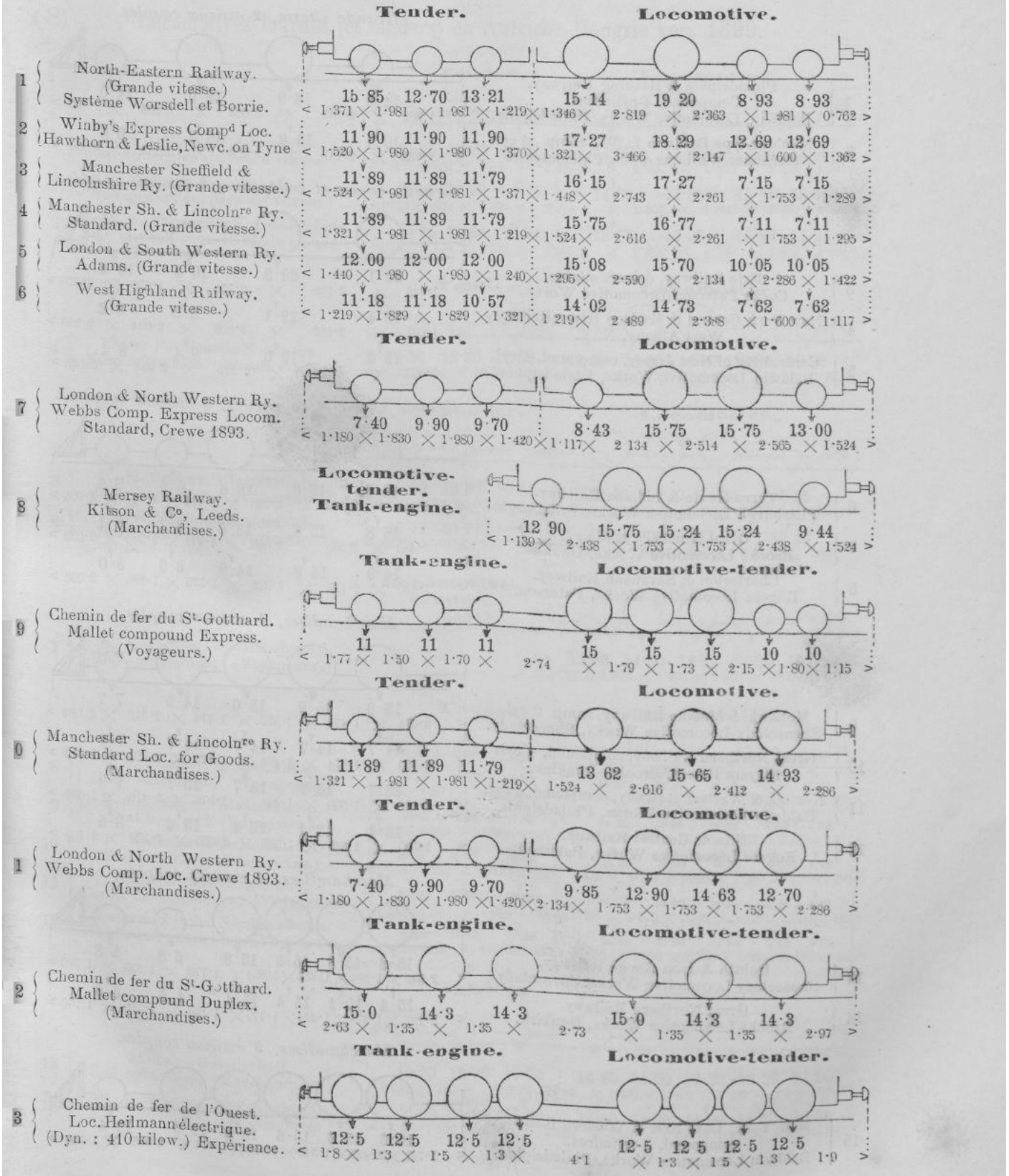


		Tender.			Locomotive.			
8	Königl. Ungar. Staatsbahnen. Etat hongrois. (Trains de voyageurs.)	11·40	11·30	11·30	13·90	13·90	13·80	7·80 7·80
		1·795 × 1·580 × 1·580 × 1·505 × 2·100 ×			1·750 ×	1·700 ×	1·385 ×	1·800 × 1·394

		Tender.			Locomotive.			
9	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrichien. (Trains de marchandises.)	10·70	10·70	10·70	13·70	14·00	13·40	13·40
		1·805 × 1·470 × 1·770 × 1·270 × 3·225 ×			1·350 ×	1·200 ×	1·350 ×	2·962
10	Südbahn-Gesellschaft. Sud autrichien. (Marchandises.)	12·20	12·20	12·10	13·00	13·40	13·00	13·00
		1·655 × 1·500 × 1·700 × 1·455 × 3·135 ×			1·200 ×	1·200 ×	1·350 ×	2·805
11	Staatseisenbahn-Gesellschaft. Société autrich. (Marchandises.)	10·70	10·35	10·75	13·30	14·00	13·90	13·90
		1·654 × 1·528 × 1·633 × 1·458 × 2·227 ×			2·060 ×	1·270 ×	1·270 ×	2·862
12	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrichien. (Marchandises.)	10·00	10·00	10·00	13·00	14·00	13·30	13·20
		1·805 × 1·470 × 1·770 × 1·270 × 2·563 ×			1·400 ×	1·400 ×	1·400 ×	2·700
13	Südbahn-Gesellschaft. Sud autrichien. (Marchandises.)	9·20	9·20	9·10	13·21	13·57	12·16	12·16
		1·765 × 1·340 × 1·600 × 1·400 × 3·210 ×			1·180 ×	1·180 ×	1·200 ×	2·965
14	Staatseisenbahn-Gesellschaft. Société autrich. (Marchandises.)	10·70	10·35	10·75	12·65	13·50	13·00	12·90
		1·654 × 1·528 × 1·633 × 1·458 × 2·212 ×			2·060 ×	1·270 ×	1·270 ×	2·862
15	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrichien. (Marchandises.)	11·60	10·60	9·30	13·00	13·00	13·00	13·00
		1·767 × 1·600 × 1·600 × 1·230 × 3·025 ×			1·150 ×	1·150 ×	1·200 ×	2·925
16	Königl. Ungar. Staatsbahnen. Etat hongrois. (Marchandises.)	11·40	11·30	11·30	12·42	11·83	11·25	11·58
		1·765 × 1·580 × 1·580 × 1·505 × 2·903 ×			1·150 ×	1·150 ×	1·300 ×	2.635
17	K. K. Oesterr. Staatsbahnen. Etat autrich. Loc. la plus lourde.	Locomotive-tender Tank-engine			14·50	14·50	14·50	13·10
					3·182 ×	1·360 ×	1·350 ×	1·190 × 2·668

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

6) . . . . . Locomotives lourdes (et tenders) en Europe vers 1894.



*

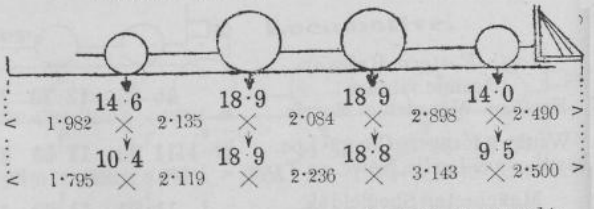
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(7). . . Locomotives lourdes circulant aux États-Unis d'Amérique vers 1894.

Grande vitesse, 2 essieux couplés.

1 — Philadelphia & Reading Railway, Compound, 4 cylindres. Baldwin, Locomotive Works, Philadelphia.

2 — Machine-type Baldwin L. W., comp., 4 cyl. Burnham Williams & Cie, Philadelphia.

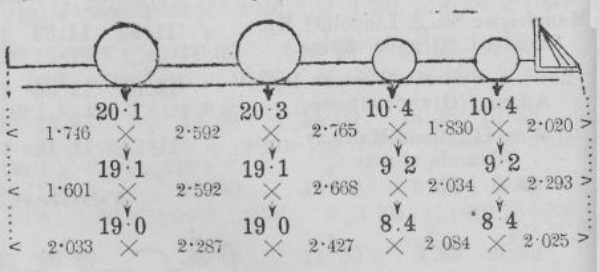


Grande vitesse et voyageurs, 2 essieux couplés.

3 — Erie Railway, drivers engine. Cooke Paterson Locomotive Works.

4 — New York Central & Hudson River Railway. West Albany, N. Y.

5 — Central Ry of New Jersey, compound, 4 cyl. Baldwin Locomotive Works, Philadelphia.

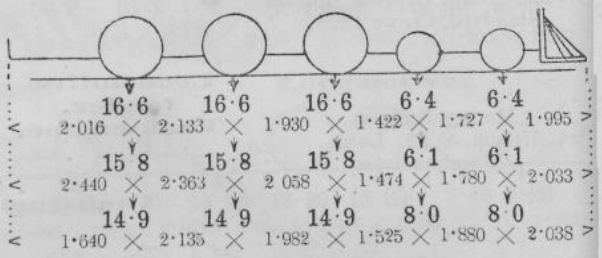


Grande vitesse et voyageurs, 5 essieux couplés.

6 — Terre Haute & Indiana Railway. Pittsburgh Locomotive Works, Pittsburgh.

7 — Great Northern Railway. Brooks Locomotive Works, Dunkirk.

8 — Charleston & Savannah Railway. Rogers Locomotive Works, Paterson.



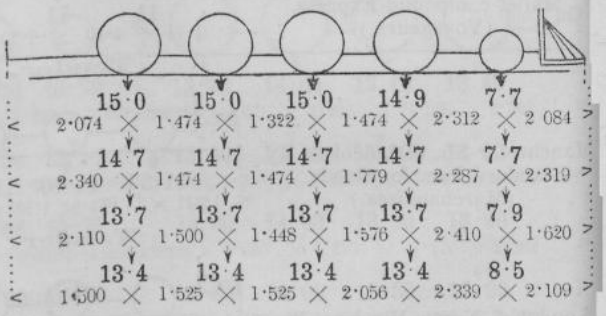
Marchandises, 4 essieux couplés.

9 — Mohawk & Malvue Railway, comp. 2 cyl. Shenectady Locomotive Works, Shenectady.

10 — Great Northern Railway, compound, 4 cyl. Players Patent, Brooks, Dunkirk.

11 — Norfolk & Western Railway, compound, 4 cyl. Baldwin Locomotive Works, Philadelphia.

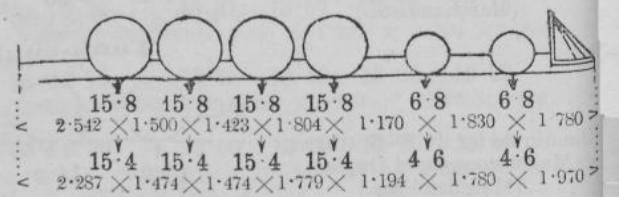
12 — Illinois Central Railway. Rogers Locomotive Works, Paterson.



Marchandises, 4 essieux couplés.

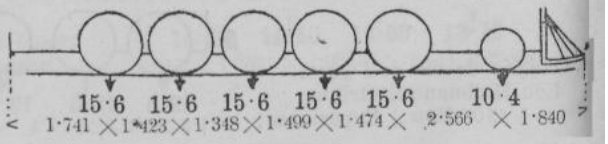
13 — Duluth & Iron Range Railway. Shenectady Locomotive Works, Shenectady.

14 — Great Northern Railway. Brooks Locomotive Works, Dunkirk.



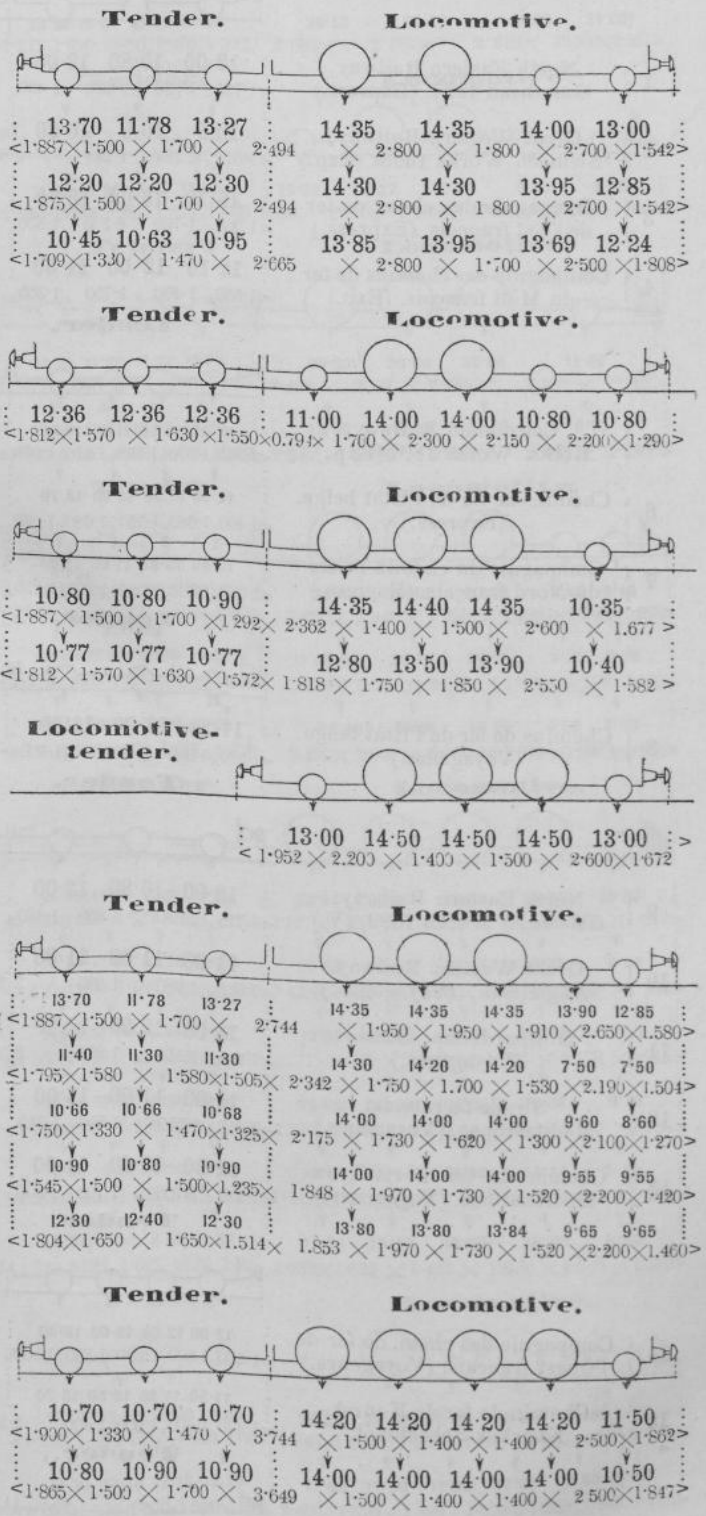
Marchandises, 5 essieux couplés.

15 — New York, Lake Erie & Western Railway, compound, 4 cylindres. Baldwin Locomotive Works, Philadelphia.



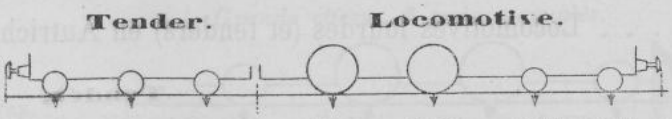
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(8) . . . Locomotives lourdes (et tenders) en Autriche-Hongrie vers 1899.

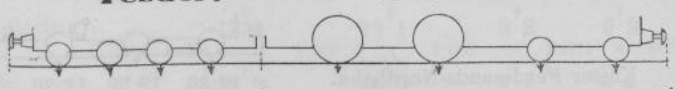


Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(9). . . . Locomotives lourdes (et tenders) en Europe vers 1899.



1	North Eastern Railway. Galeshead 1897. (Express.)	12·00	10·80	12·00		16·00	19·00		8·60	8·60								
		1·725	1·930	1·930	1·420	1·420	2·600		2·055	1·980	1·067							
2	Great Western Railway, Swinden Works 1898. (Exp.)	10·8	10·8	10·80		16·50	17·80		9·70	9·70								
		1·614	2·284	2·284	2·827		2·745		2·210	2·134	1·398							
3	Compagnie des chem. de fer de l'Est français. (Express.)	15·10	15·00	12·70		16·30	16·50		11·50	11·50								
		1·950	1·700	2·2·0	1·500	1·290	3·000		2·550	1·900	1·670							
4	Compagnie des chemins de fer du Midi français. (Exp.)	12·10	12·00	11·50		16·40	16·40		10·60	10·60								
		1·550	1·450	1·750	1·360	1·300	3·000		2·500	2·000	1·520							

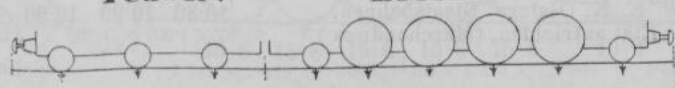


5	Caledonian Railway, Rollox Works 1897 (Exp.)	11·25	11·25	11·25	11·25	17·50	18·20		9·00	9·00								
		1·363	1·576	1·755	1·576	1·605	1·250	2·745		2·060	1·980	1·280						
6	Chemins de fer de l'État belge. (Express.)	12·80	12.30	13·60	13.70	17·20	17·30		8·90	8·90								
		1·460	1·680	1·750	1·690	1·660	1·170	2·740		2·300	1·980	1·030						
7	Compagnie du chemin de fer du Nord français. (Express.)	10·80	10·80	11·00	11·00	16·20	16·20		10·00	10·00								
		1·060	1·800	2·050	1·800	1·250	1·280	3·000		2·530	1·800	1·270						

8	Chemins de fer de l'État belge. (Voyageurs.)	11·20	11·30	11·30		17·10	17·40	17·20		13·30								
		1·520	1·630	1·910	1·700	1·910	2·500	2·060	2·400		2·800							

9	North Eastern Railway, Galeshead Works 1899. (V.).	12·00	10·80	12·00		16·50	17·70	16·50		8·40	8·40							
		1·725	1·930	1·930	1·420	1·475	2·134	2·134	1·668	1·980	1·220							
10	Great Western Railway. Angleterre. (Voyageurs.)	11·30	11·00	11·30		15·00	16·60	15·60		6·20	6·20							
		1·610	1·980	1·980	3·280		2·440	2·030	1·470	1·630	1·170							
11	Gotthardbahn, Suisse. (Voyageurs.)	13·00	12.00	11.50		15·30	15·30	15·30		11·00	11·00							
		1·550	1·550	1·850	2·550		2·000	1·830	2·330	1·800	1·100							
12	Strade ferrate del Mediterraneo. (Voyageurs.)	11·00	11·00	11·00		15·00	15·00	15·00		8·80	8·80							
		1·610	1·550	1·550	1·310	1·340	1·960	1·960	1·900	2·500	0·780							
13	Chemin de fer Paris-Lyon-Méditerranée. (Voyageurs.)	12·30	12·40	11·90		14·30	14·30	14·30		7·50	7·50							
		1·930	1·700	1·700	1·800	1·760	2·160	1·680	2·040	2·000	1·250							

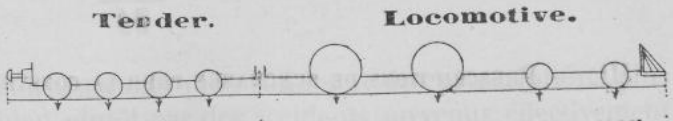
14	Compagnie des chem. de fer de l'Ouest français. (Voyageurs.)	12·00	12.00	10·00	10·00	15·00	15·00	15·00		9·00	9·00							
		1·200	1·800	1·600	1·800	1·000	1·500	2·200	1·900	1·900	2·000	1·200						
15	Chemin de fer de Koursk-Kharkov-Sébastopol.	11·60	11·30	12·50	13·20	13·30	13·50	13·50		11·20	10·50							
		1·470	1·400	1·900	1·400	2·533	2·340	1·970	1·610	2·110	1·330							



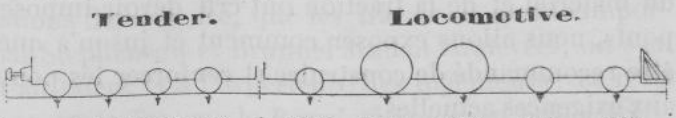
16	Chemin de fer Transcaucasien (Russie).	13·60	13·90	14·20		11·90	13·50	14·30	14·20	14·60	8·40							
		2·090	1·680	1·830	3·450	1·370	1·37		1·370	1·350	2·560	1·370						

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

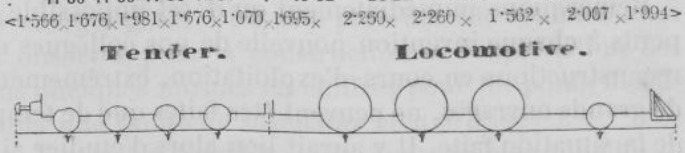
(10). . . . Locomotives extra-lourdes (et tenders) en Amérique vers 1899.



1 Chicago & Alton Railway 1900. Brooks, loc. works Dunkirk.
13·90 13·90 13·90 13·90 : 20·52 20·52 11·00 11·00
<1·217 1·626 1·830 1·626 1·322 2·033 2 667 2·818 2·084 2·167>

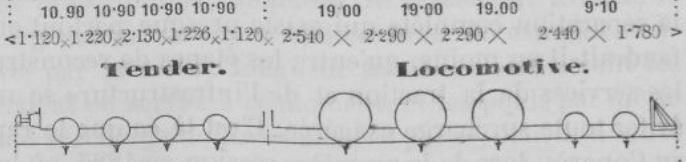


2 Pennsylvania Railroad 1899, Altoona shop.
11·86 11·86 11·86 11·86 : 15·32 23·27 22·79 8·65 8·65
<1·566 1·676 1·981 1·676 1·070 1·695 2·290 2·260 1·562 2·067 1·994>



3 New York Central & Hud. River Railroad 1898.
11·20 11·20 11·20 11·20 : 20·00 20·00 20·00 11·00
<1·417 1·346 2·147 1 346 1·030 2·426 2·337 2·286 2·490 1·640>

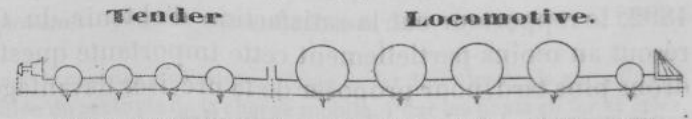
4 Southern Pacific Company 1899. Shenectady locom. works, Sh.
10.90 10·90 10·90 10·90 : 19·00 19·00 19.00 9·10
<1·120 1·220 2·130 1·226 1·120 2·540 2·290 2·290 2·440 1·780>



5 New York Central & H. River Railroad 1899.
11·10 11·10 11·10 11·10 : 20·40 20·40 20·40 8·40 8·40
<1·220 1·600 1·830 1·600 1·220 1·830 2·440 1·980 1·680 1·980 1·220>

6 Lake shore & Michigan S. Ry. 1899, Brooks loc. works Dunk.
12.00 12·00 12·00 12·00 : 20·11 20·11 20·11 8·75 8·75
<1·210 1·600 1·750 1·600 1·030 2·218 2·565 2·438 1·498 1·778 2.080>

7 Illinois Central Railroad 1899. Brooks locom. works Dunkirk.
11·30 11·30 11·80 11·80 : 18.50 18·50 18·50 7·90 7·90
<1·110 1·580 1·800 1·580 1·070 2.230 2·060 2·160 1·370 1·93 2·200>



8 Union Railroad 1899. Pittsburgh locomotive works.
11·80 11·80 11·80 11·80 : 22·54 26·19 24·54 21·04 10·00
<1·220 1·626 1·727 1·626 1·280 3·127 1·626 1·473 1·651 2·565 1·673>

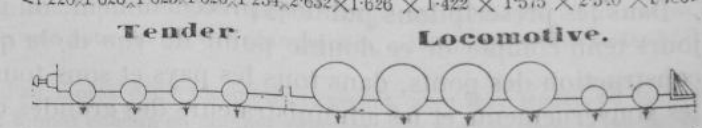
9 Illinois Central Railroad 1899. Rogers locom. works Paterson.
12·00 12·00 12.00 12·00 : 22·45 22·45 22·45 22·45 9·07
<1·210 1·600 1·750 1 600 1·030 2·438 1·829 1·524 1·600 2·489 1·981>

10 Pennsylvania Railroad 1899. Altoona shop.
11·86 11·86 11·86 11·86 : 19·96 20·86 20·86 19·50 9·53
<1·566 1·676 1·981 1·676 1·070 2·371 2·032 1·626 1·676 2·578 0·915>

11 Southern Pacific Company 1899. Shenectady locom. works, Sh.
10·90 10·90 10·90 10·90 : 20·00 20·00 20·00 20·00 9·10
<1·120 1·220 2·130 1 220 1·120 2·540 1·520 1·520 1·520 2·740 1·780>

12 Lehigh Valley Railroad 1898. Heavy grade engine.
9·07 9·07 8·16 8·16 : 16·14 16·14 16·14 16·14 7·26
<1·219 1·473 1·473 1·473 0·711 1·448 1·372 1·372 1·753 2·464 1·270>

13 Pittsburgh Western Railw. 1899. Pittsburgh locomotive works.
9·52 9·52 9 52 9·52 : 17·74 19·97 18·15 16·02 6·36
<1·220 1·626 1·625 1·626 1·234 2·632 1·626 1·422 1·575 2·540 1·780>



14 Illinois Central Railroad 1899. Brooks locom. works Dunkirk.
12·00 12·00 12·00 12.00 : 20 60 20·60 20·60 20 60 9·10 9·10
<1·210 1·600 1·750 1·600 1·030 2·740 1·600 1·600 1·600 1·300 1·980 2·080>

15 Southern Pacific Company 1899. Shenectady locomot. works Sh.
12.10 12·10 12·10 12.10 : 17·60 17·60 17.60 17·60 8.40 8·40
<1·200 1·500 1·670 1·500 1·200 2·400 1·570 1·580 1·570 1·360 1·970 1·780>

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

III. — Prescriptions de surcharge pour la construction des ponts métalliques.

A la suite du résumé qui précède, sur les charges croissantes que les ingénieurs du matériel et de la traction ont cru devoir imposer aux services de la voie et des ponts, nous allons exposer comment et jusqu'à quel point il a été possible et doit être recommandé de construire et renforcer les ponts métalliques de façon à suffire aux exigences actuelles.

Remarquons immédiatement qu'il est impossible de reconstruire la voie et les ponts à chaque invention nouvelle de nos collègues de la traction, que de pareilles reconstructions en cours d'exploitation, extrêmement dispendieuses, surtout pour de grands ouvrages, ne peuvent être faites que de temps en temps, après mûr examen de la situation faite. Il y aurait lieu alors d'étudier si le capital considérable investi dans l'infrastructure est bien équilibré par les bénéfices à obtenir au service de la traction. Nous ne croyons pas que ce calcul ait jamais été fait bien sérieusement, vu la séparation complète qui existe presque partout entre les divers services. Encore faudrait-il au moins, qu'entre les étapes de reconstruction que nous avons en vue, les services de la traction et de l'infrastructure se mettent toujours d'accord pour éviter toute surcharge exagérée. C'est là ce que le rapporteur s'est efforcé d'exposer au Congrès, lors de la première session en 1885, où la majorité des congressistes n'a toutefois pas voulu consentir à ce que l'on soulève cette question scabreuse. Il a fallu que de nouveaux écroulements de ponts surchargés outre mesure se produisent, et que, par suite, le grand public, les administrateurs et les gouvernements eux-mêmes s'en mêlent, pour que dans les grands pays des deux mondes on arrive à une certaine entente des deux services, et lors de la quatrième session, à Saint-Pétersbourg, en 1892, le rapporteur eut la satisfaction d'obtenir du Congrès un vote affirmatif qui résout au moins partiellement cette importante question, vote auquel nous reviendrons plus tard, pour proposer de le préciser davantage et de l'élargir au besoin pour tenir compte des circonstances actuelles.

1° *Prescriptions de surcharge publiées antérieurement.*

Lorsqu'il s'agit d'établir des prescriptions de surcharge pour ponts de chemins de fer, il y a lieu de rechercher d'abord le poids du matériel roulant le plus lourd et la composition des trains les plus défavorables à *prévoir*. Les surcharges à admettre une fois fixées et tous les ponts étant calculés en conséquence, on doit être ensuite conduit forcément à restreindre aussi la circulation des véhicules lourds dans les limites correspondant aux hypothèses admises tout d'abord, car si ces limites étaient dépassées, les ponts en service pourraient se trouver encore exposés à supporter des efforts non prévus.

Dans les prescriptions publiées précédemment, on n'a malheureusement pas toujours tenu compte de ce double point de vue de la question, et l'historique de la construction des ponts, dans tous les pays et sous tous les régimes, fait voir que si les gouvernements et les administrateurs des grandes compagnies de chemins de fer

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ont été amenés à adopter des constructions plus solides et des prescriptions plus sévères, ils y ont été conduits bien plutôt par des accidents survenus effectivement que par des déductions scientifiques.

En Angleterre, pour les questions de ce genre, que les travaux de ponts importants exécutés de 1847 à 1850 par Stephenson et Brunnel avaient soulevées, on s'en rapporta d'abord exclusivement au talent et à l'expérience des ingénieurs; ce n'est qu'à la suite de l'accident du pont sur la Tay que le *Board of Trade*, en juillet 1881, publia une sorte de cahier des charges général un peu plus détaillé contenant un certain nombre de principes à observer pour la construction et l'exploitation des chemins de fer et fixant au moins quelques normes en chiffres pour les ponts métalliques, sans toutefois leur imposer une limite de surcharge bien précise (1).

Sur le « continent », comme disent les Anglais, on a éprouvé bien plus tôt le besoin de prescrire d'une manière plus précise les charges à admettre pour les calculs de ponts; les premières prescriptions, toutefois, se ressentent trop de la préoccupation fort louable du législateur, de rester clair et bref. On estimait simplement le poids des locomotives par mètre de longueur totale, en choisissant les plus lourdes parmi celles qui étaient en service à ce moment, et les poids par mètre ainsi obtenus, considérés comme surcharge uniformément répartie, étaient donnés comme limite inférieure de la charge mobile à admettre dans les calculs.

C'est ainsi que l'on arriva, en France, à publier les circulaires du ministère des travaux publics en date du 26 février 1858 et du 15 juin 1869 (2), qui fixaient pour les petites portées des limites de charges tout à fait insuffisantes, auxquelles les ingénieurs ont eu la sagesse de ne pas s'en tenir.

---

(1) *Memorandum of important requirements*, signé : « Board of Trade (Railway dept.), Juli, 1881. » Henri G. Calcraft. On y lit :

« § 17. — La charge capable d'amener la rupture d'un pont en fonte de fer doit être égale au moins au triple de la charge permanente augmentée du sextuple de la charge mobile. Pour les ponts en fer et acier, le travail du métal résultant des charges permanentes et mobiles ne doit pas dépasser 787 kilogrammes par centimètre carré dans le cas du fer et 1,024 kilogrammes par centimètre carré dans le cas de l'acier.

« § 18. — On prendra pour charge mobile, dans les calculs, les locomotives les plus lourdes circulant sur les chemins de fer.

« § 19. — Les constructions de ponts de grande portée devront aussi être calculées en vue d'une pression du vent de 273 kilogrammes par mètre carré. »

Ces prescriptions très libérales, données en des termes très généraux, ne renferment au moins rien d'inexact et pourraient être considérées comme suffisantes au point de vue anglais, si l'on ne savait pas avec quelle nonchalance les administrateurs des chemins de fer traitent souvent les questions de calculs de résistance. Les nouvelles prescriptions que le *Board of Trade* a publiées en août 1892 sont, du reste, tout aussi libérales et ne stipulent rien de précis quant aux surcharges.

(2) Ces circulaires sont tout à fait insuffisantes pour des ponts de moins de 15 mètres de portée. On y prescrivait entre autres pour la surcharge d'épreuve :

1° Une charge morte de 5,000 kilogrammes par mètre de voie pour des portées allant jusqu'à 20 mètres, et de 4,000 kilogrammes par mètre de voie pour des portées plus grandes, cette charge devant rester huit heures en place;

2° Une charge mobile composée d'au moins deux locomotives, pesant, avec leur tender, 60 tonnes chacune, et de wagons chargés de 12 tonnes chacun en nombre suffisant pour couvrir toute la portée, la vitesse devant être de 20 à 35 kilomètres par heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'ordonnance autrichienne pour la construction des ponts publiée le 30 août 1870 et qui avait été provoquée par l'écroulement d'un pont sur le Pruth, près Czernowitz, survenu en 1868, marque un progrès réel en matière de prescription de surcharge; on y a tenu compte des moments de flexion produits par les locomotives sur les ponts de faible portée, et la charge mobile, alors fixée à l'aide d'une seule échelle, pourrait presque suffire, aujourd'hui encore, pour des portées ne dépassant pas 15 mètres (1).

La circulaire française du 9 juillet 1877, qui était encore en vigueur jusqu'en août 1891, ne contient également qu'une seule échelle de charges mobiles (2); celle-ci

(1) On ne tenait pas encore compte, à cette époque, d'une charge équivalente quant aux efforts tranchants. N'oublions pas que nos premiers calculs de résistance un peu exacts basés sur la théorie de la flexion ne datent que de 1860. Encore Navier et Bresse avaient-ils négligé les efforts tranchants et déclaré, en vue des poutres à âme pleine sans doute, qu'il n'y avait pas lieu de s'en occuper. Nous citons parallèlement le projet de l'Association des ingénieurs et architectes de l'Autriche, présenté au ministère du commerce avant la publication de l'ordonnance.

(11) . . . Tableau comparatif des surcharges proposées et prescrites en 1870.

PORTÉE.	CHARGE MOBILE.		PORTÉE.	CHARGE MOBILE.		PORTÉE.	CHARGE MOBILE.	
	Projet de l'association.	Ordonnance du 30 août 1870.		Projet de l'association.	Ordonnance du 30 août 1870.		Projet de l'association.	Ordonnance du 30 août 1870.
Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	26·0	26·0*	5	11·0	10·0	30	5·4	4·0
1·5	17·3	17·5	10	7·7	8·3	40	5·0	4·0
2·0	13·5	15·0	15	6·2	6·7	50	4·6	4·0
2·5	13·0	14·2	20	5·8	5·0	60	4·3	4·0

* Complété au moyen de la considération des 13 tonnes sur un essieu devant pouvoir circuler partout.

Comme on peut le voir en comparant avec les charges de l'échelle **a** de l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, il est regrettable qu'on n'ait pas adopté en 1869 l'échelle du projet de l'Association; elle convenait bien pour un train de deux locomotives *Semmering* de 56 tonnes chacune et de wagons en charge pesant 15.6 tonnes chacun; elle aurait permis de calculer, bien mieux qu'on ne l'a fait, les dimensions de beaucoup de ponts avec des portées de 20 à 60 mètres.

(2) On peut comparer cette échelle à celle de l'ordonnance autrichienne de 1870 comme suit :

(12) . . . . Tableau comparatif des surcharges prescrites en 1877 et 1870 en France et en Autriche.

PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR		PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR		PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR	
	la circulaire de 1877.	l'ordonnance de 1870.		la circulaire de 1877.	l'ordonnance de 1870.		la circulaire de 1877.	l'ordonnance de 1870.
Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	24·0*	26·0	5	9·8	10·0	30	4·3	4·0
1·5	16·0*	17·5	10	7·3	8·3	40	4·1	4·0
2·0	12·0	15·0	15	5·7	6·7	50	3·9	4·0
2·5	11·0	14·2	20	4·9	5·0	60	3·7	4·0

* Complété pour une charge sur essieu de 12 tonnes.

La circulaire française est, en réalité, bien plus rigoureuse que l'ordonnance de 1870, parce que le travail du fer y est limité à 600 kilogrammes par centimètre carré, tandis que l'ordonnance admettait une limite de 800 kilogrammes par centimètre carré.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

est calculée, d'après les moments de flexion provoqués au milieu du pont, par des trains attelés d'une seule locomotive à quatre essieux, pesant avec son tender 72 tonnes, ou de deux locomotives à trois essieux, pesant avec leur tender 60 tonnes chacune. Les moments produits par ces charges restent en certains points du pont notablement au-dessous de ceux qui correspondent aux machines à quatre essieux actuellement en service ; l'adoption d'une échelle unique de surcharges déterminées par la considération des moments de flexion (efforts sur les bandes), conduit d'ailleurs forcément à des résultats entièrement inexacts dans le calcul des efforts tranchants (efforts sur les croisillons) (1).

La circulaire française de 1877 renferme une prescription qui, quoique encore incomplète, constitue une innovation importante : l'article V (A) interdit la circulation, sans autorisation préalable du ministre des travaux publics, des machines pesant plus de 72 tonnes. On peut considérer ces dispositions prohibitives comme le complément indispensable de toute réglementation des surcharges, car elles peuvent seules l'empêcher de devenir illusoire.

La circulaire russe du 5 (17) janvier 1884, n° 60, publiée dans le *Journal du ministère des voies de communication* du 10 février 1884, à l'adresse des inspecteurs, directions et directeurs de chemins de fer, et concernant « les conditions techniques à observer dans les constructions métalliques pour ponts de chemins de fer », contient les prescriptions de surcharge les plus *complètes*, parmi toutes les normes de ce genre publiées précédemment. On y a fixé les *charges équivalentes, tant pour les moments de flexion que pour les efforts tranchants, pour les parties des ponts voisines*

---

(1) Dans son ouvrage publié en 1880 (*Eisenbahnwesen in Frankreich*, Wien, C. Gerold's Sohn), distribué aux congressistes de 1885, l'auteur, discutant (p. 81 à 99) cette circulaire, a fait ressortir, au moyen de calculs précis, la nécessité d'adopter, pour toute réglementation de ce genre, deux échelles de surcharge distinctes. Les charges proposées alors (p. 94 et 97 et pl. V) suffisaient pour un train composé de trois locomotives (nos 1021 à 1040) de la Compagnie du Midi, pesant 74 tonnes chacune avec son tender, et d'une suite de wagons pesant 15.4 tonnes chacun.

(13) . . Tableau représentant les surcharges proposées par l'auteur en 1880.

PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR LES		PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR LES		PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR LES		PORTÉE.	CHARGES MOBILES POUR LES	
	moments a	efforts tranchants b		moments a	efforts tranchants b		moments a	efforts tranchants b		moments a	efforts tranchants b
Mèt.	Tonnes.	Tonnes.	Mèt.	Tonnes	Tonnes.	Mèt.	Tonnes.	Tonnes.	Mèt.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	27·6	27·6	5	10·7	13·3	30	5·5	6·6	80	4·3	4·6
1·5	18·4	20·6	10	8·0	9·0	40	5·3	6·1	100	4·0	4·2
2·0	13·5	18·0	15	6·3	8·0	50	5·1	5·6	120	3·8	4·0
2·5	12·5	16·0	20	6·0	7·3	60	4·9	5·2	160	3·4	3·5

L'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887 a admis ces chiffres sans changement pour les grandes portées, et des chiffres un peu supérieurs pour des portées moindres, afin de tenir compte des locomotives *Arlberg*.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des supports et pour celles qui sont voisines du milieu de la portée, en prescrivant de procéder par interpolation pour les parties de pont intermédiaires [1].

On doit, d'autre part, comme pour toutes les prescriptions de surcharge antérieures, effectuer toutes les interpolations nécessaires en ce qui concerne la portée du pont, lorsque celle-ci se trouve comprise entre deux portées de l'échelle prescrite. La complication qui en résulte pour l'application pratique de ces prescriptions très étudiées en fait oublier la valeur scientifique, car les constructeurs préfèreront le plus souvent faire directement leurs calculs au moyen des trains équivalents de surcharge, qui sont également indiqués par la circulaire russe [2], plutôt que de recourir à toutes les interpolations que nous venons d'indiquer.

---

[1] Les ingénieurs russes ont choisi les trains de surcharge exactement comme l'auteur l'avait fait en 1880 (p. 95 de l'*Eisenbahnwesen in Frankreich*) en les définissant comme « *Gurtbelastungszug* » et « *Strebenbelastungszug* », que nous traduirons par *train fléchissant* et *train tranchant*, et les composant chacun de trois locomotives à quatre essieux, de leurs tenders et d'une suite de wagons.

(14) . . . Tableau comparatif des surcharges prescrites en 1884 en Russie, par trois échelles.

PORTÉE.	CHARGE MOBILE a b — pour M_x si $x = \frac{l}{2}$	CHARGE MOBILE a b — pour M_x et V_x si $x < 2^m$	CHARGE MOBILE a b — pour V_x si $x = \frac{l}{2}$	PORTÉE.	CHARGE MOBILE a b — pour M_x si $x = \frac{l}{2}$	CHARGE MOBILE a b — pour M_x et V_x si $x < 2^m$	CHARGE MOBILE a b — pour V_x si $x = \frac{l}{2}$
Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	30·0*	30·0*	60·0*	30	5·5	6·3	7·3
1·5	20·8*	22·5*	40·0*	40	5·3	5·9	6·6
2·0	15·0	20·0	30·0	50	5·2	5·6	6·3
2·5	13·7	18·7	26·7	60	5·0	5·3	6·1
5	12·0	14·5	18·6	80	4·6	4·8	5·8
10	7·5	8·5	12·4	100	4·3	4·5	5·6
15	6·0	7·3	9·8	120	4·0	4·2	5·4
20	5·6	6·8	8·4	160	3·7	3·8	4·9

* Valeurs ajoutées en conformité de la charge sur essieu de 15 tonnes d'après l'article II et de l'écartement des essieux de 1^m32, tant pour M_x au milieu de la portée que pour V_x dans les deux dernières colonnes.

Les deux premières colonnes de charges correspondent à peu près aux échelles **a** et **b** de l'ordonnance autrichienne de 1887. Nous devons, du reste, faire remarquer expressément que les échelles mobiles citées ici et précédemment ne doivent nullement être considérées comme reproduisant les chiffres mêmes des documents originaux, mais bien plutôt comme donnant des contours polygonaux qui, formés avec les abscisses d'entrée de l'ordonnance autrichienne, remplacent le mieux possible les contours analogues qu'on obtiendrait comme expressions graphiques des prescriptions citées; on peut ainsi faire facilement la comparaison avec les échelles **a** et **b** admises en Autriche.

[2] L'écartement total des essieux des locomotives $= 3 \times 1^m32 = 3^m96$, leur longueur totale $= 9^m58$. La charge sur un essieu est de 15 tonnes jusqu'à $l = 6^m40$, de 13.75 tonnes jusqu'à $l = 8^m54$ et 12.5 tonnes pour $l > 8.54$. La longueur d'un tender $= 6^m58$, son poids $= 3 \times 10.67$ tonnes $= 32.01$ tonnes. La longueur d'un wagon $= 7^m52$, son poids $= 16.40$ tonnes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2° *Forme à donner aux prescriptions de surcharge.*

En établissant les prescriptions de surcharge de l'ordonnance autrichienne, on a voulu avant tout qu'elles soient d'*une application pratique facile*, tout en conservant la plus grande exactitude possible. On se représentait bien que les charges mobiles pouvaient être fixées dans tous les cas soit sous la forme de *trains-types de surcharge* indiqués par les écartements et les charges des essieux (ou bien encore seulement par les locomotives, tenders et wagons qui les composent, sans ordre fixé à l'avance), soit sous la forme de *charges uniformément réparties équivalentes*.

Le premier système semblerait préférable au premier abord : une seule esquisse des « trains-types de surcharge » ou des locomotives, tenders et wagons à considérer, suffit en pareil cas pour tous les ponts et leurs parties composantes, et l'ordonnance ou circulaire à établir se trouve ainsi toute faite d'une manière satisfaisante.

En examinant les choses de plus près, on reconnaît cependant bien vite qu'un pareil système tourne la difficulté au lieu de la résoudre.

Les prescriptions de surcharge à établir devraient avoir pour base un système de charges mobiles suffisant dans tous les cas pour les effets de surcharge de tout le matériel roulant circulant sur les chemins de fer d'un pays, avec toutes les combinaisons de train usuelles. Or, celles-ci ne peuvent être représentées par un seul « train-type de surcharge » ni même remplacées par l'indication seule d'une locomotive-type, d'un tender-type et d'un wagon-type, quoique dans la dernière hypothèse, celle des véhicules définis isolément, on puisse former, en réalité, un certain nombre de trains-types. Dans chaque cas spécial où il s'agirait avec ce système d'examiner si un train proposé peut ou non circuler sur une ligne donnée, il faudrait toujours en revenir à calculer à nouveau les efforts que produisent et le train donné et le train-type de surcharge, sur tous les ponts de différentes ouvertures de la ligne considérée, ainsi que sur toutes les pièces qui les composent, et à examiner ensuite si les efforts produits par le train donné surpassent ou non ceux du train-type.

S'il est prouvé alors que le train donné est admissible pour une portée de pont, il ne le sera plus pour une autre; s'il l'est pour les bandes d'un pont, il ne le sera pas pour les croisillons, enfin même — pour suivre les ingénieurs russes — un train donné qui serait équivalent au train-type pour un élément de bande ou croisillon d'une maille, ne le serait peut-être pas pour ceux des mailles suivantes, etc.

En effectuant toutes ces recherches et comparaisons par le calcul, il faudrait sans cesse recommencer à examiner de nouveau, pour chaque pièce de construction de chaque pont, quelle est la position la plus désavantageuse de chacun des trains à comparer, etc. [1]

---

[1] On peut se faire une idée du travail considérable qu'exigent de pareilles recherches en consultant les mémoires très étendus publiés, au sujet des prescriptions françaises du 29 août 1891, dans les *Annales des ponts et chaussées* par MM. Dupuy, inspecteur général des ponts et chaussées, et Cuënod, ingénieur des ponts et chaussées, août 1895, p. 117, et 3e trimestre 1897. Il n'est pas admissible que des ingénieurs voulant construire un pont soient disposés à faire de pareilles recherches.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce sont ces objections et difficultés insurmontables résultant de l'application du système des trains-types qui ont déterminé pour l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, comme pour toutes les ordonnances ou circulaires antérieures, l'adoption du *système des prescriptions par charges uniformément réparties équivalentes;* on a dû, en conséquence, faire une fois pour toutes l'étude approfondie des moments de flexion et efforts tranchants résultant dans tous les cas possibles de la circulation du matériel roulant.

La conception des surcharges uniformément réparties fournit le moyen le plus simple d'évaluer les charges mobiles. Veut-on comparer, par exemple, les effets de deux trains sur une pièce de construction quelconque, il suffit de mettre en regard les surcharges par mètre équivalentes, pour obtenir de suite un résultat clair pour tous et d'où l'on déduit aussi de suite, au besoin, l'excédent de surcharge estimé en centièmes.

3° *Généralités sur les surcharges prescrites en Autriche.*

D'après les études très détaillées qui ont été faites à ce sujet on est parvenu à mettre les prescriptions autrichiennes de surcharges, sous la forme très simple de deux échelles de charges mobiles avec une douzaine de nombres chacune.

Le train-type de surcharge, considéré tout d'abord, se compose de trois locomotives à quatre essieux avec leurs tenders et le nombre de wagons nécessaire, ainsi que cela est indiqué au § 3, littéra *d* de l'ordonnance. Les échelles de surcharges obtenues à l'aide de ce train (1) ont été légèrement déplacées ensuite; il s'agissait de les mettre d'accord avec d'autres exigences concernant les petites ouvertures et de modérer leurs indications pour les grandes. Le système de prescription par charges équivalentes uniformes facilitait ce genre de corrections. En étendant ces calculs à toutes les sections des ponts considérés, on est arrivé non seulement à améliorer très sensiblement l'échelle **a** pour les bandes (2), mais encore *à donner à l'échelle* **b**, *pour les croisillons, une forme entièrement nouvelle où l'on admet comme valeurs d'entrée les longueurs surchargées,* ce qui constitue une solution mathématiquement exacte, pour représenter les efforts tranchants provoqués par les trains.

Pour les lignes d'intérêt local, on a procédé tout d'abord de la même manière que pour les lignes d'intérêt général, mais en prenant pour point de départ les trains plus légers indiqués au § 3, lit. *h* de l'ordonnance. C'est en comparant tous les résultats ainsi obtenus qu'on est arrivé ensuite à ranger toutes les échelles de surcharge suivant le système définitivement adopté.

---

(1) C'est-à-dire les deux polygones obtenus avec le « train fléchissant » et le « train tranchant » qui en dérivent.

(2) Les sommets de polygone mentionnés par les échelles ont leurs coordonnées exprimées en nombres ronds, et les côtés rectilignes à pentes simples également arrondies facilitent les interpolations qui ne donnent jamais lieu à l'emploi des fractions périodiques. Les prescriptions antérieures citées plus haut sont indiquées de la même manière.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les échelles de surcharges **a** et **b** admises doivent être, en réalité, considérées comme des contours polygonaux aussi simples que possible (1), enveloppant à très peu près tous les contours représentatifs des moments de flexion et efforts tranchants qui résultent de tous les trains reconnus de fait admissibles sur les chemins de fer, de manière que les écarts entre ces contours et l'enveloppe réelle ne dépassent généralement pas 3 à 6 p. c., et dans les cas exceptionnels d'un ensemble de circonstances défavorables, environ 10 p. c.

On a en tout considéré plus de quarante trains de surcharge, et les nombreux calculs comparatifs qui s'y rapportent ont prouvé que l'erreur de tolérance indiquée ci-dessus ne pouvait guère être diminuée sans restreindre inutilement la composition des trains en service ou sans rendre la construction des ponts coûteuse outre mesure.

En se contentant de l'exactitude définie par les limites de tolérance indiquées ci-dessus, on a pu, d'autre part, étendre l'usage des échelles **a** et **b** au calcul des ponts sur les lignes d'intérêt local (au moyen des coefficients de réduction 80 p. c. et 60 p. c.) et même utiliser ces échelles de surcharges pour le calcul des poutres transversales et des longerons de ponts quelconques. Les prescriptions autrichiennes ont pu, de cette manière, être encore notablement simplifiées sans perdre leur caractère de généralité.

Le rapporteur qui, lors de la première session du Congrès, avait fait tous ses efforts pour attirer l'attention du Congrès sur la nécessité de mettre d'accord les conditions de résistance des ponts avec les surcharges croissantes du matériel roulant, a cru pouvoir se permettre d'insister ici avec quelques détails sur la manière dont cette question a été complètement réglée en Autriche.

4° Définition précise des surcharges uniformes équivalentes pour une pièce considérée.

Lorsqu'il s'agit de déterminer les dimensions d'une pièce quelconque d'un pont, en vue d'un train de surcharge donné, on devra rechercher, parmi toutes les positions possibles du train, celle qui, dans la pièce considérée, donne le plus grand effort possible en valeur absolue. On nomme alors *charge équivalente uniforme* (ou uniformément répartie) celle qui, comparée au train de surcharge, couvre environ les mêmes parties du tablier de voie, et provoque les mêmes efforts dans la pièce considérée.

Toutefois, comme la charge uniformément répartie, qui couvre une partie du pont, peut varier en étendue et en valeur par mètre carré ou mètre courant, il semble devoir en résulter qu'à chaque train de surcharge on peut faire correspondre un grand nombre de charges uniformes équivalentes répondant à la définition

(1) On trouve que, pour des portées variant entre 10 et 30 mètres, il faut surélever légèrement l'échelle **a** pour tenir compte des sections situées entre appui et milieu de travée ; les sections divisant la travée en deux parties inégales, formant le $^1/_6$ et les $^5/_6$ de la portée, conviennent le mieux pour cette étude.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

donnée. On est convenu de limiter l'étendue de la charge uniforme à toutes les parties du tablier de voie où elle a pour effet d'augmenter l'effort supporté par la pièce considérée. De cette manière, pour chaque pont et pour chaque pièce, la partie du tablier de voie qu'il y a lieu de surcharger, se trouve pour ainsi dire fixée à l'avance, suivant le système de construction adopté, et *la définition donnée de la charge équivalente concerne uniquement la charge par mètre carré ou mètre courant à admettre.*

On sait, par exemple, que pour un pont à travées indépendantes avec poutres à âme pleine, on détermine les dimensions des bandes en supposant que la surcharge s'étende sur toute la portée; que pour un pont en arc analogue, au contraire, il faut supposer qu'une ou deux parties seulement de la portée se trouvent en charge, suivant la région des bandes que l'on considère (1). De même pour les ponts que nous venons de mentionner, l'âme pleine ou un treillis à petites mailles qui la remplacerait, doit être déterminé en supposant que la surcharge couvre une partie du pont bien connue à l'avance.

Même dans le cas de nos constructions modernes à grandes mailles dites à treillis ou à triangles, que l'on calcule, comme on sait, d'après la théorie des systèmes articulés, c'est-à-dire en supposant que tous les poids et charges se trouvent concentrés dans les articulations ou nœuds, la conception des *charges uniformes équivalentes* peut encore toujours être nettement précisée; il suffit d'admettre que chaque nœud reçoit toutes les charges agissant de milieu en milieu des mailles adjacentes et de s'en tenir, du reste, pour chaque pièce de la construction, aux nœuds connus à l'avance comme devant être chargés, ou aux milieux de mailles qui, d'après cela, doivent former les limites de la charge uniforme équivalente.

Lorsque, par conséquent, il sera question de *déterminer les dimensions d'une pièce quelconque d'une construction en vue d'un train de surcharge donné ou de la charge uniforme équivalente à admettre pour les calculs*, il sera toujours bien entendu que *l'étendue de la partie du tablier de voie à surcharger se trouve déterminée d'avance par le système de construction adopté, tandis que la charge équivalente par mètre est réellement l'inconnue dépendant uniquement du train qu'il s'agit de remplacer.*

Cette charge, que nous désignons par p dans cet exposé (par mètre courant de voie), désigne généralement, dans le langage technique ordinaire, la charge équivalente cherchée; cela est d'autant plus usité que, pour les types de pont les plus répandus à travées indépendantes ou continues, l'étendue des charges uniformes à admettre dans chaque cas est déterminée par des règles simples bien connues, qui excluent d'avance toute recherche ultérieure.

Pour les pièces qui peuvent être alternativement tendues et comprimées, on

(1) *Voir* la théorie de M. Albaret. (*Annales des ponts et chaussées*, 1862, 2e semestre, p. 305, puis 1870, p. 463 à 573 pour les tympans rigides.) C'était là un commencement de précision. En utilisant depuis la conception des systèmes articulés et la théorie des courbes d'influence, on est arrivé à perfectionner grandement tous ces calculs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

distingue *une charge uniforme équivalente pour la tension et une charge uniforme équivalente pour la compression; ce sont, dans tous les cas possibles, deux surcharges complémentaires* qui, réunies, couvriraient ensemble tout le tablier de voie du pont. Les deux valeurs des charges unitaires par mètre ne sont toutefois généralement pas égales.

5° *Charges équivalentes quant aux moments de flexion et quant aux efforts tranchants.*

Nous sommes accoutumés, dans la pratique des calculs de ponts, à composer toutes les forces extérieures qui agissent sur une section de pont (y compris les réactions d'appuis) en un couple unique représentant le *moment de flexion* et une force unique représentant l'*effort tranchant*. Ces forces résultantes étant supposées appliquées à la section, y peuvent remplacer l'ensemble des réactions exercées sur l'une des deux parties de la construction par l'autre partie, censée supprimée.

Pour les ponts à constructions indépendantes (1) (à poutres reposant sur les appuis) usuelles, on se sert des moments pour le calcul des bandes et des efforts tranchants pour le calcul des croisillons. On confond, en pareil cas, les charges équivalentes pour un élément de bande ou un croisillon avec celles qui donnent le moment de flexion ou l'effort tranchant correspondant, et l'on dit : *charge uniforme équivalente quant au moment de flexion ou quant à l'effort tranchant*, car c'est à ces deux grandeurs statiques qu'on est toujours ramené dans toutes les recherches faites en pareille matière.

Les charges équivalentes quant aux moments de flexion ou aux efforts tranchants ont en réalité une valeur spéciale pour chaque élément de bande ou croisillon; il était toutefois précédemment d'usage, chez les ingénieurs, d'accepter *pour le calcul des bandes entières la charge équivalente quant aux moments pour le milieu de la portée, et pour le calcul de tous les croisillons, la charge équivalente quant à l'effort tranchant près d'un appui* (2).

Dans l'ordonnance autrichienne, on est parvenu à déterminer les charges quant aux moments, de façon qu'elles s'adaptent le mieux possible aux moments de toutes les sections, et les charges quant aux efforts tranchants, de façon qu'elles s'adaptent d'une façon théoriquement parfaite à tous les efforts tranchants. Nous remarquons toutefois ici expressément que *tous les calculs antérieurs et présents, faits pour déterminer les charges uniformes équivalentes pouvant remplacer un train de surcharge*

---

(1) Pour toutes les constructions indépendantes ou poutres reposant librement sur deux appuis, l'effort tranchant est dirigé suivant la verticale. Pour les ponts en arc, au contraire, l'effort unique qui le remplace affecte pour chaque section une direction spéciale, en sorte que l'on décompose chacun de ces efforts en une force normale à la section (effort de compression) et une force normale à l'arc, c'est-à-dire contenue dans la section (effort tranchant proprement dit).

(2) Pour le calcul des bandes, cet usage a été presque exclusivement adopté. Pour le calcul des croisillons, par contre, on s'est souvent servi du train de surcharge lui-même en employant des procédés (souvent graphiques) conduisant à une estimation plus exacte des efforts que subissent les croisillons.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

donné, concernent exclusivement les ponts à poutres reposant librement sur deux appuis placés à leurs extrémités (1).

Mais ces deux échelles **a** et **b** de l'ordonnance autrichienne une fois établies pour les travées indépendantes, on est parvenu facilement à en étendre l'usage aux poutres continues sur plusieurs travées, qui constituent une solution excellente et très répandue dans les deux mondes (2).

6° *Prescriptions de surcharges publiées de 1887 à 1895.*

Les prescriptions de surcharges établies après 1887 et qui au moins partiellement dépassent en sévérité celles dont nous venons de parler sont les suivantes :

France	29 août 1891, circulaire ministérielle.
Suisse	19 août 1892, gouvernement fédéral.
Angleterre	août 1892, *Board of Trade*.
Hongrie	14 avril 1893, chemins de fer de l'État.

Nous devons constater à regret que la forme choisie pour ces prescriptions n'est pas celle que nous préconisons ; on s'est borné à admettre certains types de locomotives et tenders lourds et à stipuler que tous les calculs de résistance devront s'y rapporter. Encore faut-il remarquer que le *Board of Trade* ne précise pas ces types, mais laisse à chaque administration le soin de les choisir de la façon la plus défavorable, en sorte, qu'au moins théoriquement, cette prescription très libérale peut toujours convenir. Voici maintenant ce qui concerne les trains-types pour les trois autres pays :

France, 1891. — Le train-type se compose de deux machines à quatre essieux, de leurs tenders et de wagons chargés ; les machines avec leurs tenders sont placées toutes deux en tête du train. On doit, en outre, tenir compte du passage d'un essieu isolé de 20 tonnes (3).

---

(1) *Voir* à ce sujet la publication suivante : *Annales des ponts et chaussées*, n° 3, exercice 1877 (janvier). « Deuxième note sur les calculs de stabilité des poutres longitudinales », par C.-H. Kleitz, 13 mai 1876. (La première note, du 15 octobre 1855, n'avait paru qu'en autographie.) L'auteur ne s'occupe que des moments de flexion et arrive, comme conclusion, à des propositions dans lesquelles on ne peut guère trouver une expression suffisante de son travail très soigné et instructif. Notre théorie et nos procédés de calculs que nous exposons en annexe au chapitre III élucident complètement la question pour la pratique des constructeurs. Nous montrons ensuite comment on peut généraliser l'application des charges équivalentes.

(2) On trouve tous les détails sur ces calculs et l'ordonnance autrichienne dans les ouvrages : *Die neue Brückenverordnung des österreichischen K. K. Handelsministeriums*. Vienne, 1888, W. Braumüller, et *Calculs des ponts métalliques à une ou plusieurs travées*. Paris, 1889, Baudry et Cie, Ces ouvrages contiennent un grand nombre de tableaux numériques et graphiques facilitant les calculs en général, quelles que soient les surcharges admises.

(3) Nous comprenons que cette condition concerne tout aussi bien les maîtresses poutres des petits ponts que les longrines et poutres transversales en général (la circulaire semble dire le contraire).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

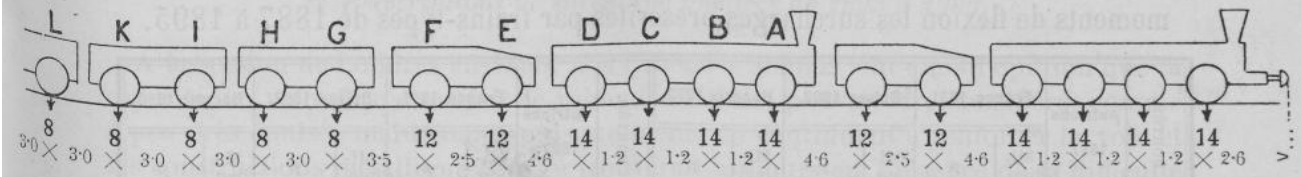
Suisse, 1892. — Le train-type se compose de trois locomotives à quatre essieux et de leurs tenders, placées de la manière la plus défavorable, à la tête du train, tous les wagons restant toujours attelés en queue.

Pour les maîtresses poutres des petits ponts de moins de 15 mètres de portée, ainsi que pour les longrines et poutres transversales, on doit augmenter les surcharges résultant du train-type de 2 $(15 - l)$ p. c., où l représente la portée théorique des pièces considérées.

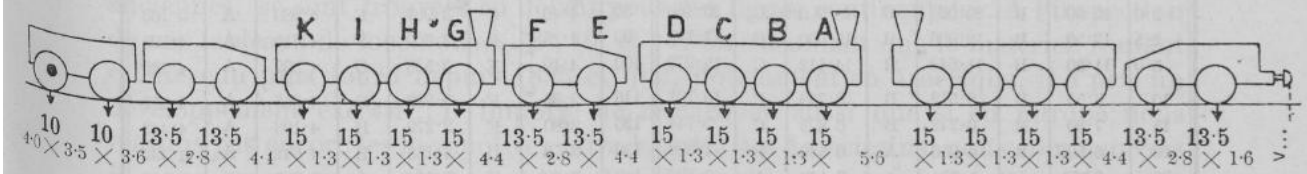
Hongrie, 1893. — Le train-type se compose de deux locomotives à quatre essieux et de leurs tenders, ainsi que de wagons pouvant être placés à la fois en tête et en queue et représentant une charge uniformément équivalente de 2.8 tonnes par mètre courant de voie (1). On se sert, en outre, de la formule 2 $(15 - l)$ p. c., comme ci-dessus.

Les trois espèces de prescriptions de surcharges définissent les trains-types au moyen de croquis indiquant les écartements et charges d'essieu ; nous représentons ces trains comme suit :

(15). . . . . **France 1891.** — 2 locomotives, 2 tenders et wagons à l'arrière.
Avec essieu unique de 20 tonnes (2).



(16). . . . . **Suisse 1892.** — 3 locomotives, 3 tenders et wagons à l'arrière.
Avec 2 $(15 - l)$ p. c. en plus.

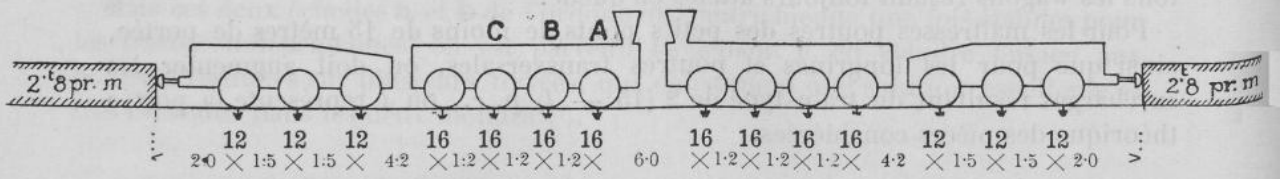


(1) Nous comprenons que, pour les efforts tranchants, les wagons sont supposés placés tous en queue du train, tandis que le texte peu clair semble indiquer le contraire. Du reste, les surcharges résultant de ces prescriptions ne concernent que les ponts nouveaux.

(2) Consulter : Dupuy, inspecteur général des ponts et chaussées, et Cuénod, ingénieur des ponts et chaussées, *Annales des ponts et chaussées*, août 1895, p. 117 : « Barèmes destinés à faciliter le calcul des ponts métalliques à une ou plusieurs travées ». 2e partie, 1897, 3e trimestre. *Voir*, en outre, l'ouvrage : *Formules, barèmes et tableaux*, par E. Henry, inspecteur général des ponts et chaussées. — Les auteurs de ces publications ont étudié la question des surcharges en s'en tenant rigoureusement aux prescriptions de la circulaire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(17). . **Hongrie 1893.** — 2 locomotives, 2 tenders et charge uniforme de 2.8 tonnes par mètre. Avec 2 $(15-l)$ p. c. en plus.



Nous devons admettre que les auteurs de ces diverses prescriptions ont dû préalablement étudier leur influence sur les calculs de résistance concernant les ponts métalliques. Quoi qu'il en soit, nous nous sommes donné la peine de les comparer aux prescriptions autrichiennes, au moins quant aux moments de flexion, en calculant très exactement les surcharges équivalentes par mètre de voie pour des portées de 1 à 160 mètres, étant entendu que l'on place dans chaque cas sur le milieu du pont celui des essieux A, B, C.... indiqués dans le croquis correspondant qui donne le maximum (1). Nous avons réuni dans un seul tableau tous les résultats trouvés, à savoir :

(18) Tableau comparatif des surcharges p par mètre de voie représentant quant aux moments de flexion les surcharges prescrites par trains-types de 1887 à 1895.

PORTÉE.	Autriche 1887.	France 1891.		Suisse 1892.		Hongrie 1893.		PORTÉE.	Autriche 1887.	France 1891.		Suisse 1892.		Hongrie 1893.	
		Milieu.	p	Milieu.	p	Milieu.	p			Milieu.	p	Milieu.	p	Milieu.	p
Mètres	Tonnes.		Tonnes.		Tonnes.		Tonnes.	Mètres	Tonnes.		Tonnes.		Tonnes.		Tonnes.
1·0	30·00	B	40·000	B	38·400	C	40·960	60	5·00	B	4·442	D	5 558	A	5·655
1·5	20·00	B	26·637	B	25·400	C	27·033	70	4·70	C	4·153	E	5·246	A	5·353
2·0	15·00	B	20·000	B	18·900	C	20·160	80	4·40	C	3·907	E	4·980	A	5·103
2·5	13·50	B	12·096	B	15·000	C	17·279	90	4·25	D	3 700	F	4 740	A	4·895
5 0	11·50	B	11·648	B	14·112	C	15·979	100	4·10	E	3·528	G	4 537	A	4·720
10	8·50	B	8·512	B	9·768	C	10·701	110	3·95	F	3·393	G	4·355	A	4·571
15	7·00	B	6·742	B	6 833	C	7·744	120	3·80	F	3·279	H	4·193	A	4·443
20	6·50	B	6·076	A	6 529	B	7·084	130	3·70	H	3·188	H	4·042	A	4·332
30	6·05	A	5·274	A	6 169	A	6·809	140	3·60	K	3·116	I	3·907	A	4·235
40	5·60	A	5·112	C	6·068	A	6·436	150	3 50	M	3·058	I	3·784	A	4·149
50	5·30	B	4·773	C	5·859	A	6·030	160	3·40	M	3·009	K	3·672	A	4·073

(1) Consulter pour les détails de ces calculs, assez laborieux, la théorie et les procédés de l'auteur dans l'ouvrage : *Calculs des ponts métalliques à une ou plusieurs travées*, p. 35. Paris, Baudry, 1889. Pour pouvoir faire une comparaison analogue, quant aux efforts tranchants, il faudrait d'abord élucider certains points des prescriptions. Nous doutons de ce que chaque constructeur, pour chaque pont, ait le loisir de faire toutes ces recherches; il vaut bien mieux que les législateurs les fassent une fois pour toutes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il faut dans ce tableau distinguer spécialement ce qui concerne les petits ponts de moins de 15 mètres de portée; pour ceux-ci, il y a majoration des surcharges dans les prescriptions suisses et hongroises. Dans les prescriptions françaises, il n'y a majoration que pour portées bien moindres, en raison de l'essieu unique de 20 tonnes. C'est là l'objet de considérations qui concernent surtout la charge d'essieu maximum admise (en Autriche-Hongrie et Allemagne, jusqu'ici 14 tonnes) ; nous y reviendrons.

Quant aux surcharges prescrites en Suisse et en Hongrie pour de grandes portées, on peut se convaincre dès à présent de ce qu'elles doivent paraître dépasser notablement l'effet des trains en circulation.

Les surcharges prescrites en Autriche, ainsi que nous avons pu le constater en rédigeant le chapitre II de notre rapport, couvraient encore en 1895 les effets de surcharge de tous les trains circulant en Allemagne et en Autriche-Hongrie. Nous avons appris de même que les surcharges un peu moindres prescrites en France suffisaient encore à peu près dans ce pays, et la différence en moins vis-à-vis de l'Autriche s'explique très bien par la comparaison des tenders, qui sont plus légers en France. Une autre comparaison faite avec les surcharges prescrites en Russie, qui ont été étudiées avec le plus grand soin (11) et suffisaient encore vis-à-vis du matériel en circulation, doit nous amener aux mêmes conclusions.

7° *Prescriptions de surcharge publiées de 1895 à 1900.*

A la session de Londres en 1895, nos collègues anglais ont émis l'opinion que la capacité des voies ferrées en fait de véhicules lourds, pouvait être considérée comme à peu près épuisée maintenant, puisque même en continuant à renforcer la voie et les constructions métalliques, on se trouverait toujours en présence de la difficulté des longs tunnels, qu'il ne pouvait être question de reconstruire pour le passage de nouveaux véhicules plus lourds et plus volumineux.

Ces considérations très fondées pour les lignes anglaises qui sont les plus anciennes, se sont trouvées en défaut pour les lignes continentales. A l'inspection de nos tableaux de locomotives (8), (9) et 10, on reconnaît que le matériel roulant est devenu plus lourd depuis 1895 et que, notamment en Amérique, il a pris un développement excessif. Il importe de remarquer aussi que si en Europe nous n'avons pas encore les locomotives extra-lourdes des Américains, nous commençons à nous emparer de plus en plus des types de machines que l'expérience a sanctionnés chez eux. Ainsi, tandis qu'en 1895 la machine à trois essieux couplés (avec bogie sur l'avant), pour trains rapides, avait à peine fait son apparition en

---

Nous renvoyons, du reste, à ce sujet, aux calculs-types que nous donnons plus loin comme exemples, en annexe au chapitre III.

En général, nous croyons pouvoir nous borner à faire la comparaison de toutes les prescriptions de surcharge que nous citons, en nous occupant des moments de flexion seulement, qui occasionnent un travail déjà très étendu. L'étude des efforts tranchants conduirait à des résultats analogues.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Europe, ce type se trouve préconisé actuellement, déjà sur bon nombre de lignes. De même la machine européenne à trains de marchandises ayant quatre essieux couplés, semble devoir être remplacée par le type américain dit *Consolidation* ayant un cinquième essieu porteur sur l'avant. Ces essieux porteurs sur l'avant, auxquels on peut donner la flexibilité nécessaire pour faciliter les entrées en courbe, sont excellents pour atténuer les chocs des premières roues sur les rails; ils permettent en revanche d'augmenter encore la charge sur les essieux moteurs. Nos collègues de la traction nous assurent, en outre, qu'ils sont parvenus à perfectionner de beaucoup le réglage des contrepoids et des ressorts, de façon que les charges plus fortes nous gênent bien moins. Tout cela promet de nous conduire à nouveau à imiter les Américains!

Une seconde question non moins importante est celle des wagons lourds. Le rapporteur a émis dès 1888 (en publiant son ouvrage sur l'ordonnance autrichienne de 1887) l'opinion très fondée que la charge produite par les wagons, en matière de ponts, pouvait toujours être assimilée à une charge uniformément répartie par mètre de voie, le train de surcharge se composant alors de deux parties distinctes : le train de locomotives et tenders où l'on tient compte de la charge et de la position des essieux, puis le train de wagons assimilé à une charge uniformément répartie. Déjà en 1892 bon nombre de constructeurs profitaient de cette conception et, comme on l'a vu (17), les prescriptions hongroises de 1893 l'admettent normalement. Aux États-Unis d'Amérique, tous les cahiers des charges les plus récents (qui viennent de nous parvenir) sont conçus dans le même sens.

Or, nous avions à considérer pour l'Europe, en 1895, des wagons pesant 2.3 tonnes (type commun), 2.8 tonnes (type réservoir) et 3.3 tonnes (type lourd) par mètre de voie, ces derniers constituant la limite supérieure admise dans le service courant. On est arrivé depuis, pour les wagons à charbon spécialement, à admettre encore des wagons plus lourds pesant près de 3.6 tonnes par mètre. Enfin, sur les grandes lignes américaines on a dépassé ces coefficients de beaucoup. On a construit des wagons à charbon reposant sur deux bogies et pesant 56 tonnes sur quatre essieux. Les cahiers des charges les assimilent couramment à une charge de 4,000 livres par pied courant de voie, ce qui dans le système métrique donne à peu près 6 tonnes par mètre de voie.

Quant aux plus grandes et plus lourdes voitures admises pour les trains de voyageurs, même en y comprenant les voitures-restaurant, etc., nous pouvons affirmer encore actuellement qu'elles ne pèsent jamais plus de 2.8 tonnes par mètre de voie en moyenne. Il faudrait supposer qu'il s'agisse de trains mixtes remorqués par des locomotives à trains rapides pour arriver à des coefficients plus élevés.

Il n'y a jusqu'ici, aux États-Unis, aucune prescription administrative limitant le poids des trains à mettre en circulation, ou même limitant les coefficients de sécurité à admettre dans les calculs de résistance pour les ponts métalliques. Toutefois, en 1898, l'*American Society of Civil Engineers* s'est occupée de la question, un de ses

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

membres, M. Henry B. Seaman (1), lui ayant présenté un projet de cahier des charges type pour la construction des ponts métalliques, projet qui a été discuté mais non voté par l'association. Nous aurons l'occasion de revenir plusieurs fois sur l'intéressant mémoire publié à ce sujet (*Transact. Am. Soc. C. E.*, vol. XLI, June 1899), qui donne pour le moins une excellente idée de la manière de voir de nos illustres collègues américains.

En Europe, nous avons à signaler, depuis 1895, l'apparition de plusieurs prescriptions administratives réglant les surcharges à admettre pour la vérification des constructions métalliques, à savoir :

PRUSSE.	Septembre 1895. Ministère des travaux publics.
RUSSIE	15 janvier 1896, n° 753. Ministère des voies de communication et 30 mars 1896, n° 12008. Direction des chemins de fer de l'État.
BAVIÈRE	Mars 1899. Direction des chemins de fer de l'État (non encore publié définitivement).
VEREIN D. E. V. . .	Mars 1900. Projet de surcharges à admettre pour toutes les administrations adhérentes (non encore sanctionné définitivement).

Nous avons la satisfaction de constater que toutes ces prescriptions de surcharges les plus nouvelles ont été établies dans le système que nous préconisons. On a admis certains trains-types ou véhicules-types, et on a simultanément établi les échelles de surcharge uniformément répartie équivalente, dont les constructeurs peuvent se servir immédiatement pour effectuer leurs calculs. Nous citons ces échelles de surcharges telles quelles, et les trains-types dont elles dérivent comme suit :

(19) . . . Tableau comparatif des surcharges p par mètre de voie représentant, quant aux moments de flexion, les surcharges prescrites par trains-types, de 1895 à 1900.

PORTÉE.	Extra-lourd 1895.	Prusse (1) 1895.	Russie (1) 1896.	Bavière 1899.	Verein D. E. V. 1899.	PORTÉE.	Extra-lourd 1895.	Prusse (1) 1895.	Russie (1) 1896.	Bavière 1899.	Verein D. E. V. 1899.
Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	40·000	32·000	40·000	36·000	36·000	60	6·050	5·156	5·410	6·200	6·050
1·5	27·000	21·333	26·667	24·000	24·000	70	5·675	4·898	5·130	5·900	5·712
2·0	20·000	16·000	20·000	18·000	18·000	80	5·300	4·675	4·890	5·680	5·411
2·5	16·000	12·800	16·000	14·400	14 400	90	5·050	4·484	4·690	5·500	5·158
5·0	12·500	10·048	12·130	12·800	12·800	100	4·800	4·352	4·510	5·356	4·937
10	9·500	8·080	8·970	11·020	10·392	110	4·550	4·258	4·370	5·227	4·747
15	8·500	6·821	7·090	8·580	8.356	120	4·300	4·133	4·255	5·117	4·594
20	8·000	6·200	6·750	8·320	7·619	130	4·175	4·081	4·140	5·025	4·461
30	7·400	5·947	6·460	7·700	7·033	140	4·050	4·000	4·015	4·946	4·344
40	6·800	5·750	6·150	7·080	6·752	150	3·925	3·990	3·890	4·876	4·243
50	6·425	5·472	5·760	6.580	6·707	160	3·800	3·966	3·765	4·813	4·158

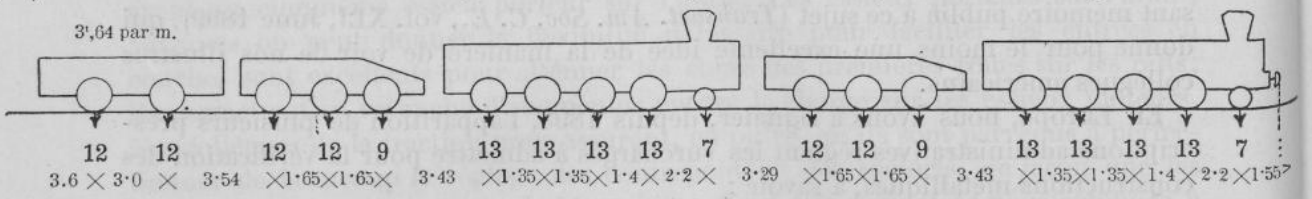
(1) Les prescriptions prussiennes donnent les moments de flexion tout calculés pour le milieu de la portée; on en déduit immédiatement les charges par mètre que nous citons ci-dessus. Ces mêmes prescriptions sont basées, quant aux efforts tranchants, sur le principe des longueurs surchargées servant d'entrée, principe que l'auteur a introduit pour la première fois dans l'ordonnance autrichienne de 1887 et qu'il a recommandé depuis dans les sessions du Congrès. Les prescriptions russes ont également adopté le même principe.

(1) On trouve, dans le n° 522, vol. XXVI, février et mars 1892, des *Transactions* de l'*American Society of Civil Engineers*, un travail considérable publié sur le même sujet par I. A. L. Waddell, consulting engineer.

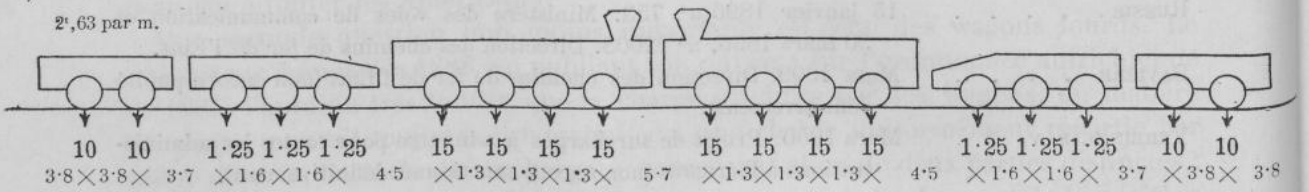
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Tableau comparatif des trains-types.

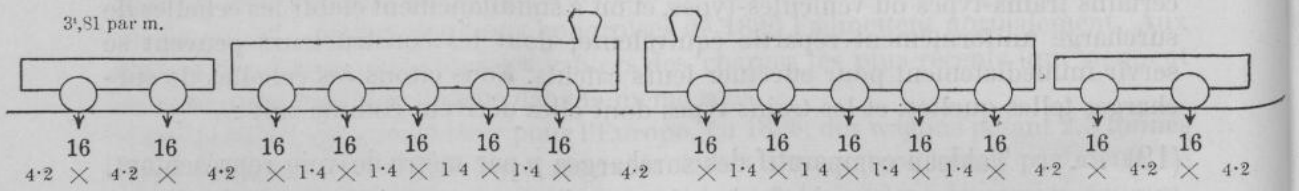
(20). **Prusse 1895.** — 2 locomotives, 2 tenders et wagons à l'arrière, avec essieu unique de 16 tonnes.



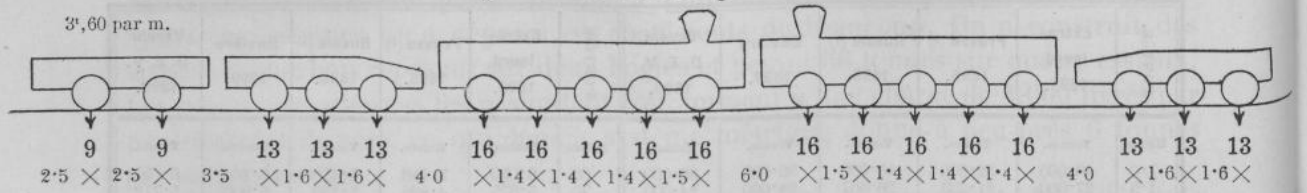
(21). **Russie 1896.** — 2 locomotives, 2 tenders et wagons à volonté avec essieu unique de 20 tonnes.



(22) . . . **Bavière 1899.** — 2 locomotives-tender et wagons à volonté avec essieu unique de 18 tonnes pour 1 locomotive seule.



(23). . . . . **Verein D. E. V. 1899.** — 2 locomotives, 2 tenders et wagons à l'arrière avec essieu unique de 18 tonnes pour 1 locomotive seule.



Nous pourrions ajouter à ces trains-types, à titre de comparaison, celui que M. Seaman a propos l'Association des Ingénieurs américains et qui se compose de deux locomotives *Consolidation* pes 180,000 livres chacune, avec leurs tenders pesant 96,000 livres chacun, puis d'un train de wagons pes 4,000 livres par pied courant. Mais l'association ne s'étant pas prononcée et M. Seaman n'ayant pas co plété sa proposition (appuyée du reste par beaucoup de ses collègues) d'une échelle de charges équi lentes uniformément réparties, qui permettrait de mettre cette surcharge en comparaison, nous n'avons j jugé à propos de nous en occuper davantage. D'ailleurs les cahiers des charges des grandes compagnies q nous sont parvenus vont déjà bien au delà. Nous avons donc dû établir nous-même sur cette base groupe de trains-types américains représentant ce qui se pratique actuellement, trains que nous rep duisons au n° 7 qui suit.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La discussion du projet Seaman au sein de l'Association présente un grand intérêt; elle montre clairement qu'aux États-Unis, le pays de la liberté par excellence, on n'arrivera jamais à des trains-types obligatoires pour tous. « Pourquoi, dit M. Charles H. Wright, admettrait-on les charges concentrées fournies par une locomotive-type imaginaire et calculerait-on ensuite les efforts qui en résultent avec une exactitude tellement minutieuse que si le mécanicien vient à placer seulement un seau d'eau là où il n'est pas prévu, toutes les conclusions sont en défaut? » — « Quant à moi, dit M. J. W. Schaub, je suis d'avis qu'au lieu d'accepter les surcharges par trains-types proposées par le projet, il serait bien préférable de faire usage de charges uniformément réparties en y adjoignant une charge concentrée à placer de façon qu'elle provoque les plus grands efforts. » — Il serait difficile toutefois de se prononcer sur la valeur à attribuer aux charges en question, vu la divergence d'opinions que cette question soulève.

Un des plus illustres ingénieurs de l'association, M. George S. Morison (l'auteur des ponts de Memphis, Caïro, Bellefontaine, etc., que nous citons en annexe), s'exprime plus clairement; il est en principe adversaire des trains-types et déclare s'être toujours bien tiré d'affaire en observant un certain nombre de règles pratiques (1), que nous reproduisons en note.

---

(1) 1° Il ne convient pas de calculer les ponts métalliques en vue d'un type spécial de locomotive, puisque ces types sont rapidement remplacés par d'autres;

2° Actuellement, le poids d'un train, par pied courant, est sensiblement aussi élevé que le poids de la locomotive par pied courant; cependant, pour la plus grande charge d'un train, la distribution est uniforme, tandis qu'elle ne l'est pas pour la locomotive;

3° La charge revenant à l'empattement total des roues motrices peut être regardée comme étant deux fois aussi grande par pied courant que la charge admise pour le train ou pour la locomotive par pied courant;

4° L'empattement total des roues motrices d'une locomotive peut être considéré comme étant égal à 20 pieds; la charge uniformément répartie sur ces 20 pieds étant égale à la charge concentrée sur trois essieux espacés de 6 pieds 8 pouces, sur quatre essieux espacés de 5 pieds, ou sur cinq essieux espacés de 4 pieds;

5° Pour les locomotives à trains rapides, des charges très fortes peuvent être concentrées sur une seule paire de roues motrices, ces charges étant encore augmentées par une répartition défectueuse des poids et contrepoids; pour en tenir compte, on supposera que la moitié de la charge totale incombant aux roues motrices se trouve concentrée sur un seul essieu;

6° La longueur usuelle d'une locomotive de la plus lourde espèce desservant un train est d'environ 60 pieds;

7° Pour toutes les portées dépassant 120 pieds, c'est-à-dire la longueur de deux locomotives, on pourra considérer, en pratique, les charges comme étant uniformément réparties; pour toutes les portées moindres, il faudra tenir compte de la répartition irrégulière des charges, des effets résultant de l'usure à plat des bandages, et d'autres causes locales d'erreur, en considérant des surcharges plus fortes;

8° On tiendra compte du changement rapide des efforts incombant aux barres du treillis, par une surélévation des charges, augmentant depuis les appuis jusqu'au milieu de la portée, de façon à prévoir les efforts dans les barres dont le travail est plus grand sous une surcharge partielle de la travée;

9° Il convient bien d'admettre diverses classes de surcharge pour des ponts desservant diverses classes du trafic; mais, dans l'intérêt de la simplicité et de l'uniformité, il importe d'y introduire les mêmes règles quant à la charge moyenne du train, la charge d'adhérence, etc.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il importe, du reste, de bien remarquer que cette discussion toute récente ne présentait rien de bien nouveau pour les ingénieurs américains. La conception des trains lourds leur est familière depuis longtemps. Déjà pour la session de Londres en 1895, nous avions à notre disposition les cahiers des charges des *Consulting engineers* suivants : Théodore Cooper, New-York, 35, Broadway, 1890 (édition nouvelle); G. Bouscaren, Cincinnati O., 99, West 4th Street, 1890 (deuxième édition); J. A. L. Waddel, Kansas City, Ms. 1893.

Plusieurs classes de chemins de fer (3 à 7, suivant les auteurs) sont à prendre en considération et dans chaque cas un certain train-type est admis comme base des calculs. Ce train est en général formé de deux locomotives à 5 essieux, du type *Consolidation*, indiqués sous les nos 9 à 12 dans notre tableau (7) ou 8 à 12 dans notre tableau (10). Les essieux moteurs y sont chargés de 20 tonnes au plus, tout en n'ayant qu'un écartement de 5 pieds = 1.52 mètre. Nous verrons plus loin à quels effets de surcharge on arrive sur cette base (1); constatons dès à présent que des véhicules extrêmement lourds existaient aux États-Unis bien avant 1893.

En résumé, rien d'absolu n'a été fixé et ne pourra être fixé aux États-Unis quant aux surcharges, tandis qu'avec les trains plus modestes usités dans l'ancien monde, il semble qu'il serait possible de s'entendre au moins en ce qui concerne le trafic sur les grandes lignes internationales. Les charges mentionnées dans notre tableau (19) ne diffèrent pas tellement pour qu'on ne puisse pas arriver à s'entendre, et nos trains extra-lourds de 1895 semblent, comme le fait voir le tableau, constituer un point de ralliement.

On remarquera que les prescriptions russes se rapprochent le plus de ce que nous avions proposé à Londres; que les prescriptions prussiennes paraissent quelque peu modestes pour les ponts de faible portée; que les prescriptions de la Bavière et du *Verein* (qui ne peuvent actuellement être considérées que comme projets) paraissent excessives pour les grandes portées, se rapprochant à cet égard de ce que l'on admettait en Amérique (24) pour les lignes d'une classe inférieure.

En général, les auteurs de trains-types devraient se convaincre de ce qu'il est

(1) Voici les charges qui correspondent aux portées évaluées en mètres et avec des lignes polygonales s'adaptant aux abscisses qui nous servent d'entrée :

(24) PORTÉE.		PROPOSÉ PAR LES AMÉRICAINS EN 1893.								PROPOSÉ PAR LE RAPPORTEUR EN 1895 EN TONNES PAR MÈTRE.	
		Tonnes par mètre de voie				En livres par pied de voie.					
Mètres.	Pieds.	Cl. 1.	Cl. 2.	Cl. 5.	Cl. 7.	Cl. 1.	Cl. 2.	Cl. 5.	Cl. 7.	Extra-lourd.	Lourd.
5	16	13·8	12·9	10·0	8·0	9,300	8,680	6,730	5,400	12·5	11·5
10	33	11·3	10·5	8·2	6·7	7,580	7,0 0	5,500	4,470	9·5	8·5
15	49	9·9	9·3	7·3	6·0	6,680	6,240	4,920	4,000	8·5	7·0
20	66	9·0	8·4	6·7	5·6	6,070	5,670	4,530	3,770	8·0	6·5
40	131	...	7·7	6·2	5·2	...	5,175	4,180	3,530	6·8	5·6
80	262	...	7·1	5·8	4·9	...	4,775	3,908	3,322	5·3	4·4
120	394	...	6·8	5·6	4·8	...	4,558	3,770	3,240	4·3	3·8

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

impossible de représenter tout le trafic pour toutes les portées de pont au moyen d'un seul train-type. Conformément à la pratique des ingénieurs anglais que nous préconisons, il en faudrait admettre au moins deux représentant les deux extrêmes de tous les trains en circulation. On trouvera dans cet ordre d'idées, qu'en général, c'est le plus lourd train rapide qui prime pour des portées comprises entre environ 20 et 60 mètres et pour les menues pièces de construction où la charge d'essieu maximum influe seule, tandis que, dans tous les autres cas, c'est le plus lourd train à marchandises qu'il importe de considérer.

Il y a une autre divergence entre les opinions des auteurs de trains-types à signaler, qui a une certaine importance en principe; elle concerne la manière de former ces trains avec les véhicules que l'on veut y admettre. A une époque antérieure (disons avant 1890 environ) où les locomotives étaient moins lourdes et les portées de pont plus modérées, on était généralement d'avis de devoir considérer le cas le plus défavorable où un train remorqué par deux locomotives se trouvant en détresse sur le pont, vient à être démarré par un autre train ayant une locomotive en tête et des wagons en queue. Ceci conduisait à admettre un groupe de trois locomotives armées de leurs tenders, bordé en tête et en queue de trains de wagons. Ces hypothèses étaient encore en cours, lors de la rédaction de l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, où cependant déjà on a admis parallèlement un groupe de deux locomotives seulement (d'un type plus lourd), avec wagons en tête et en queue.

Depuis, les machines, tenders et wagons se construisant d'après des types de plus en plus lourds, on a jugé un peu partout que les hypothèses admises précédemment étaient trop exagérées. D'abord, si un train remorqué en double traction vient à se trouver en détresse, il est peu admissible que la locomotive de secours venant le démarrer doive simultanément remorquer un train de wagons de la plus lourde espèce; il y a donc lieu pour le moins de supprimer ces wagons. C'est le cas des prescriptions suisses de 1892 que nous avons citées (16).

On a objecté ensuite que même l'hypothèse d'une troisième locomotive était excessive, puisqu'elle ne se réalise jamais dans le service courant. Dans le cas de trains remorqués par deux locomotives, il doit paraître très invraisemblable que les deux machines simultanément se trouvent défectueuses; l'hypothèse de la locomotive de secours représente donc un événement extrêmement rare. Cette troisième locomotive n'a d'ailleurs aucune influence sur tous les ponts ayant moins de 35 mètres de portée (les Américains diraient 120 pieds) qui représentent la très grande majorité de toutes les constructions. Pour des portées de 50 à 100 mètres où l'influence de la troisième machine se fait sentir davantage, le rapport de la charge vive à la charge totale (morte et vive) descend de $^5/_8$ à $^4/_8$ environ; il faudrait donc réduire dans le même rapport les effets qui résultent de la différence de poids des wagons placés en queue et de la troisième machine qu'on leur substituerait exceptionnellement. Le calcul fait voir qu'il en résulte une légère majoration du travail du métal qui n'a rien d'inquiétant, dans ce cas rare. Enfin, pour des portées encore supérieures, on sait que ce sont les effets du vent et de la charge morte, dont l'influence prédomine

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

essentiellement dans les calculs de résistance ; il y a donc encore bien moins lieu de se préoccuper du cas exceptionnel dont il s'agit.

En somme, les ingénieurs en sont arrivés actuellement à peu près partout à ne plus admettre que deux locomotives dans la composition des trains de surcharge. On est d'accord aussi sur l'opportunité d'admettre pour les ponts en arc, pour les ponts à poutres continues sur plusieurs travées, et, en général, pour tous les systèmes de construction un peu exceptionnels, toutes les hypothèses de surcharges partielles et multiples, qui, d'après la théorie exacte de chacun de ces systèmes, provoquent dans chaque partie de la construction les efforts les plus défavorables, même si ces hypothèses de surcharge n'arrivent presque jamais à être réalisées en pratique.

Il n'y a plus divergence d'opinions actuellement que sur la manière de former le train-type dans le cas des ponts ordinaires reposant librement sur leurs appuis. Beaucoup d'ingénieurs ne voudraient admettre comme trains-types que des trains marchant en double traction et ayant le train de wagons en queue, ainsi que cela se pratique dans le service courant. C'est le cas des prescriptions françaises de 1891 (15), prussiennes de 1895 (20) et allemandes (*Verein*) de 1899 (23).

D'autres ingénieurs sont d'avis que dans le train-type à deux locomotives il faut admettre la présence des wagons en tête et en queue afin d'obtenir les plus grands moments fléchissants (1). Ils observent que si l'on ne veut plus que deux locomotives en tout dans le train-type, l'hypothèse du train de secours reprend un peu sa raison d'être, car alors c'est l'hypothèse d'un train marchant en simple traction et se trouvant en détresse que l'on peut avoir à considérer. C'est le cas des prescriptions hongroises de 1893 (17), russes de 1896 (21) et bavaroises de 1899 (22).

Si l'on trace sur un tableau graphique les contours représentatifs des charges uniformément réparties équivalentes tant pour les moments de flexion que pour les efforts tranchants (2), on trouvera que ces courbes, pour de grandes ouvertures, se rapprochent davantage s'il y a wagons en tête et en queue et s'éloignent davantage l'une de l'autre, s'il y a wagons en queue seulement.

Cette dernière hypothèse présente en outre l'inconvénient de compliquer très sensiblement les calculs, puisque, pour des portées supposées croissantes, de part et d'autre du point milieu considéré comme origine fixe, on se trouve obligé de faire avancer le train sans cesse pour placer successivement un bon nombre de ses essieux sur cette origine, tandis qu'en admettant comme précédemment les wagons en tête et en queue du train, ce nombre d'essieux se réduit à trois ou quatre.

Les deux hypothèses de trains-types dont il est ici question donnent encore lieu à d'autres caractères distinctifs qu'il importe de mentionner. On sait que si, au lieu

(1) Il n'est question ici que des moments de flexion, car pour ce qui concerne les efforts tranchants, tout le monde est d'accord sur ce fait qu'il faut former le train-type en plaçant les machines en tête et les wagons en queue.

(2) Avec les portées comme abscisses et les surcharges par mètre de voie comme ordonnées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de chercher la charge uniformément répartie équivalente pour les moments fléchissants au milieu de la portée, on fait un calcul analogue pour une autre section avoisinant un appui, on trouve généralement une valeur un peu plus grande. En d'autres termes, la parabole des moments de flexion, qui couvre les effets du train-type vers le milieu de la portée, ne les couvre pas entièrement dans le voisinage des appuis, et il faudrait la remplacer par une autre courbe-enveloppe, plus évasée latéralement, se rapprochant d'une sorte de parabole à sommet aplati. Ceci a conduit quelques ingénieurs à composer cette courbe d'une droite horizontale vers le milieu et de deux arcs de parabole se reliant aux appuis. C'est le cas des prescriptions prussiennes de 1895 que nous avons citées (20). Cette conception, qui complique déjà notablement l'épure des ponts usuels, deviendrait absolument onéreuse pour les ponts à poutres continues sur plusieurs travées, où la théorie admise par tout le monde procure déjà un surcroît de sécurité.

Or, on peut se rendre compte de ce que ce contour (que nous nommerons parabole aplatie) n'a pas de raison d'être dans le cas des trains-types à wagons en tête et queue, tandis que, pour les trains à wagons en queue, il procure un certain surcroît de sécurité pratique (cas des prescriptions prussiennes) sans pouvoir prétendre représenter un principe théoriquement exact.

En rédigeant l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, nous avons étudié un grand nombre de trains-types à locomotives dépourvues d'essieux porteurs à l'avant et à wagons en tête et queue; nous avons trouvé que la section caractéristique pour les effets dont il s'agit devait être choisie vers le $^1/_6$ de la portée et nous avons refait le calcul dans ce sens, pour tous les trains et toutes les portées. Dans tous ces trains, les locomotives étaient placées de façon que deux machines se trouvent avoir leurs cheminées voisines, comme dans les prescriptions suisses et hongroises; c'est en somme le cas de deux trains qui se rencontrent. On reconnaît que le surcroît de surcharge n'existe, pratiquement parlant, que pour des portées comprises entre 10 et 35 mètres. Pour des portées inférieures, il n'y a pas lieu de s'en occuper (ponts à section presque constante); pour des portées plus grandes, cette irrégularité disparaît absolument. Il s'agit en somme ici d'une sorte de renflement local de la courbe représentative des charges équivalentes par mètre de voie, qui s'accentue spécialement pour une certaine portée comprise entre 10 et 20 mètres, suivant le train, en un maximum de 18 p. c. On y a paré d'autant plus facilement, dans l'ordonnance autrichienne, qu'il suffisait pour cela de relever un peu en cet endroit la courbe représentative obtenue pour le milieu de la portée, et qui, sans cette correction, y aurait présenté un certain creux. On acquiert ainsi l'avantage de pouvoir adopter dans tous les cas la parabole comme courbe représentative des moments de flexion. (L'usage d'une parabole aplatie impliquerait ici une erreur à la fois théorique et pratique.)

Dans le cas des trains-types modernes à locomotives munies d'essieux porteurs sur l'avant et ayant des wagons en queue seulement, les choses se passent tout différemment. Il n'y a plus de renflement local impliquant un maximum de 18 p. c.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

entre 10 et 20 mètres de portée (1); l'erreur ne dépasse guère 8 p. c. pour des portées de plus de 10 mètres et varie suivant les trains. En revanche, cette erreur ne disparaît pas pour des portées très grandes. Au contraire, après avoir varié quelque peu irrégulièrement pour des portées de 20 à 60 mètres, elle finit par croître sensiblement de plus en plus. Ce dernier effet est d'autant plus manifeste que les machines sont plus lourdes comparativement au poids du train de wagons par mètre courant. Nous avons cherché à établir une règle pratique pour en tenir suffisamment compte, et nous avons fait le calcul complet pour un certain nombre de trains composés de véhicules divers. Nous reproduisons plus loin deux de ces calculs (74) (79), concernant un train à marchandises, puis un train rapide, et représentant ainsi les deux extrêmes du trafic (2). Nommons :

$\Sigma_w P_n$ . . . La somme de toutes les charges d'essieu du train de machines c'est-à-dire du train sans les wagons;

p_w . . . . Le poids des wagons par mètre courant de voie;

$a_w = \frac{\Sigma_n P_n}{p_w}$ . . La longueur du train de wagons dont le poids serait égal à $\Sigma_w P_n$, longueur que nous appellerons *longueur wagonale du train*.

Pour une portée $l = 2a_w$ on obtiendrait le moment fléchissant maximum au milieu de la portée, lorsque ce point sépare exactement le train des machines de celui des wagons; pour des portées plus grandes, il faudrait toujours que le milieu du pont se trouve situé dans le train de wagons (3).

Plus les wagons sont relativement légers et partant, plus la longueur wagonale est grande, plus les effets de surcroît de surcharge au $^1/_6$ de la portée seront considérables. Voici les valeurs pour cent, que nous trouvons pour nos deux trains ayant des longueurs wagonales de 46 mètres et 84.29 mètres :

(25) . . .

Portées	15m	20m	25m	30m	40m	50m	60m
$a_w = 46^m00$ . .	4·9	6·4	3·6	6·9	5·8	3·1	2·7
$a_w = 84^m29$ . .	7·1	4·6	5·0	7·6	6·1	4·5	4·1

(26) . . .

Portées	60m	70m	80m	90m	100m	120m	140m	150m	160m
$a_w = 46^m00$ . .	2·7	3·3	3·9	4·4	4·1	4·9	4·8	4 8	4·7
$a_w = 84^m29$ . .	4·1	4·5	5·2	6·3	7·2	9·1	10·8	11.7	12·4

Pour la première série de valeurs (25), le poids des wagons n'influe guère sur les

(1) Le train bavarois (22) et le train du *Verein* (23), qui présentent l'inconvénient de s'écarter sensiblement de ce qui existe en pratique, doivent certainement donner lieu à des irrégularités plus grandes. Nous étudions ici seulement les trains qui existent effectivement.

(2) Pour ces deux trains, la charge d'essieu maximum est de 20 tonnes.

(3) On verra, en étudiant nos calculs, que nous avons trouvé pour ces grandes portées une formule extrêmement simple pour obtenir de suite, sans aucune recherche, la valeur de la charge uniforme équivalente au train vers le milieu de la portée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

résultats, qui dépendent essentiellement des irrégularités du train des machines.

La deuxième série (26), au contraire, laisse entrevoir clairement l'influence de la longueur wagonale sur les résultats croissants.

L'ensemble des résultats fait voir qu'il n'est pas possible, en général, de tenir compte de toutes ces irrégularités, variables selon les trains, au moyen d'une parabole aplatie de forme donnée. Nous proposerions, à ce sujet, un expédient beaucoup plus simple et non moins exact : pour toutes les locomotives lourdes modernes avec essieux porteurs sur l'avant, et pour les portées jusqu'à 60 mètres, on pourra conserver en principe la parabole comme courbe représentative des moments de flexion et renforcer en général la charge uniforme équivalente à admettre d'environ 4 p. c. sur les sections latérales. Pour des portées de 60 à 160 mètres, on pourra adopter pour le même but une valeur moyenne à déduire de celles que l'on aurait pour 60 mètres (4 p. c.), et pour 160 mètres, cette dernière étant obtenue par la formule :

(27) . . . . Surcroît au $^1/_6$ de la portée $= \left(\frac{1}{5} a_w - 4{\cdot}5\right)$ pour cent. . . vers 160 mètres.

Pour toutes ces portées on dressera donc l'épure des tôles en partant de la charge équivalente pour le milieu de la portée et on renforcera quelque peu les sections latérales.

En somme, nous avons cru devoir insister spécialement sur les particularités concernant ces trains-types modernes ayant des wagons en queue seulement, parce que cette conception représente la tendance actuelle des ingénieurs à se conformer le plus possible au service courant pour toutes les hypothèses de surcharge. Toutefois, il y a des ingénieurs qui recherchent des trains-types ne représentant nullement les trains du service effectif, mais produisant simplement sur les ponts tous les effets de surcharge qu'il importe de considérer dans les calculs. A ce point de vue, le train-type bavarois que nous avons cité (22) (abstraction faite des charges excessives auxquelles il donne lieu) serait un idéal de simplicité. Toutes les charges d'essieu y sont égales à 16 tonnes, les grands intervalles d'essieux sont multiples des petits, etc.

Ce train serait donc approprié mieux que tout autre, à servir directement de base pour les calculs de résistance, dans certains cas exceptionnels où on ne veut pas faire usage des charges uniformément réparties. Mais, comme nous venons de le faire voir, en s'écartant ainsi de la pratique courante et admettant des conceptions fictives comme règle générale, on court risque de commettre des erreurs qu'il est impossible de prévoir toutes d'avance.

En résumé nous croyons que, quitte à traiter séparément les cas exceptionnels, il faut, comme règle générale, s'en tenir le plus possible aux trains de surcharge qui existent de fait dans le service courant des trains lourds, et qu'il convient ensuite de représenter les effets de ces trains par des échelles de surcharge uniformément répartie par mètre de voie, de façon à mettre les constructeurs à même d'effectuer facilement les calculs de résistance indispensables, sans avoir à refaire chaque fois

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des recherches théoriques onéreuses, qui reviennent de droit aux pouvoirs administratifs, comme devant être étudiées à fond une fois pour toutes.

8° *Projet de prescriptions de surcharges soumis au Congrès.*

Le but que nous nous proposons ici d'atteindre est de soumettre à nos collègues du Congrès un système de surcharges choisies d'une manière aussi simple que possible, tout en représentant pour le mieux tous les trains actuellement en circulation dans le monde. Les réponses à notre questionnaire, que les administrations des grandes lignes aux États-Unis d'Amérique nous ont fait parvenir, prouvent que les deux groupes de surcharges soumises à la session de Londres en 1895, ne suffisent plus actuellement. Pour tenir compte des trains américains, il faut un nouveau groupe de trains-types, notablement plus lourds que tous les trains européens et qui, de ce fait, devront être considérés comme spécialement réservés aux États-Unis d'Amérique.

Pour le train à marchandises le plus lourd, c'est évidemment la machine dite *Consolidation*, ayant quatre essieux moteurs de 20 tonnes et un essieu porteur sur l'avant qui est le type admis presque partout (aussi dans le projet Seaman dont nous avons parlé) et que nous devons choisir. Pour le train rapide le plus lourd, c'est la machine à trois essieux moteurs et bogie sur le devant que nous devons avoir en vue. Nous y anticipons seulement quelque peu sur le développement de ces machines en admettant des charges d'essieux de 25 tonnes au lieu de 20.4 tonnes signalées dans notre tableau (10) comme maximum actuel. Mais le type dit *Consolidation* ayant été construit déjà avec des charges d'essieu qui atteignent et dépassent même parfois 25 tonnes, il faut admettre au moins cette limite pour les machines à trains rapides.

Les tenders pour les trains américains, de l'une ou de l'autre espèce, sont toujours à quatre essieux.

D'autre part, en reprenant nos deux groupes de *trains extra-lourds* et *trains lourds* de la session de Londres, nous trouvons qu'ils conviennent actuellement fort bien pour représenter des limites supérieures en Europe; ce qui tient à cette circonstance déjà signalée, que depuis 1895 on y a augmenté sensiblement le poids des véhicules, tout en adoptant quelque peu les types américains. Nos trains-types extra-lourds devancent seulement légèrement la marche des événements quant aux machines à grande vitesse ayant trois essieux moteurs de 20 tonnes. Notre tableau (9) de locomotives fait voir (n° 9) que la charge d'essieu dans ces machines est arrivée à 17.7 tonnes; mais la charge de 20 tonnes, nous l'avons déjà en Europe dans les machines à deux essieux moteurs, on peut donc, d'après tout ce que nous enseigne l'histoire du développement des locomotives, prévoir dès à présent que cette charge sera atteinte sous peu dans les machines à trois essieux moteurs. Nos tableaux (18) (19) font voir que la charge isolée de 20 tonnes a été prévue par les prescriptions françaises, hongroises et russes. Nous admettons pour l'Europe des tenders à trois essieux, quoiqu'il y en ait déjà avec quatre essieux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Quant aux trains à remorquer, on peut constater que les voitures et wagons qui les composent, n'influent sur la surcharge que pour des portées supérieures à 40 mètres, puisque l'ensemble de deux locomotives avec leurs tenders possède déjà une longueur de 30 à 40 mètres. Nous avons déjà expliqué précédemment que l'on peut toujours assimiler ces trains à une charge uniformément répartie par mètre de voie (1).

En Amérique, cette surcharge est évaluée sur les grandes lignes avec 4,000 livres par pied courant, ce qui ferait en nombre rond 6 tonnes par mètre courant. C'est là une surcharge très grande qui dérive des wagons à charbon de grande dimension (avec quatre essieux) que l'on emploie couramment, et dont nous n'avons pas d'équivalent en Europe. Les grandes voitures à six essieux, même en y comprenant les voitures de luxe, voitures-restaurant, etc., ne pèsent jamais plus de 2.8 tonnes par mètre de voie. Il se peut toutefois que le train étant à voyageurs, soit cependant affecté d'un train de wagons à bagages ou à colis de grande vitesse. Pour tenir compte de toutes ces hypothèses, nous admettons 6 tonnes par mètre pour le train de marchandises et 4 tonnes par mètre pour le train rapide (cette dernière limite serait celle qui n'est pas encore atteinte par les trains de marchandises en Europe). Nous représentons ces charges de wagon de 6 et 4 tonnes par mètre courant de voie, par des types à quatre essieux ayant 8 et 10 mètres de longueur, pesant 48 et 40 tonnes, que nous représentons par W_1 et W_2. Les deux trains formés avec ces charges uniformes et avec les machines spécifiées plus haut représentent les trains les plus lourds du monde (2).

En Europe, les trains à remorquer sont moins lourds.

Les wagons usuels de 16 tonnes, ayant environ 7 mètres de longueur, représentent une surcharge de 2.3 tonnes par mètre courant de voie. On peut dire que la grande majorité des voitures et wagons restent compris dans cette limite. Nous avons ensuite à considérer les wagons-réservoirs à mélasse ou à pétrole qui ont amené les ingénieurs à établir la limite supérieure de 2.8 tonnes au mètre courant. Enfin, on a fait circuler sur certaines grandes lignes des wagons plus lourds pour transports de charbons, de pierres, de calcaires, etc., pour lesquels on est arrivé à une surcharge de 3.3 tonnes environ au mètre de voie. Ces wagons constituent une surcharge qui n'a guère été dépassée jusqu'ici en Europe (3). Il importe de remarquer que les limites que nous citons comprennent tous les véhicules souvent mentionnés qui, en raison de leur longueur, nous gênent moins. Nous pouvons constater aussi que les

---

(1) C'est ce que le rapporteur a proposé en 1888 et 1889 à propos de l'ordonnance autrichienne (*voir* page 122 de l'ouvrage *Calculs des ponts métalliques*).

(2) Nous ne sommes pas assez renseigné pour pouvoir affirmer ou non que les lignes de la classe inférieure, en Amérique, peuvent être assimilées aux lignes européennes.

(3) Les wagons pesant 3.6 tonnes suivant le *Verein*, ou 3.8 tonnes suivant les prescriptions bavaroises, n'existent pas encore en pratique. En Autriche, des wagons pesant plus de 3.1 tonnes ne peuvent être rangés immédiatement après le tender; des wagons pesant plus de 3.6 tonnes par mètre sont, en général, exclus du trafic.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

voitures du service courant ne dépassent jamais la limite de 2.3 tonnes par mètre et que les voitures de luxe exceptionnelles, y compris les cuisines, les accumulateurs pour éclairage électrique, etc., etc., n'atteignent jamais la limite de 2.8 tonnes au mètre de voie.

Nous avons donc, en résumé, pour l'Europe, trois types de wagons lourds pesant 3.3, 2.8 et 2.3 tonnes au mètre de voie. Nous les représenterons par des véhicules à deux essieux pesant 24, 20 et 16 tonnes et ayant des longueurs de 7.3, 7.2 et 7.0 mètres respectivement. Nous désignerons ces véhicules par W_1, W_2 et W_3.

Pour arriver maintenant à des trains-types de surcharge représentant l'ensemble des trains en circulation en Amérique et en Europe, d'après les renseignements qui nous sont parvenus et que nous avons résumés au chapitre II, en tant qu'il s'agit des lignes principales internationales (1), nous sommes amené à distinguer trois cas, ou, pour mieux dire, trois groupes de lignes ferrées.

Le premier groupe comprend les artères principales de circulation aux États-Unis d'Amérique, où l'on fait circuler de fait le matériel exceptionnellement lourd que nous avons cité.

Le deuxième groupe comprend un certain nombre de grandes lignes de l'ancien monde, où la circulation est tout aussi intense, où la voie est même presque plus solide qu'en Amérique, mais où le matériel roulant n'est pas encore tout aussi développé.

Le troisième groupe comprend toutes les lignes principales internationales où l'on n'a pas été aussi loin et où l'on ne veut même pas admettre de pareilles surcharges d'ici à longtemps. Nous croyons pouvoir affirmer que la grande majorité des lignes ferrées de l'ancien monde et une bonne partie de celles du nouveau monde restent préalablement comprises dans ce troisième groupe, en sorte que les surcharges-limites que nous lui assignerons, comme résumant toute la circulation actuelle, doivent nous intéresser plus spécialement.

Nous désignerons, pour nous entendre, par *trains extra-lourds en Amérique* et *trains extra-lourds en Europe* ceux des premiers groupes, par *trains lourds* ceux du troisième groupe. Pour chacun de ces groupes, il est absolument impossible (2) de représenter les effets de surcharge de tous les trains en circulation par un train-type unique; il en faut admettre au moins deux qui sont tout naturellement le train de voyageurs le plus rapide et le train de marchandises le plus lourd, représentant en quelque sorte les deux extrêmes du trafic. Nous arrivons ainsi à six trains-types donnant ensemble les efforts de surcharge cherchés :

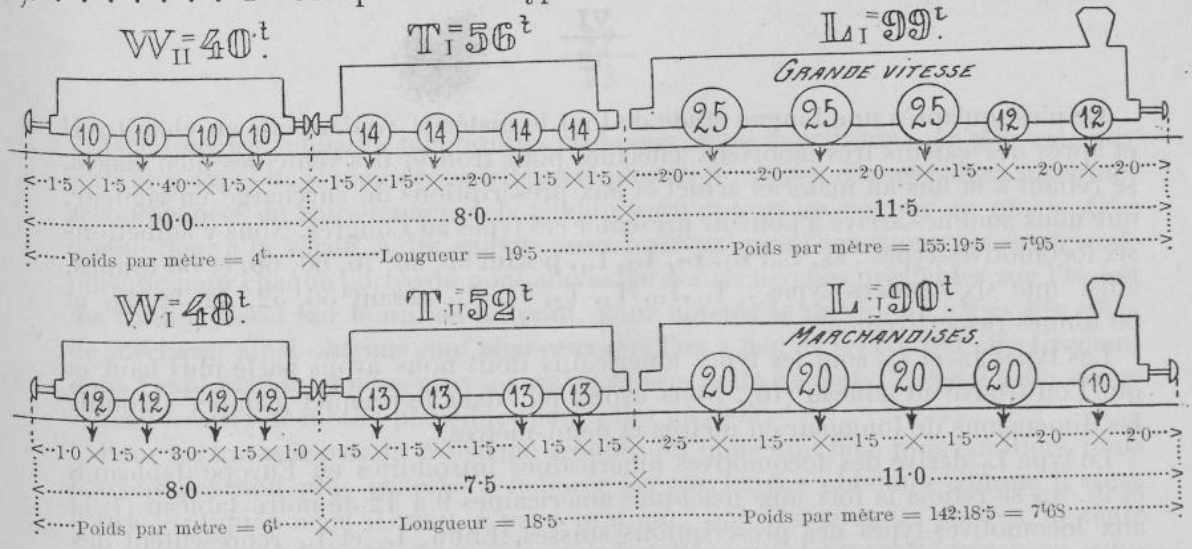
---

(1) Nous ne pouvons évidemment ici nous occuper des lignes secondaires ou d'intérêt local, qui, dans chaque pays, restent assujetties à des prescriptions spéciales.

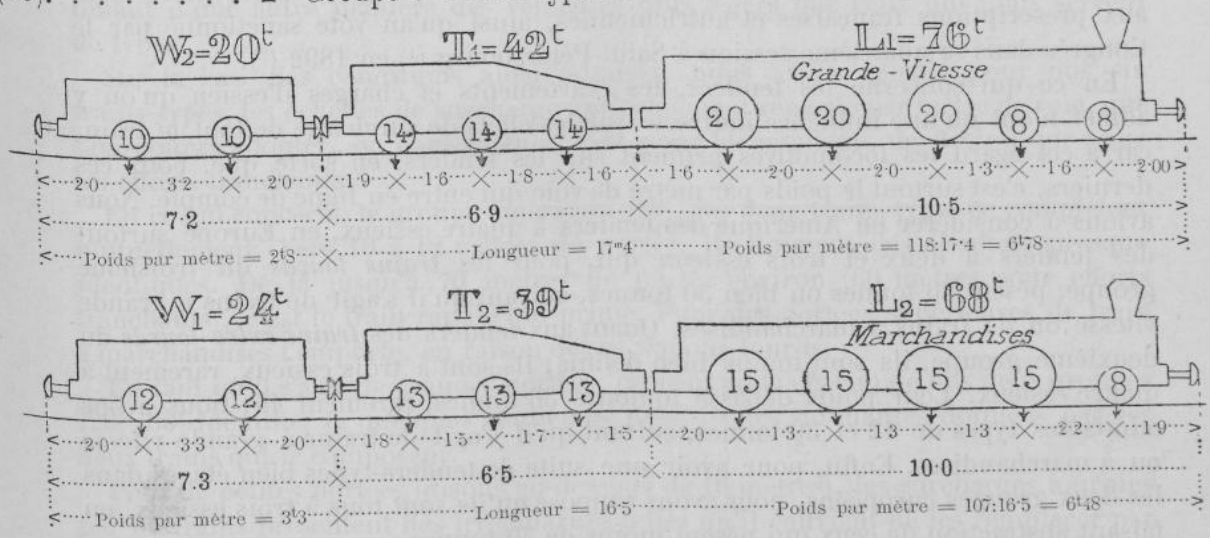
(2) C'est ce que nous démontrons par notre tableau graphique, planche I. Celui-ci met en évidence plus généralement tous les inconvénients des prescriptions par trains-types, et les avantages des prescriptions par surcharges uniformément réparties.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

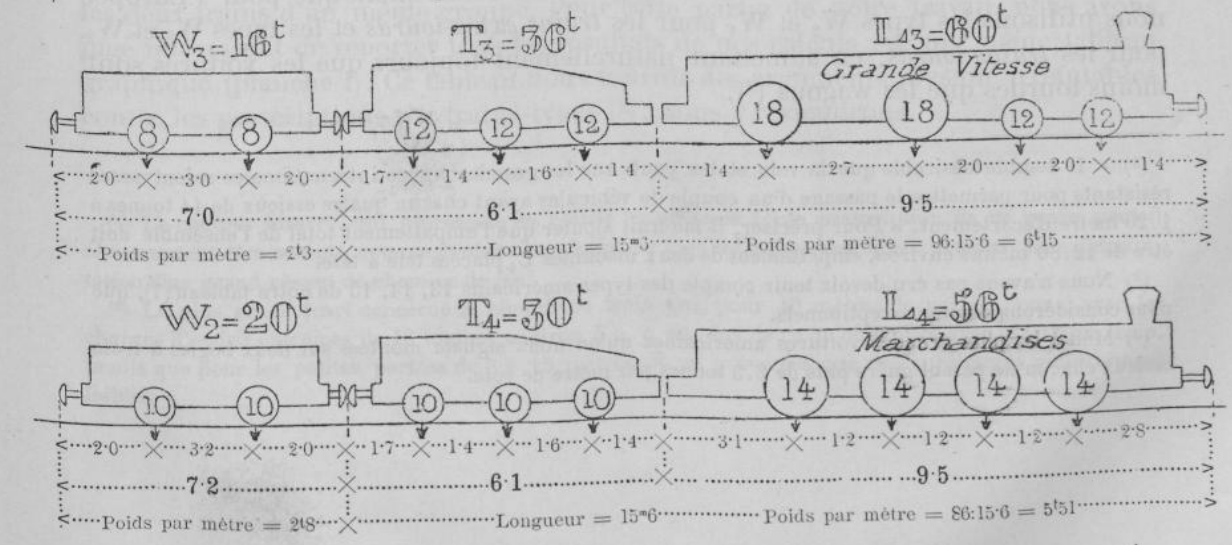
(28). . . . . 1er Groupe : Trains-types extra-lourds en Amérique.



(29). . . . . 2e Groupe : Trains-types extra-lourds en Europe.



(30). . . . . 3e Groupe : Trains-types lourds en Europe.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce n'est qu'après une longue étude de tout le matériel roulant cité au chapitre II et après des calculs très laborieux effectués pour trouver des véhicules bien étagés, se reliant à la fois au matériel actuel et aux prescriptions de surcharge en vigueur, que nous sommes arrivé à pouvoir présenter ces types au Congrès. Nous y admettons six locomotives-types : L_I, L_{II}, L_1, L_2, L_3, L_4, pesant 99, 90, 76, 68, 60, et 56 tonnes, ainsi que six tenders-types : T_I, T_{II}, T_1, T_2, T_3, T_4, pesant 56, 52, 42, 39, 36 et 30 tonnes respectivement.

Les types L_I et L_{II} sont les types américains dont nous avons parlé plus haut et que l'on trouve au tableau (10). Nous avons pu, dans le premier groupe, arrondir les dimensions de longueur en mètres et demi-mètres.

Le type L_1 dérive des locomotives américaines introduites en Europe (tableau 8 et 9). L_2 se relie à la fois aux machines américaines 9 à 12 de notre tableau (7) et aux locomotives-types des prescriptions suisses. Enfin, L_3 et L_4 représentent des types extrêmement connus dans les deux mondes. L_4 se relie, d'ailleurs, directement aux prescriptions françaises et autrichiennes, ainsi qu'au vote sanctionné par le Congrès dans sa quatrième session à Saint-Pétersbourg [1] en 1892 [2].

En ce qui concerne les tenders, les écartements et charges d'essieu qu'on y admet n'ont qu'une influence indirecte sur les effets de surcharge de tout le train, car à cet égard les locomotives priment sur les tenders, en sorte que, pour ces derniers, c'est surtout le poids par mètre de voie qui entre en ligne de compte. Nous avions à considérer en Amérique des tenders à quatre essieux, en Europe surtout des tenders à deux et trois essieux qui, pour les *trains lourds* du troisième groupe, pèsent 36 tonnes ou bien 30 tonnes, suivant qu'il s'agit de trains à grande vitesse ou de trains à marchandises. Quant aux tenders des *trains extra-lourds* du deuxième groupe, ils sont moins bien définis; ils sont à trois essieux, rarement à quatre essieux. Leur poids dépasse toujours 36 tonnes, rarement 40; nous avons admis des types de 42 et 39 tonnes, suivant qu'il s'agit de trains à grande vitesse ou à marchandises. Enfin, pour avoir une suite de tenders-types bien étagés dans les deux groupes européens, nous avons supposé qu'ils sont tous à trois essieux, en faisant abstraction de ceux qui pèsent moins de 30 tonnes.

En ce qui concerne les voitures et wagons, on remarquera que pour l'Europe, nous utilisons les types W_2 et W_1 pour les *trains extra-lourds* et les types W_3 et W_2 pour les *trains lourds*, en admettant naturellement toujours que les voitures sont moins lourdes que les wagons [3].

---

(1) « Il semble désirable que la voie et les ponts sur les grandes lignes internationales soient assez résistants pour permettre le passage d'un couple de véhicules ayant chacun quatre essieux de 14 tonnes à 1.20 mètre d'écartement. » Pour préciser, il faudrait ajouter que l'empattement total de l'ensemble doit être de 12.80 mètres environ, empattement de deux machines L_4 placées tête à tête.

(2) Nous n'avons pas cru devoir tenir compte des types américains 13, 14, 15 de notre tableau (7), que nous considérons comme exceptionnels.

(3) Même les plus grandes voitures américaines qu'on nous signale montées sur deux bogies à trois essieux chacun ne pèsent guère plus de 2.3 tonnes par mètre de voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Avec tous les véhicules mentionnés ci-dessus, nous constituons, en général, nos six trains-types de la manière usuelle en exploitation, c'est-à-dire avec deux machines accompagnées de leurs tenders à la tête du train et tous les wagons en queue. Ceci donne lieu, à la vérité, à des calculs assez onéreux quant aux moments de flexion, puisque pour chaque portée de pont elle exige des recherches préalables sur l'essieu du train à placer sur le milieu du pont, pour obtenir le maximum. Mais les effets de surcharge ainsi obtenus sont bien ceux que l'on a lieu de rencontrer effectivement dans l'exploitation et nous croyons qu'au moins pour les *trains extra-lourds*, on ne saurait trouver de motifs plausibles pour aller au delà.

Pour les *trains lourds* du troisième groupe, qui nous sont bien plus familiers, nous n'avons pas non plus cherché à majorer les surcharges obtenues comme il vient d'être expliqué; mais il nous a paru pratique, pour les grandes portées, de tenir compte quelque peu des trains de marchandises que l'on peut former en combinant d'une autre manière des véhicules plus légers que ceux qui nous servent de types.

Sur la base des conditions ainsi admises, nous avons calculé pour nos six trains-types, les échelles de surcharge uniformément répartie par mètre de voie, que l'on pourra adopter, en conséquence, tant pour les moments de flexion que pour les efforts tranchants.

En ce qui concerne le groupe américain (28), les deux trains-types se complètent mutuellement. Vers 10 à 12 mètres de portée, ils donnent des résultats presque identiques. De là jusqu'à 70 mètres de portée environ (60 mètres pour efforts tranchants), c'est le train rapide qui prime. Pour des portées supérieures, le train à marchandises l'emporte, en raison de ses wagons lourds.

En tant qu'il s'agit de grandes portées, on peut pour chacun de nos deux groupes (29) (30) identifier (à quelques centièmes près) (1) les surcharges données par les deux trains qui le composent.

Pour de petites portées (disons au-dessous de 10 mètres), les surcharges fournies par les trains présentent des irrégularités telles qu'il convient de les remplacer par une loi de surcharge régulière et, là encore, on peut ainsi identifier ce qui concerne les deux trains d'un même groupe. Pour cette partie de notre travail, nous avons jugé intéressant de reporter tous les résultats de nos calculs sur un même tableau graphique (planche I). Ce tableau nous fournit des arguments presque irréfutables contre les prescriptions par trains-types (2); nous y reviendrons.

---

(1) Le contour bizarre, qui représente en réalité les effets de toute prescription de ce genre, peut-il sérieusement être accepté comme contour-enveloppe de tous les effets analogues obtenus dans l'exploitation d'un grand réseau de chemins de fer?

(2) Le plus grand écart concerne le cinquième train qui, pour 40 mètres de portée, donne, avec les charges d'essieu extrêmes de 18 tonnes, environ 5 p. c. en plus de ce qu'on trouve avec le sixième train, tandis que pour les petites portées de 3 à 15 mètres, il ne provoque que des surcharges relativement faibles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous avons reproduit en annexe au chapitre III les calculs complets des charges uniformément réparties par mètre de voie, équivalentes au train rapide du deuxième groupe (29) et au train à marchandises du premier groupe (28), y compris ce qui concerne les moments de flexion au sixième de la portée et les efforts tranchants.

En résumé, pour chaque couple de trains constituant un groupe, nous parvenons à établir une échelle **a** de surcharges équivalentes par mètre de voie servant au calcul des moments de flexion, et une autre échelle **b** analogue servant au calcul des efforts tranchants :

(31) Tableau des surcharges uniformément réparties par mètre de voie équivalentes aux surcharges des trains-types.

Portée ou longueur surchargée.	TRAINS EXTRA-LOURDS D'AMÉRIQUE.		TRAINS EXTRA-LOURDS D'EUROPE.		TRAINS LOURDS D'EUROPE.	
	a. Moments de flexion, charge par mètre de portée.	**b.** Efforts tranchants, charge par mètre de longueur surchargée.	**a'.** Moments de flexion, charge par mètre de portée.	**b'.** Efforts tranchants, charge par mètre de longueur surchargée.	**a".** Moments de flexion, charge par mètre de portée.	**b".** Efforts tranchants, charge par mètre de longueur surchargée.
Mètres.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
1·0	50·0	50·0	40·0	40·0	36·0	36·0
1·5	35·5	35·0	27·0	28·0	24·0	26·0
2·0	25·0	28·0	20·0	23·0	18·0	21·5
2·5	20·0	25·0	16·0	19·5	15·0	19·0
5	15·5	19·0	12·5	15·0	11·5	14·0
10	12·0	14·0	9·5	11·0	8·5	10·0
15	10·0	11·0	8·5	9·6	7·0	8·5
20	9·2	10·0	8·0	8·7	6·5	7·6
40	8·0	9·0	6·8	7·3	5·6	6·2
80	6·9	7·7	5·3	5·8	4·4	4·8
120	6·3	7·0	4·3	4·8	3·8	4·0
160	6·2	6·8	3·8	4·3	3·4	3·5

N. B. Pour portées ou longueurs surchargées intermédiaires, on procédera par interpolation rectiligne.

Ces échelles de surcharge sont sujettes à être légèrement modifiées pour les petites portées, lorsque la charge d'essieu maximum admise pour un réseau n'atteint pas l'une des limites de 25 tonnes, 20 tonnes ou 18 tonnes, que nous avons introduites dans nos trois groupes, les locomotives conservant d'ailleurs sensiblement les mêmes poids admis dans nos types. Ceci fait l'objet d'une étude spéciale.

En effet, jusqu'à 2.50 mètres de portée environ, la surcharge par mètre dépend

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

presque exclusivement de la charge d'essieu maximum admise, quels que soient les véhicules-types à considérer. Il en est encore presque de même jusqu'à 5 mètres de portée, dans un certain sens, c'est-à-dire pour un réseau considéré, en sorte que l'on pourrait calculer ces ponts de faible portée en faisant abstraction de toute conception d'un véhicule-type. Pour élucider la question, nous remarquons qu'entre la charge et l'écartement minimum des essieux, il existe une certaine relation pratique. Nous avons pu constater que cette relation est différente pour le nouveau et l'ancien monde. Ainsi, une étude des locomotives lourdes aux Etats-Unis d'Amérique nous amène à l'échelle suivante :

(32)

Charges d'essieu . .	15 t.	16 t.	17 t.	18 t.	19 t.	20 t.	21 t.	22 t.	23 t.	24 t.	25 t.
Écartement minimum	1^m1	1^m15	1^m2	1^m25	1^m3	1^m35	1^m4	1^m5	1^m6	1^m8	2^m0

Toutefois, pour des écartements inférieurs à 1.3 mètre, nous n'avons pas d'exemples à citer; la possibilité de les obtenir se déduit du reste de l'échelle.

Une étude des machines européennes amène à des résultats moins excessifs. Ainsi, pour des charges d'essieu de 14, 15... 20 tonnes l'écartement minimum est de 1.20, 1.30... et 2 mètres environ (1). On peut ainsi établir approximativement la relation pratique suivante :

(33)

Charges d'essieu. . .	12 t.	13 t.	14 t.	15 t.	16 t.	17 t.	18 t.	19 t.	20 t.
Écartement minimum .	1^m00	1^m10	1^m20	1^m30	1^m40	1^m55	1^m70	1^m80	2^m00

Nous avons étudié pour chacune de nos portées : 1, 1.50, 2, 2.50 et 5 mètres les effets de chacun de ces systèmes d'essieux avec leur écartement propre ; nous avons ensuite inscrit dans un même tableau, pour chaque système, les charges équivalentes **a** et **b** les plus grandes, choisies parmi celles que nous avons trouvées pour ce système et tous les précédents. Pour les charges d'essieu supérieures à 14 tonnes, nous avons, en outre, pris en considération la combinaison d'un essieu moteur et d'un essieu porteur de 12 ou 8 tonnes placé à 1.50 ou 1.30 mètre du premier ; nous avons ainsi majoré encore nos valeurs, s'il y a lieu. Enfin, il convenait d'étager quelque peu toutes les charges trouvées, en un tableau unique continu pour chaque groupe, tout en les arrondissant par tonnes et demi-tonnes. Le résultat de toutes ces recherches est que, jusqu'à 2.50 mètres, il n'y a lieu de concevoir aucun véhicule-type, tandis que vers 5 mètres, soit pour l'Amérique, soit pour l'Europe, on trouve à peu près les mêmes valeurs pour tous les systèmes, en sorte que pour une pareille portée, la considération des *trains-types* n'influe que bien peu sur les charges à admettre. En ce qui concerne les trains-types américains du

(1) La conception des prescriptions hongroises, admettant des essieux de 16 tonnes à 1.20 mètre d'écartement, n'est illustrée, en pratique, par aucun exemple de machine construite en Europe.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

premier groupe, qui sont exceptionnellement lourds, nous supposerons que la charge d'essieu maximum varie de 19 à 25 tonnes. Pour les deux groupes européens, nous supposerons qu'elle varie de 16 à 21 tonnes, soit de 14 à 18 tonnes, et pour ces deux groupes nous avons pu, tant pour les valeurs **a** que pour les valeurs **b**, arrondir convenablement la différence en prenant une tonne de plus lorsqu'il s'agit des *trains extra-lourds*. Nous trouvons donc :

(34). . . . . Trains extra-lourds d'Amérique.

PORTÉE ou longueur surchargée.	Surcharge par mètre de voie pour une charge d'essieu de :													
	19 tonnes.		20 tonnse.		21 tonnes.		22 tonnes.		23 tonnes.		24 tonnes.		25 tonnes.	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Mètres.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t	t.	t.	t.	t.	t.	t.
1.0	38	38	40	40	42	42	44	44	46	46	48	48	50	50
1.5	25.5	29	27	29.5	28	30	29.5	31	31	32	32	33.5	33.5	35
2.0	19	25.5	20	26.5	21	27	22	27 5	23	27.5	24	27.5	25	27.5
2.5	17	22.5	17.5	23.5	18	24	18.5	24.5	19	25	19.5	25	20	25
5.0	15.5	19	15 5	19	15.5	19	15.5	19	15.5	19	15.5	19	15.5	19

N. B. — Pour des portées ou longueurs surchargées intermédiaires, on procédera par interpolation rectiligne.

(35) . . . . . Trains extra-lourds d'Europe.

PORTÉE ou longueur surchargée.	Surcharge par mètre de voie pour une charge d'essieu de :											
	16 tonnes.		17 tonnes.		18 tonnes.		19 tonnes.		20 tonnes.		21 tonnes.	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Mètres.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.
1.0	32	32	34	34	36	36	38	38	40	40	42	42
1.5	21	25	22.5	26	24	26	25.5	27	27	28	28	29
2.0	16	20.5	17	21	18	21.5	19	22	20	23	21	24
2.5	14	18.5	14.5	18.5	15	19	15.5	19.5	16	19 5	16.5	20
5.0	12.5	15	12.5	15	12.5	15	12.5	15	12.5	15	12.5	15

N. B. — Pour portées ou longueurs surchargées intermédiaires, on procédera par interpolation rectiligne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(36) . . . . . Trains lourds.

PORTÉE ou longueur surchargée.	Surcharge par mètre de voie pour une charge d'essieu de :									
	14 tonnes.		15 tonnes.		16 tonnes.		17 tonnes.		18 tonnes.	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Mètres.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.	t.
1.0	28	28	30	30	32	32	34	34	35	36
1.5	19	24	20	25	21	25	22.5	26	24	26
2.0	14	19.5	15	21	16	20.5	17	21	18	21.5
2.5	13.5	18	13.5	18	14	18.5	14.5	18.5	15	19
5.0	11.5	14	11.5	14	11.5	14	11.5	14	11.5	14

N. B. — Pour portées ou longueurs surchargées intermédiaires, on procédera par interpolation rectiligne.

Ces tableaux pour ponts de petite portée se relient directement à notre tableau (31) dérivant des trois groupes de trains-types ; les raccords s'effectuent graphiquement parlant au moyen de lignes droites concernant les portées comprises entre 2.50 et 5 mètres, lesquelles lignes viennent converger pour la portée de 5 mètres aux points représentant les valeurs indiquées dans nos tableaux (31). Notre tableau graphique (pl. I) donne une image de l'ensemble de toutes ces surcharges que nous proposons, pour des portées comprises entre 2 et 13.5 mètres. Nous y avons tracé les droites de raccord pour les deux groupes européens, tandis que pour le groupe américain nous nous sommes borné à indiquer le contour qui correspond à la charge d'essieu maximum 25 ou 20 tonnes des trains-types. On trouvera, en outre, dans notre tableau graphique (pl. II) pour des portées de 5 à 160 mètres, les contours polygonaux qui représentent nos échelles de surcharges. Il nous reste à élucider, à ce sujet, une particularité de nos propositions, concernant les grandes portées.

On remarquera que les extrémités des deux contours **a** et **b**, soit **a'** et **b'** représentant les *trains extra-lourds* des deux premiers groupes restent écartées notablement l'une de l'autre, tandis que les deux contours analogues **a''** et **b''** inférieurs représentant les *trains lourds* semblent vouloir converger, à un dixième de tonne près (1).

La raison en est que pour les *trains extra-lourds* nous avons cru devoir nous en tenir strictement aux trains-types définis (28) (29) en n'y admettant que les wagons

(1) La même convergence s'observe dans les échelles russes de 1884 que nous citons (11).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en queue, tandis que pour les *trains lourds* qui comprennent la très grande majorité des trains circulant dans les deux mondes, il nous a paru indispensable de tenir compte de la pratique actuellement admise chez beaucoup d'ingénieurs des ponts métalliques, consistant à tenir compte également de trains de marchandises ayant des wagons en tête et en queue, ou composés de plus de deux locomotives, un peu moins lourdes que celles représentées par nos types, etc. (1).

Ces variantes dans les hypothèses de surcharges ne modifient guère l'échelle $\mathbf{b}''$ relative aux efforts tranchants, pour lesquels les hypothèses initiales restent les plus défavorables. Mais, pour l'échelle $\mathbf{a}''$ concernant les moments de flexion, elles conduisent à augmenter très sensiblement les charges concernant les grandes portées.

Il nous a paru impossible de ne pas tenir compte de ces hypothèses de surcharges préconisées par tant d'ingénieurs distingués en Europe (2).

Nous avons donc laissé les extrémités des contours $\mathbf{a}''$ et $\mathbf{b}''$ là où on les avait placées en Autriche après une étude très approfondie concernant plus de quarante trains de surcharge divers. Du reste, la simple comparaison avec notre tableau (18) fait voir qu'on ne saurait abaisser l'extrémité de l'échelle $\mathbf{a}''$ des *trains lourds* que de quelques dixièmes de tonne au plus, pour rester au-dessus des charges représentant les prescriptions françaises de 1891, lesquelles, comme on sait, ne tiennent compte que de tenders à deux essieux pesant 24 tonnes.

9° *Application de nos échelles de surcharge.*

Pour les longerons et les poutres transversales sans exception, ainsi que pour les maîtresses poutres de tous les ponts usuels, on pourra avec toute sécurité faire usage de nos échelles **a** et **b** de surcharge. Ceci comprend tous les ponts à travées indé-

---

(1) Nous pouvons citer, quant aux prescriptions antérieures à 1895, admettant des wagons en tête et en queue du train, celles de la Russie en 1884, de l'Autriche en 1887, de la Hongrie en 1893 et en Allemagne, par exemple, celles des Directions de Breslau, de Bromberg et de Hanovre, toutes du réseau de l'État prussien, en 1894.

De même pour les trains de surcharge prescrits avec plus de deux locomotives, nous citerons ceux de la Russie en 1884, de l'Autriche en 1887; puis, en Allemagne, par exemple, ceux de la Direction de Bromberg en 1891 et de la Direction de Hanovre en 1894, enfin, en Roumanie, ceux de la Direction générale des chemins de fer, en ce qui concerne les travaux pour le grand pont sur le Danube, près Cernawoda.

(2) Nous avons déjà relaté plus haut que même les prescriptions actuellement en vigueur en Autriche, en Hongrie, en Russie et en Bavière admettent la même combinaison. Souvent aussi on admet pour chaque ligne une surcharge uniformément répartie spéciale. Ainsi, nous avons sous les yeux l'ouvrage : *Report of the Board of Railroad Commissioners of the State of New York.* Issued June 30, 1891. Commissioners : William E. Rogers, Isaac V. Baker, Fr. Michael Rickard, qui constitue un travail considérable du pouvoir exécutif de l'État de New-York. On y a refait d'office les calculs de résistance de 669 ponts sur un total de 2,500. Le rapporteur relate que beaucoup de directeurs de chemins de fer ont été très étonnés d'apprendre ainsi que, dans bien des cas, le travail imposé de fait aux constructions atteignait presque la limite de rupture.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pendantes en général, tous les ponts à poutres droites continues sur plusieurs travées, les ponts à *cantilevers* de divers systèmes, etc. (1).

Comme il n'y a jusqu'ici que trois grands pays, la Russie, l'Autriche et la Prusse, où les calculs de résistance s'effectuent presque exclusivement au moyen de surcharges uniformément réparties équivalentes, d'après plusieurs échelles de surcharges très soigneusement étudiées, et rendues obligatoires pour les constructeurs par décrets du pouvoir exécutif, nous croyons utile de récapituler ici la manière de se servir de nos échelles :

Les charges à faire entrer dans les calculs de résistance se composent du poids propre de la construction (charge permanente) et des charges accidentelles provenant du matériel roulant (charge mobile). On aura à tenir compte, en outre, des effets du vent et, en tant que le système de construction le rendra nécessaire, des changements de température. On trouvera au chapitre VI de notre rapport des données suffisantes pour pouvoir estimer d'avance le poids propre de tout pont à construire. Quant aux effets du vent, on est presque partout d'accord pour se rallier [à quelques modifications près (2)] aux coefficients admis en Angleterre. Nous n'avons donc ici à nous occuper que de la charge mobile, c'est-à-dire de l'application de nos échelles de surcharge.

a) Pour le calcul des bandes dans les maîtresses poutres des ponts à travées indépendantes, la charge accidentelle à admettre par mètre courant de voie, comme uniformément répartie sur toute la portée, comptée entre milieux des appuis, sera celle de l'échelle **a**.

S'il s'agit des bandes de maîtresses poutres en arc, avec ou sans tympans rigides, on pourra encore, avec toute sécurité, pour ne pas en revenir aux trains-types, faire usage de la même échelle **a**; il faudra seulement y considérer comme entrée la longueur surchargée et non la portée.

b) Pour le calcul de l'âme pleine ou des croisillons dans les mêmes maîtresses poutres, quant aux efforts tranchants ou aux effets de cisaillement, on se servira de l'échelle **b** en y prenant comme entrée, non la portée du pont, mais la longueur de pont surchargée (3). Pour les travées indépendantes usuelles, cette longueur sera différente pour chaque section, et s'étendra depuis celle-ci jusqu'à l'un ou

---

(1) En fait d'exceptions sérieuses, nous ne voyons que *les ponts en arcs*, pour lesquels il faudrait en revenir aux trains-types de surcharge. Encore semble-t-il, d'après quelques comparaisons faites, que les échelles **a** et **b** conviennent aussi très bien pour ces ponts, si on y admet partout la *longueur surchargée* comme servant d'entrée à ces échelles.

(2) En Autriche, on admet 270 kilogrammes par mètre pour le cas d'un ouragan ayant interrompu le trafic, 170 kilogrammes par mètre dans tout autre cas.

(3) Dans les ponts en arc, la longueur ou les deux longueurs de pont à surcharger, pour obtenir l'effet maximum dans une pièce considérée, font l'objet d'une recherche spéciale.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'autre des appuis à considérer, suivant le sens de l'effort tranchant cherché (1).

c) Pour les ponts à poutres continues reposant sur plus de deux appuis, on calculera les bandes en admettant pour les travées surchargées les charges qui, d'après l'échelle **a**, correspondent à leurs portées, tout en tenant compte des combinaisons de surcharge qui produisent les plus grands moments de flexion.

Pour le calcul des croisillons des mêmes ponts, on admettra pour la travée considérée les charges de l'échelle **b** et pour les combinaisons d'autres travées surchargées simultanément, les charges de l'échelle **a**.

d) Pour les ponts à poutres-consoles (*cantilevers*, système « Firth of Forth »), on pourra également faire usage de nos échelles.

On traitera naturellement la construction centrale posée sur consoles, comme un pont à travée indépendante, les charges d'appui évaluées à l'aide de l'échelle **b** étant les efforts qu'il faudra supposer appliqués à l'extrémité des consoles (*cantilevers*). On tiendra compte, en outre, des charges mobiles que celles-ci ont à supporter directement en utilisant nos deux échelles comme suit :

Pour le calcul des bandes, on surchargera les consoles d'après l'échelle **a** sur la totalité de leur longueur, en se servant du double de celles-ci comme entrée dans notre tableau (2).

Pour le calcul des croisillons, on surchargera les consoles d'après l'échelle **b**, depuis leur extrémité jusqu'à la section considérée, en prenant cette longueur surchargée augmentée de sa moitié, comme entrée dans notre tableau (3).

Remarque. — Les règles que nous citons pour les ponts à poutres droites continues sur plusieurs travées et pour les ponts à poutres-consoles, pourraient être trouvées sujettes à cette objection qu'elles présentent un excès de sécurité dans un certain sens, puisqu'elles admettent implicitement la présence simultanée de plusieurs trains sur une même voie du pont pour que les surcharges introduites dans les calculs de résistance puissent être réalisées. Mais les ingénieurs des ponts métalliques ont toujours été d'avis jusqu'ici qu'il y avait lieu de tenir compte de ces combinaisons les plus défavorables, dont la conception est pour ainsi dire liée à ces systèmes de construction.

---

(1) Pour un pont donné, il faudra donc prendre une charge par mètre différente pour chaque maille, et il semble en résulter une complication nouvelle. Toutefois, celle-ci n'est qu'apparente, et la surcharge pour une même longueur surchargée restant la même dans tous les ponts de toute portée, on peut l'établir une fois pour toutes sous forme de tables numériques toujours applicables. Ce calcul est alors plus simple que le calcul suivant l'ancien système. *Voir* plus loin (69).

(2) Il est facile de démontrer théoriquement que cette façon de procéder est absolument rigoureuse. Ceci repose sur le principe de la charge uniforme équivalente quant au moment de flexion au-dessus de la pile, où l'effet de flexion est maximum.

(3) Cette règle que nous donnons ici a été établie par des recherches n'ayant aucun caractère théorique. L'effort tranchant à considérer est toujours égal à la somme des charges situées sur la longueur indiquée, ce qui donne un calcul simple dans tous les cas. Notre règle pour utiliser l'échelle **b** est pratiquement exacte; elle dispensera d'en revenir aux trains-types pour recherches ultérieures.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

e) Les longerons seront traités comme des maîtresses poutres de petits ponts, s'appuyant sur les poutres transversales, en guise de piles ou culées ;

f) Les poutres transversales seront considérées comme piles ou culées supportant les longerons en guise de maîtresses poutres.

Pour le calcul des poutres transversales intermédiaires, on admettra comme charge mobile la moitié de la charge totale qui, d'après l'échelle **a**, serait applicable à un pont ayant pour portée la distance des deux poutres transversales immédiatement voisines sur la gauche et sur la droite de celle que l'on considère (1).

Le calcul des poutres transversales de rive se fera dans chaque cas spécial suivant leur disposition en construction, en remplaçant celle des poutres voisines faisant défaut pour appliquer la règle ci-dessus, par un support théorique de la voie pris à distance convenable. Cet écartement devra être de 1 mètre au moins pour tenir compte de l'intervalle usuel des traverses ; dans le cas de longerons-consoles, il devra être augmenté de la double portée de ces consoles (portée théorique). En cas de longerons sur culée, il sera égal à la portée de ces derniers [ponts biais (2)], etc.

Il va sans dire, du reste, que la surcharge incombant à chaque poutre transversale doit lui être supposée transmise au point où elle lui est appliquée de fait (assemblage avec les longerons). En général, on ne saurait trop recommander de construire les poutres transversales de rive au moins aussi solidement que les poutres intermédiaires analogues voisines.

10° *Conclusions.*

En résumé, toutes ces propositions que nous venons soumettre au Congrès ont pour but de démontrer à tous nos collègues que les prescriptions de surcharges par trains-types ne constituent qu'un expédient du législateur pour tourner la difficulté, au lieu d'étudier sérieusement les effets de tous les trains en circulation et d'en déduire, une fois pour toutes, une solution générale, permettant aux constructeurs de se dispenser de recherches ultérieures.

Nous avons prouvé qu'avec deux échelles de surcharges uniformément réparties, on pourra, dans tous les cas pratiques, effectuer les calculs de résistance de la manière la plus simple. Les ponts ainsi calculés présenteront une très grande sécurité, puisqu'on y aura tenu compte de tout le matériel roulant en circulation.

L'emploi de nos échelles **a** et **b** de surcharges se généralise en disant qu'il y faut toujours entrer en partant des *longueurs de pont surchargées*.

---

(1) On démontre théoriquement que cette proposition est rigoureusement exacte, même si les intervalles des poutres transversales sont inégaux. (*Voir* p. 77 de l'ouvrage déjà cité : *Calculs des ponts métalliques à une ou plusieurs travées*. Paris, Baudry, 1889.) Ceci repose sur l'usage universellement établi de calculer les poutres transversales comme reposant librement sur les maîtresses poutres et les longerons comme reposant librement sur les poutres transversales.

(2) Dans l'ossature métallique souvent compliquée qui se présente alors, on peut traiter séparément, d'après notre règle, ce qui concerne chaque file de longerons séparément.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE AU CHAPITRE III.

EXEMPLES DE CALCULS.

Comme les méthodes de calcul utilisées dans ce qui précède et que nous préconisons pour évaluer les charges uniformément réparties par mètre de voie, équivalentes aux effets d'un train donné (quant aux moments de flexion ou quant aux efforts tranchants), ne sont certainement pas connues de tous les membres du Congrès, nous avons pensé qu'il conviendra de citer ici au moins deux exemples de ces calculs ; ceux-ci concernent notre *train extra-lourd à marchandises* en Amérique et notre *train extra-lourd à grande vitesse* en Europe. Le lecteur se rendra compte ainsi de ce que c'est que d'avoir des prescriptions de surcharges données au moyen d'un train-type ou données au moyen d'échelles de charges uniformes équivalentes, que l'on peut appliquer immédiatement sans autres recherches.

1° *Moments de flexion au milieu de la portée.*

Il faut pour chaque portée placer celui des essieux du train sur le milieu de cette portée qui y donne un moment de flexion maximum. On prend ensuite parmi les valeurs ainsi trouvées la plus grande. Désignons par :

$l = 2a$	la portée du pont ;
$P_1\, P_2\, P_3 \,..\, P_n$	les charges d'essieux ;
$a_1\, a_2\, a_3 \,...\, a_n$	leurs distances au milieu de la portée (1).

On trouve alors facilement que la charge équivalente uniformément répartie sur toute la portée, par mètre de voie, est :

$$(37) \quad . \quad . \quad p = \frac{P_1 + P_2 + \dots P_n}{a} - \frac{a_1 P_1 + a_2 P_2 \dots a_n P_n}{a^2} = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{\Sigma a_n P_n}{a}\right].$$

Ce procédé de calcul, inauguré par le rapporteur dès 1873, offre le grand avantage que, pour des portées $l = 2a$ croissantes, les valeurs Σ restent constantes tant que de nouveaux essieux n'arrivent pas sur le pont ; lorsque ceux-ci y arrivent, on obtient les nouveaux Σ en se bornant à calculer les Σ pour les nouveaux essieux et à ajouter ces valeurs aux anciens Σ déjà connus. Si donc un même essieu reste sur le milieu du pont tandis que la portée croît indéfiniment, il suffira de dresser une table des Σ pour celles des portées qui font apparaître de nouveaux essieux sur le pont. Au moyen de cette table, que l'on obtient facilement par voie d'additions, on peut ensuite, pour une portée intermédiaire quelconque, calculer de suite p au moyen de la formule (37) en y mettant les Σ de la table concernant la portée $l_n = 2a_n$

(1) C'est à cette circonstance que toutes les longueurs sont rapportées au milieu de la portée, que l'on doit le succès de cette méthode.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

immédiatement inférieure. Ce calcul n'exige que deux divisions. La courbe des valeurs de p présente une suite de points singuliers qui correspondent aux portées figurant dans la table des Σ.

La condition pour qu'un essieu placé sur le milieu de la portée y donne un maximum, est que cet essieu constitue une *force médiane* de la partie du train placé sur le pont. Cela signifie que les sommes des charges appliquées de part et d'autre doivent être tellement près d'être égales, que si à l'une d'elles on ajoute l'essieu considéré, on obtient toujours la majorité des charges placées sur le pont (1).

---

(1) Si, au lieu de chercher le maximum au milieu du pont, on le voulait trouver pour une section quelconque divisant la longueur l de la portée en deux parties inégales a' et a'' détachées à droite et à gauche de cette section, ce serait la *force médiane proportionnelle* qu'il faudrait y placer. Nous nommons ainsi une force P_m telle que le léger déplacement considéré ci-dessus laisserait toujours du côté de P_m la partie du faisceau qui est *proportionnellement la plus grande :* cette nouvelle conception et la règle qui s'y rapporte ressortent du calcul suivant. On trouve :

$$(38)\quad \text{Moment de flexion} = \frac{a'a''}{2a}\,\Sigma P_n - \frac{1}{2a}\left[a''\Sigma a'_n P'_n + a'\Sigma a''_n P''_n\right] = M = \frac{p}{2}\,a'a''.$$

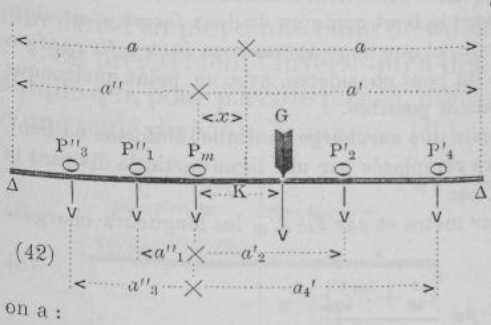
$$(39)\quad p = \frac{\Sigma P_n}{a} - \frac{1}{a}\left[\frac{\Sigma a'_n P'_n}{a'} + \frac{\Sigma a''_n P''_n}{a''}\right].$$

Le maximum de p exige le minimum du facteur entre parenthèses. Un déplacement de l'origine X des moments, d'une quantité très petite x vers le point X_1 situé à droite, donne pour cette nouvelle origine des moments :

$$(40)\quad \left(\frac{\Sigma a'_n P'_n}{a'} + \frac{\Sigma a''_n P''_n}{a''}\right)_1 = \left(\frac{\Sigma a'_n P'_n}{a'} + \frac{\Sigma a''_n P''_n}{a''}\right) - x\left(\frac{\Sigma P'_n}{a'} - \frac{\Sigma P''_n}{a''}\right),$$

et produit une dimnution ou une augmentation du facteur en question, suivant que :

$$(41)\quad \frac{\Sigma P'_n}{a'} > \frac{\Sigma P''_n}{a''}.$$



On en tire la notion de la *force médiane proportionnelle* qu'il faut placer sur la section pour obtenir le maximum.

Ces considérations conduisent aussi directement au maximum *maximorum* théorique dans le cas le plus général.

Soit G le centre de gravité (42) de toutes les forces de Σ P_n et K sa distance à la force P_m, soit enfin x la distance de cette dernière au milieu de la portée ; on a :

$$a' = a + x \qquad a'' = a - x \qquad \Sigma a'_n P'_n - \Sigma a''_n P''_n = K\Sigma P_n.$$

La substitution dans l'équation (38) donne après réduction :

$$(43)\quad M = \frac{a^2 + Kx - x^2}{2a}\,\Sigma P_n - \frac{1}{2}\left[\Sigma a'_n P'_n + \Sigma a''_n P'_n\right] \qquad \text{et} \frac{dM}{dx} = \frac{1}{a}\left(\frac{K}{2} - x\right)\Sigma P_n.$$

Le maximum obtenu sur une section donnée, en y plaçant la *force médiane proportionnelle*, devient,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Lorsqu'on a un train-type à considérer, qui comprend des wagons en tête et en queue, il n'y a pour chaque portée que trois ou quatre essieux entre lesquels il faut choisir l'essieu formant force médiane. Mais pour un train-type n'ayant que des wagons en queue, ainsi que ceux qui sont prescrits en France, en Suisse et en Prusse, le problème est bien plus compliqué, car pour des portées croissantes on a, au moins, une douzaine d'essieux à essayer en cherchant la force médiane. De ces forces médianes, on en trouve plusieurs pour presque chaque portée, et il faut ensuite, parmi toutes les valeurs de p ainsi trouvées, prendre la plus grande. Notre solution (1) pour sortir de ces difficultés consiste à dresser un barème du train et des régions de portée où chacun des essieux lourds constitue une force médiane. Ce barème que nous représentons (76) pour le train rapide (29) européen est compréhensible pour les constructeurs.

Chacun des essieux lourds A, B, C... est successivement supposé placé au milieu du pont pour des portées croissant indéfiniment; ce qui donne autant de suites horizontales du barème. Dans chaque suite et des deux côtés de l'essieu essayé, on a inscrit les abcisses a_n ainsi que les sommes de charges correspondantes; on peut

---

par conséquent, un maximum *maximorum*, eu égard à toutes les sections, lorsqu'on a en même temps $x = K : 2$, ou, en d'autres termes, *lorsque le centre de gravité* G *et la médiane proportionnelle* P_m *du train se trouvent de part et d'autre et à égale distance du milieu de la portée du pont*. D'après cette règle fort simple et connue d'ailleurs depuis longtemps, on voit que lorsqu'on aura obtenu le maximum au milieu du pont, à l'aide de la méthode indiquée dans le texte, il suffira généralement d'un très léger déplacement pour avoir le maximum *maximorum*, car, d'après la composition usuelle des trains, G et P_m sont presque toujours deux forces très voisines l'une de l'autre et P_m déterminée comme force médiane pour le milieu, ne cesse pas de rester *médiane proportionnelle* pour les points voisins.

Pour une section quelconque, divisant la portée l en deux parties inégales a' et a'', la *force médiane proportionnelle* à placer sur la section s'obtiendrait d'une manière simple, en divisant la longueur totale obtenue à l'aide des forces placées bout à bout, dans le rapport $a' : a''$. Si, dans cette construction, le point de division vient à tomber exactement sur un point formant le bout commun de deux forces, c'est alors l'intervalle compris entre les essieux correspondants du train, et que nous nommerons *intervalle médian proportionnel*, qui doit se trouver à cheval sur la section du pont considérée, avec un point quelconque de sa longueur, pour que l'on y obtienne le plus grand moment possible.

Si le pont avait à supporter non des essieux chargés, mais une surcharge continue (uniforme ou non), la *force médiane* ou *médiane proportionnelle* devrait être remplacée par une ligne verticale divisant la surcharge en parties *égales ou proportionnelles* à a' et a'', etc.

En désignant par p_w la charge uniforme des wagons par mètre et par l'_w l''_w les longueurs chargées de part et d'autre, on a :

$$(44) \quad \ldots \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{1}{a}\Sigma a_n P_n + p_w \frac{l'^2_w + l''^2_w}{l}\right].$$

(1) On sait que l'on peut résoudre le problème par voie graphique. On construit un polygone funiculaire pour la totalité du train, sur lequel on promène une corde de projection horizontale constamment égale à la portée. La position de cette corde, qui laisse entre elle et le polygone le plus grand écart possible, est la position cherchée. Cette solution, très élégante pour un petit nombre d'essieux, devient inadmissible pour les trains longs, et il faut en revenir aux procédés numériques.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

donc immédiatement voir si la condition requise est satisfaite ou non (1). Nous avons indiqué par des traits pleins les régions où chaque essieu est force médiane; cette indication se répète de chaque côté de l'essieu essayé.

Notre barème paraît de fait plus compliqué qu'il ne l'est. Les nombres de chaque suite horizontale se déduisent de ceux de la suite précédente, par simple addition ou soustraction d'un nombre constant, concernant le déplacement de l'origine. On peut donc dresser facilement tout le barème par voie d'additions et soustractions effectuées du haut en bas.

Le barème une fois établi, il ne restera pour un constructeur expérimenté qu'à choisir, dans chaque cas, entre deux ou trois essieux forces médianes. Nous reproduisons (72), les tableaux des Σ servant à appliquer notre formule (37), en tant qu'ils sont à considérer pour le maximum de la charge p. Nous avons marqué par des astérisques (*) celles des valeurs de p qui appartiennent sûrement au contour général des maximums à considérer pour le train donné.

On remarquera que pour ce train rapide extra-lourd dont nous venons de parler, on doit mettre successivement sur le milieu de la portée les essieux A, B,... K. Ce dernier essieu du dernier tender donne encore un maximum pour des portées dépassant 160 mètres. La formule générale des charges uniformes équivalentes est d'après (44) :

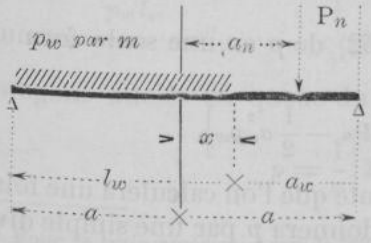
$$(45) \quad \ldots \ldots \ldots \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{1}{a}\left(\Sigma a_n P_n - \frac{1}{2} p_w l_w^2\right)\right].$$

où l_w désigne toujours la longueur de la partie du train de wagons en queue, qui se trouve sur la portée.

Si l'on veut maintenant étendre ces recherches à des portées plus grandes, il faut placer le train de manière que le milieu de la portée se trouve être compris dans le train de wagons, c'est-à-dire dans la surcharge uniformément répartie. Il semble qu'il doive en résulter alors une complication, puisque notre méthode (45), consistant dans l'emploi d'une table de valeurs des Σ, n'est plus applicable.

C'est précisément l'inverse qui a lieu. Nous avons trouvé une formule extrêmement simple qui, pour pareille portée, donne immédiatement le résultat cherché au moyen d'une seule division. Nommons (46) :

(46) .



x . . . l'excès de la longueur du train de wagons sur a, moitié de la portée;

a_w. . . le rapport $\Sigma P_n : p_w$ de la somme des charges d'essieux des locomotives et tenders à la charge par m . . . p_w.

(1) Nous renvoyons, pour plus de détails, à l'ouvrage déjà cité : *Calculs des ponts métalliques à une ou plusieurs travées*. Paris, Baudry, 1889.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

D'après la condition nécessaire pour que x corresponde à un moment de flexion maximum on aura :

$$(47) \quad . \quad . \quad . \quad ap_w = xp_w + \Sigma P_n \qquad\qquad x = a - \frac{\Sigma P_n}{p_w} = a - a_w.$$

Il résulte de là que le rapport a_w représente en même temps la longueur $(a - x)$ où se trouvent les charges d'essieux P_w. Cette longueur $a_w = l - l_w$ reste invariable lorsque la portée est croissante ; donc l et l_w croissent alors, tout en conservant une différence constante. Dans le cas particulier où cette différence est nulle, on a :

$$(48) \quad . \quad . \quad . \quad x = o \qquad\qquad a = a_w = \frac{l}{2} \qquad\qquad a_w p_w = \Sigma P_n.$$

Pour obtenir maintenant une formule générale qui nous donne la valeur de la charge uniformément répartie équivalente à l'ensemble du train, évaluons séparément ce qui provient des charges d'essieux P_n et de la charge p_w.

Le contingent des charges d'essieux P_n est donné par l'expression (45) suivante :

$$(49) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{1}{a}\Sigma a_n P_n\right].$$

ΣP_n reste constant, quelle que soit la portée; mais $\Sigma a_n P_n$ est variable avec la portée, puisque les a_n varient; or, en désignant par $\Sigma_w a_n P_n$ la somme spéciale que l'on aurait pour $x = o$, on a généralement d'après (47) :

$$(50) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \Sigma a_n P_n = \Sigma_w a_n P_n + x\Sigma P_n = \Sigma_w a_n P_n + (a - a_w)\,\Sigma P_n.$$

Substituons cette expression dans (49), il vient en réduisant :

$$(51) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{1}{a}\Sigma a_n P_n\right] = \frac{1}{a^2}\left[a_w \Sigma P_n - \Sigma_w a_n P_n\right].$$

Les Σ qui restent encore dans cette expression sont des quantités indépendantes de la portée, c'est-à-dire constantes. Pour évaluer maintenant la partie de p qui provient de la charge p_w par mètre, faisons la différence de ce que l'on obtiendrait en surchargeant la portée sur la longueur totale et sur la longueur a_w seulement; on aura ainsi (45) l'expression :

$$(52) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad p_w - \frac{1}{2}\frac{a_w^2}{a^2} p_w.$$

Réunissant finalement les deux parties (51) (52) de p en une seule formule, on aura :

$$(53) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad p = p_w + \frac{1}{a^2}\left[a_w \Sigma P_n - \Sigma_w a_n P_n - \frac{1}{2} a_w^2 p_w\right].$$

La quantité entre parenthèses étant une constante que l'on calculera une fois pour toutes, la formule est de forme hyperbolique et donnera p par une simple division. On reconnaît facilement d'ailleurs que cette quantité entre parenthèses est toujours positive, car ceci revient à dire que pour le cas (48) où $x = o$, la travée étant alors chargée sur une moitié par la charge p_w par mètre, sur l'autre moitié par les charges

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'essieux ΣP_w, ce sera toujours cette dernière moitié qui primera sur l'autre quant au contingent pour p, puisqu'ici les charges ΣP_n, tout en étant égales à $a_w p_n$ d'après (48), sont concentrées davantage vers le milieu de la portée. La valeur de p sera donc toujours supérieure à p_w. Nous avons appelé a_w, *la longueur wagonale du train*. Cette longueur ainsi définie joue un rôle important dans tous ces calculs, comme on l'a déjà vu précédemment (25) (26). Pour les trains européens, elle est trop grande pour qu'on ait pensé à s'en occuper jusqu'ici. Ainsi pour le train rapide (29) dont nous venons de nous occuper, on trouve :

(54) . $p_w = 2{\cdot}8$ t. $\quad \Sigma_w P_n = 236$ t. $\quad a_w = 84{\cdot}20$ m. $\quad \Sigma_w a_n P_n = 40{\cdot}80$ m. t.

et la formule qui, pour des portées supérieures à 168.58 mètres donne immédiatement la valeur de p, s'écrit :

$$(55) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad p = 2{\cdot}8^{t} + \frac{5865{\cdot}63}{a^2}.$$

Pour le train américain à marchandises (28), les calculs que nous reproduisons plus loin (71) (72) dans tous leurs détails amènent bien plus vite au cas considéré, où le train de wagons couvre le milieu de la portée ; on a :

(56) . . $p_w = 6$ t. $\quad \Sigma_w P_n = 276$ t. $\quad a_w = 46$ m. $\quad \Sigma_w a_n P_n = 5{\cdot}203$ m. t.

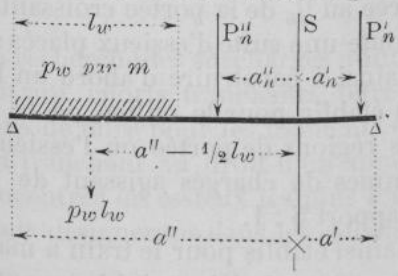
et pour des portées supérieures à 92 mètres seulement (1), on pourra déjà se servir de notre formule expéditive qui est ici :

$$(57) \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad p = 6^{t} + \frac{1145}{a^2}.$$

2° *Moments de flexion au $^1/_6$ de la portée.*

Partons de la formule trouvée précédemment (39) pour la charge uniformément répartie sur toute la portée, qui est équivalente au train quant au moment de flexion, sur une section S quelconque, divisant la portée en deux parties inégales a' et a'', et supposons d'abord que la surcharge ne se compose que de charges d'essieux isolés, quitte à tenir compte ultérieurement de la charge uniformément répartie représentant les wagons attelés en queue du train (58). On a généralement (36) :

(58) .



$$(59) \quad \ldots \ldots \ldots \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \left(\frac{\Sigma a'_n P'_n}{a'} + \frac{\Sigma a''_n P''_n}{a''}\right)\right].$$

(1) Pour le train américain rapide (28) on trouve par des calculs analogues :

$p_w = 4$ t. $\quad \Sigma_w P_n = 310$ t. $\quad a_w = 77{\cdot}5$ m. $\quad \Sigma_w a_n P_n = 6{\cdot}062\ 5$ m. t. $\quad p = 4^{t} + \dfrac{5\,950}{a^2}$.

Cette longueur wagonale est comprise entre celles citées dans le texte.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour faire disparaître a' et a'', posons $a'' = ma'$, alors on a (1) :

$$(60) \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{m+1}{2ma}\left(m\Sigma a'_n P'_n + \Sigma a''_n P''_n\right)\right].$$

Pour tenir compte maintenant de la surcharge $p_w l_w$ uniformément répartie en queue du train, il suffit d'appliquer la formule (59) à une force isolée $p_w l_w$ qui agit au milieu de la longueur l_w, ce qui donne

$$(61) \quad \frac{1}{a}\left[p_w l_w - \frac{a'' - {}^1/_2 l_w}{a''} p_w l_w\right] = \frac{1}{2} p_w \frac{l_w^2}{aa''} = \frac{m+1}{4m}\frac{l_w^2}{a^2} p_w.$$

Réunissant la valeur ainsi trouvée avec celle (60) qui provient des charges d'essieu, on trouve la formule générale :

$$(62) \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{m+1}{2ma}\left(m\Sigma a'_n P'_n + \Sigma a''_n P''_n - \frac{1}{2} p_w l_w^2\right)\right].$$

On pourrait encore rechercher les conditions du maximum pour le cas où $l_w > a''$ c'est-à-dire où le train de wagons vient à couvrir la section S considérée, mais pour les portées de pont jusqu'auxquelles nous avons étendu nos calculs, ce cas de surcharge ne se produit pas et nous n'avons donc pas à nous en occuper. Faisons maintenant $m = 5$ dans les formules ci-dessus et nous aurons pour les sections au ${}^1/_6$ de la portée :

$$(63) \quad p = \frac{1}{a}\left[\Sigma P_n - \frac{6}{10a}\left(5\Sigma a'_n P'_n + \Sigma a''_n P''_n - \frac{1}{2} p_w l_w^2\right)\right].$$

Cette formule a une grande analogie avec celle que nous avons établie (45) pour le milieu de la portée. Pour l'utiliser dans le même ordre d'idées, supposons que l'on ait placé un essieu lourd du train sur la section et que l'on fasse ensuite croître la portée indéfiniment de telle façon que a'' croisse cinq fois plus que a', la section considérée se trouvant ainsi constamment placée au ${}^1/_6$ de la portée croissante.

Il faudra naturellement encore essayer ici toute une suite d'essieux placés successivement sur la section considérée. On arrive ainsi à construire d'abord un barème analogue à ceux (71) (76) que nous avons dû établir pour le milieu de la portée, permettant de reconnaître immédiatement les régions de portée où l'essieu essayé donne un maximum, c'est-à-dire où les sommes de charges agissant de part et d'autre de la section sont à peu près dans le rapport 5 : 1.

On trouvera plus loin (73) (78) les barèmes ainsi établis pour le train à marchandises américain (28) et le train rapide européen (28), étudiés précédemment quant au milieu de la portée.

On y a multiplié sur la droite les abscisses a' et les sommes de charges d'essieu qui

---

(1) On a :

$$a' + a'' = 2a,$$

on en déduit :

$$a'' = \frac{2m}{m+1} a \quad \text{et} \quad a' = \frac{a''}{m} = \frac{2}{m+1} a.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

leur correspondent par 5. De cette façon il suffit, pour reconnaître la condition du maximum, de vérifier s'il y a parité de part et d'autre de la section, de manière que la charge d'essieu placée sur la section, étant ajoutée une fois vers la gauche ou cinq fois vers la droite, détermine toujours la partie majeure de toutes les charges.

On pourra donc utiliser ces barèmes absolument de la même manière que les barèmes (71) (76) établis pour le milieu de la portée. Nous reproduisons plus loin, pour les deux trains en question, tous les calculs effectués avec ces barèmes (1), conformément à la formule (63). On y trouvera aussi indiqué l'excès des valeurs obtenues pour le $^1/_6$ de la portée sur celles obtenues pour le milieu de la portée, évaluée en centièmes de ces dernières (74) (79). La marche des calculs est absolument analogue à celle que nous avons suivie précédemment. Toutes les abscisses de droite a' ont été toutefois inscrites avec le quintuple de leur valeur; de cette façon la somme des moments se trouve toujours être égale à $(\Sigma a''_n P''_n + 5\,\Sigma\, a'_n\, P'_n)$. Enfin nous avons inscrit dans une colonne spéciale les valeurs $\frac{6}{10}$ ( ) qui entrent dans la formule (63) et qui, avec les sommes ΣP_n, serviront à calculer p au moyen de deux divisions seulement. Toutefois on remarquera qu'ici il y a une petite difficulté de plus, puisqu'il faudra toujours faire un calcul des abscisses. Pour les portées moindres, c'est a'' ou a' qui est donné et alors il faut calculer l. Pour les portées supérieures, c'est l qu'on se donne en nombre rond, et alors il faut calculer a''. Nous avons déjà discuté plus haut (25) (26) les résultats auxquels conduisent tous ces calculs. On trouvera d'ailleurs dans notre tableau graphique, planche II, l'ensemble des contours polygonaux de la charge par mètre que nous proposons pour représenter les effets des moments de flexion.

3° *Efforts tranchants.*

La recherche des surcharges uniformément réparties, équivalentes aux trains-types quant aux efforts tranchants, offre bien moins de difficulté que l'étude que nous venons de faire pour les moments de flexion; on sait que pour avoir le plus grand effort tranchant au droit d'un appui, il faut y amener la tête du train, c'est-à-dire y concentrer les essieux les plus lourds.

Nous désignerons dans les calculs et tableaux qui suivent par :

64)

p'	la charge uniforme équivalente par mètre de voie cherchée,
l	la portée du pont,
$P_1\ P_2$ . . P_n . .	les charges d'essieux en action sur le pont,
$l_1\ l_2$ . . l_n . .	leurs distances respectives à l'appui de droite.

(1) Il faut seulement, pour certaines portées, considérer aussi le cas où l'on aurait devant soi le train cheminant en sens inverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On trouve alors par les méthodes ordinaires (1) :

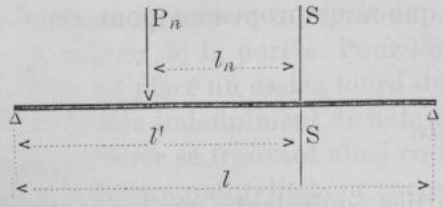
$$(65)\quad p' = 2\,\frac{P_1 + P_2 + \dots P_n}{l} - 2\,\frac{l_1P_1 + l_2P_2 + \dots l_nP_n}{l^2} = \frac{2}{l}\left(\Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l}\right).$$

Cette formule a une grande analogie avec la formule (37), établie pour les moments de flexion, et peut être utilisée de la même manière.

Si l'on suppose que l'essieu d'avant d'un train de surcharge déterminé reste placé sur l'appui de droite du pont et que la portée l croisse d'une manière continue, alors les sommes ΣP_n et $\Sigma l_n P_n$ ne varieront qu'à chaque fois qu'un nouvel essieu apparaîtra sur la portée croissante. On pourra donc dresser à l'avance un barème des valeurs de ces sommes pour les portées correspondantes (2) et ce barème permettra ensuite d'obtenir de suite p' au moyen de la formule (65) pour une portée l quelconque, en effectuant deux divisions seulement, car on utilisera les Σ qui, dans le barème, correspondent à la valeur immédiatement inférieure $l_n \leqq l$.

Le contour des valeurs de p', obtenu (3) en réunissant toutes les valeurs de p' ainsi trouvées, sera le contour-enveloppe cherché, donnant graphiquement les plus grandes valeurs de la charge par mètre équivalente quant à l'effort tranchant sur un appui, valeurs que l'on peut obtenir aussi numériquement à l'aide de la formule (65).

Tous les calculs concernant les efforts tranchants, et qui ont servi de base aux prescriptions de l'ordonnance autrichienne, ont été effectués à l'aide des procédés indiqués ci-dessus; nous allons faire voir que les résultats obtenus par ce procédé sont applicables pour les efforts tranchants provoqués sur une section quelconque du pont, conformément au principe des longueurs surchargées.



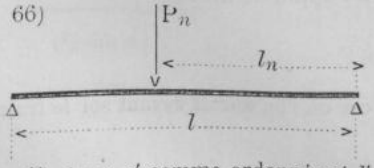
Considérons une section quelconque SS du pont; supposons un des trains de surcharge mentionnés précédemment, placé de façon que le premier essieu se trouve au-dessus de la section considérée et laisse la partie de droite non chargée, de manière que l'effort tranchant en SS soit maximum. Désignons par :

(67)
- p' . . . . . la charge uniforme par mètre cherchée, équivalente en SS;
- l . . . . . la portée du pont que l'on considère;
- l' . . . . . la partie de cette portée à gauche de SS;
- $P_1\ P_2$ . . P_n . . les diverses charges d'essieux agissant à gauche de SS;
- $l_1\ l_2$ . . l_n . . leurs distances respectives à la section SS;
- $V_{l'}$ . . . . . l'effort tranchant produit sur la section. On trouve alors :

$$(68)\quad V_{l'} = \Sigma\,\frac{(l' - l_n)}{l}\,P_n = \frac{1}{2}\,\frac{p'l'^2}{l} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad p' = \frac{2}{l'}\left(\Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'}\right).$$

---

(66)



(1) On aurait pour la force unique P_n un effort tranchant évalué sur l'appui de droite

$$V_l = \frac{l - l_n}{l}\,P_n = \frac{1}{2}\,p'l \qquad \text{d'où } p' = \frac{2}{l}\left(P_n - \frac{l_n P_n}{l}\right).$$

(2) En opérant comme pour [illegible] moments, par voie d'addition principalement pour les apparitions d'essieux sur la portée.

(3) Avec p' comme ordonnée et l' comme abscisse, et la tête du train sur l'appui.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le dénominateur l a disparu et la formule ainsi obtenue, donnant p' pour la section quelconque SS, ne diffère de la formule analogue (65) donnant p' sur l'appui de droite, qu'en ce que l' est venu remplacer ici la portée l. La formule (65) ne représente donc qu'un cas particulier de la formule (68) pour lequel $l' = l$ et l'on reconnaît plus généralement que :

La charge uniforme p' *par mètre équivalente à un train donné, quant à l'effort tranchant sur une section* SS *d'un pont de portée quelconque, ne dépend que de la longueur* l' *surchargée, comprise entre la section et l'un ou l'autre des appuis, suivant le sens de l'effort cherché.* Ce principe général justifie sans autres commentaires ce que nous avons dit au chapitre III de l'échelle **b**.

Inversement, la valeur de p' calculée pour une section intermédiaire quelconque d'un pont, située à une distance l' de l'appui du côté duquel arrive la charge, devra être exactement égale à la valeur de p' calculée pour un appui de la portée l'. Il suffisait, d'après cela, de calculer les charges destinées à l'échelle **b** de l'ordonnance, en ne considérant que l'effort tranchant maximum obtenu sur un appui pour toutes les portées, quitte à prescrire ensuite ces valeurs de p' d'après le nouveau principe des longueurs surchargées.

Pour le calcul des efforts tranchants dans chaque pont en particulier, d'après la formule :

$$(69) \quad \ldots \quad V_{l'} = \frac{1}{l} \cdot \frac{p' l'^2}{2},$$

le nouveau principe, adopté d'abord en Autriche et depuis en Prusse et en Russie, offre encore l'avantage de simplifier les calculs. On peut, en effet, dresser, une fois pour toutes, une table des moments tournants $^1/_2\, p' l'^2$ pour toutes les longueurs l' en général. Pour obtenir ensuite les efforts tranchants dans toutes les sections d'un pont donné, il suffira de diviser par la portée du pont les valeurs qui, dans la table, correspondent aux longueurs l'.

Dans le cas où derrière les locomotives et tenders il se trouve un train de wagons de longueur l_w sur le pont et pesant p_w par mètre courant, il résulte des formules (65), (69) que l'on aura généralement :

$$(70) \quad \ldots \quad p' = \frac{2}{l}\left[\Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l} + p_w \frac{l_w^2}{2l}\right] = \frac{2}{l}\left[\Sigma P_n - \frac{1}{l}\left(\Sigma l_n P_n - \frac{1}{2} p_w l_w^2\right)\right].$$

En traitant la question des surcharges au chapitre III, nous avons montré tout le parti que l'on peut encore tirer de l'échelle **b** pour d'autres systèmes de construction. Dans le cas d'un des *trains extra-lourds* rapides (28) ou (29), il se présente une difficulté de plus. La locomotive de tête dans notre barème (76), par exemple, a, au devant des essieux lourds, deux essieux porteurs de 8 tonnes chacun. En désignant par L, M, N les trois premiers essieux, on ne peut pas affirmer *a priori* que c'est toujours L qu'il faut placer sur la section du pont ou sur l'appui où l'on veut avoir le plus grand effort tranchant. Il faudrait même théoriquement essayer les trois essieux

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pour les diverses portées. Nous avons fait les calculs complets pour les essieux L et N. On trouve qu'il faut considérer l'essieu N jusqu'à 50 mètres de portée environ, tandis que pour des portées plus grandes, c'est l'essieu L qu'il faut prendre. Pour les portées très petites, il faut considérer les cas où la locomotive est tournée dans un sens ou dans l'autre par rapport à l'appui considéré. Nous n'avons pas fait les calculs pour l'essieu M, car les résultats que l'on obtiendrait ainsi seraient compris dans ceux que nous avons trouvés.

A la vérité, si l'on veut appliquer l'échelle b des charges p' établie, comme nous venons de le dire, au calcul des efforts tranchants sur des sections quelconques entre les appuis, on introduit un léger excès de sécurité dans ces calculs, car l'essieu N étant sur la section, il faudrait faire une déduction pour chaque essieu porteur placé à l'avant. Nous sommes d'avis qu'il n'y a pas lieu de chercher au delà. Puisque l'emploi de l'échelle **b**, telle quelle, couvre tous les effets du train, et qu'entre les valeurs de l'échelle, qu'on est forcé d'arrondir convenablement, et les effets des trains il y aura toujours quelques petites différences inévitables, cette échelle conviendra toujours.

En faisant les calculs pour les essieux L et N, il faut dans notre barème considérer les sommes d'abscisses et de charges qui sont établies pour les essieux C et E vers la gauche, après les avoir prolongées pour une deuxième locomotive.

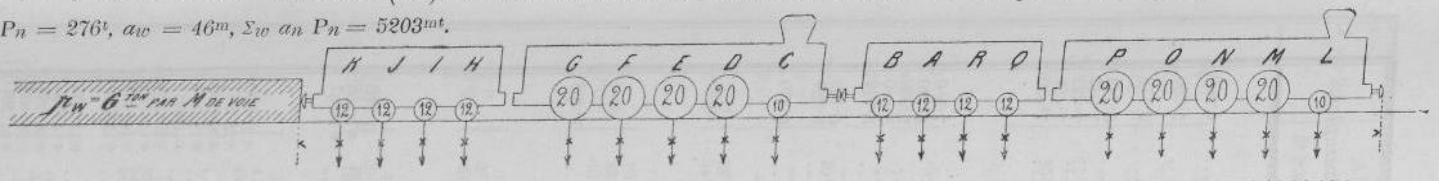
On trouvera (80) le tableau complet des Σ permettant de calculer p' pour autant de valeurs de l que l'on veut. Nous y avons cité suffisamment d'exemples pour le tracé des contours cherchés.

Nous reproduisons également tous les calculs qui concernent notre train extra-lourd américain à marchandises (28). Ils sont plus simples en ce qui concerne la question des essieux porteurs dont nous venons de parler. Le tableau de calculs (75) est disposé de la même manière que le tableau (80) dont nous venons de parler.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(71). . . . Extra-lourd américain (28). Moments de flexion : barème des essieux à placer au milieu du pont.

$\Sigma_w P_n = 276^t$, $a_w = 46^m$, $\Sigma_w a_n P_n = 5203^{mt}$.



| | | |

(72) . . . . . { Train extra-lourd américain à marchandises (28).
Charges équivalentes pour moments sur le milieu.

$l_n = 2a_n$	Abscisse a_n de gauche.	Abscisse a_n de droite.	P_n	ΣP_n	$a_n P_n$	$\Sigma a_n P_n$	Trains de wagons. l_w	Trains de wagons. $\frac{1}{2} p_w l_w^2$	Maximum.	Points singuliers p	Exemples.	
Essieu A sur le milieu.												
14·0	7·0	—	20	78	140	262	...	...			12.....	6·400
	—	7·0	20	98	140	402	...	...		5·796		
17·0	8·5	—	20	118	170	572	...	...			16.....	5·969
	—	8·5	20	138	170	742	...	...		5·965		
20·0	10·0	—	20	158	200	942	...	...			18.....	6·173
	—	10·0	20	178	200	1142	...	...		6·380		
23·0	11·5	—	20	198	230	1372	...	...			22.....	6·743
	—	11·5	20	218	230	1602	...	...		6·843	24.....	7·042
27·0	—	13·5	10	228	135	1737	...	...		7·358	28.....	7·423
31·0	15·5	—	12	240	186	1923	...	...		7·480	29.....	7·462
34·0	17·0	—	12	252	204	2127	...	...		7·464	30.....	7·480
37·0	18·5	—	12	264	222	2349	...	...		7·407		
Essieu B sur le milieu.												
0·0	0·0	0·0	12	12	0	0	...	...				
3·0	—	1·5	12	24	18	18	...	...		8·000	4.....	7·500
6·0	—	3·0	12	36	36	54	...	...		6·000	5.....	6·720
	3·5	—	10	46	35	89	...	...			8.....	5·938
	—	4·5	12	58	54	143	...	...			10.....	5·880
11·0	5·5	—	20	78	110	253	...	...		5·818	12.....	5·972
14·0	7·0	—	20	98	140	393	...	...		5·980		
	8·5	—	20	118	170	563	...	...			16.....	6·109
	—	8·5	20	138	170	733	...	...			18.....	6·284
	10·0	—	20	158	200	933	...	...				
	—	10·0	20	178	200	1133	...	...			20.....	6·470
23·0	—	11·5	20	198	230	1363	...	...		6·911		
26·0	—	13·0	20	218	260	1623	...	...		7·166		
	14·0	—	12	230	168	1791	...	...				
	—	15·0	10	240	150	1941	...	...			30.....	7·373
31·0	15·5	—	12	252	186	2127	...	...		7·405		
34·0	17·0	—	12	264	204	2331	...	...		7·464		
37·0	18·5	—	12	276	222	2553	...	...		7·459		
40·0	20·0	—	0	276	0	2553	...	...		7·418		
Essieu C sur le milieu.												
33·0	—	16·5	20	266	330	2368	Origine du train de wagons.			7·423	35.....	7·468
37·0	—	18·5	10	276	185	2553	2·500	18·750		7·514		
39·666	19·833	—	...	276	...	2553	3·333	33·327		7 511		
Essieu D sur le milieu.												
0·0	0·0	0·0	20	20	0	0	...	...				
3·0	1·5	—	20	40	30	30	...	...		*13·333		
4·0	—	2·0	10	50	20	50	...	...		12 500		
6·0	3·0	—	20	70	60	110	...	...		11·111		
	14·5	—	Origine du train de wagons.				...	...				
31·0	—	15·5	20	226	310	1678	1·000	3·000		7·611		
34·0	—	17·0	20	246	340	2018	2·500	18·750		7·553	35·0...	7·556
37·0	—	18·5	20	266	370	2388	4·000	48·000		*7 541	39·666.	*7·558
41·0	—	20·5	10	276	205	2593	6·000	108·000		*7·550	40·0...	*7·557
49·0	24·5	—	...	276	...	2593	10·000	300·000		*7 445		
Essieu E sur le milieu.												
0·0	0·0	0·0	20	20	0	0	...	...			1.....	*40·000
3 0	1·5	—	20	40	30	30	...	...			1·5...	*26 667
	—	1·5	20	60	30	60	...	...		*13·333	2·0...	*20·000
											2·2 ..	*18·182
6·0	3·0	—	20	80	60	120	...	...		*13·333	2 4 ..	*16·667
7·0	—	3·5	10	90	35	155	...	...		*13·061	2·6...	*15·385
	7·0	—	12	102	84	239	...	...			2.8...	*14·286
14·0											3·6...	*14·815
	—	7·0	12	114	84	323	...	...		9·694	4 0...	*15·000
											4·2...	*14·966
	8·5										4·6...	*14·745
17·0											4·8...	*14·583
	—	8·5	12	138	102	527	...	...		8·941	5·0...	*14·400
	10·0	—	12	150	120	647	...	...			5·2...	*14·201
20·0											5·4...	*13·992
	—	10·0	12	162	120	767	...	...		8·530	5·6...	*13·776
	11·5	—	12	174	138	905	...	...			6·5...	*13·255
23·0	—	11·5	12	186	138	1043	...	...		8·200	7·5...	*12·978
26·0	13·0	—	Origine du train de wagons.				...	...		*8·135	8·0...	*12.813
											8·5...	*12·595
31·0	—	15·5	20	206	310	1353	2·5	18·75		7·737	9·0...	*12·346

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(72) . . . . . { Train extra-lourd américain à marchandises (28).
Charges équivalentes pour moments sur le milieu.

$l_n = 2a_n$	Abscisse a_n de gauche.	Abscisse a_n de droite.	P_n	ΣP_n	$a_n P_n$	$\Sigma a_n P_n$	Trains de wagons. l_w	Trains de wagons. $\frac{1}{2} p_w l_w^2$	Maximum.	Points singuliers p	*Exemples.*	
Essieu E sur le milieu. (*Suite.*)												
34·0	—	17·0	20	226	340	1693	4·0	48·00		7·602	9·5...	*12·078
											10·0...	*11·800
37·0	—	18·5	20	246	370	2063	5·5	90·75		7·535	11·0...	*11·240
											12·0...	*10·695
40·0	—	20·0	20	266	400	2463	7·0	147·00		7·510	13·0...	*10·178
											13·6...	*9·883
											13·8...	9·788
46·0	23·0	—	—	276	—	2683	10·0	300·00		7·495	15·0...	9·458
											25·0...	*8·205
59·334	29·667	—	—	276	—	2683	16·667	833·367		7·202	30·0...	7·818
											35·0...	*7·584
											50·0...	*7·438
Essieu F sur le milieu.												
11·0	5·5	—	12	102	66	236	...	...		10·743	12·0...	10·444
											13·0...	10·107
14·0	7·0	—	12	114	84	320	...	...		*9·755	13·6...	9·874
	8·5	—	12	126	102	422	...	...			13·8...	*9·826
17·0											15·0...	*9·511
	—	8·5	12	138	102	524	...	...		*8·983	25·0...	8·166
											28·0...	*7·983
20·0	10·0	—	12	150	120	644	...	...				
23·0	—	10·0	12	162	120	764	...	...		*8·560	30·0...	*7·861
	—	11·5	12	174	138	902	Origine du train de wagons.			*8·310	35·0...	7·559
											37·0...	7·480
26·0	—	13·0	12	186	156	1058	1·5	6·75		8·087	40·0...	7·422
											50·0...	7.382
56·334	28 167	—	—	276	—	2833	16·667	833·367		*7·278	60·0...	*7·193
69·666	34·833	—	—	276	—	2833	22·333	1496·289		6·822	66·666.	*7·018
Essieu G sur le milieu.												
66·666	10 0	—	Origine du train de wagons.									
80·0	33·333	—	—	276	—	3043	23·333	1633 347		7·011	69·666.	*6·940
	40·0	—	—	276	—	3043	30·0	2700·00		6·686	70·0...	*6·932
											72·0...	*6·884
Essieu H sur le milieu.												
72·0	6·0	—	Origine du train de wagons.									
80·0	36·0	—	—	276	—	3763	30·0	2700·00		6·846	77·0...	*6·768
	40·0	—	—	276	—	3763	34·0	3468·00		*6·727		
Essieu I sur le milieu.												
77·0	4·5	...	Origine du train de wagons.									
85·0	38·5	—	—	276	—	4069	34·0	3468·00		6·763	80.....	6·720
	42·5	—	—	276	—	4069	38·0	4332·00		6·640	82.....	*6·689
Essieu J sur le milieu.												
82·0	3·0	—	Origine du train de wagons.									
90·0	41·0	—	—	276	—	4411	38·0	4332·00		6·685	85·0...	*6·643
	45·0	—	—	276	—	4411	42·0	5292·00		6·568	87·0...	*6·614
Essieu K sur le milieu.												
87·0	1·5	—	Origine du train de wagons.									
95 0	43·5	—	—	276	—	4789	42·0	5292·00		6·610	90·0...	*6·572
	47·5	—	—	276	—	4789	46·0	6348·00		6·501		
Milieu dans le train de wagons.												
95 0												
100·0										*6·508		
110 0										*6·458		
120·0										*6·379		
130·0										*6·318		
140·0										*6·271		
150·0										*6 234		
160·0										*6·204		
										*6·179		

Lorsque la demi-portée est supérieure à 46m :

$$a > 46^m \qquad l > 92^m,$$

la charge uniformément répartie équivalente au train pour les moments de flexion au milieu de la portée est donnée dans tous les cas par la formule :

$$p = 6^t + \frac{1145}{a^2}$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(73). . . . Extra-lourd américain (28). Moments de flexion : barème des essieux à placer au $\frac{1}{6}$ de la portée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(74) . . . . . { Train extra-lourd américain à marchandises (28).
Charges équivalentes pour le $\frac{1}{6}$ de la portée.

$l=2a$	Abscisses a''_n	Abscisses $5a'_n$	P_n	ΣP_n	$a''_n P''_n$ ou $5a'_n P'_n$	$\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n$	Train de wagons l_w	Train de wagons $\frac{1}{2} p_w l_w^2$	$\frac{6}{10}$ ( )	Maximum.	Points singuliers p	Exemples. Charge par mètre.	Exemples. > p. c.
Essieu P sur la section (train inverse).													
0·0	0·0	—	20	20	0	0	...	...	0·00				
1·8	1·5	—	20	40	30	30	...	...	18·00		※22·222		
3·6	3·0	—	20	60	60	90	...	...	54·00		※16·667		
5·4	4·5	—	20	80	90	180	...	...	108·00		※14·815	9 . . . ※12·741	3·2
7·8	6·5	—	10	90	65	245	...	...	147·00		...	10 . . . ※12·120	2·7
12·0	10·0	—	12	102	120	365	...	...	219·00				
Essieu N sur la section.													
0·0	0·0	—	20	20	0	0	...	...	0·00		...	1·0 . . ※40·000	0·0
1·8	1·5	—	20	40	30	30	...	...	18·00		※22·222	1·5 . . ※26·667	0·0
3·6	3·0	—	20	60	60	90	...	...	54·00		※16·667	1·8 . . ※22·222	
8·4	7·0	—	12	72	84	174	...	...	104 40		11·220	2·0 . . ※22·000	10·0
9·0	—	7·5	20	92	150	324	...	...	194·40		10·860	2·2 . . ※21·488	18·2
...	8·5	—	12	104	102	426	...	...	...		...	2·4 . . ※20·833	25·9
...	10·0	—	12	116	120	546	...	...	...		...	2·5 . . ※20·480	
13·8	11·5	—	12	128	138	684	...	...	410·40		9·930	2·6 . . ※20·118	30·7
18·0	15·0	—	10	138	150	834	...	...	500·40		...	2·8 . . ※19·388	35·7
20·4	17·0	—	20	158	340	1174	...	...	704·40		...	3·0 . . ※18·667	40·0
21·0	—	17·5	10	168	175	1349	...	...	809·40		...	3·6 . . ※16·667	12·4
22·2	18·5	—	20	188	370	1719	...	...	1031·40		...	4·2 . . ※16·327	9·1
24·0	20·0	—	20	208	400	2119	...	...	1271·40		8·504	4·8 . . ※15·625	7·1
25·8	21·5	—	20	228	430	2549	...	...	1529·40		※ 8·484	5·0 . . ※15·360	6·7
30·6	25·5	—	12	240	306	2855	...	...	1713·00		※ 8·369	5·4 . . ※14·815	5·9
32·4	27·0	—	12	252	324	3179	...	...	1907·40		※ 8·288	15 . . . 9·771	
34·2	28·5	—	12	264	342	3521	...	...	2112·60		※ 8·197	20 . . . 8 796	
36·0	30·0	—	12	276	360	3881	...	...	2328·60		※ 8·146	25 . . . ※ 8·503	3·6
37·8	31·5	—	—	"	—	"	Origine du train de wagons.				...	26 . . . ※ 8·489	4·3
42·6	35·5	—	—	"	—	"	4·0	8·00	2299·8		7·915	28 . . . ※ 8·483	6·3
												30 . . . ※ 8·403	6·9
												35 . . . ※ 8·187	8·0
												40 . . . ※ 7·994	5·8
Essieu O sur la section.													
36·0	30·0	—	—	...	—	...	Origine du train de wagons.						
40·8	34·0	—	—	276	—	3917	4·0	48·00	2321·40		7·973	50 . . . ※ 7·671	3·1
64·8	54·0	—	—	"	—	"	24·0	1728·00	1313·40		7·296	60 . . . ※ 7·389	2·7
Essieu P sur la section.													
...	28·5	—	—	...	—	...	Origine du train de wagons.						
63·0	52·5	—	—	276	—	4133	24·0	1728·00	1443·00		7·308	70 . . . ※ 7·169	3·4
87·0	72·5	—	—	"	—	"	44·0	5808·00	—1005·00		6·876	80 . . ※ 6 991	3·9
Essieu Q sur la section.													
...	24·5	—	—	...	...	...	Origine du train de wagons.						
33·0	—	27·5	20	226	550	3114	3·0	27·00	1852·20				
42·0	—	35·0	20	246	700	3814	10·5	330·75	2089·95		...	40 . . . 6·981	
...	—	42·5	20	266	850	4664							
...	—	52·5	10	276	525	5189							
82·2	68·5	—	—	"	—	"	44·0	5808·00	— 371·40		6·935		
96·6	80·5	—	—	"	—	"	56·0	9408·00	—2531·40		6·799	90 . . . ※ 6·863	4·4

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(74) . . . . . { Train extra-lourd américain à marchandises (28).
Charges équivalentes pour la section au $^1/_6$ de la portée.

$l=2a$	Abscisses a''_n	Abscisses $5a'_n$	P_n	ΣP_n	$a''_n P''_n$ ou $5a'_n P'_n$	$\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n$	Train de wagons l_w	Train de wagons $\frac{1}{2} p_w l^2_w$	Train de wagons	$\frac{6}{10}$ ( )	Maximum.	Points singuliers p	Exemples. Charge par mètre.	Exemples. > p. c.
Essieu R sur la section.														
...	23·0	—	—	...	...	...	Origine du train de wagons.							
33·0	—	27·5	20	206	550	2543	4·5	60·75	1489·35					
42·0	—	35·0	20	226	700	3243	12·0	432·00	1686·60			...	40. . . 6·967	
...	...	42·5	20	246	850	4093								
...	...	50·0	20	266	1000	5093								
...	...	60·0	10	276	600	5693								
94·8	79·0	—	—	"	—	"	56·0	9408·00	— 2229·00			6 815		
109·2	91·0	—	—	"	—	"	68·0	13872·00	— 4907·40			6 701	100. . . * 6·774	4·1
Essieu A sur la section.														
...	21·5	—	—	...	...	...	Origine du train de wagons.							
107·4	89·5	—	—	276	—	6305	68·0	13872·00	— 4540·20			6·714	110. . . * 6·697	5·0
121·8	101·5	—	—	"	—	"	80·0	19200·00	— 7737·00			6·617	120. . . * 6·630	4·9
Essieu B sur la section.														
...	20·0	—	—	...	...	...	Origine du train de wagons.							
120·0	100·0	—	—	276	—	7025	80·0	19200·00	— 7305·00			6·629	130. . . * 6·572	4·8
134·4	112·0	—	—	"	—	"	92·0	25392·00	—11020·00			6·547		
Essieu C sur la section.														
...	16·5	—	—	...	...	...	Origine du train de wagons.							
130·2	108·5	—	—	276	—	8957	92·0	25392·00	— 9861·00			6·556	140. . * 6·532	4·8
142·2	118·5	—	—	"	—	"	102·0	31212·00	—13353·00			6·523		
Essieu D sur la section.														
0·0	0·0	0·0	20	20	0	0								
1·8	1·5	—	20	40	30	30								
3·6	3·0	—	20	60	60	90								
5·4	4·5	—	20	80	90	180						*14·815	9. . . 12.444	
10·2	8·5	—	12	92	102	282	...	...	168·00			11·534	10. . . 11·680	
12·0	10·0	—	12	104	120	402	...	...	169·20					
	—	10·0	10	114	100	502								
13·8	11·5	—	12	126	138	640	...	...	384·00			*10·195		
15·6	13·0	—	12	138	156	796	...	...	477·60			* 9·842	15. . . * 9·973	4·9
...	14·5	—	—	"	—	"	Origine du train de wagons.					...	20. . . * 9·109	6·4
25·8	21·5	—	—	"	—	"	7·0	147·00	389·40			8·358	24. . . * 8·562	
33·0	—	27·5	12	150	330	1126	13·0	507·00	...			...	25. . . 8·444	
42·0	—	35·0	12	162	420	1546	20·5	1260·75	...			...	36. . . 7 583	
50·0	—	42·5	12	174	510	2056	28·0	2352·00	...			...	50. . . 7·122	
60·0	—	50·0	12	186	600	2656	35·5	3780·75	— 674·85			6·950		
84·0	—	70·0	20	206	1400	4056	55·5	9240·75						
93·0	—	77·5	20	226	1550	5606	63·0	11907·00	...			...	90. . . 6·630	
102·0	—	85·0	20	246	1700	7306	70·5	14910·75	— 4562·85			6 578		
...	...	92·5	20	266	1850	9156								
...	...	102·5	10	276	1025	10181	...	...	...			...	140. . . 6 531	
139·8	116·5	—	—	"	—	"	102·0	31212·00	—12618·60			6·531	150. . . * 6 501	4·8
163·8	136·5	—	—	"	—	"	122·0	44652·00	—20682·60			6·454	160. . . * 6·467	4·7

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

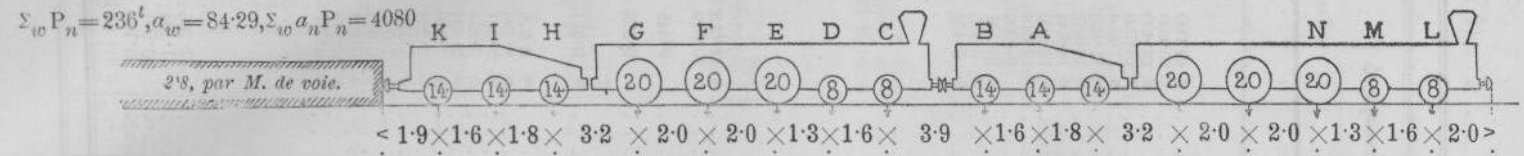
(75) . . . . . { Train extra-lourd américain à marchandises (28).
Charges équivalentes pour efforts tranchants.

Abscisses l_n	Charges P_n	Charges ΣP_n	$l_n P_n$	$\Sigma l_n P_n$	l_w	$\frac{1}{2} p_w l_w^2$	$\Sigma l_n P_n - \frac{1}{2} p_w l_w^2$	Maximum.	Points singuliers p'	*Exemples.*	
Essieu G sur l'appui (train inverse).											
0·0	20	20	0	0	...	...	...		...	1·0	✲ 40·000
1·5	20	40	30	30	...	...	...		✲ 26·667	2·0	✲ 25·000
3·0	20	60	60	90	...	...	...		✲ 20·000	2·5	✲ 22·400
4·5	20	80	90	180	...	...	...		✲ 17·778	4·0	✲ 18·750
6·5	10	90	65	245	...	...	...		✲ 16·095	5·0	✲ 17·600
10·0	12	102	120	365	...	...	...		✲ 13·100	5·5	✲ 17·190
11·5	12	114	138	503	...	...	...		✲ 12·219	6·0	✲ 16·667
13·0	12	126	156	659	...	...	...		✲ 11·586	8·0	✲ 14·844
14·5	12	138	174	833	...	...	...		✲ 11·111	10	✲ 13·100
18·5	20	158	370	1203	...	...	...		✲ 10·051	12	✲ 12·014
20·0	20	178	400	1603	...	...	...		✲ 9·785	15	10·996
21·5	20	198	430	2033	...	...	...		✲ 9·623	18	✲ 10·191
23·0	20	218	460	2493	...	...	...		✲ 9·5 1	20	✲ 9·785
25·0	10	228	250	2743	...	...	...		✲ 9·462	25	✲ 9·462
Essieu M sur l'appui.											
0.0	20	20	0	0	...	...	...				
1·5	20	40	30	30	...	...	...		✲ 26·667		
3·0	20	60	60	90	...	...	...		✲ 20·000		
4·5	20	80	90	180	...	...	...		✲ 17·778		
8·5	12	92	102	282	...	...	...		13·841		
10·0	12	104	120	402	...	...	...		12·760		
11·5	12	116	138	540	...	...	...		12·007		
13·0	12	128	156	696	...	...	...		11·455	15	✲ 11·013
16·5	10	138	165	861	...	...	...		...	18	10·019
18·5	20	158	370	1231							
20·0	20	178	400	1631	...	...	...		9·645	20	9·645
21·5	20	198	430	2031							
23·0	20	218	460	2521	...	...	...		...	25	9·373
27·0	12	230	324	2845							
28·5	12	242	342	3187							
30·0	12	254	360	3547	...	...	...		✲ 9·051	30	✲ 9·051
31·5	12	266	378	3925							
33·0	—	»	—	...	Origine du train de wagons.						
40·0	—	»	—	3925	7	147	3778		...	40	✲ 8·578
50·0	—	»	—	»	17	867	3058		...	50	✲ 8·194
60·0	—	»	—	»	27	2187	1738		...	60	✲ 7·901
70·0	—	»	—	»	37	4107	— 182		...	70	✲ 7·674
80·0	—	»	—	»	47	6627	— 2702		...	80	✲ 7·494
90·0	—	»	—	»	57	9747	— 5822		...	90	✲ 7·349
100·0	—	»	—	»	67	13467	— 9542		...	100	✲ 7·228
110·0	—	»	—	»	77	17787	— 13862		...	110	✲ 7·128
120·0	—	»	—	»	87	22707	— 18782		...	120	✲ 7·042
130·0	—	»	—	»	97	28227	— 24302		...	130	✲ 6·968
140·0	—	»	—	»	107	34347	— 30422		...	140	✲ 6·904
150·0	—	»	—	»	117	41067	— 37142		...	150	✲ 6·848
160·0	—	»	—	»	127	48387	— 44462		...	160	✲ 6·799
Essieu L sur l'appui.											
35·0	—	276	—	4457	Origine du train de wagons.						
60·0	—	»	—	»	25	1875	2582			60	7·766
100·0	—	»	—	»	65	12675	— 8218			100	7·164
120·0	—	»	—	»	85	21675	— 17218			120	6·991
160·0	—	»	—	»	125	46875	— 42418			160	6·764

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(76). . . . Extra-lourd européen (29). Moments de flexion : barème des essieux à placer sur le milieu du pont.

$\Sigma_{10} P_n = 236^t, a_{10} = 84{\cdot}29, \Sigma_{10} a_n P_n = 4080$



< 1·9 × 1·6 × 1·8 × 3·2 × 2·0 × 2·0 × 1·3 × 1·6 × 3·9 × 1·6 × 1·8 × 3·2 × 2·0 × 2·0 × 1·3 × 1·6 × 2·0 >

Somme d'abscisses sur **A**....	20·9	19·0	17·4	15·6	12·4	10·4	8·4	7·1	5·5	1·6	O	1·8	5·0	7·0	9·0	10·3	11·9	13·9	A
Somme de charges sans **A**....			118	104	90	70	50	30	22	14		14	34	54	74	82	90		
Somme d'abscisses sur **B**....	19·3	17·4	15·8	14·0	10·8	8·8	6·8	5·5	3·9	O	1·6	3·4	6·6	8·6	10·6	11·9	13·5	15·5	B
Somme de charges sans **B**....		118	104	90	76	56	36	16	8		14	28	48	68	88	96	104		
Abscisses.....	21.114	15·4	13·5	11·9	10·1	6·9	4·9	2·9	1·6	O	3·9	5·5	7·3	10·5	12·5	14·5	15·8	17·4	19·4	C
Charges.....	126		110	96	82	68	48	28	8		14	28	42	62	82	102	110	118		
	25·228	19·514	19·0	16·1	13·8	11·9	10·3	8·5	5·3	3·3	1·3	O	1·6	5·5	7·1	8·9	12.1	14·1	16·1	17·4	19·0	21·0	D
	134	118	116·56	108·44		102	88	74	60	40	20		8	22	36	50	70	90	110	118	126		
	38·214	23·928	17·4	13·4	12·5	10·6	9·0	7·2	4·0	2·0	O	1·3	2·9	6·8	8·4	10·2	13·4	15·4	17·4	18·7	20·3	22·3	E
	154	114	95·72	84·52		82	68	54	40	20		8	16	30	44	58	78	98	118	126	134		
	50·500	36·214		15·4	10·5	8·6	7·0	5·2	2·0	O	2·0	3·3	4·9	8·8	10·4	12·2	15·4	17·4	19·4	20·7	22·3	24·3	F
	174	134		75·72		62	48	34	20		20	28	36	50	64	78	98	118	138	146	154		
	54·286	40·000		10·8	8·5	6·6	5·0	3·2	O	2·0	4·0	5·3	6·9	10·8	12·4	14·2	17·4	19·4	21·4	22·7	24·3	26·3	G
	194	154		48·44		42	28	14		20	40	48	56	70	84	98	118	138	158	166	174		
	64·286	54·286		7·2	5·3	3·4	1·8	O	3·2	5·2	7·2	8·5	10.1	14·0	15·6	17·4	20·6	22·6	24·6	25·9	27·5	29·5	H
	208	180		33·32		28	14		20	40	60										194		
	74·286	64·286		5·0	3·5	1·6	O	1·8	5·0	7·0	9·0	10·3	11·9	15·8	17·4	19·2	22·4	24·4	26·4	27·7	29·3	31·3	I
	222	194		18·2		14		14	34	54											208		
	84·286	74·286		3·4	1·9	O	1·6	3·4	6·6	8·6	10·6	11·9	13·5	17·4	19·0	20·8	24·0	26·0	28·0	29·3	30·9	32·9	K
	236	208		4·2			14	28	48												222		
$p = 2'8 + \frac{5865{\cdot}6}{\Sigma_{10} P_n}$ ..... $a > 84{\cdot}29$ ...				O	1·9	3·5	5·3	8·5	10·5	12·5	13·8	15·4		19·3	20·9	22·7	25·9	27·9	29·9	31·2	32·8		

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(77) . . . . . Train extra-lourd européen rapide (29).
Charges équivalentes pour moments sur le milieu.

$l_n = 2a_n$	Abscisse a_n de gauche.	Abscisse a_n de droite.	P_n	ΣP_n	$a_n P_n$	$\Sigma a_n P_n$	Wagons l_w	Wagons $\frac{1}{2} p_w l_w^2$	Maximum.	Points singuliers p	*Exemples.*	
					Essieu A sur le milieu.							
0·0	0·0	0·0	14	14	0·0	0·00						
3·2	1·0	...	14	28	22·4	22·4	—	—		8·750	4....	9·100
3·6	...	1·8	14	42	25·2	47·6	—	—		8·642	5....	9·184
											6....	8·711
10·0	...	5·0	20	62	100·0	147·6	—	—		6·496	8....	7·525
					Essieu B sur le milieu.							
13·6	6·8	...	20	98	136·0	413·2	—	—		5·476	15....	5·721
17·2	...	8·6	20	118	172 0	585·2	—	—		5·809		
17·6	8·8	...	20	138	176·0	761·2	—	—		5 852	20....	6·188
21·2	...	10 6	20	158	212·0	973·2	—	—		6·244		
21·6	10·8	...	20	178	216·0	1189·2	—	—		6·286		
23·8	...	11·9	8	186	95·2	1284·4	—	—		6·560		
					Essieu C sur le milieu.							
29·0	...	14·5	20	220	290·0	1787·6	—	—		6·670	30....	6·722
30·8	15·4	...	Origine du train de wagons.				—	—		6·748		
31·6	...	15·8	8	228	126·4	1914·0	0·4	0·22		* 6·764	35....	* 6·802
34·8	...	17·4	8	236	139·2	2053·2	2·0	5·60		* 6·800	40....	* 6·741
42·228	21·114	...	—	236	—	2053·2	5.714	45·71				
					Essieu D sur le milieu.							
	13 8		Origine du train de wagons.									
38·0	...	19·0	8	236	—	2078·8	5 2	37·86		6·767	40....	6·738
39·028	19·514	...	—	236	—	2078·8	5 714	45·71			50....	6·395
50·456	25·228	...	—	236	—	2078·8	11·428	—				
					Essieu E sur le milieu.							
0·0	0 0	0·0	20	20	0·0	0·0	—	—		—	1·0...	*40·000
											1·5...	*26·667
2·6	...	1·3	8	28	10·4	10·4	—	—		* 15·384	2·0...	*20·000
											2·2...	*18·182
4·0	2·0	...	20	48	40·0	50·4	—	—		* 11·400	2.4...	*16·667
											2·5...	*16·000
5·8	...	2·9	8	56	23·2	73·6	—	—		10·559	2·6...	*15·384
											2·8...	*14·694
8·0	4·0	...	20	76	80·0	153·6	—	—		9.400	3·0...	*14 045
											3·6...	*12·346
13·6	...	6·8	14	90	95·2	248·8	—	—		7.855	4.2...	*11·429
											4·8...	*11·250
14·4	7·2	...	14	104	100·8	349·6	—	—		7·701	5·4...	*10·864
16 8	...	8·4	14	118	117·6	467·2	—	—		7·426	10....	9·056
18·0	9·0	...	14	132	116·0	593·2	—	—		7·343	15....	7·652
											20....	7·268
20·4	...	10 2	14	146	142·8	736·0	—	—		7·240		
21·2	10·6	...	14	160	148·4	884.4	—	—		7·223		
25 0	12·5	...	Origine du train de wagons.				—	—		7 140		
26·8	...	13·4	20	180	268·0	1152·4	0·9	1·13		7·021	30....	* 6·917
30·8	...	15 4	20	200	308·0	1460·4	2·9	11·77		* 6·879		
34·8	...	17·4	20	220	348·0	1808·4	4·9	33·61		6·782	35....	6.781
37·4	...	18·7	8	228	149 6	1958·0	6·2	53·82		6·747	40....	6·702
40·6	...	20·3	8	236	162·4	2120·4	7·8	85·18		6.687		
47·856	23·928	...	—	236	—	2120·4	11·428	—				
50·0	25·0	...	—	236	—	2120·4	12·5	218·75		—	50....	* 6·397
60·0	30·0	...	—	236	—	2120·4	17·5	428·75		—	60....	* 5·987
70·0	35·0	...	—	236	—	2120·4	22·5	708·75		—	70....	* 5·590
76·428	38·214	...	—	236	—	2120·4	25·714	—				

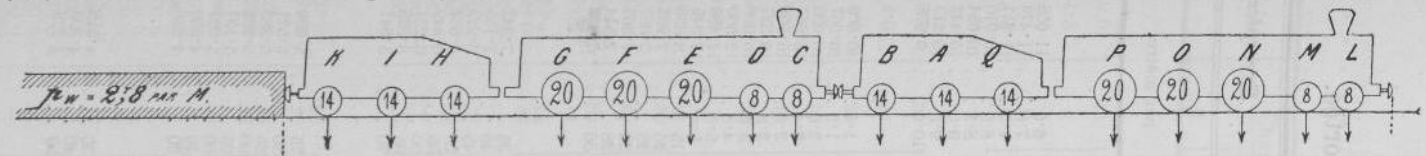
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(77). . . . . { Train extra-lourd européen rapide (29).
Charges équivalentes pour moments sur le milieu.

$l_n = 2a_n$	Abscisse a_n de gauche.	Abscisse a_n de droite.	P_n	ΣP_n	$a_n P_n$	$\Sigma a_n P_n$	Wagons l_w	Wagons $\frac{1}{2} p_w l^2_w$	Maximum.	Points singuliers p	*Exemples.*
Essieu F sur le milieu.											
0·0	0·0	0·0	20	20	0·0	0·0					4·2 . . 10·430
4·0	2·0	2·0	40	60	80·0	80·0	—	—		10·000	4·6 . . 10 964
6·6	...	3·3	8	68	26·4	106·4	—	—		*10·836	4·8 . . 11·111
9·8	...	4·9	8	76	39·2	145·6	—	—		* 9·446	5·0 . . *11·200
10·4	5·2	...	14	90	72·8	218·4	—	—		* 9·231	5·2 . . *11·243
14·0	7·0	...	14	104	98·0	316·4	—	—		* 8·400	5·4 . . *11·248
17·2	8·6	...	14	118	120·4	436·8	—	—		7·815	5·6 . . *11·225
17·6	...	8·8	14	132	123·2	560·0	—	—		7·769	6·0 . . *11·111
20·8	...	10·4	14	146	145·6	705·6	—	—		* 7·515	6·6 . . *10·836
21·0	10·5	...	Origine du train de wagons.				—	—		* 7·505	7·0 . . *10·743
24·4	...	12·2	14	160	170·8	876·4	1·7	4 05		* 7·254	7·5 . . *10·567
											8·0 . . *10·350
											8·5 . . *10·109
											9·0 . . * 9·857
											9·5 . . * 9·600
											10·0 . . * 9·376
											15·0 . . * 8·242
											20·0 . . * 7·600
											25 . . * 7·227
											26 . . * 7·174
											28 . . * 7·027
											30 . . * 6·898
30·8	...	15·4	20	180	308·0	1184·4	4·9	33·61		6·836	
34·8	...	17·4	20	200	348·0	1532·4	6·9	66 65		6·653	
38·8	...	19·4	20	220	388·0	1920·4	8·9	110·89		6·532	35 . . . 6·649
41·4	...	20·7	8	228	165 6	2036·0	10 2	145·66		6·486	40 . . . 6·515
44·6	...	22·3	8	236	178·4	2264·4	11·8	194·94		6·422	
72·428	36·214	...	—	236	—	2264·4	25·714	—			
80·0	40·0	...	—	236	—	2264·4	29·5	1218·35		—	80 . . . * 5·246
											90 . . . * 4·949
100·0	50·0	...	—	236	—	2264·4	39·5	2184·35		—	100 . . . * 4·688
101·0	50·5	...	—	236	—	2264·4	40·0	2240·00		—	
Essieu G sur le milieu.											
	8·5		Origine du train de wagons.								
80·0	40 0	...	—	236	—	2488·4	31·5	1389·15		—	80 . . . 5·213
90·0	45 0	...	—	236	—	2488·4	36·5	1865 15		—	90 . . . 4·937
100·0	50·0	...	—	236	—	2488 4	41·5	2411·15		—	100 . . . * 4·689
108·572	54·286	...	—	236	—	2488·4	45·786	—		—	
Essieu H sur le milieu.											
	5·3		Origine du train de wagons.								
108·572	54·286	...	—	236	—	2974·8	48·986	—		—	
110·0	55·0	...	—	236	—	2974·8	49·7	3458·13		—	110 . . . * 4·451
120·0	60·0	...	—	236	—	2974·8	54·7	4188·93		—	120 . . . * 4·271
128·572	64·286	...	—	236	—	2974 8	58·986	—		—	
Essieu I sur le milieu.											
	3·5		Origine du train de wagons.								
128·572	64·286	...	—	236	—	3298 8	60·786	—		—	
130·0	65·0	...	—	236	—	3298·8	61 5	5295·15		—	130 . . . * 4·103
140·0	70·0	...	—	236	—	3298·8	66·5	6191·15		—	140 . . . * 3·962
148·572	74·286	...	—	236	—	3298·8	70·786	—		—	
Essieu K sur le milieu.											
	1·9		Origine du train de wagons.								
148·572	74·286	...	—	236	—	3631·6	72·386	—		—	
150·0	75·0	...	—	236	—	3631·6	73·1	7481·05		—	150 . . . * 3·831
160·0	80·0	...	—	236	—	3631·6	78·1	8539·45		—	160 . . . * 3·717
168·572	84·286	...	—	236	—	3631·6	82·386	—		—	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(78). . . . Extra-lourd européen (29). Moments de flexion : barême des essieux à placer au $^1/_6$ de la portée.



					1.9	1.6	1.8	3.2	2.0	2.0	1.3	1.6	3.9	1.6	1.8	3.2	2.0	2.0	1.3	1.6	2.0	
					29·9	28·0	26·4	24·6	21·4	19·4	17·4	16·1	14·5	10.6	9·0	7·2	4·0	2.0	O	6·5	14·5	24·5	N
							186	172	158	138	118	98	90	82	68	54	40	20		40	80		
Somme d'abscisses sur N..					63·614	27·9	26·0	24·4	22·6	19·4	17·4	15·4	14·1	12·5	8·6	7·0	5·2	2·0	O	10·0	16·5	24·5	34·5	O
Somme de charges sans N.					280		180	166	152	138	118	98	78	70	62	48	34	20		100	140	180		
Abscisses.....					104·471	61·614	25·9	24·0	22·4	20·6	17·4	15·4	13·4	12·1	10·5	6·6	5·0	3·2	O	10·0	20·0	26·5	34·5	44·5	P
Charges.....					380	260		160	146	132	118	98	78	58	50	42	28	14		100	200	240	280		
					131·271	101·271	26·0	22·7	20·8	19·2	17·4	14·2	12·2	10·2	8·9	7·3	3·4	1·8	O	16·0	26·0	36·0	42·5	50·5	60·5	Q
					450	366	155·24		146	132	118	104	84	64	44	36	28	14		100	200	300	340	380		
					159·471	129.471	25·0	20·9	19·0	17·4	15·6	12·4	10·4	8·4	7·1	5·5	1·6	O	9·0	25·0	35·0	45·0	51·5	59·5	69·5	A
					520	436	143·48		132	118	104	90	70	50	30	22	14		70	170	270	370	410	450		
					187·871	157·871		19·3	17·4	15·8	14·0	10·8	8·8	6·8	5·5	3·9	O	8·0	17·0	33·0	43·0	53·0	59·5	67·5	77·5	B
					590	506			118	104	90	76	56	36	16	8		70	140	240	340	440	480	520		
					201·114	183·971	36·5	27·5	15·4	13·5	11·9	10·1	6·9	4·9	2·9	1·6	O	19·5	27·5	36·5	52.5	62.5	72·5	79·0	87·0	97·5	C
					630	582	169·08	143·88		110	96	82	68	48	28	8		70	140	210	310	410	510	550	590		
					216·657	199·514	35·5	27·5	13·8	11·9	10·3	8·5	5·3	3·3	1·3	O	8·0	27·5	35·5	44·5	60·5	70·5	80·5	87·0	95·0	105.0	D
					670	622	162·76	140·36		102	88	74	60	40	20		40	110	180	250	350	450	550	590	630		
					258·214	215·357		42·0	12·5	10·6	9·0	7·2	4·0	2·0	O	6·5	14·5	34·0	42·0	51·0	67·0	77·0	87·0	93·5	101.5	111.5	E
					770	650		161·6		82	68	54	40	20		40	80	150	220	290	390	490	590	630	670		

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(79). . . . . { Train extra-lourd européen rapide (29).
Charges équivalentes pour la section au $^1/_6$ de la portée.

$l=2a$	Abscisses a''_n	Abscisses $5a'_n$	P_n	ΣP_n	$a''_n P''_n$ ou $5a'_n P'_n$	$\Sigma a''_n P''_n + 5\Sigma a'_n P'_n$	Train de wagons l_w	Train de wagons $\frac{1}{2} p_w l^2_w$	$\frac{6}{10}$ ( )	Maximum.	Points singuliers p	*Exemples.* Charge par mètre.	*Exemples.* > p. c.
Essieu G sur la section (train inverse).													
												6·6 . . . 11·658	7·6
0·0	0·0	—	20	20	0·0	0·0	...	...	0·0		...	7·0 . . . 11·474	6·8
2·4	2·0	—	20	40	40·0	40·0	...	...	24·0		...	7·5 . . . 11·211	6·1
												8·0 . . . 10·910	5·4
4·8	4·0	—	20	60	80·0	120·0	...	...	72·0		...	8·5 . . . 10·654	5·4
6·36	5·3	—	8	68	42·4	162·4	...	...	97·44		...	9·0 . . . 10·442	5·9
8·28	6·9	—	8	76	55·2	217·6	...	...	130·56		...	9·5 . . . 10·213	6·4
12·96	10·8	—	14	90	151·2	368·8	...	...	221·28		...	10·0 . . . 9·978	6·7
Essieu N sur la section.													
0·0	0·0	—	20	20	0·0	0·0	...	...	0·0		...	1·0 . . . 40·000	
2·4	2·0	—	20	40	40·0	40·0	...	...	24·0		...	1·5 . . . 26·667	
4·8	4·0	—	20	60	80·0	120·0	...	...	72 0		...	2·0 . . . 20 000	
7·8		6·5	8	68	52·0	172·0	...	...	103·2		...	2·4 . . . 16·667	0·0
8·64	7·2	—	14	82	100·8	272·8	...	...	163·68		...	2·6 . . . 16·568	7·7
10 8	9·0	—	14	96	126·0	398·8	...	...	239 28		...	2·8 . . . 16·327	11·1
12·72	10·6	—	14	110	148·4	547·2	...	...	328·32		...	3·0 . . . 16·000	13·9
17·4	—	14·5	8	118	116·0	663 2	...	...	397·92		...	4·8 . . . 12·500	11.1
17·4	14·5	—	8	126	116·0	779·2	...	...	467·52		...	5·0 . . . 12·480	11·4
19·32	16·1	—	8	134	128·8	908·0	...	...	544·8		...	5·4 . . . 12·345	9 8
20·88	17·4	—	20	154	348·0	1256·0	...	..	753·6		...	15 . . . . 8·830	7·1
23·28	19·4	—	20	174	388·0	1644 0	...	...	986·4		...	20 . . . . 7·952	4·6
25·68	21·4	—	20	194	428·0	2072·0	...	...	1243·2		...	25 . . . . 7·607	5·0
												26 . . . . 7·567	5·2
29·52	24·6	—	14	208	344·4	2416·4	...	...	1449·84		...	28 . . . . 7·514	6·5
												30 . . . . 7·423	7·6
Essieu O sur la section.													
33 48	27 9	...	...	...	...	...	Origine du train de wagons.				...	35 . . . . 7·342	6·8
35 0	29·17	—	—	236	—	3138 0	1·27	2·26	1881·44		...	40 . . . . 7·155	6·1
40·0	33·33	—	—	"	—	"	5·43	41·27	1858·04		...	45 . . . . 6·923	
45·0	37·50	—	—	"	—	"	9·6	129·02	1805·39		...	50 . . . . 6·682	4 5
50 0	41·67	—	—	"	—	"	13·77	265 45	1723·53		...	55 . . . . 6·449	
55·0	45 83	—	—	"	—	"	17·93	450·07	1612·76		...	60 . . . . 6·231	4·1
60·0	50·0	—	—	"	—	"	22·1	683·77	1472·54		...	65 . . . . 6·028	
65·0	54·17	—	—	"	—	"	26·27	966 15	1303·11		...	70 . . . . 5·841	4·5
70·0	58·34	—	—	"	—	"	30·43	1296·37	1104 98		...		
Essieu P sur la section.													
31·08	25·9	...	...	...	...	...	Origine du train de wagons.				...	75 . . . . 5 669	
75·0	62·5	—	—	236	—	3333·0	36·6	1875·38	877·57		...	80 . . . . 5·521	5·2
80·0	66 67	—	—	"	—	"	40·77	2327·07	606·56		...	85 . . . . 5·383	
85·0	70·83	—	—	"	—	"	44·93	2826·18	307·09		...	90 . . . . 5·262	6·3
90·0	75·0	—	—	"	—	"	49·1	3375·13	— 37·13		...	95 . . . . 5·137	
95·0	7 ·17	—	—	"	—	"	53 27	3972·77	— 380·86		...	100 . . . . 5·027	7·2
100·0	83 33	—	—	"	—	"	57·43	4617·48	— 767·69		...	110 . . . . 4·830	
110·0	91·67	—	—	"	—	"	65·77	6055·97	— 1630·78		...	120 . . . . 4·658	9·1
120·0	100·0	—	—	"	—	"	74·1	7687·13	— 2609·48		...		
Essieu Q sur la section.													
27·24	22·7	...	...	...	...	...	Origine du train de wagons.				...	130 . . . . 4·515	10·0
130·0	108·33	—	—	236	—	4042·0	85·63	10265·5	— 3734·1		...	140 . . . . 4·390	10·8
140·0	116·67	—	—	"	—	"	93·97	12362·5	— 4992·3		...	150 . . . . 4·278	11·7
150·0	125·0	—	—	"	—	"	102·30	14651·41	— 6365·65		...		
Essieu A sur la section.													
25·08	20·90	...	...	...	...	...	Origine du train de wagons.				...	160 . . . . 4·179	12·4
160.0	133·33	—	—	236	—	4589·2	112·43	18896·71	— 7861·63		...		

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(80) . . . . . { Train extra-lourd européen rapide (29).
Charges équivalentes pour efforts tranchants.

Abscisse l_n	Charges P_n	Charges ΣP_n	$l_n P_n$	$\Sigma l_n P_n$	Wagons l_w	Wagons $\frac{1}{2} p_w l_w^2$	Maximum.	Points singuliers p'	*Exemples.*
Essieu N sur l'appui.									
0·0	20	20	0·0	0·0	—	—			1·0 . . . . . 40·000
1·3	8	28	10·4	10·4	—	—		30·769	1·5 . . . . . 28·090
2·9	8	36	23·2	33·6	—	—		16·837	2·0 . . . . . 22·800
6·8	14	50	95·2	128·8	—	—		9·135	2·5 . . . . . 19·072
									5·0 . . . . . 11·712
Essieu N sur l'appui.									
0·0	20	20	0·0	0·0	—	—		—	1·0 . . . . . 40·000
2·0	20	40	40·0	40·0	—	—		20·000	1·5 . . . . . 26·667
4·0	20	60	80·0	120·0	—	—		15·000	2·0 . . . . . 20·000
7·2	14	74	100·8	220·8	—	—		12·037	2·5 . . . . . 19·200
9·0	14	88	126·0	346·8	—	—		10·993	3·0 . . . . . 17·778
10·6	14	102	148·4	495·2	—	—		10·431	5·0 . . . . . 14·400
14·5	8	110	116·0	611·2	—	—		9·358	5·5 . . . . . 13·885
16·1	8	118	128·8	740·0	—	—		8·949	6·0 . . . . . 13·333
17·4	20	138	348·0	1088·0	—	—		8·675	8 0 . . . . . 11·600
19·4	20	158	388·0	1476·0	—	—		8 445	10 . . . . . 10·664
21·4	20	178	428·0	1904·0	—	—		8·320	12 . . . . . 10·122
24·6	14	192	344·4	2248·4	—	—		8·179	15 . . . . . 9·234
26·4	14	206	369·6	2618·0	—	—		8 093	18 . . . . . 8·617
28·0	14	220	392·0	3010·0	—	—		8·036	20 . . . . . 8·420
29·9	Origine du train de wagons.				—	—		7·982	25 . . . . . 8·165
40	—	220	—	3010·0	10·1	142·81		—	30 . . . . . 7·978
50	—	220	—	3010·0	20·1	565·61		—	40 . . . . . 7·416
60	—	220	—	3010·0	30·1	1268·41		—	50 . . . . . 6·844
80	—	220	—	3010·0	50·1	3514·01		—	60 . . . . . 6·366
120	—	220	—	3010·0	90·1	11365·21		—	80 . . . . . 5·658
160	—	220	—	3010·0	130·1	—		—	120 . . . . . 4·827
Essieu L sur l'appui.									
22·3	20	174	446·0	1947·0	—	—		7·715	
24·3	20	194	486·0	2433·0	—	—		7·726	25 . . . . . 7·734
27·5	14	208	385·0	2818·0	—	—		7·675	
29·3	14	222	410·2	3228·2	—	—		7·633	30 . . . . . 7·626
30·9	14	236	432·6	3660·8	—	—		7·607	
32·8	Origine du train de wagons.				—	—		7·585	
40·0	—	236	—	3660·8	7·2	72·58		—	40 . . . . . 7·315
50·0	—	236	—	3660·8	17·2	414·18		—	50 . . . . . 6·843
60·0	—	236	—	3660·8	27·2	1035·78		—	60 . . . . . 6·408
70·0	—	236	—	3660·8	37·2	1937·38		—	70 . . . . . 6·039
80·0	—	236	—	3660·8	47·2	3118·98		—	80 . . . . . 5·730
90·0	—	236	—	3660·8	57·2	4580·58		—	90 . . . . . 5·472
100·0	—	236	—	3660·8	67·2	6322·18		—	100 . . . . . 5·252
110·0	—	236	—	3660·8	77·2	8343·78		—	110 . . . . . 5·065
120·0	—	236	—	3660·8	87·2	10645·38		—	120 . . . . . 4·903
130·0	—	236	—	3660·8	97·2	13226·98		—	130 . . . . . 4·763
140·0	—	236	—	3660·8	107·2	16088·58		—	140 . . . . . 4·640
150·0	—	236	—	3660·8	117·2	19230·18		—	150 . . . . . 4·531
160·0	—	236	—	3660·8	127·2	22651·78		—	160 . . . . . 4·434

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IV. — Fabrication du fer et de l'acier; qualités requises pour les ponts métalliques.

L'histoire du développement des constructions métalliques est intimement liée à celle des grands progrès obtenus successivement dans les procédés de fabrication. La possibilité de se procurer à prix modéré et en un temps limité de grandes masses de fer et d'acier entraîne avec elle tout naturellement la grande facilité de franchir de grandes ouvertures au moyen de travées métalliques, et puisque l'art de construire celles-ci nous est venu d'Angleterre, il paraîtra logique que nous ayons trouvé également dans ce pays les inventions les plus importantes, constituant les étapes historiques dans la métallurgie du fer.

1° *Fabrication du fer soudé et fondu* (1).

Depuis la disparition des anciens procédés d'affinage au bois, le seul fer que les ingénieurs aient eu à leur disposition jusqu'à une époque récente est le fer obtenu au moyen du puddlage de la fonte, cinglé ensuite au marteau-pilon et profilé au laminoir. C'est ce que l'on a appelé pendant longtemps fer puddlé, fer forgé (*Schweisseisen*) ou fer soudé.

Ce fer n'a baissé de prix que successivement, à mesure qu'on sut augmenter les charges et donner du développement aux procédés de laminage. L'invention de Sir Henri Bessemer apporta, il y a plus d'une trentaine d'années, une véritable révolution dans la métallurgie de toute l'Europe. Les convertisseurs Bessemer ont jeté sur le marché une nouvelle sorte de fer, obtenu par la voie de la fusion et ayant en

---

(1) Les *Annales des ponts et chaussées* (décembre 1886, p. 72) mentionnent une nomenclature internationale des fers de diverses natures qui est citée aussi dans le tome V de l'*Encyclopédie chimique* (article de M. Bresson sur les aciers). Cette nomenclature, établie en 1876 par la Commission internationale de Philadelphie, a été adoptée par l'assemblée générale des délégués de l'Association des chemins de fer allemands, réunis à Hambourg en 1878 (1er et 2 août).

Elle se résume ainsi :

a) *Fer soudé, Schweisseisen, weld iron, wälljern*, fabriqué en réunissant par voie de soudure des masses pâteuses, chauffées au rouge blanc, préalablement obtenues à l'aide de paquets ou de tout autre procédé, non susceptible d'être trempé;

b) *Acier soudé, Schweisstahl, weld steel, wällstal*, fabriqué comme *a*) et susceptible d'être trempé;

c) *Fer fondu, Flusseisen, ingot iron, götjern*, fabriqué par voie de fusion et à peine susceptible d'être trempé;

d) *Acier fondu, Flussstahl, ingot steel, götstal*, fabriqué comme *c*) et susceptible d'être trempé.

Outre cette classification excellente, qu'il serait très désirable de voir adopter, il faudrait pourtant ajouter encore bien des conditions pour préciser une qualité de fer donnée (*Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen*, n° 62 du 12 août 1878, p. 851 et 558). Le gouvernement prussien a étendu, il y a quelques années, cette nomenclature à tous les termes qui s'y rapportent dans le commerce. En France et en Angleterre, on ne paraît l'avoir suivie que partiellement, mais le Congrès s'y étant conformé dans les sessions précédentes, nous devons la maintenir ici. Toutefois, nous constatons en même temps qu'on parle encore en l'an 1900 de *mild steel* en Angleterre et « d'acier doux » en France.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

partie les propriétés de l'acier. Ce métal possède, lorsqu'on en choisit les qualités es plus douces, c'est-à-dire les moins carburées, des propriétés qui se rapprochent beaucoup de celles de fers puddlés de bonne qualité. Le procédé Bessemer a été perfectionné par le garnissage basique des cornues, qui permet de déphosphorer la masse en fusion. Ce procédé, connu sous le nom de procédé Thomas Gilchrist ou procédé basique, permet d'obtenir avec des minerais médiocres, tels que ceux de la Bohême ou de la Lorraine, un métal qui, dans les qualités douces, ne le cède en rien aux produits obtenus avec les meilleurs minerais d'Espagne ou de Styrie. Il donne toutefois moins de garantie que le procédé Martin-Siemens, qui consiste à chauffer dans un four à réverbère (1), au moyen d'un courant de gaz, surchauffé au régénérateur Siemens, un bain de fonte dans lequel on introduit successivement des quantités de fer mesurées de manière à réduire la carburation à une proportion déterminée (2). Le principal avantage du procédé Martin-Siemens, au point de vue de la qualité des produits, est la lenteur de l'opération, qui peut être continuée jusqu'à ce que les éprouvettes prises dans le bain liquide permettent de reconnaître que la qualité cherchée est exactement obtenue.

2° *Le fer soudé* (*fer puddlé* [*Schweisseisen*]).

On a admis, généralement, que les deux caractères les plus sûrs pour reconnaître les qualités du métal sont la *résistance à la rupture et l'allongement* mesuré dans le sens du laminage. La résistance à la rupture a été prévue en Autriche, avec une limite inférieure de 3,300 à 3,600 kilogrammes par centimètre carré, de façon à ne pas exclure les excellents fers doux de Styrie. La prescription complémentaire qui fixe des allongements variant de 20 à 12 p. c., selon la résistance à la rupture, a pour objet d'éviter l'emploi des fers de mauvaise qualité et concerne surtout les fers importés de l'étranger en Autriche, qui sont généralement plus aigres. Les éprouvettes-types prescrites (5 centimètres carrés de section et 20 centimètres d'écartement entre repères) répondent à l'usage établi dans le plupart des usines de l'Europe centrale. Ces prescriptions assez larges déterminent, au point de vue spécial du service de la surveillance des chemins de fer par l'État, le minimum des conditions à remplir. C'est aux administrations de chemins de fer qu'il appartient de s'assurer des garanties plus complètes en inscrivant dans leurs cahiers des charges des conditions spéciales (résistance dans le sens transversal, résistance à la flexion et au martelage), suivant la qualité et la provenance du fer commandé.

La plupart des fers du commerce ne sont laminés que dans un seul sens; certaines tôles doivent toutefois être laminées successivement dans les deux sens.

---

(1) On peut employer le garnissage basique avec le four Martin-Siemens comme avec le convertisseur Bessemer. On emploie le garnissage acide de préférence, lorsqu'il s'agit de qualités plus dures.

(2) On peut, au lieu de fer, ajouter du minerai; ce dernier procédé est appliqué sur une grande échelle en Angleterre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

3° *Le fer fondu* (*Flusseisen*).

Le fer fondu (ou acier Bessemer doux) n'a été admis que peu à peu dans les ponts métalliques. Le rapporteur se souvient qu'ayant visité les bureaux des ingénieurs Sir J. Fowler et B. Baker, à Londres, en 1882, il fut quelque peu étonné des décisions déjà prises alors de construire en métal fondu le viaduc sur le Firth of Forth. Ce métal avait été presque abandonné en Autriche, après quelques essais faits de 1879 à 1881, qui n'ont pas paru encourageants. Le fer fondu, employé dans les ponts où il a été essayé, devait avoir une résistance à la rupture de 45 kilogrammes par millimètre carré, avec une striction de 45 p. c. (La formule usitée à cette époque prescrivait d'un manière plus générale que la somme des nombres représentant la résistance à la rupture et la striction devait être égale à 90.) Les cahiers des charges étaient très sévères et les usines n'étaient pas arrivées encore à une fabrication très régulière, car il y eut beaucoup de refus des fers présentés à la réception. Un accident arrivé au pont sur la Talfer (de 31 mètres de portée), dans lequel plusieurs pièces ont été rompues par le choc d'un wagon vide déraillé, et des accidents plus récents encore semblaient confirmer l'impression défavorable causée en Allemagne par des expériences comparatives faites à l'usine Harkort de Duisbourg, sur des poutres en fer et en acier; ils ont amené momentanément en Autriche l'abandon du métal fondu. Toutefois, on a recommencé bientôt à construire quelques ponts avec ce métal, tel qu'il provient des fours Martin-Siemens.

En Allemagne, l'industrie des fers fondus et aciers était plus avancée qu'en Autriche à la même époque; elle l'était même plus qu'en France à certains points de vue. Ainsi, tandis que dans ce dernier pays on avait vers 1880 momentanément abandonné l'emploi de tôles en fer fondu pour chaudières, celui-ci était déjà assez répandu sur certains réseaux d'Allemagne en 1881.

C'est à la marine française que l'on doit les grands progrès réalisés en France dans l'emploi du métal fondu pour les constructions; son succès, qui a été complet, est dû à deux causes : elle a cherché dans ce métal du fer de qualité supérieure et non de l'acier, et elle a exigé des usines auxquelles elle a confié sa fabrication une homogénéité absolue dans les fournitures. Ses exigences sous ce dernier rapport ont certainement rendu à la métallurgie un service considérable; les usines françaises sont aujourd'hui en mesure de fabriquer, même au convertisseur, du fer fondu dont la résistance ne s'écarte pas de plus de 2 kilogrammes en plus ou en moins du type qu'elles se proposent de produire et dont l'allongement, pour une résistance donnée, est presque constant. Les ingénieurs de la marine française considèrent que, pour les constructions navales, le fer fondu (qu'ils désignent sous le nom d'acier) est préférable au fer soudé, non seulement au point de vue de l'économie et de la légèreté, mais au point de vue de la résistance aux chocs.

Le succès obtenu dans la construction de navires exposés à des chocs violents et à des déformations incessantes ne pouvait manquer dans la construction des ponts, à la condition qu'on y employât la même qualité de métal et qu'on s'astreignît aux

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mêmes précautions; c'est d'ailleurs, avec l'outillage actuel des usines, uniquement une question de soin.

Comme pour le fer soudé, le meilleur moyen de constater la qualité du fer fondu consiste dans la mesure de la résistance à la traction et de l'allongement (1); mais ces mesures acquièrent ici une importance beaucoup plus grande, parce qu'elles permettent seules de se rendre compte de la nature du métal et de son homogénéité. En effet, tandis que les différentes qualités du fer puddlé produites par la même usine ne présentent entre elles que des écarts de résistance et d'allongement relativement peu considérables, on peut avec le même minerai produire dans le convertisseur Bessemer et même dans le four Martin-Siemens toutes les variétés de métal fondu, depuis le fer doux presque pur jusqu'à l'acier dur; la même coulée peut même fournir des lingots de duretés différentes et les lingots eux-mêmes ne sont homogènes que si la coulée a été faite avec certaines précautions. On ne connaît donc, en réalité, la qualité du fer fondu ou de l'acier que par les essais auxquels on le soumet; mais ces essais ne peuvent être considérés comme concluants que s'ils fournissent la preuve que les fers présentés à la réception satisfont d'une manière générale aux conditions posées. On ne peut, en effet, essayer les pièces mêmes qu'on emploie, et il serait presque impossible d'essayer des échantillons détachés de toutes les barres dans lesquelles sont découpées ces pièces. Le refus des lots sur lesquels ont été prélevées les éprouvettes qui ont donné des résultats défectueux ne garantit donc contre l'emploi des barres de même qualité que si on peut avoir l'assurance que les lots sont homogènes. Or, il est facile de se rendre compte que, non seulement l'emploi d'acier dur au lieu de fer fondu introduit dans l'ouvrage un élément de fragilité, mais que la juxtaposition dans une même pièce d'éléments non homogènes a pour effet de diminuer sa résistance dans une proportion souvent très forte (2). Pour s'en rendre compte, il suffit de reporter sur une même épure les courbes représentant les résistances des divers aciers en prenant pour abscisses les

---

(1) Il serait utile de déterminer aussi la limite d'élasticité; on a reculé jusqu'à présent devant l'incertitude qu'offre cette mesure, qui est très délicate lorsqu'elle est effectuée par les procédés ordinaires. C'est donc, en général, la résistance à la rupture, l'allongement et la striction (contraction de la section rompue) dont il est question dans les cahiers des charges. Cependant, nous devons constater que dans les cahiers des charges américains qui nous sont parvenus jusqu'en 1899, il est encore question de la limite d'élasticité.

(2) C'est à des effets de cette nature qu'il faut très probablement attribuer les résultats défavorables à l'acier donnés par les essais comparatifs faits en 1877, à la demande des ingénieurs hollandais, par l'usine Harkort, à Duisbourg.

Les résultats d'essai sur l'allongement ne sont comparables que si les éprouvettes ont des dimensions identiques ou géométriquement semblables. En France, on emploie ordinairement, pour mesurer le rapport de la longueur à la section, les deux formules : $l^2 = 80\ S$ et $l^2 = 50\ S$. Les conditions fixées en Autriche satisfont à la première de ces deux formules, où la longueur l et la section S sont évaluées en centimètres. Les éprouvettes cylindriques correspondantes ont 8 diamètres pour longueur.

En Allemagne, le professeur Bauschinger a préconisé des éprouvettes ayant 10 diamètres comme longueur; elles sont répandues auprès de quelques administrations de chemins de fer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

allongements et pour ordonnées les efforts de résistance des barres de qualités différentes. Si on suppose ces barres de section égale, assemblées de manière qu'elles ne puissent s'allonger indépendamment les unes des autres, comme les tôles des bandes d'une poutre à double T, par exemple, on voit que, pour chaque valeur de l'allongement, la résistance de l'ensemble sera environ la somme des ordonnées des courbes, mesurées pour l'abscisse correspondante. Au moment de la rupture de la barre la plus dure, les autres barres pourront, si la différence des coefficients d'allongement est grande, être encore assez éloignées de l'effort qui correspond à leur résistance de rupture.

C'est à des effets de même nature se produisant dans une barre elle-même et aux tensions moléculaires résultant d'une trempe irrégulière ou d'efforts mécaniques qu'il faut attribuer dans le plupart des cas la fragilité si souvent reprochée à l'acier (1). Ces efforts ne se produisent pas dans le fer fondu, au moins dans des proportions notables, lorsque la résistance de celui-ci est inférieure à 45 kilogrammes, parce qu'il est très peu sensible aux effets de la trempe et que sa malléabilité rend peu appréciables les conséquences des efforts mécaniques; aussi est-ce au-dessous de cette limite ou pour le moins au-dessous de 50 kilogrammes que les constructeurs ont été jusqu'ici d'accord pour fixer la résistance du fer fondu à employer dans les ponts. Il existe, toutefois, à ce sujet, de légers écarts d'appréciation; tandis que les uns s'attachant avant tout à éviter les effets de la trempe, limitent le maximum de résistance à 44 ou 45 kilogrammes (2), les autres, cherchant à élever la résistance et la limite d'élasticité autant que le permet la prudence, préfèrent un métal un peu moins doux, dont la résistance peut aller jusqu'à 50 kilogrammes (3); on a même admis pour le pont du Forth, mais seulement pour les pièces travaillant à la compression, la limite de 58 kilogrammes. L'allongement varie environ en raison

---

(1) Contrairement à une opinion encore répandue, la teneur en carbone ne permet pas, à elle seule, de se rendre compte, même approximativement, de la dureté de l'acier ou du fer fondu. Celle-ci dépend, en effet, d'autres éléments (manganèse, phosphore, silicium, etc.) qui y sont toujours associés dans une proportion plus ou moins grande. Le manganèse, notamment, y est introduit par la fabrication même dans les procédés Bessemer et Thomas-Gilchrist, où il est indispensable.

(2) Lorsque la garniture du convertisseur est basique, on ne peut produire de l'acier très dur, mais la résistance du métal peut encore varier couramment de 40 à 60 kilogrammes et même davantage. On se rendra compte des écarts énormes qui peuvent se présenter dans la nature et dans la qualité du métal fondu par le fait suivant :

Pour la construction du pont d'Arnhem, construit en 1876, les ingénieurs hollandais avaient prévu l'emploi d'acier offrant une résistance minimum de 60 kilogrammes et un allongement minimum de 17 p. c. La résistance des barres soumises à la réception a varié de 50 à 78 kilogrammes et leur allongement de 5.1 à 22.5 p. c. La proportion des refus a été de 40 p. c. Pour le pont de Nimègue, construit vers la même époque, la résistance a varié de 56 à 71 kilogrammes et l'allongement de 4 à 27 p. c.; il y a eu 49 p. c. de refus.

(3) Dans les usines les plus réputées pour la qualité de leurs aciers, la qualité du métal fourni par chaque coulée est déterminée, non seulement par des essais mécaniques, mais par une analyse chimique, alors même qu'aucune épreuve n'est exigée par les acheteurs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

inverse des résistances; il convient de l'exiger aussi grand qu'une fabrication normale permet de l'obtenir; on peut admettre que l'allongement, mesuré sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur et de 500 millimètres carrés de section, doit être d'au moins 24 p. c. pour une résistance de 42 kilogrammes et d'au moins 20 p. c. pour une résistance de 50 kilogrammes.

On ne peut indiquer d'une manière générale quelle est la qualité dont l'emploi est préférable. Pour les grands ouvrages, dans lesquels il importe de pouvoir élever le coefficient de travail du métal pour réduire les poids et qui comportent une surveillance très complète, il y a évidemment tout intérêt à employer du fer fondu aussi résistant que possible.

Le cahier des charges prescrit pour le viaduc du Firth of Forth stipulait au moins 47.2 kilogrammes de rupture et 20 p. c. d'allongement pour les pièces tendues, ainsi que 53.5 kilogrammes de rupture et 17 p. c. d'allongement pour les pièces comprimées. Pour les grands ponts métalliques construits dans les colonies, les ingénieurs anglais, lors de la session de Londres, préconisaient aussi des qualités un peu dures obtenues par des garnitures acides. Pour les ouvrages de faible portée, dans lesquels le coefficient de travail influe moins sur le poids, et où l'exécution se prête moins à une surveillance minutieuse, il sera, en général, préférable d'employer un métal plus doux.

L'emploi du fer fondu dans les ponts exige des précautions particulières; il faut perforer des trous de rivets au lieu de les poinçonner, ou, ce qui est plus simple, percer les trous à un diamètre inférieur de 2 à 3 millimètres au diamètre définitif et les aléser ensuite; il faut également éviter de cisailler les barres et de brocher les trous. Encore, ces précautions ne sont-elles réellement indispensables que lorsque la limite de résistance dépasse 45 kilogrammes.

En résumé, il résulte de tous les renseignements que nous avons recueillis et dont une large part nous a été fournie par notre éminent collègue et ancien collaborateur, M. Charles Bricka [1], que dans presque toute l'Europe les coefficients de rupture et d'allongement admis de fait pour le fer fondu, à employer dans les ponts métalliques, ne diffèrent pas beaucoup de ceux admis par le Congrès lors de la troisième session à Paris, en 1889 [2]; on a, toutefois, à tort ou à raison, fait beaucoup varier l'étendue de l'intervalle dans lequel doit être compris chaque coefficient, tout en voulant souvent surélever les valeurs prescrites, en sorte qu'en réalité les conditions imposées paraissent être extrêmement variables.

4° *Conception des hyperboles de qualité en Allemagne.*

Dans le cours de l'année 1891, on s'est beaucoup occupé en Autriche d'unifier et d'améliorer les conditions de réception pour les fers fondus doux à employer dans

[1] Ingénieur en chef de l'exploitation des chemins de fer de l'État français, professeur à l'école des ponts et chaussées, etc., inspecteur général du ministère des colonies, décédé en 1899.

[2] Allongement de 24 à 22 p. c. pour 40 à 45 kilogrammes de limite de rupture.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les ponts métalliques, dans le but d'obtenir un métal aussi homogène que possible pour chaque ouvrage. En Allemagne, un mouvement analogue s'était produit parmi les ingénieurs des ponts. Mais l'Association des ingénieurs métallurgistes, dans sa séance de 1889, à Düsseldorf (1), vota une série de résolutions d'après lesquelles le fer fondu pour les ponts devait avoir un allongement de 20 p. c., la résistance à la rupture variant de 38 à 45 kilogrammes. Ces stipulations firent quelque temps autorité en Allemagne, où l'on ne put exiger des fournisseurs plus de 20 p. c. d'allongement pour aucune qualité de fer fondu doux; on citait à ce sujet ce qui se passait en Angleterre, où le *Board of Trade* n'en demandait pas davantage. Aussi les usiniers de l'Autriche décidèrent d'un commun accord qu'ils n'accepteraient aucun cahier des charges exigeant plus de 20 p. c. d'allongement, et même l'Association des ingénieurs et architectes de l'Autriche, qui s'occupa de cette affaire pendant un certain temps, ne put obtenir aucune nouvelle concession de la part des usines.

En 1891, le ministère du commerce reconnut la nécessité d'établir des règles obligatoires sur les conditions d'admission à imposer aux fournisseurs, pour les fers fondus (*Flusseisen*) à admettre dans la construction des ponts métalliques. A cette occasion, le rapporteur, qui était aussi rapporteur de la commission d'enquête nommée par le ministère, a dû s'occuper de collectionner tous les cahiers des charges usités alors, ainsi que les prescriptions émises par les gouvernements de certains pays. C'est en faisant voir aux intéressés que, dans un grand nombre de cas, notamment en France, en Russie et dans l'Allemagne du Nord (2), les réceptions de fers fondus s'effectuaient avec précision, suivant des cahiers des charges sévères, que l'on est arrivé à s'entendre sur la base de conditions très bien posées, qui sont, du reste, très rapprochées de celles votées par le Congrès dans sa troisième session à Paris, en 1889. L'ordonnance du ministère du commerce du 29 janvier 1892 fixa définitivement ces conditions, à savoir : pour une limite de rupture variant de 35 à 45 kilogrammes par millimètre carré, un allongement de 28 à 22 p. c., mesuré sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur ayant 500 millimètres carrés de section environ. Pour le fer fondu extra-doux, destiné aux rivets, on admit, pour une limite de rupture de 35 à 40 kilogrammes, un allongement variant de 32 à 26 p. c.

Dans le courant de l'année 1892, le ministère du commerce nomma une commission d'enquête pour unifier les conditions techniques détaillées des cahiers des charges concernant la réception des fers destinés aux ponts métalliques. C'est alors que, sur la base des conditions déjà fixées par l'ordonnance du 29 janvier 1892, et avec le concours de l'Administration des chemins de fer de l'Etat, des principales administrations de chemins de fer privés et des usines les plus importantes de

(1) *Vorschriften für Lieferungen von Eisen und Stahl. aufgestellt vom Vereine deutscher Eisenhüttenleute.* Düsseldorf, 1889.

(2) Dans ces trois pays, on avait dès 1888 prescrit un allongement de 25 p. c., qui ne créait aucune difficulté pour les réceptions.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'Autriche, on parvint à établir une sorte de cahier des charges type. Celui-ci contient l'ensemble des conditions techniques pour lesquelles on s'est mis complètement d'accord dans ce sens que l'on pourra demander plus, mais jamais moins. Nous croyons que notamment en ce qui concerne les épreuves de pliage faites avec barres incisées et barres intactes, d'après des conditions qui dépendent à la fois de l'épaisseur et de la qualité de dureté des éprouvettes admises, les stipulations établies alors, sur la base de nombreuses expériences, ne manquent pas d'intérêt pour nos collègues d'autres nationalités (1).

(1) La circulaire française du 29 août 1891 fixe les limites suivantes, assez libérales pour permettre aux administrations de préciser davantage dans leurs cahiers des charges :

DÉSIGNATION.	Résistance minimum à la traction par millimètre carré mesurée sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur.	Allongement minimum de rupture pour cent * mesuré sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur.
Fer laminé. Fer profilé et plat (dans le sens du laminage)	32 kilomètres.	8 p. c.
Fer laminé. Tôle dans le sens du laminage	32 —	8 —
Fer laminé. Tôle dans le sens perpendiculaire au laminage.	28 —	3·5 —
Acier laminé.	42 —	22 —
Rivets en fer.	36 —	16 —
— acier.	38 —	28 —

* Nous avons corrigé la faute manifeste du texte officiel qui demande un « allongement par millimètre carré », ce que le ministère n'a pas évidemment pu vouloir dire.

D'après une communication de notre collègue M. Werchovsky, le règlement du gouvernement russe du 25 août 1888 prescrit 25 p. c. d'allongement pour 34 à 40 kilogrammes par millimètre carré de rupture. Le ministère des voies de communication s'occupe actuellement de la revision de ces conditions. D'après une communication de notre collègue M. Baker, le *Board of Trade* prescrit d'ordinaire 20 p. c. d'allongement pour 41 à 47 kilogrammes de rupture, et ce n'est qu'exceptionnellement qu'il a autorisé l'emploi d'un métal beaucoup plus dur au *Firth of Forth*. D'après la brochure : *I primi ponti d'acciaio costrutti sulle strade ferrate del Mediterraneo* (Roma, 1892), on admettait à cette époque en Italie 25 p. c. d'allongement pour environ 44 kilogrammes de rupture. Il n'y avait pas encore, vers 1899, de prescriptions officielles, mais on est d'accord sur les coefficients suivants :

DÉSIGNATION.	FER SOUDÉ (FER PUDDLÉ).			FER FONDU (ACIER DOUX).				
	Résistance à la rupture.	Allongement minimum.	Coefficient de qualité.	Rupture.		Allongement.		Coefficient de qualité.
				Min.	Max.	Min.	Max.	
	Kilog.	P. c.		Kilog.	Kilog.	P. c.	P. c.	
Pièces laminées de toutes sortes. dans le sens du laminage.	33	12·0	4·00	38	46	24	20	9·2
Pièces laminées de toutes sortes. dans le sens transversal.	28	3·7	1·05	38	46	21	17	8·0
Barres rondes à faire les rivets et les boulons	36	16·7	7·00	36	40	30	28	11·0

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La conception des hyperboles de qualité en Allemagne repose sur cette remarque des ingénieurs métallurgistes que pour un même fourneau, pour les mêmes matières premières et toutes autres conditions égales d'ailleurs, les métaux de diverses qualités de dureté qu'on y fabrique donnent des allongements qui varient environ en raison inverse des limites de rupture. C'est là un fait déjà cité par notre très regretté collaborateur, Charles Bricka, lors des discussions en section sur cette question à la session de Paris, en 1889. Or, admettre cette loi empirique, c'est admettre que pour une même qualité de fabrication les deux fonctions (limite de rupture et allongement), servant de coordonnées dans un tableau graphique, ont un produit constant. Ceci nous conduit immédiatement à la conception des *hyperboles de qualité*. Si l'on parcourt les conditions posées pour les aciers de ponts, depuis le métal le plus doux à 35 kilogrammes de rupture jusqu'au métal le plus dur du Forth, on est porté à trouver l'idée des courbes de qualité justifiée par les faits constatés. Il semble en devoir résulter que les lignes représentatives horizontales des cahiers des charges devraient être remplacées par des lignes inclinées analogues à celles qui résultent du cahier des charges type de l'Autriche. On pourrait dire, par exemple : le métal à fournir doit, d'après les limites de rupture et les allongements mesurés, rester compris entre les courbes de qualité n°s 9 et 11. On engloberait ainsi à très peu près tous les fers fondus et aciers acceptables, en général, car, si en apparence certains cahiers des charges atteignent la courbe 12, on peut admettre que le métal, livré de fait avec l'allongement voulu, restera généralement au-dessous de la courbe 11 quant à la limite de rupture (1).

Nous sommes d'avis que, peut-être précisément à cause des raisons que nous venons de citer, les lignes représentatives horizontales, usitées jusqu'ici, conviennent très bien lorsqu'il s'agit d'une fourniture spéciale considérée, puisque le jeu disponible pour la limite de rupture n'a pas d'inconvénient, tandis que l'allongement minimum exigé d'une manière précise doit assurer, le plus possible, l'homogénéité du métal fourni. Nous croyons donc qu'il ne faut considérer une courbe de qualité que comme le lieu géométrique des extrémités de gauche des lignes représentatives horizontales à prescrire dans chaque cas.

---

(1) Les coordonnées sont la limite de rupture en kilogrammes par millimètre carré comme abscisse, et l'allongement en centièmes comme ordonnée. Ainsi, par exemple, pour 45 kilogrammes de rupture et 24 $^1/_2$ p. c. d'allongement, on a $45 \times 0.245 = 11$. Dans ce système, nous avions construit le tableau graphique annexé à notre rapport de Londres. Nous l'avons supprimé depuis, en raison des divergences qui se présentent souvent dans les conditions stipulées spécialement. Ainsi, les lignes représentatives pour le grand pont sur le Danube près de Czernawoda, qui seraient 38 à 44 kilogrammes de rupture, 32 p. c. d'allongement, répondent bien au texte du cahier des charges. Mais ces conditions ne sont qu'alternatives et, pour les rivets en particulier, il est probable que sous la forme ordinaire indiquée ici, elles ne seront pas réalisées. Les ingénieurs roumains ont admis, d'autre part, une nouvelle méthode, très intéressante, pour mesurer l'allongement. On déduit de la longueur normale = 200 millimètres des éprouvettes les 30 millimètres comprenant la striction près de la section rompue et on répartit l'allongement sur la partie restante, en prescrivant naturellement, à cet effet, des conditions plus douces.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

C'est aussi dans ce sens qu'il faut comprendre les lignes représentatives inclinées du cahier des charges type autrichien ou du vote émis par le Congrès à Paris, en 1889, longeant la courbe 10. Nous pouvons constater, d'ailleurs, qu'un certain nombre d'administrations ont suivi la voie inaugurée par les prescriptions suisses du 19 août 1892, consistant à prescrire explicitement une pareille courbe de qualité, et nous renvoyons pour le reste le lecteur à notre statistique du chapitre X.

Pour terminer, nous croyons devoir attirer l'attention du Congrès sur une question encore en litige. En Autriche, et dans la majorité des cahiers des charges, on prescrit à présent que le métal à fournir pour les ponts sera fabriqué au four à réverbère (*Flammofen* Martin-Siemens, — *Open hearth process*). C'est aussi ce que prescrivent la plupart des ingénieurs anglais et américains. Dans l'Allemagne du Nord et en France, on accepte tout aussi bien le métal fabriqué au convertisseur (Thomas-Gilchrist, etc.), quitte à vérifier que le métal répond bien aux conditions prescrites.

V. — Limites du travail intérieur a admettre dans le métal.

1° *Théories et formules pour le travail du métal.*

Depuis une trentaine d'années, les ingénieurs des ponts métalliques ont pu se convaincre que l'on ne doit admettre dans les constructions que des qualités de fer répondant à des conditions déterminées, et que le travail à admettre par unité de surface du métal mis en œuvre, doit être réglé par une limite plus élevée pour les grands ponts que pour les petits, car dans ces derniers les effets dynamiques de la charge mobile et les conséquences des inégalités de structure intérieure dépendant du mode de fabrication ont une influence beaucoup plus considérable.

C'est seulement sur l'application de ces principes qu'il règne encore parmi les ingénieurs un certain désaccord, qui a été notablement accru par les théories émises depuis quelque temps en Allemagne et dans d'autres pays.

Les conditions accessoires les plus importantes qu'il y a lieu d'étudier pour déterminer les dimensions à donner aux diverses pièces de construction d'après les efforts trouvés par les calculs de résistance sont à peu près les suivantes :

1° La qualité et la provenance des matériaux de construction ainsi que le mode de fabrication comparé au mode de travail à subir après la mise en œuvre;

2° La considération des efforts répétés un grand nombre de fois ainsi que la considération des efforts alternés (tension et compression) ou plus généralement de l'intervalle dans lequel oscillent les efforts à supporter;

3° La surélévation du travail élémentaire par suite de la répartition inégale entre toutes les fibres de la section et la sécurité plus ou moins grande avec laquelle on peut compter sur les calculs de résistance.

Nous avons traité au chapitre IV ce qui concerne la fabrication des fers et aciers, et les qualités requises dans ces matériaux pour les ponts métalliques. La répartition

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

inégale du travail entre les fibres d'une pièce, dont on tient compte maintenant tant pour la flexion que pour l'aboutement et même pour les rivures doit naturellement augmenter le poids des ponts. Mais on a été plus loin et, disons-le de suite, trop loin, en s'occupant outre mesure de la question des efforts répétés et alternés, dont on a tant parlé il y a plus d'une vingtaine d'années.

Les ingénieurs les plus expérimentés ont dressé des formules ou échelles de limites pour le travail maximum à admettre, en faisant croître ce dernier suivant la portée, suivant le rapport de la charge morte à la charge totale, etc. Ces formules et échelles de travail admissible n'avaient, jusqu'en 1865 environ, que le caractère de règles purement empiriques et étaient considérées comme une sorte de perfectionnement pratique des limites fixes acceptées et souvent même prescrites par l'Administration.

Les expériences très étendues faites de 1859 à 1870 par Wöhler (1). puis continuées et confirmées par Spangenberg, au sujet de l'influence de la répétition des efforts sur les matériaux, ont fait entrer le calcul des dimensions des sections dans une voie entièrement nouvelle (2).

Les *essais prolongés* (*Dauerversuche*) avaient trait seulement à l'altération que la répétition des efforts fait subir à la *résistance à la rupture ;* ils ont conduit à formuler à cet égard des lois que l'on se hâta de mettre sous une forme mathématique. En partant des lois ou fonctions ainsi établies pour les limites de résistance à la rupture seulement, on ne craignit pas d'établir des théories entières se rapportant au travail élémentaire usuel des matériaux, quoique celui-ci demeure *bien au-dessous de la limite d'élasticité* et reste indépendant des lois plus ou moins compliquées déduites de la rupture, d'après lesquelles on a voulu déterminer les dimensions à attribuer aux sections.

De même que vers 1847-1857, après la publication des résultats obtenus par Hodgkinson sur la flexion de la fonte, chaque représentant des théories de résistance s'efforçait d'établir son *système de sections-types non symétriques pour poutres en fonte les plus avantageuses d'après les limites de rupture de Hodgkinson*, de même vers 1870 à 1880, chaque calculateur croyait devoir démontrer numériquement et graphiquement au monde des ingénieurs la supériorité et l'efficacité *de son système spécial d'utiliser les limites de rupture trouvées par Wöhler, pour en déduire les dimensions des surfaces de section les plus convenables*. Les erreurs commises autrefois et plus récemment proviennent, au fond, de la même cause. Toutes les conceptions qui dérivent de nos théories de résistance des matériaux concernent des efforts relati-

(1) A. Wöhler, *Sur la résistance du fer et de l'acier*. — Erbkam, *Zeitschrift für Bauwesen*, 1870, p. 74. — *Voir* aussi les mémoires de Spangenberg, dans le même journal, 1874, p. 474, et 1875, p. 77.

(2) Voir *Annales des ponts et chaussées*, avril 1885, page 693, le chapitre IV du mémoire de M. Considère sur le fer et l'acier.

(3) Élasticité, comprise comme l'ont admise les praticiens de toute époque, et non pas comme la définissent M. Bauschinger et d'autres expérimentateurs savants.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

vement faibles qui n'altèrent point l'élasticité de la matière. Nous nous reportons à la limite de rupture pour caractériser en quelque sorte le degré de sécurité qu'offre au point de vue de la rupture la limite admise pour le travail en construction, mais cette comparaison est dans bien des cas peu logique et d'une valeur douteuse, parce que la matière possède dans les deux cas un groupement moléculaire qui est tout autre, *et qu'il ne saurait être admissible de déduire des phénomènes observés près de la rupture, c'est-à-dire pour des efforts tout à fait exclus des constructions, des formules et théories entières applicables à la recherche des profils de section à admettre, c'est-à-dire à nos théories de la résistance des matériaux qui ne concernent que les efforts très faibles (9 kilogrammes par millimètre carré), respectant l'élasticité de la matière.*

On est vite revenu, vers le milieu de ce siècle, aux poutres en fonte à profils de sections symétriques (1) et l'on est, après plus de vingt ans de discussions stériles sur les nouvelles théories, en voie de revenir simplement aux lois connues concernant l'élasticité des matériaux (2), que l'on peut mettre fort bien d'accord avec les règles pratiques mentionnées plus haut, sans sortir des limites assez restreintes imposées aux constructeurs.

Les formules et théories, d'après lesquelles la limite du travail élémentaire à admettre dans tous les cas possibles dépendrait uniquement de l'intervalle dans lequel oscillent les efforts agissant sur une pièce considérée, n'ont jamais été acceptées au ministère I. R. du commerce à Vienne, où on les trouvait en désaccord avec les principes admis dans les calculs de résistance. Au moment de l'instruction qui a précédé la publication de l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, les résultats d'expériences obtenus par le professeur Bauschinger, de Munich, sur les limites d'élasticité des matériaux (3) étaient déjà connus dans leur partie la plus importante; il n'y avait donc plus lieu de discuter sur des méthodes de calcul dont le peu de valeur était manifeste.

Toutefois, comme les formules concernant ces méthodes et connues sous le nom de Wöhler, Gerber, Launhardt et Weyrauch, ont été très répandues et fréquemment appliquées en Allemagne, et sont même en faveur auprès de quelques ingénieurs (4),

---

(1) Voir pages 62 à 74 de l'ouvrage déjà cité de Love, puis pages 79 à 111 de l'ouvrage déjà cité de Pirel pour les études concernant les profils non symétriques. — *Voir* ensuite page 23 de l'ouvrage déjà cité de L. Bresse (édit. 1859), pour le revirement constaté alors en faveur des profils symétriques et reposant sur ce que les coefficients d'élasticité sont à très peu près égaux pour la compression et l'extension.

(2) *Voir*, entre autres, un article de MM. Laissle et Schübler, du 4 avril 1885 (*Centralblatt für Bauverwaltung*, n° 14), où ces praticiens bien connus font opposition formelle contre la propagande de Winkler.

(3) Voir *Mittheilungen aus dem techn. mechan. Laboratorium der k. techn. Hochschule in München*, J. Bauschinger, Th. Ackermann, München, 1886, 13 Heft. — *Voir* aussi les mémoires insérés en décembre 1886 et en décembre 1887 dans les *Annales des ponts et chaussées*. M. Bauschinger est décédé depuis, très regretté des ingénieurs.

(4) *Voir* notre statistique des réponses au chapitre X.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

nous croyons devoir en parler ici en les citant sous la forme la plus usitée dans ces derniers temps (1).

Désignons par :

(81)
- S_{min} . . . . le plus petit effort en valeur absolue qui incombe à une pièce considérée, par
- S_{max} . . . . le plus grand effort en valeur absolue qui incombe à la même pièce, par
- i_o . . . . . une certaine limite initiale du travail intérieur, et par
- i . . . . . la limite de travail dont il faudra tenir compte.

Alors, suivant que les efforts S sont de même sens ou de sens contraire, les théories en question concluent à recommander les formules suivantes :

$$(82) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad i = i_o \left(1 + \frac{1}{2}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right) \qquad i = i_o \left(1 - \frac{1}{2}\frac{S_{min}}{S_{max}}\right)$$

qui se réunissent en une seule si l'on donne aux S un sens algébrique.

Cela revient au fond à affirmer que pour une poutre placée constamment en charge, on pourra augmenter i_o de sa moitié, tandis que, dans le cas d'efforts parfois alternés en totalité, il faudra diminuer i_o de sa moitié.

Or, ces formules ne tiennent pas compte de la grandeur de la portée ou, ce qui revient au même, du rapport de la charge morte à la charge totale. Elles n'en tiennent compte qu'indirectement dans le cas des efforts de même sens, parce que, pour des portées croissantes, le rapport de la charge permanente à la charge totale est croissant et, de ce fait, fait croître le rapport $S_{min} : S_{max}$, s'il s'agit, par exemple, du calcul des bandes d'une poutre reposant librement sur deux appuis. Ainsi, si nous prenons pour le fer $i_o = 7$ kilogrammes par millimètre carré, avec les auteurs de cette théorie, nous trouvons :

(83) . . .

Pour des portées . . .	0 m.	40 m.	80 m.	120 m.	160 m.
Le travail	$i = 7^k0$	8^k1	8^k7	9^k0	9^k3

ce qui convient assez bien et se trouve sensiblement d'accord avec ce que l'on admet ordinairement, sans faire usage d'aucune formule.

Ainsi, abstraction faite du coefficient un peu fort $i_o = 7$, que l'on aurait peut-être mieux pris $i_o = 6.5$ ou $i_o = 6{\cdot}8$ pour rester d'accord avec la pratique des constructeurs, on peut admettre que la formule (82), pour efforts de même sens, donne des résultats acceptables pour le calcul des bandes.

---

(1) Il serait inexact d'affirmer que les théories et les ormules en question se soient vulgarisées entièrement en Allemagne; l'Association des réunions allemandes d'architectes et d'ingénieurs s'est occupée des constructions métalliques en 1886. Le résultat des délibérations fut une sorte de cahier des charges type : *Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenconstructionen für Brücken und Hochbau, aufgestellt vom Verbande deutscher Architecten- und Ingenieur-Vereine, etc.* Le cahier des charges précise, d'une manière détaillée, les normes à admettre pour les fournitures, mais non les limites de surcharge et de travail élémentaire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il n'en est pas de même pour les croisillons, et la différence est surtout manifeste pour celles des barres qui se trouvent placées vers le milieu de la portée où les efforts tranchants alternent d'une façon complète et donnent $S_{min} : S_{max} = -I$, ce qui exigerait, d'après la formule, *que le travail du fer fût limité à 3.50 kilogrammes pour tous les cas possibles* (pour des ponts de 20 mètres comme pour ceux de 80 mètres de portée). Habituellement, on fixe des valeurs qui varient avec la portée; les limites choisies croissant avec le rapport de la charge morte à la charge totale, comme le fait voir indirectement la comparaison des résultats elle-même, doivent convenir également bien à ce point de vue pour toutes les parties composantes d'une même poutre.

Ce que nous venons de constater pour les croisillons des ponts à travées indépendantes pourrait se répéter pour les croisillons analogues des ponts à poutres continues ou pour les éléments de bandes qui, dans ces ponts, correspondent aux points de l'épure des moments de flexion, où les paraboles rabattues vers le haut coupent la courbe des moments positifs. En voulant appliquer strictement la formule à ces parties de bandes qui correspondent, comme on sait, aux moments les plus faibles en valeur absolue, et n'y admettant qu'un travail du fer inférieur à 3.50 kilogrammes par millimètre carré, on serait conduit non seulement à ne pas diminuer les sections des bandes en cet endroit, mais encore à les augmenter par suite de la continuité. On pourrait presque en dire autant des bandes situées sur toute la partie médiane des travées, où, comme l'on sait, les moments négatifs sont supérieurs aux moments positifs, quoique ces derniers atteignent aussi des valeurs notables.

Cette théorie spéciale conduirait donc à admettre, pour les poutres continues, un système de sections qui entraînerait non seulement une extrême complication des calculs, mais aussi une importante augmentation du poids du métal; elle aurait pour conséquence l'abandon du système de la continuité sanctionné par une longue expérience, à moins qu'on n'en conclue, au contraire, que la formule et toutes les déductions qu'on en tire conduisent à des résultats inadmissibles.

Le principe erroné, représenté par la formule, d'après lequel la limite de travail admissible devrait, dans tous les cas possibles, dépendre uniquement de l'intervalle dans lequel oscillent les efforts, et pourrait être choisi d'autant plus haut que cet intervalle est plus petit, est en contradiction avec la pratique des constructeurs, avec les lois de l'élasticité dans les métaux, enfin et plus encore avec les résultats précis que M. Bauschinger, de Munich, a publiés, en 1886, sur ses expériences concernant les limites d'élasticité dans les fers et aciers. Nous savons aujourd'hui que, pourvu que les limites de travail admises pour le métal ne dépassent pas la moitié de la limite élastique, même le plus grand nombre de répétitions d'efforts en sens contraire reste sans influence sur les qualités de ce métal. Dans des limites restreintes, la variation des efforts est même favorable à la conservation de l'élasticité.

Ainsi les poutres de pont à âme pleine, travaillant à 7 kilogrammes par millimètre carré lors du passage des trains et à 0.70 kilogramme à peine par millimètre carré

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tout le reste du temps, conserveront sans aucun doute leur élasticité bien mieux que les poutres analogues des constructions soumises d'une matière continue au plus grand effort. C'est là, en somme, un principe général pour la conservation de l'élasticité que l'on peut constater tous les jours avec un ressort quelconque, soit en le tendant et le laissant se détendre aussitôt, soit en le maintenant constamment tendu.

Il importe enfin de remarquer que la répétition des efforts par intervalles très courts, ainsi qu'elle a été pratiquée par Wöhler, ne peut être comparée au travail effectif dans les constructions, où les intervalles de temps prolongés qui s'écoulent entre les surcharges successives, permettent au métal de recouvrer sa constitution moléculaire primitive, ainsi que cela résulte des expériences mêmes de M. Bauschinger.

2° *De l'aboutement ou flambage des pièces comprimées.*

Toutes les fois que la longueur d'une pièce comprimée dépasse environ cinq fois la petite dimension transversale, il y a lieu de s'occuper de la répartition inégale des efforts dans chaque section ; c'est ce que nous avons nommé l'aboutement ou flambage. Cette question, déjà partiellement traitée à la session de 1889, doit être absolument reprise ici, en raison des nombreuses formules très divergentes qui viennent de nous être soumises et des erreurs souvent considérables qui en résultent.

Désignons par :

(84)
- Ω, J . . . . . la surface et le moment d'inertie de la section d'une barre ;
- $r = \sqrt{J : \Omega}$. le rayon de giration par rapport au même axe neutre ;
- h . . . . . la distance de la fibre extrême à l'axe neutre dans la section ;
- L . . . . . la longueur de la barre aboutie supposée encastrée ou rivée aux extrêmités ;
- i, i_o . . . . le travail dans les fibres extrêmes par unité de surface, avec et sans l'aboutement.

La formule qui était la plus usitée anciennement en Autriche, en Allemagne et en Suisse et portait les noms de Schwarz, Gordon, Rankine, s'écrit :

$$(85) \quad \frac{i}{i_o} = 1 + 0.00008 \frac{L^2}{J : \Omega} = 1 + 0.00008 \left(\frac{L}{r}\right)^2.$$

Cette formule n'est d'abord pas bien justifiée au point de vue théorique. La déformation dont il s'agit ici est produite par la combinaison d'une pression simple et d'une flexion, et le second terme qui concerne la flexion *ne contient que le rayon de giration de la section;* il ne tient pas compte des autres particularités de sa forme (symétrique ou non), notamment de la position de l'axe neutre par rapport aux fibres extrêmes dont on se propose précisément de limiter le travail.

Cette formule n'est encore pas justifiée non plus au point de vue pratique, car elle ne représente pas suffisamment les résultats de l'observation. Les expériences faites sur une très grande échelle à partir de 1846 par Eaton Hodgkinson,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en Angleterre, nous fournissent à cet égard des données précises [1], que les expériences bien plus récentes faites en Allemagne ont, comme nous le ferons voir, confirmé sur les points qui nous intéressent ici. Nous connaissons ainsi la relation qui lie la résistance des colonnes à leur longueur à égalité de section; il paraît logique, à défaut de mieux, d'exiger d'une formule expérimentale qu'elle fournisse approximativement ces relations au moins pour les colonnes-éprouvettes que l'on a soumises aux expériences, de façon que l'on puisse conserver pour toute longueur un rapport de sécurité à peu près constant, entre la limite de résistance à la rupture et la limite fixée pour le travail maximum dans les fibres extrêmes. La formule (85), toutefois, donne pour des longueurs relativement petites des valeurs trop faibles et pour des longueurs relativement grandes des valeurs beaucoup trop fortes du rapport $i : i_o$.

Les formules connues, publiées par Eaton Hodgkinson (avec les exposants $1 \cdot 7$ et $3 \cdot 6$) pour les colonnes à sections circulaires, paraissent trop compliquées et d'une forme si peu maniable qu'il serait oiseux d'essayer d'en tirer une formule plus générale convenant à nos besoins actuels. Les formules de G. H. Love [2] (*Ingénieur civil*, 1852), au contraire, bien connues en France et qui représentent les résultats trouvés par Hodgkinson avec une approximation tout aussi satisfaisante, affectent une forme beaucoup plus simple et qui concorde avec les idées théoriques universellement acceptées depuis; elles ont paru à l'auteur susceptibles d'être généralisées de façon à donner les formules théoriquement et pratiquement bien fondées qui faisaient encore défaut. C'est en empruntant à la théorie de la compression et de la flexion les fonctions exprimant les lois cherchées et aux expériences les coefficients capables de les corriger, qu'on est arrivé à la solution que nous allons exposer :

Les différents cas de colonnes aboutées que les ingénieurs des ponts ont à considérer en pratique peuvent être résumés par les six colonnes-types de la figure (87) ci-après.

Les types de ce barème se comprendront encore mieux si pour chaque colonne on se représente la fibre moyenne déformée se prolongeant en un nombre indéfini de sinuosités égales alternant de part et d'autre de l'axe vertical pointillé et que l'on peut considérer comme se trouvant toutes dans des conditions identiques de résistance. La longueur de chacune de ces sinuosités ayant ses extrémités sur l'axe est ce que nous appellerons la *longueur libre* et que nous désignerons par l. Nous nommerons ensuite *longueur vraie* de chaque colonne et désignerons par L la lon-

---

[1] *Voir* pour la fonte de fer : E. Pirel, *Recherches sur la résistance et les diverses propriétés de la fonte, etc.* Paris, V. Dalmont, 1857. — *Voir* pour le fer puddlé : G.-H. Love, *Mémoire sur la résistance du fer et de la fonte et l'emploi de ces métaux dans les constructions, basé principalement sur les recherches expérimentales les plus récentes faites en Angleterre.* Paris, V. Dalmont, 1852. — *Voir* encore les publications de MM. Rondelet, Morin, etc.

[2] *Mémoire sur la résistance, etc.*, déjà cité.

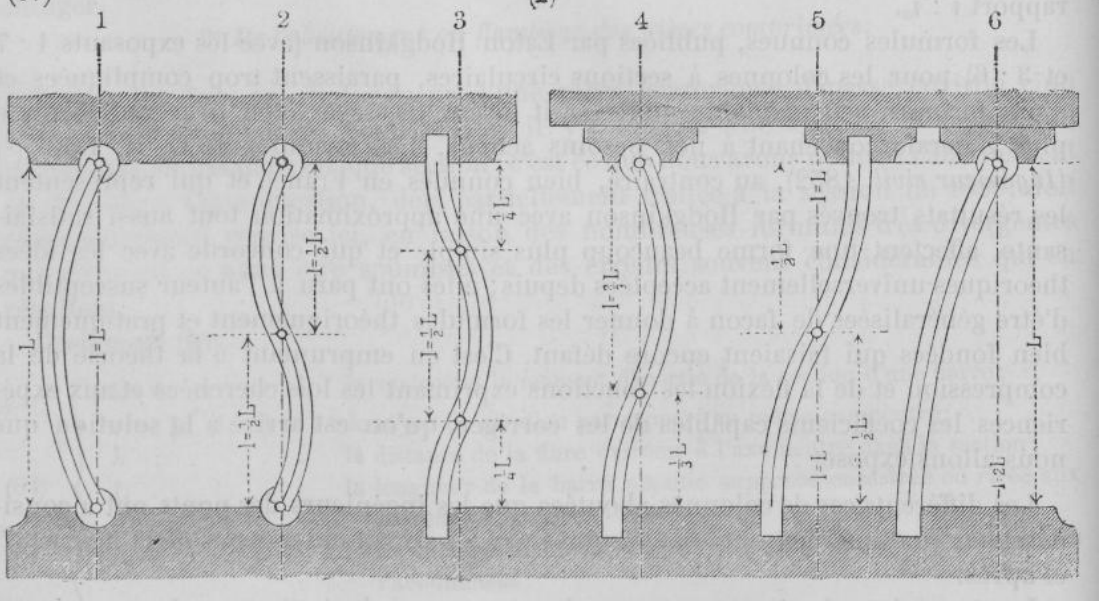
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

gueur mesurée de fait entre les extrémités et qui, dans le cas d'aboutement n° 3 du barème (double encastrement), devrait être directement portée dans la formule (85). Nous nommerons enfin *longueur calculée* la longueur qui, dans l'un quelconque des cinq autres cas du barème (ou dans tout autre cas), doit être substituée à la place de L dans la formule (85) ou dans toute autre formule analogue établie pour le cas usuel des extrémités encastrées (rivées). Cette longueur est dans tous les cas le double de la longueur d'une sinuosité, ainsi que cela résulte de la comparaison des longueurs libres du barème (1) :

(86) . . .

Colonne du barème n° .	1	2	3	4	5	6
Longueur calculée . .	= 2L	L	L	4/5 L	2L	4L

(87)



Ces coefficients une fois établis, il n'y a plus lieu de s'occuper de la complication qui résulte des différents cas d'aboutement, et il suffira d'avoir une bonne formule pour l'un des six cas (les cas 1 ou 3 par exemple) pour pouvoir l'appliquer immédiatement à tous les autres.

Pour le n° 1, Euler, Navier, etc., avaient déjà depuis longtemps établi théoriquement une formule (formule dite d'Euler) donnant la plus petite force capable de produire la flexion :

(88) . . $P_\varepsilon = \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$ ... où E désigne le coefficient d'élasticité et $\pi = 3{\cdot}14$ ...

(1) Dans les trois derniers cas, on ne peut concevoir le développement des sinuosités qu'en supposant a tête de la colonne déplacée horizontalement; ce qui ne doit pas empêcher d'assimiler à ces colonnes héoriques les pièces que l'on rencontre dans les constructions.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les valeurs de P_z ainsi calculées ne sont toutefois pas d'accord avec les résultats de l'expérience; elles sont pour de grandes longueurs un peu trop petites selon les uns et, pour des longueurs un peu moindres, égales aux efforts de rupture selon d'autres (1). Enfin, pour de petites longueurs, P_z dépasse de beaucoup les efforts de rupture, et la formule ne convient plus du tout.

C'est ce qu'ont déjà établi, il y a plus de quarante ans, MM. Bresse, Collignon, etc., en reprenant toute cette théorie dans leur cours de l'école des ponts et chaussées (2). Il était donc nécessaire d'avoir une formule pratique répondant au cas de colonnes moins longues, telles qu'elles se présentent habituellement, et la formule (85) a beaucoup été employée par les ingénieurs.

En 1889, le rapporteur a présenté au Congrès une nouvelle formule, qui a le double avantage de bien représenter l'idée théorique de la combinaison d'une compression et flexion et de se trouver mieux d'accord avec les résultats de l'expérience, à savoir :

$$(89) \quad \dots \quad i : i_o = 0{\cdot}8 + 0{\cdot}005 \frac{hL}{r^2}.$$

On peut, en effet, avoir à considérer le cas où plusieurs colonnes de même longueur L, surface de section Ω et moment d'inertie J, seraient profilées très différemment (profil symétrique ou non) et la formule en tient compte. On a objecté cependant depuis, que l'influence de la forme du profil est peu importante vis-à-vis de l'incertitude générale qui règne encore dans toutes les questions d'aboutement, et qu'il conviendrait avant tout d'avoir à manier une formule qui soit la plus simple possible pour les calculs de résistance (3). Les ingénieurs anglais et américains ont essayé de représenter le rapport inverse $(i_o : i)$ par une formule linéaire en L de la forme $\left(A - B \frac{L}{r}\right)$. Les prescriptions suisses du 19 août 1892 mentionnent des formules de même forme, qui avec nos notations et en réduisant au cas (86) des colonnes rivées à leurs extrémités, semblent admettre pour $(i_o : i)$ les valeurs $\left(1 - 0{\cdot}002 \frac{L}{r}\right)$ et $\left(1 - 0{\cdot}001825 \frac{L}{r}\right)$, lesquelles, ainsi que toutes celles que nous avons déduites des autres formules analogues, donnent une réduction insuffisante (4). En

(1) *Voir* cahier 15 des *Mittheilungen aus dem mech. tech. Laboratorium* du prof. Bauschinger.

(2) Nous renvoyons le lecteur, pour plus de détails, à la page 101 de l'ouvrage : *Calculs des ponts métalliques à une ou plusieurs travées*. Paris, Baudry, 1889, où toute cette théorie est exposée en détail.

(3) Pour cette raison même, nous passons sous silence les nombreuses formules que des professeurs ont proposées et dont la complication est manifeste.

(4) Il semble que dans la plupart des cas on ait confondu les cas nos 1 et 3 de notre barème (86) sans recourir aux publications originales de Hodgkinson et Bauschinger, en s'en tenant à des assertions erronées, comme celles de Laissle et Schübler qui se contredisent dans les éditions de 1869 et 1874. D'autre part, en essayant de renforcer le coefficient dans une pareille formule, on la rendrait inapplicable pour des valeurs que l'on doit encore admettre dans les ponts.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

reprenant l'étude de cette question et comparant aux résultats des expériences de Bauschinger, les calculs nous ont fait trouver une formule dont la simplicité ne laisse plus rien à désirer et qui en outre représente fort bien, comme on le verra ci-après (92), les résultats de Bauschinger ; la voici :

(90). . . . . $i : i_o = 1 + 0{\cdot}01 \frac{L}{r}$.

Tout ce qu'on peut, en somme, demander à une pareille formule, c'est de représenter aussi bien que possible le rapport des limites de rupture, constatées par les expérimentateurs, étant tenu compte de l'incertitude que ceux-ci déclarent eux-mêmes ne pouvoir éliminer de leurs appareils. Nous ne disposions précédemment que des expériences bien anciennes de Hodgkinson et le métal actuel n'est plus celui fabriqué vers le milieu du XIXe siècle.

Mais de nouvelles expériences sur la résistance des colonnes aboutées ont été faites dans ces derniers temps par le professeur J. Bauschinger, de Munich [1] ; on y a noté avec grand soin les valeurs successives de la flèche produite, ainsi que la résistance à l'écrasement de *chaque barre aboutée et d'une pièce de la même barre essayée sans aboutement*. Bauschinger exprime sa conviction sur l'impossibilité de tirer parti des études faites au sujet des valeurs croissantes de la flèche, pour mesurer l'importance de l'aboutement sur une pièce essayée, en raison du manque de constitution homogène des matériaux et de la difficulté de centrer les colonnes-éprouvettes pour amener l'effort de compression sur la fibre moyenne. Ces recherches mettent bien en relief la grande incertitude qui règne encore sur toutes ces questions concernant l'aboutement et l'insuffisance de toutes les formules proposées jusqu'ici pour représenter les résultats trouvés.

Nous avons réuni dans le tableau comparatif suivant (92), les grandeurs désignées précédemment par Ω, R_o, $P_o = \Omega R_o$, J, h, $P = \Omega R$ et que le professeur Bauschinger a toutes mesurées expérimentalement, nous y avons réuni les exemples qui intéressent les ingénieurs des ponts [2] en leur appliquant les trois formules (85) (90) (89).

D'après ce tableau, ce sont nos deux formules linéaires, dont l'une très simple, l'autre tenant compte de la grandeur h, qui semblent convenir le mieux notamment pour les profils non symétriques. Pour se rapprocher le plus possible des résultats de l'expérience, il faut prendre au-dessous de $P_o : P = 1{\cdot}9$ la formule rectiligne simple (90) et au-dessus de cette valeur ou dans le cas d'un profil très anormal, la formule rectiligne (89) contenant h. Toutefois, en pratique, il est très désirable d'avoir une formule simple ; nous avons constaté que même jusqu'à $i : i = P_o : P_o = \frac{4}{}$

(1) Voir *Mittheilungen aus dem mech. techn. Laboratorium der k. techn. Hochschule in München.* 15. Heft, Th. Ackermann, 1887, avec croquis et planches.

(2) On ne devrait jamais, dans les constructions, avoir à dépasser pour $R_0 : R$ ou bien $i : i_0$ le rapport 3. Malheureusement, les expérimentateurs choisissent leurs pièces trop longues pour pouvoir rester au-dessous des limites indiquées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

la formule rectiligne simple peut encore très bien être appliquée ; elle donne même pour des rapports compris entre 2 et 3 (qui sont les plus grands à considérer en matière de ponts) un surcroît de sécurité, qui, en vue de la grande incertitude propre aux questions d'aboutement, ne saurait être que désirable. Dans ces conditions, nous recommandons en résumé aux ingénieurs des ponts les deux formules :

(91). . . . . $i : i_o = 0{\cdot}8 + 0{\cdot}005 \frac{hL}{r^2}$ . . $\qquad i : i_o = 1 + 0{\cdot}01 \frac{L}{r}$,

en remplacement de la formule (85) plus ancienne. *L'une et l'autre de ces formules conviennent pour le cas des extrémités encastrées ;* on peut du reste s'en servir immédiatement pour tous les autres cas en tenant compte du barème (86).

(92) . . . . Tableau comparatif des coefficients, fournis par l'expérience et par les formules.

DÉSIGNATION DES PIÈCES ESSAYÉES AVEC CENTIMÈTRE ET KILOGRAMME.	LONGUEUR avec bouts pointus.	LONGUEUR avec bouts plats.	LONGUEUR pour la formule L.	Valeurs mesurées de P.	RAPPORTS : (P_o : P) D'APRÈS : l'observation.	la formule $1+0{\cdot}00008\left(\frac{L}{r}\right)^2$	la formule $1+0{\cdot}01\frac{L}{r}$	la formule $0{\cdot}8+0{\cdot}005\frac{hL}{r^2}$
cm. et kilogr. par cm².	cm.	cm.	cm.	t				
1. (lab. 2692a)	Barres courtes. . .			60·3	1·00	...	...	...
H . . . . 9·89 × 4·80 | J = 18·68	...	42·0	42·0	40·5	1·49	1·09	1·34	1·13
Ω = 12·30 | r^2 = 1·519	...	82·9	82·9	35·0	1·72	1·36	1·67	1·46
R_o = 4900 | h = 2·40	...	137·5	137·5	28·5	2·11	1·99	2·11	1·89
2. (lab. 2696a)	Barres courtes. . .			99·3	1·00	...	...	...
T . . . 11·77 × 7·91 | J = 66·80	...	107·4	107·4	55·5	1·79	1·26	1·58	1·70
Ω = 19·10 | r^2 = 3·497	...	149·5	149·5	52·0	1·91	1·51	1·80	2·05
R_o = 5200 (1) | h = 5·84	...	221·8	221·8	47·0	2·11	2·13	2·19	2·65
3. (lab. 2695a)	Barres courtes. . .			88 0	1·00	...	...	...
⊔ . . . . 7·70 × 5·28 | J = 26·91	63·4	...	126·8	42·0	2·09	1·79	1·99	2·09
Ω = 16·45 | r^2 = 1·635	97·9	...	195·8	40·0	2·20	2·87	2·53	2·79
R_o = 5350 | h = 3·32	155·2	...	310·4	30·0	2·93	5·72	3·42	3·96
4. (lab. 2690a)	Barres courtes. . .			82·4	1·00	...	...	...
H . . . 12·40 × 7·20 | J = 37·99	89.0	...	178·0	61·0	1·35	2·22	2·24	2·34
Ω = 18·30 | r^2 = 2·076	151·0	...	302·0	30·2	2·72	4·51	3·10	3·42
R_o = 4500 | h = 3·60	223·0	...	446·0	17·2	4·78	8·32	4·09	4·67
5. (lab. 2694a)	Barres courtes. . .			83·9	1·00	...	...	...
⊔ . . 14·48 × 6·08 | J = 41·20	...	160·0	160·0	46·0	1·82	2·07	2·16	2·55
Ω = 21·50 | r^2 = 1·916	93·4	...	186·8	40·0	2·10	2·46	2·35	2·84
R_o = 3900 | h = 4·19	...	314·5	314·5	29·5	2·84	5·13	3·27	4·24
	243·5	...	487·0	17·7	4·74	10·49	4·52	6·12
	323·5	...	657·0	9·7	8·65	19·40	5·74	7·98

Pour tenir compte de l'aboutement soit au moyen de l'ancienne formule, soit au moyen de nos nouvelles formules, on aura toujours à choisir convenablement la *longueur calculée* L et le *moment d'inertie* J qu'il y faut faire entrer, et, comme à cet

(1) Inséré d'après les résultats indiqués par Bauschinger immédiatement avant et après concernant les barres lab. 2695*a* et 2697*a*, livrées également par l'usine « Phönix », puisque pour les trois barres la limite d'élasticité observée a été la même. Ce qui frappe du reste, ce sont les valeurs généralement élevées citées pour R_0 par M. Bauschinger, qui sembleraient plutôt convenir pour de l'acier que pour du fer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

égard on rencontre souvent des divergences d'opinions parmi les ingénieurs, nous croyons utile d'indiquer ici quelques règles tirées de la pratique des constructeurs :

1. *Pour les éléments des bandes supérieures comprimées,* on admettra la distance entre deux nœuds consécutifs comme *longueur vraie* et on l'introduira comme *longueur calculée* à la place de L dans les formules, toutes les fois que ces nœuds se trouveront maintenus horizontalement par des entretoises et des croisillons de contreventrement. On procédera d'une manière analogue pour les bandes supérieures qui, quoique dépourvues d'entretoisement et contreventement spécial, se trouveront cependant maintenues horizontalement au droit des nœuds par les tôles contrefiches assemblées aux montants verticaux et poutres transversales, ainsi que par des diagonales rigides [1] ; il convient toutefois, en pareil cas, de choisir, suivant le mode de construction adopté, une longueur *calculée un peu plus grande* (*voir* n° 4, 1 et 6 du barème) (86) pour la substituer à L dans les formules.

2. *Pour les diagonales ou montants comprimés, solidement rivés aux nœuds des bandes dans une poutre à triangulation simple, la longueur vraie* entre les nœuds des bandes servira de *longueur calculée* L.

3. *Pour les croisillons comprimés, dans une poutre à double triangulation,* avec extrémités solidement rivées aux nœuds des bandes et avec croisements rivés ou boulonnées, on admettra comme *longueur vraie* la longueur comprise entre nœud et croisement, et on en déduira la *longueur calculée* à substituer pour L, d'après le barème (86) suivant le mode de construction adopté (dans la plupart des cas d'après la colonne n° 4).

4. *Pour les croisillons comprimés dans une poutre à triangulation triple, quadruple ou multiple,* avec extrémités solidement rivées aux nœuds des bandes et avec croisements rivés ou boulonnés, on admettra comme *longueur vraie* la longueur comprise entre deux croisements consécutifs, et on en déduira la *longueur calculée* à substituer pour L, d'après le barème (86), conformément au mode d'attache adopté dans les croisements et à la direction probable d'une flexion par aboutement (le plus souvent d'après la colonne n° 1).

5. *Pour les croisillons de contreventement,* on procèdera suivant les mêmes principes que pour les croisillons des poutres, en tenant compte toutefois, s'il y a lieu, des attaches intermédiaires fixant le contreventement.

En résumé, la longueur vraie sera toujours la longueur de la pièce comprise entre les deux points d'attache les plus voisins, et la longueur calculée s'en déduira d'après le barème (86) *suivant le mode d'attache adopté et la direction probable d'une flexion par aboutement.*

---

[1] L'omission d'une étude convenable de l'aboutement dans les bandes supérieures a déjà occasionné plusieurs ruptures de ponts. *Voir* à ce sujet : « Sur la rupture du pont-route de la Töss entre Rykon et Zell (Suisse) en août 1883 (sans entretoisement supérieur), ainsi que sur la rupture du pont de Haag-Salez (Suisse) en novembre 1884 (avec entretoisement supérieur) » les notes insérées aux nos 4 et 51 de la *Wochenschrift des öst. Ing.- und Arch.-Vereines.*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les attaches à considérer (rivets, boulons, rivets d'espacement) peuvent être souvent regardées comme des charnières dans une direction, et comme des encastrements dans une autre, de façon que la barre paraîtra pouvoir fléchir plus facilement dans un sens quant à la longueur à admettre pour L et dans un autre sens quant au moment d'inertie correspondant de la section.

Le plus souvent, les directions probables d'une flexion par aboutement sont indiquées *a priori* par la construction elle-même, et dans le cas seulement où il s'agit de barres relativement longues, avec attaches également rigides dans toutes les directions, on aura à résoudre le problème posé depuis longtemps déjà, qui consiste à trouver le plus petit de tous les moments d'inertie de la section rapportés à des axes quelconques passant par son centre de gravité.

3° *Revue des limites fixées actuellement dans divers pays.*

Nous allons citer brièvement et par ordre chronologique les limites fixées dans ces derniers temps pour divers pays.

1887. Autriche. — L'ordonnance du ministère du commerce du 15 septembre 1887 fixe ces limites, pour le fer soudé, d'après la portée :

(93) . . . .

Portées	0 m.	40 m.	80 m.	120 m.	160 m.
Limites par millimètre carré.	7k0	7k8	8k4	8k8	9k0

Pour des portées intermédiaires, on doit procéder par interpolation rectiligne; les abscisses sont choisies de façon que l'on aura toujours des résultats en nombres arrondis.

Pour le vent, la limite extrême est de 10 kilogrammes dans tous les cas; pour le cisaillement, elle est de 6 kilogrammes en cas d'efforts de même sens, 5 kilogrammes en cas d'efforts de sens variable.

L'ordonnance ministérielle du 29 janvier 1892 a étendu l'usage de ces limites au fer fondu Martin-Siemens préalablement. On n'a pas encore eu occasion de prescrire des limites plus élevées pour ouvrages exceptionnels ou fournitures très importantes.

1888. Russie. — L'ordonnance du 25 août 1888 fixe ces limites pour le fer fondu d'après la portée et les pièces comme suit (94) :

D'APRÈS LA PORTÉE.	POUTRES.		VENT.		CISAILLEMENT.
	Bandes.	Treillis.	Extension.	Compression.	
	Kilogrammes.	Kilogrammes.	Kilogrammes.	Kilogrammes.	Kilogrammes.
1. Poutres à âme pleine jusqu'à 15 m. de portée.	6·5	...	...	..	3·75
2. Poutres de 15 à 32 m. .	7·25	7·25	9·0	8·0	4·25
3. Poutres de plus de 32 m.	7·75	7·5	9·5	8·5	4·75

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Maintenant ces limites ne sont plus obligatoires et le gouvernement s'occupe en ce moment de fixer de nouvelles limites. En attendant, les administrations font usage de limites variant suivant la portée et pour lesquelles nous renvoyons à notre statistique du chapitre X.

1891. FRANCE. — La circulaire ministérielle du 29 août 1891 fixe ces limites comme suit (1) :

(95)

	Fer soudé.	Fer fondu.
Maîtresses poutres jusqu'à 30 mètres	6k5	8k5
Longerons et poutres transversales	5·5	7·5
Pièces soumises à des efforts alternatifs	4·0	6·0
Maîtresses poutres de plus de 30 mètres avec réduction pour le flambage	8·5	11·5

Pour le vent, on prend 1 kilogramme de plus.

Lorsque les fers laminés dans un seul sens sont soumis à des efforts de traction perpendiculaire au sens du laminage, les coefficients seront réduits d'un tiers dans les calculs relatifs à ces efforts. On applique aux efforts de cisaillement et de glissement longitudinal les mêmes limites qu'aux efforts d'extension et de compression avec réduction d'un cinquième. On doit tenir compte du voilement (flambage ou aboutement) des pièces comprimées. Toutefois la circulaire ne prescrit à cet égard aucune formule spéciale.

1892. ANGLETERRE. — Le *Board of Trade*, dans les nouvelles prescriptions, maintient pour le fer soudé (*wrought iron*) la limite de 7.87 kilogrammes et pour le fer fondu (*steel*) la limite de 10.24 kilogrammes généralement déjà fixée en 1882. Les « Consulting Engineers » établissent eux-mêmes les limites qu'ils admettent. Au « Firth Forth », on a élevé la limite générale à 11.8 kilogrammes, en vue du métal exceptionnel employé. Nous extrayons d'un cahier des charges pour fer fondu de l'illustre ingénieur Benj. Baker ce qui suit :

(96)

	Suivant la portée.
Poutres à âme pleine, maîtresses poutres, poutres transversales ou longerons indifféremment	7k09 à 8k66
Maîtresses poutres en treillis ou à triangles suivant la portée et les pièces considérées.	8·66 à 11·02
	Pour toute portée.
Contreventements pour toutes portées	13k38
Cisaillement des rivets	7·88

Pour le fer soudé, on admet les $^9/_{10}$ de ces valeurs.

(1) La circulaire adressée simultanément à tous les préfets autorise l'emploi de certaines formules continues pour calculer les limites admissibles; nous n'en tenons pas compte, puisque le « règlement » fixe les chiffres du texte d'une manière précise, tandis que les formules ne constituent qu'une simple indication.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1892. Suisse. — Les prescriptions du gouvernement fédéral, publiées le 19 août 1892, indiquent les formules :

(97)
Fer soudé	$7\text{ k.} \pm 2^{k}0 \frac{S_{min}}{S_{max}}$	Fer fondu . $8\text{ k.} \pm 2^{k}5 \frac{S_{min}}{S_{max}}$
Aboutement (flambage) (1) .	$7^{k}5 - 0^{k}03 \frac{l}{r}$	— . . $8\text{ k.} - 0^{k}03 \frac{l}{r}$.

où l'on désigne comme ci-dessus par

l ... la longueur libre, r ... le rayon minimum de giration de la section.

Pour le vent, c'est 1 kilogramme de plus, et pour le cisaillement $^{1}/_{10}$ en moins de ce qui résulte des formules.

1892. Italie. — Il n'y a pas jusqu'ici de limites fixées uniformément par le gouvernement; mais comme le relatent les administrations, pour le fer soudé, on admettait précédemment les anciens coefficients de 6 à 7 kilogrammes. Pour les ponts en fer fondu construits par la Société des chemins de fer de la Méditerranée, on a admis :

(98)
Pour les bandes des maîtresses poutres	10 kilogrammes.
Pour les croisillons de ces poutres	8 —
Pour les montants sur appuis	5 —

Depuis, le gouvernement a nommé une commission chargée d'étudier la question d'une manière générale. Le projet de circulaire dressé par cette commission a été porté à la connaissance des grandes administrations, qui en attendant se conforment aux conditions ainsi fixées, se résumant comme suit : (99)

(99)

Portées du pont		5 m.	10 m.	20 m.	40 m.	80 m.	160 m. et plus.
		Kg.	Kg.	Kg.	Kg.	Kg.	Kg.
Sans le vent.	Fer soudé (puddlé) . . .	6	6·5	7	7·5	8	8·2
	Fer fondu (acier)	7	7·5	8·5	9·2	9·8	10·2
Avec le vent.	Fer soudé (puddlé) . . .	6·5	7	7·5	8	9	10
	Fer fondu (acier)	7·5	8	9	10	11	12

Pour des efforts agissant perpendiculairement au sens du laminage, on admet les $^{7}/_{10}$ de ces limites.

Pour les rivets, on admet 5 et 6 kilogrammes ou bien 4 et 5 kilogrammes pour fer soudé et fer fondu, suivant que les efforts varient peu ou beaucoup.

Il n'y a pas de formule spécialement prescrite pour l'aboutement.

1895. Allemagne. — Les prescriptions émises par le *gouvernement prussien en septembre 1895*, pour le grand réseau des chemins de fer de l'État prussien, fixent

(1) Question délicate, que d'autres gouvernements ont préféré avec raison laisser encore à étudier par les administrations en vue des formules usitées, qui suffisent en pratique.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

le travail admissible pour le fer fondu, acier doux [*Flusseisen*], d'après la portée, comme suit (en kilogrammes par millimètre carré) :

(100)	Portée . . .	10 m.	20 m.	40 m.	80 m.	120 m.	150 m.
	Sans le vent .	8	8·5	9	9·5	10	10·5
	Avec le vent .	10	10·6 (1)	11·2 (1)	11·8 (1)	12·4 (1)	13

Pour le fer soudé (fer puddlé), ces limites doivent être réduites de 10 p. c.

Pour les petits ponts, on ne doit pas dépasser 7.5 kilogrammes dans le cas du fer fondu et 7 kilogrammes dans le cas du fer soudé. Ces limites sont encore réduites quelque peu pour les poutres transversales et les longrines.

Pour le cisaillement des rivets, il faut rester au-dessous des valeurs (100) citées ci-dessus faisant abstraction du vent. Enfin, quant à l'aboutement dans toutes les pièces comprimées, il faut tenir compte d'un effort qui est $^1/_5$ de l'effort donné par la formule d'Euler.

En Saxe, on employait il y a une quinzaine d'années les formules (82) dites de Launhardt-Weyrauch ; on en est revenu ensuite à des limites dépendant à la fois de la charge mobile et de la charge permanente et où, comme il va de soi, la première a plus d'importance que la seconde.

En Bavière, où l'on admettait encore quelques années avant la session de Londres (1895) les formules très compliquées dites de Gerber (2), anciennement issues des publications de Wöhler et Spangenberg, on en est également revenu à un calcul beaucoup plus simple.

La Direction générale des chemins de fer de l'État a rédigé, il y a quelques années, une espèce de circulaire-cahier des charges, renfermant tout ce qui concerne les constructions métalliques en général, tant pour ponts à voies de fer et de terre, que pour constructions de toitures. C'est toute une brochure qui n'est encore qu'autographiée à l'état de projet, mais qui est très instructive pour l'ingénieur, dans ce sens qu'elle mentionne clairement tout ce que l'on doit avoir à considérer, et dans ce sens que les coefficients numériques que l'on y admet ont été modifiés successivement suivant les besoins du service effectif (3). D'après ces prescriptions, on doit d'abord majorer les effets de la charge vive de 50 p. c. dans tous les cas. S'il s'agit d'une pièce soumise à des efforts de même sens, il faut que la somme des efforts résultant de la charge vive et de la charge morte ne donne pas un travail du métal de plus de 12 kilogrammes.

S'il s'agit d'efforts de sens contraire résultant de la charge vive, il en faut prendre la somme des valeurs absolues (et non la différence) et en combinant celle-ci avec l'effort résultant de la charge morte on ne doit pas obtenir un travail du métal dépassant 12 kilogrammes.

(1) Les prescriptions n'indiquent que les termes extrêmes ; nous avons inséré les termes moyens par différences constantes, comme dans l'échelle supérieure.

(2) Nous renvoyons à ce sujet, pour plus de détails, aux pages 112 et 115 de l'ouvrage déjà cité : *Calculs des ponts métalliques*. Paris, Baudry, 1889.

(3) C'est de ce même travail (édition 1899) que nous avons extrait les prescriptions de surcharge mentionnées au chapitre III.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En évaluant les effets du vent à raison de 300 kilogrammes par mètre carré, il faut que le travail ne dépasse pas 16 kilogrammes.

On tient compte de l'aboutement des pièces comprimées au moyen de la formule (85) avec le coefficient (trop fort) 0.0001 au lieu de 0.00008. Il y a encore beaucoup d'autres prescriptions de détail que nous ne pouvons citer ici (rivets, effets dynamiques, ponts en courbe, etc.).

En somme, on voit que les anciennes formules dérivées des expériences de Wöhler et Spangenberg, et connues sous les noms de Launhardt, Weyrauch, Gerber, etc., ont à peu près disparu de l'Allemagne où elles avaient pris naissance, et notre statistique du chapitre X ne les laisse subsister que dans des pays où elles se sont introduites plus tard. C'était là un point important à constater.

1899. ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE. — Nous avons déjà exposé qu'aux États-Unis il n'existe aucune prescription du gouvernement, aucune règle générale indiquant les coefficients de sécurité pour les ponts métalliques. Le projet de cahier des charges présenté par M. Seaman, le 16 novembre 1898, à l'*American Society of civil engineers* (n° 845, vol. XLI, Juin 1899, des *Transactions* de cette société) a du moins le mérite de nous donner une certaine expression de la manière de voir de beaucoup d'ingénieurs américains. Le titre caractéristique du mémoire : *The Launhardt formula, and Railroad Bridge Specifications*, nous fait voir qu'il s'agissait surtout de fixer le travail du métal. L'auteur commence par établir qu'on ne peut attribuer aucune valeur théorique à cette formule et qu'il faut se borner à étudier les résultats qu'elle donne en pratique ; il critique ces résultats et arrive à conclure de toute cette étude que c'est avec bonne raison que les ingénieurs américains tiennent séparément compte des effets de la charge vive et de la charge morte en attribuant à la première deux fois plus d'importance qu'à la dernière. C'est ainsi que le projet propose d'adopter un travail du fer fondu qui serait 6.93 kilogrammes pour la charge vive et 12.6 kilogrammes pour la charge morte. Mais il importe encore de remarquer que pour les portées faibles la charge vive à faire entrer dans ce calcul n'est pas celle qui proviendrait directement du train-type, mais une surcharge idéale majorée de 30 p. c. environ pour 3 mètres de portée, puis une charge majorée en raison décroissante jusqu'à 1 p. c. environ vers 24 mètres de portée. Cette majoration est nommée *Impact* chez les Américains, où, ainsi que le prouve la discussion du projet Seaman, elle donne lieu à de grandes divergences d'opinions.

En ce qui concerne l'aboutement des pièces comprimées, le projet propose l'emploi de la formule (85) avec le coefficient 0.0002 pour les bandes de nœud à nœud, et avec le coefficient 0.000061 pour les colonnes ou montants.

En somme, le projet Seaman, qui a donné lieu à une longue discussion au sein de l'association, y a trouvé plus d'adhésion que d'opposition, mais ce n'est pas tout à fait sans raison que l'un des orateurs, appuyant sur l'impossibilité de s'entendre, a émis l'opinion que, précisément en pareille matière, l'intolérance des ingénieurs pour la manière de voir de leurs collègues était la plus manifeste. En parcourant notre statistique des réponses américaines au chapitre X, on voit, en effet, qu'il n'y

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

a là pas deux administrations se servant des mêmes coefficients ; on reconnaît aussi que deux administrations seulement se servent de formules dans lesquelles entre le rapport $R' = S_{min} : S_{max}$, tandis que toutes les autres préfèrent des coefficients fixes convenablement étagés.

Les cahiers des charges, souvent très soigneusement rédigés, contiennent un certain nombre de formules linéaires et paraboliques pour tenir compte de l'aboutement ou flambage, pour le cisaillement, pour les rivets, etc., que nous ne pouvons reproduire ici faute de place.

4° *Conclusions du rapporteur.*

En résumé, on voit que les limites extrêmes admises varient pour le fer soudé de 6 à 9 kilogrammes et pour le fer fondu de 6 $^1/_2$ à 12 kilogrammes et même 13.4 kilogrammes pour les effets du vent dans de très grands ponts.

Nous avons voulu nous rendre compte de ce qu'on pourrait obtenir de pratique à l'aide de formules. En prenant pour $S_{min} : S_{max}$ non pas le rapport tel que les promoteurs des formules l'exigent, mais *le rapport de la charge permanente à la charge totale*, de façon à nous mettre d'accord avec la très grande majorité des constructeurs, nous trouvons que les formules pourraient donner des résultats acceptables, valables pour la totalité des maîtresses poutres. En nous plaçant à ce point de vue, nous avons calculé le rapport $S_{min} : S_{max} = R$, d'après la valeur moyenne des poids relevés au chapitre VI.

En utilisant l'échelle **a** des *trains lourds*, établie au chapitre III, nous trouvons ainsi :

(101) . . . . . Tableau comparatif de formules.

Portées de pont. $S_{min.} : S_{max.} = R$	0 0	10 m. 0·14	20 m. 0·22	40 m. 0·32	60 m. 0·40	80 m. 0·48	100 m. 0·53	120 m. 0·58	140 m. 0·62	160 m. 0·66
$6\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	6·0	6·4	6·7	7·0	7·2	7·4	7·6	7·7	7·9	8·0
$6{\cdot}5\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	6·5	7·0	7·2	7·5	7·8	8 0	8·2	8·4	8·5	8·7
$6\,8\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	6·8	7·3	7·5	7·9	8·2	8·5	8·7	8·8	8·9	9·0
$7\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	7·0	7·5	7·8	8·1	8·4	8·7	8·9	9·0	9·2	9·3
$8\,3\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	8·3	8·9	9·2	9·6	10 0	10·3	10·5	10·8	10·9	11·0
$8{\cdot}5\left(1+\frac{1}{2}R\right)$. . . . =	8·5	9·1	9·4	9·9	10·2	10·6	10 8	11·0	11·2	11·3
$7+2R$ . . . . . =	7·0	7·3	7·4	7·6	7·8	8·0	8·1	8·2	8·2	8·3
$8+2{\cdot}5R$ . . . . . =	8·0	8·3	8·6	8·8	9·0	9·2	9·3	9·4	9·5	9·6

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous avons ajouté à ce tableau les deux formules suisses qui sont les seules prescrites par un gouvernement. Il nous semble que les formules partant de $i_o = 6.8$ kilogrammes pour le fer soudé et de $i_0 = 8.3$ kilogrammes pour le fer fondu, seraient celles qui conviendraient le mieux pour la pratique.

Si l'on voulait ensuite tenir compte des efforts alternés, nous proposerions de multiplier les résultats ci-dessus par un facteur de réduction convenable. En désignant par R′ le rapport $S_{min} : S_{max}$ dans le sens primitivement admis (c'est-à-dire le rapport < 1 des plus grandes valeurs absolues des efforts alternés), on pourrait accepter le facteur de réduction $(1 - {}^1/_4\,R')$ qui réduit les limites aux trois quarts des valeurs ci-dessus dans le cas du renversement complet (1). On se rappellera à ce sujet que, d'après les expériences très complètes du professeur Bauschinger, en 1887, il suffit de ne pas dépasser la moitié de la limite d'élasticité du métal pour être complètement à l'abri de toute imprudence quant aux efforts alternés. Notre réduction suffit donc largement, puisque les coefficients du tableau satisfont déjà sans réduction à la condition énoncée, qu'à notre avis, on devra d'ailleurs toujours respecter. Donc, en définitive, si l'on tient absolument à faire usage de formules, nous proposons, toute abstraction faite du flambage par compression (2), les formules suivantes :

(102) . . $\left\{\begin{array}{ll} \text{Pour le fer soudé} & . \ . \ . \quad i = 6^k8\,(1 + {}^1/_2\,R)\,(1 - {}^1/_4\,R'); \\ \text{Pour le fer fondu} & . \ . \ . \quad i = 8^k3\,(1 + {}^1/_2\,R)\,(1 - {}^1/_4\,R'). \end{array}\right.$

Toutefois, les praticiens préfèrent presque toujours, comme nous l'avons constaté ci-dessus, admettre des limites fixées d'avance selon la portée et selon les pièces considérées, limites qu'ils font aussi varier quelque peu selon les qualités de fer dont ils disposent. Nous leur donnons grandement raison (3). Nous ne connaissons pas de manière plus pratique de représenter une loi établie par l'expérience, que de la fixer en un certain nombre de points bien choisis et de prescrire ensuite pour les intervalles compris une interpolation linéaire. Le polygone qui en résulte peut se déformer à volonté en chaque point, en sorte que l'on dispose, en réalité, d'autant de coefficients qu'il y a de points et le calcul est toujours simple. C'est tout le contraire avec les formules où l'on ne dispose que de deux ou trois coefficients; le calcul est toujours compliqué et doit être refait sans cesse.

Lorsqu'il s'agit de limites à prescrire par un gouvernement, il faut qu'elles soient conçues dans un sens aussi libéral que possible, de façon à laisser à l'initiative des ingénieurs un jeu suffisant. En pareil cas, on peut se borner à prescrire des limites

---

(1) En prescrivant la réduction $(1 - {}^1/_2\,R')$ comme on le proposait tout d'abord (82), on arriverait pour certaines barres des treillis, et notamment dans les bandes des poutres continues, à des profils de section exagérés.

(2) *Voir* à ce sujet les formules proposées et justifiées (91) (92) précédemment.

(3) Consulter notre statistique du chapitre X, où l'on voit que la grande majorité des administrations procèdent de cette manière. Nous n'avons voulu, en proposant les formules (102), que préciser l'emploi des rapports R et R′ et c'est dans ce sens que nous comprenons les adhésions mentionnées dans la statistique. Nous n'avons jamais voulu substituer les formules aux échelles de coefficients.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'après la portée, sous la forme des lignes polygonales préconisées en Autriche et qui conviennent très bien comme contours-enveloppes de prescriptions analogues émanant de l'initiative privée. Nous proposerions :

(103)

Portées . .	0 m.	40 m.	80 m.	120 m.	160 m.	Vent.
Fer soudé. .	7·0	7·8	8·4	8·8	9·0	10·0
Fer fondu .	9·0	9·8	10·4	10·8	11·0	12·5

avec interpolations rectilignes usuelles pour portées intermédiaires.

Les pièces ou membrures où se produisent des efforts alternés se construisent toujours (pour des raisons pratiques) avec des dimensions supérieures à celles qui résulteraient des limites ci-dessus; on peut donc s'en rapporter à la sagesse des ingénieurs, en ce qui concerne la réduction des limites de travail, pour ces cas particuliers.

Enfin, quant aux limites pour le cisaillement, on pourrait admettre 6 et 5 kilogrammes pour le fer soudé, ainsi que 7 kilogrammes et 5.5 kilogrammes pour le fer fondu, suivant qu'il s'agit d'efforts de même sens ou d'efforts dirigés dans plusieurs directions.

Remarquons en dernier lieu que, lorsqu'il s'agit d'appliquer les limites plus élevées pour le fer fondu, il faut admettre implicitement que ce métal répond exactement au cahier des charges. Ceci aura lieu toutes les fois qu'il s'agit de fournitures importantes pour lesquelles l'administration qui construit se trouve à même de faire surveiller la fabrication et la réception d'une manière spéciale.

Lorsqu'au contraire il s'agit de fournitures peu importantes concernant des ouvrages de petite portée disséminés sur la ligne, pour lesquels on croit devoir s'en rapporter souvent uniquement aux fournisseurs, il semble tout indiqué d'être un peu plus prudent et d'appliquer les limites un peu inférieures admises pour le fer soudé.

VI. — Quantité du métal a investir dans les ponts métalliques sous diverses conditions de portée et de hauteur.

1° *Généralités.*

Lorsqu'on a tracé un chemin de fer et qu'il s'agit de franchir un large cours d'eau ou un profond ravin, l'ingénieur des ponts devra avant tout déterminer l'emplacement des piles et culées du pont ou viaduc à construire; il aura ensuite à choisir le système de construction qui convient le mieux pour les travées métalliques. Souvent celui-ci étant déterminé d'avance, la position des piles en devra dépendre quelque peu (poutres continues, ponts en arc, etc.). De pareilles recherches, d'un ordre plutôt financier, concernent surtout les circonstances locales qui, dans chaque cas, s'imposent à l'ingénieur, et quoique ces études embrassent bien des questions techniques, souvent très intéressantes, nous ne pouvons nous en occuper ici.

Nous prenons donc comme point de départ des comparaisons à faire, les données du problème telles qu'elles sont posées pour le constructeur qui doit s'occuper des travées métalliques. Nous reportons tous nos poids à la portée théorique mesurée

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

entre centres d'appuis. Dans certains cas seulement, où une même construction embrasse plusieurs travées, sans qu'il soit opportun ou même pratiquement possible d'en donner séparément les poids, nous rapportons l'ensemble à une sorte de portée théorique moyenne (poutres continues, poutres-consoles). Nos poids ne comprennent pas la voie et les planchers de bois.

Un recueil de poids de ponts, semblable à celui que le rapporteur désirait soumettre au Congrès, a déjà été établi en 1879 sur la base des renseignements alors disponibles en France et en Autriche. L'ouvrage : *Das Eisenbahnwesen in Frankreich*, (Wien 1880, Gerolds' Sohn), distribué aux congressistes de Bruxelles en 1885, contenait ce premier travail qui concernait 165 ponts de 25 à 165 mètres de portée et une série de types de petite portée. Il se composait d'un tableau numérique donnant les détails les plus intéressants pour chaque construction et d'un tableau graphique des poids par mètre de voie.

Le rapporteur aurait désiré présenter le travail actuel sous la même forme à ses collègues du Congrès. Mais les derniers renseignements sont arrivés relativement tard et ils concernent plus d'un millier de ponts. Dans ces conditions, qui témoignent de l'intérêt spécial que nos collègues attachent à cette étude, nous ne pouvons que regretter de devoir renoncer à dresser le tableau numérique descriptif pour la session. Ce tableau, qui demande un travail considérable, ne pourrait être publié que plus tard, et pour la session nous nous contenterons de citer les plus grands ponts. Nous reproduisons en annexe un tableau détaillé contenant les données les plus intéressantes pour tous les ponts et viaducs comprenant des portées de plus de 125 mètres, en tant qu'il nous a été possible d'obtenir les poids de ces constructions. Nous y avons ajouté une collection de vues photographiques donnant une idée de ces magnifiques ouvrages, les plus grands du monde. C'est tout ce qu'il était possible de citer en détail.

En revanche, nous avons cherché à rendre nos tableaux graphiques des poids aussi complets que possible. La planche III contient deux figures, dont la plus grande concerne les ponts de 0 à 400 mètres de portée. Une deuxième figure, à grande échelle, comprend les petits types. Enfin, sur la planche II, une troisième figure représente, à petite échelle, ce que l'on aurait vraisemblablement si l'on pouvait prolonger notre tableau sur la droite jusqu'à pouvoir y comprendre la portée de 521 mètres du Firth of Forth.

D'après tous les renseignements réunis, nous avons construit deux contours polygonaux qui, à notre avis, peuvent être considérés comme délimitant la zone du tableau comprenant tous les ponts qui ne sont ni par trop lourds ni par trop légers. La ligne médiane entre ces contours représente la ligne des poids moyens pour toutes les portées.

Si c'était déjà quelque peu hardi de tracer de pareilles lignes de démarcation, c'était bien plus hardi encore de les prolonger sur la droite jusque dans les parages du viaduc sur le Firth of Forth. Mais nos contours se dessinaient assez nettement sur le tableau de la planche III pour les ponts jusqu'à 165 mètres de portée. C'est la

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

zone en forme de coin que nous voulions ensuite prolonger jusqu'au viaduc du Forth en admettant que celui-ci avoisine la ligne moyenne. Le projet déjà complètement dressé en 1895 du viaduc en *cantilevers* de New-Jersey, avec arche centrale de 640 mètres (dont nous parlons plus loin), nous a fourni un deuxième exemple de portée extraordinaire. Ce pont étant calculé pour six voies, nous avons admis que le poids par mètre de voie doit être un peu inférieur à celui qui résulterait de notre ligne des minimums. En réunissant toutes ces considérations, nous avons pu prolonger nos contours comme l'indiquent les dessins des planches II et III (1).

En comparant le travail actuel avec celui de 1879, on trouvera que le contour supérieur a dû être notablement relevé, surtout entre 20 et 120 mètres de portée.

Il importe du reste de remarquer que pour notre collection de ponts à grandes portées, les hypothèses de surcharges admises pour les trains en service influent de moins en moins sur les calculs de résistance à mesure que la portée devient exceptionnellement grande. Ce sont alors les effets du vent et du poids mort, les coefficients de travail admis pour le métal, etc., qui priment, et les problèmes à résoudre par le constructeur ont un caractère de généralité qui les rend spécialement intéressants.

2° *Types de petite portée.*

Pour de petits ponts-types, on peut réunir, par des lignes droites, les points concernant une même administration et un même genre de construction. Ces lignes sont assez régulières. Ainsi, en représentant par ΩIIHU les types à voie en dessus, à voie contrebaissée, à voie intermédiaire et à voie en dessous, nous pouvons citer les lignes de types des administrations suivantes :

(104)

Allemagne :	Eisenbahn Direction Bromberg	Ω II H
—	— Hannover	U
Angleterre :	London & Nord Western Railway	H Ω
Australie :	South Australian Railway.	Ω
Autriche :	Böhmische Westbahn	Ω II
—	Kaiser Ferdinands-Nordbahn.	Ω II U
—	Oesterreichische Staatsbahnen	Ω II U
—	Oesterreichische ungarische Staatseisenbahngesellschaft	Ω II U
France :	Chemins de fer de l'État	Ω H
—	Chemins de fer du Midi	Ω H
—	Grande Ceinture de Paris.	Ω II U
—	Chemins de fer du Nord	U
Italie :	Strade ferrate della Sicilia	U
Portugal :	Société Royale des chemins de fer portugais	Ω
Russie :	Chemin de fer Moscou-Brest	Ω
Suède :	Chemins de fer de l'État	Ω
Suisse :	Gotthardbahn	Ω U II

(1) Nos contours sont indiqués par poids en nombres arrondis; les abscisses sont choisies de façon que l'interpolation rectiligne usuelle donnera toujours des fractions simples.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous aurions beaucoup plus de ces lignes de types à citer, en prenant les collections de types un peu plus anciennes, provenant de la construction des grandes lignes; mais ces types ne répondent plus aux prescriptions de surcharges actuelles. Les légendes de notre tableau nous dispensent d'expliquer davantage ces indications de détail. Nous remarquerons seulement que certains ponts relativement très lourds possèdent un platelage en fer.

3° *Poutres en treillis ou à triangles.*

Notre tableau fait voir le poids relativement faible des ponts actuellement usités, en comparaison des poids des grands ponts historiques anglais à âmes pleines. En prenant pour nos ponts modernes la ligne moyenne des poids de fer trouvée et en ajoutant indifféremment 400 kilogrammes par mètre de voie, pour le platelage et la voie, on calcule le rapport de la charge morte q par mètre à la charge totale $(q+p)$ par mètre, ainsi qu'il suit (p relevant de l'échelle **a** pour *trains lourds*) :

(105). Tableau des valeurs q, p et $q:(p+q)$ jusqu'à $l = 160$ mètres.

Portées de pont	10 m.	20 m.	40 m.	60 m.	80 m.	100 m.	120 m.	140 m.	160 m.
Poids par mètre en tonnes . . .	1·0	1·4	2·2	2·9	3·6	4·3	4·9	5·5	6·1
Avec plate-forme (400 kilog.). $q =$	1·4	1·8	2·6	3·3	4·0	4·7	5·3	5·9	6·5
Échelle **a** . . . . . $p =$	8·5	6·5	5·6	5·0	4·4	4·1	3·8	3·6	3·4
$p+q$ . . . . . $=$	9·9	8·3	8·2	8·3	8·4	8·8	9·1	9·5	9·9
$q:(p+q)$. . . . . $=$	0·14	0·22	0·32	0·40	0·48	0·53	0·58	0·62	0·66

Ce qui est remarquable dans ce tableau, c'est que la charge totale $(p+q)$ y est presque invariable. Elle est de 9.9 tonnes aussi bien pour 10 mètres que pour 160 mètres de portée, tandis qu'entre 20 et 80 mètres de portée, elle pourrait être invariablement prise égale à 8.3 tonnes par mètre (1). En revanche, le rapport $q:(p+q)$ croît très régulièrement avec la portée.

Voici maintenant, pour toutes les portées, les poids de fer par mètre de voie qui représentent nos contours polygonaux du tableau graphique :

(106). . . . . Tableau des poids de fer jusqu'à $l = 500$ mètres.

Portées	0 m.	10 m.	50 m.	100 m.	200 m.	300 m.	400 m.	500 m.
Poids maximums	0·5	1·4	3·5	5·6	9·0	12·4	15·8	19·2
— moyens.	0·35	1·0	2·6	4·3	7·3	10·3	13·3	16·3
— minimums.	0·2	0·6	1·7	3·0	5·6	8·2	10·8	13·4

(1) En ce qui concerne les trains extra-lourds européens, notre tableau graphique de la planche II fait voir que l'on pourrait, à très peu près, entre 40 et 120 mètres, prendre $p+q = 9.5$ tonnes pour les moments et $p+q = 10$ tonnes pour les efforts tranchants aux appuis.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On remarquera que beaucoup de points du tableau se trouvent en dehors de nos limites; en étudiant ces points, on peut presque toujours constater les motifs qui expliquent un poids anormal.

Du reste, la seule considération du poids des constructions métalliques ne suffit pas pour motiver le choix d'un système de construction dans chaque cas particulier. Des constructions calculées pour les mêmes charges mobiles, avec les mêmes coefficients de travail pour le métal, peuvent cependant, si elles appartiennent à des systèmes très différents, offrir des avantages ou désavantages tels, que l'ingénieur se décidera souvent à recommander le système le plus lourd.

4° Sécurité relative que procurent les calculs de résistance dans les ponts.

Les calculs de résistance très étudiés que l'on applique actuellement aux projets de ponts en fer, pour déterminer les dimensions à donner à toutes leurs parties, y introduisent une sécurité très satisfaisante; cette sécurité est cependant très différente dans les divers cas qui se présentent, suivant que les trains en circulation produisent plus ou moins en grandeur, forme et étendue, les charges mobiles que l'on a prévues dans les calculs.

La grandeur (intensité par mètre) de la charge mobile dépend surtout du matériel roulant en service; la forme et l'étendue à admettre pour cette charge, au contraire, dépendent bien moins de la composition et longueur des trains que du système de construction adopté pour les ponts.

Les ponts usuels à une voie et avec travées indépendantes ont à subir, à très peu près, lors du passage de chaque train lourd, le travail maximum prévu dans toutes leurs parties composantes.

Les ponts en arc à une voie n'ont à subir, par suite de la circulation des trains, que le travail maximum prévu dans les parties voisines des culées. La partie médiane de l'arc ne se trouve soumise à la surcharge la plus défavorable que lorsqu'elle se trouve seule en charge, les reins de l'arc étant alors non chargés, ou bien lorsqu'elle est déchargée, les reins se trouvant alors simultanément en charge. Ces conditions de surcharge, qui exigent que le train soit préalablement séparé en deux parties au moins, produisant le maximum de charge ensemble ou chacune séparément, ne se réalisent que rarement.

Les ponts à une voie et à poutres continues n'auront, dans la plupart de leurs parties composantes, presque jamais à subir le travail maximum prévu; on aurait dans bien des cas même la plus grande difficulté à produire, avec le matériel roulant disponible, toutes les combinaisons de surcharge théoriquement prévues, et il doit paraître évident à tout praticien que ces hypothèses, tout au plus possibles, ne seront jamais réalisées dans le service ordinaire de l'exploitation, en tant qu'il s'agit de ponts à grandes portées.

Quant aux ponts à deux voies construits avec deux maîtresses poutres seulement, des divers systèmes, la probabilité que le travail maximum prévu du métal puisse être

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

réalisé dans les conditions normales, diminuera encore, en tant que les croisements de trains de la plus lourde espèce sur ces ponts peuvent être considérés comme des événements rares.

Ces explications suffiront pour faire voir que parmi les ponts les plus usuels, ceux à double voie, construits avec deux maîtresses poutres continues, offrent une sécurité beaucoup plus grande que la plupart des ponts construits différemment; ajoutons que, par suite de la continuité, le rapport des charges mobiles et permanentes se trouve très notablement abaissé, ce qui augmente encore la sécurité.

Enfin, parmi les ponts de portée exceptionnelle (de plus de 160 mètres), on peut affirmer que les ponts à poutres-consoles (*cantilevers* du système « Firth of Forth »), construits avec deux maîtresses poutres pour plus d'une voie et calculés comme nous l'avons expliqué au chapitre III, offrent une grande sécurité, puisque non seulement les surcharges prévues avec un certain nombre de trains placés simultanément dans la position la plus défavorable ne se produiront presque jamais, mais encore l'effet des surcharges, en général, est minime vis-à-vis de celui du poids mort.

La sécurité que présentent les ponts anciens en vue des surcharges croissantes imposées par les nouveaux types de matériel roulant doit être étudiée périodiquement en tenant compte des considérations que nous venons d'exposer; mais, avant tout, elle doit absolument être étudiée.

Le rapporteur a soulevé cette grave question dès la première session du Congrès en 1885, sans pouvoir réussir à être entendu. La majorité des congressistes, qui trouvaient la question incommode, préféraient tourner la difficulté en refusant de l'examiner. Les administrateurs, mis en devoir de faire des sacrifices, préféraient faire la sourde oreille et jouer les incrédules. Le désastre historique du *Tay bridge*, le *Tay bridge inquiry* qui s'ensuivit, et les prescriptions du gouvernement anglais en 1881, auxquelles on avait été ainsi amené, commençaient déjà à se laisser oublier à cette époque (première session 1885) et ce n'est qu'à la suite de nouveaux désastres comme celui de Mönchenstein qui coûta deux cents victimes, que le grand public et les gouvernements durent s'en mêler pour forcer les administrations à mettre d'accord le service de l'infrastructure avec le service du matériel et de la traction. C'est depuis cette époque que, dans presque tous les pays de l'ancien monde (1), des prescriptions précises pour les ponts métalliques ont été publiées par les gouvernements. Mais ceci ne résout nullement la difficulté, et pour préciser notre pensée, nous résumons en quelques mots ce qui s'est passé en Autriche.

Lorsqu'on a établi l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, encore en vigueur actuellement, on s'est mis absolument d'accord avec les ingénieurs de la traction, afin que les nouvelles prescriptions puissent couvrir entièrement les effets de surcharge des véhicules et trains les plus lourds, alors en service. On a ensuite

(1) Nous avons déjà relaté que dans les États-Unis d'Amérique aucune prescription générale limitant les surcharges et le travail du métal n'a été publiée jusqu'ici par les gouvernements. En Angleterre, les prescriptions du *Board of Trade* ne limitent, d'une manière précise, que le travail admissible pour le métal.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

fait un recensement exact de tous ces véhicules et trains et de tous les ponts déjà existants sur lesquels ils devaient circuler. On a prohibé, d'une part, la mise en circulation de véhicules et trains encore plus lourds et on a ordonné, d'autre part, de reconstruire ou renforcer convenablement tous les points qui ne répondaient pas suffisamment aux nouvelles prescriptions [1]). Mais ces travaux de reconstruction et les limites de travail du métal à fixer pour qu'il y ait lieu de reconstruire, soulèvent de nouvelles difficultés.

La limite de travail du métal étant par exemple fixée à 835 kilogrammes par centimètre carré pour un pont neuf, peut-on affirmer qu'un pont ancien de même espèce travaillant à 850 kilogrammes par centimètre carré doive, de ce fait seulement, être reconstruit ? Les ingénieurs de l'entretien diront certainement non ; ils diront même souvent non, si, toutes autres conditions étant favorables d'ailleurs, le calcul indique un maximum possible de 1,000 kilogrammes par centimètre carré. Ils diront certainement oui, au contraire, s'il s'agissait d'une limite de 1,600 ou 1,800 kilogrammes par centimètre carré, et on pourrait se demander quel est le maximum de tolérance à admettre ?

A la session de Saint-Pétersbourg en 1892 et à celle de Londres en 1895, on a essayé de saisir le Congrès de cette grave question, mais la majorité a refusé avec raison de s'en occuper. Il serait oiseux, en effet, de faire sanctionner par un Congrès une proposition tendant à dire que si le métal ne doit travailler qu'à 835 kilogrammes, par exemple, pour des ponts neufs, on peut le faire travailler sans inconvénient à 1,000 kilogrammes dans les ponts anciens usés par le service ! Cette question de tolérance est une question d'espèce que le bon sens pratique des ingénieurs devra résoudre dans chaque cas particulier, suivant les circonstances qui se présentent.

Etant admis maintenant qu'un pont ancien soit trouvé insuffisant pour rester en service, on se demandera s'il faut ou le reconstruire à neuf, ou le renforcer en ajoutant des tôles et cornières nouvelles à celles qui s'y trouvent déjà ? C'est là une nouvelle difficulté pratique. On l'a résolue en Autriche en reconstruisant à neuf les ponts de faible portée (disons jusqu'à 20 ou 30 mètres) et en renforçant ceux de portée plus grande. Il n'y a aucune difficulté à construire un pont métallique nouveau à côté d'un pont ancien en service, et à remplacer ensuite l'ancien par le nouveau, au moyen d'un lançage latéral effectué entre deux trains convenablement choisis. Cette opération de lançage, y compris les raccords pour la voie et la surcharge d'épreuve ne demande pas plus d'une heure et peut, pour des ponts de moins de 30 mètres, s'effectuer au moyen de simples rails graissés en guise de

---

(1) Un recensement général, si nous sommes bien informé, a été effectué aussi en Russie avant la session de 1892 à Saint-Pétersbourg. En Allemagne comme en Autriche, on a établi des *Brükenbücher*, où l'on tient à jour tout ce qui concerne chaque pont Dans l'État de New-York, un recensement général a été publié en 1891. On y a recalculé 669 ponts sur un total de 2,500 ouvrages; mais les coefficients admis dans ces calculs sont spéciaux pour chaque ligne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

glissières. En se servant d'un système de chariots à galets et de treuils convenablement installés, on peut remplacer de la même manière une construction métallique de portée quelconque par une construction analogue nouvelle, sans que le service d'exploitation ait à en souffrir sensiblement.

Le second genre d'opération, au contraire, consistant à renforcer, en cours d'exploitation, un pont métallique trouvé insuffisant, en ajoutant des tôles et cornières nouvelles à celles qui s'y trouvent déjà, offre les plus grandes difficultés. On est gêné pour établir les échafaudages ; le travail doit être sans cesse interrompu au passage des trains, lesquels sont obligés, d'autre part, de ralentir leur marche, etc., etc. Un pareil travail coûte souvent plus du double à égalité de poids du métal, que le travail décrit ci-dessus pour une reconstruction à neuf. Le résultat ainsi obtenu est pour le moins douteux dans la plupart des cas. Les assemblages où l'on a dû remplacer un bon nombre de rivets par des rivets nouveaux n'ont ni la bonne disposition, ni la rigidité qu'on peut leur donner dans une construction neuve, etc., etc.

On a pourtant renforcé ainsi un très grand nombre de ponts en Autriche il y a une dizaine d'années, et l'expérience faite depuis prouve que ce genre de reconstruction n'est pas recommandable, en général, à moins que les additions à faire soient peu importantes et puissent être pratiquées très facilement.

En somme, ce que nous voulions établir, en relatant ce qui s'est passé en Autriche, c'est qu'il est extrêmement coûteux en temps et en argent de reconstruire ou renforcer tous les ponts métalliques d'un grand réseau afin de les mettre d'accord avec de nouvelles prescriptions pour ponts métalliques, et pourtant ces dernières n'ont une utilité pratique que si l'on se décide à les appliquer, au moins approximativement, au réseau déjà existant.

A quoi servirait-il, en effet, d'émettre des prescriptions très sévères, si les nouveaux ponts très solides qui en résultent, ne se rencontrent que sur quelques lignes secondaires qui viendront encore compléter le grand réseau déjà exploité, et si, sur ce dernier, comme précédemment, on est dans l'impossibilité de laisser circuler le matériel nouveau plus lourd qui a donné lieu aux prescriptions considérées ?

Ceci nous amène à conclure qu'il n'est raisonnable d'émettre des prescriptions pour ponts métalliques que de temps en temps, et qu'alors il faut, d'une part, mettre d'accord l'infrastructure de tout le réseau avec les nouvelles conditions de surcharge admises, et veiller, d'autre part, à ce que l'on ne mette pas en circulation des véhicules et trains encore plus lourds qui rendraient de nouveau toutes les mesures de sécurité prises, entièrement illusoires.

Remarquons enfin, pour terminer, que la question des ponts métalliques n'est pas seule en cause lorsqu'il s'agit des véhicules lourds. Le renouvellement de la voie qui en dérive est encore bien plus onéreux et dispendieux que la reconstruction des ponts métalliques. Mais ici le problème est un peu plus simple, car c'est la charge d'essieu maximum et la vitesse des trains qui sont seules en cause. Nous engageons nos collègues de la traction à prendre sérieusement en considé-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ration les difficultés qui résultent des véhicules lourds, lorsque, pour faire des économies dans leur service, ils nous fournissent un nouveau matériel qui nous impose des surcharges démesurées..

5° *Constructions à recommander dans diverses conditions de portée et de hauteur.*

Après étude faite des poids indiqués pour un très grand nombre de constructions souvent fort différentes, en réunissant tous les renseignements obtenus de nos collègues; enfin, en profitant de l'expérience faite en Autriche depuis un quart de siècle, nous arrivons aux conclusions suivantes :

a) *Poutrelles laminées.*

Les poutrelles laminées étaient précédemment peu employées dans les ponts métalliques, vu l'insuffisance des calibres et le peu de largeur des têtes dont on disposait. Depuis qu'on lamine facilement des pièces de 1,000 et 1,500 kilogrammes et qu'on adopte des profils plus grands, à têtes larges, l'usage de ces poutrelles commence à se répandre de plus en plus, car elles fournissent pour les maîtresses poutres des petits ponts et pour les longrines des ouvrages plus considérables, une solution excellente.

Dans ces pièces extrêmement fatiguées, il est très avantageux de pouvoir se passer le plus possible de rivures. C'est ainsi qu'en Saxe, depuis une dizaine d'années, ces poutrelles sont préconisées spécialement pour les petits ouvrages où l'on manque de hauteur de construction et où on les utilise en jumelles avec longrines de bois intermédiaires. En Prusse, on les utilise déjà couramment pour les grandes travées. En Autriche, la question, très étudiée, est entièrement résolue. Les ingénieurs et les usines se sont mis d'accord pour adopter une échelle de types excellents; nous ne pourrions faire mieux que de les recommander à nos collègues d'autres nationalités (1).

(1) *Profils de poutrelles laminées adoptées uniformément par les ingénieurs et les usines en Autriche.*

HAUTEUR.	LARGEUR.	ÉPAISSEUR MOYENNE.		SURFACE de section.	MOMENT d'inertie sur l'axe.	MODULE d'inertie sur l'axe.	POIDS par mètre.
		Têtes.	Ame.				
Millimètres.	Millimètres.	Millimètres.	Millimètres.	Centimètres carrés.	Centimètres bicarrés.	Centimètres cubes.	Kilog.
200	96	12	8	37.12	2402.0	240 2	28.9
220	102	13	9	43.98	3392.2	308 4	34.3
240	108	14.5	9.5	51.37	4730.7	394.2	40.1
260	114	15.5	10.5	59.39	6339 4	487.6	46.3
280	120	17	11	67.86	8429 7	602.1	52.9
300	126	18	12	77.04	10870.2	724.7	60.1
320	132	19	13	86.82	13805.9	862.9	67.7
350	141	21	14	102.34	19455.6	1111.8	79.8
400	156	24	16	131.20	32316.8	1615.8	102.3
450	171	27	18	163.62	50676.7	2252.3	127.6

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

b) *Poutres à âme pleine avec tôles et cornières.*

1. — *Les types de ponts à âme pleine de la plupart des administrations de chemins de fer* comprenaient, il y a dix ans, des portées allant jusqu'à 14 mètres (exceptionnellement 18 mètres). La hauteur des poutres varie de $^1/_8$ à $^1/_{12}$ de la portée, et l'on admet plus spécialement le rapport $^1/_8$ pour les portées les plus petites et le rapport $^1/_{12}$ pour les portées les plus grandes. Cette hauteur se trouve du reste limitée, dans le dernier cas, par la largeur des tôles que fournissent les usines, laquelle était d'ordinaire de 1.40 mètre au plus (exceptionnellement 1.60 mètre) et permettait d'atteindre, avec le rapport de $^1/_{12}$, des portées allant jusqu'à 18 et 19 mètres.

Actuellement, on peut obtenir couramment des usines les plus réputées des tôles ayant 1.80 mètre (exceptionnellement 2 mètres) de largeur, avec une longueur de 4 à 6 mètres et plus, ce qui permet de construire des poutres à âme pleine ayant jusqu'à 20 mètres et même 25 mètres de portée.

2. — *Là où l'on dispose d'une hauteur suffisante, les ponts à voie en dessus* (1) *sont les plus avantageux pour toutes les portées.* On pose la voie sur traverses de bois fixées aux maîtresses poutres et faisant consoles pour le platelage extérieur, dans les pays où le bois s'achète à bon compte (2); dans le cas contraire où le bois est très cher, on se sert d'une voie sur longrines fixées sur les maîtresses poutres; on pose alors le platelage du pont sur les entretoises, sur les consoles extérieures en fer et sur l'appareil même des culées.

3. — *Les poutres en fer ne se recommandent généralement que pour des portées de plus de 2 mètres,* puisque, pour des portées moindres, on peut utiliser avec avantage des poutres en bois qui forment alors pour ainsi dire partie de la construction de la voie.

4. — *Lorsque la hauteur disponible est restreinte et que la portée ne dépasse pas 6 mètres, les ponts à poutres jumelles en profil de* ⊐ ⊏ avec des longrines en bois seront les plus économiques; le platelage reposera, dans ce cas, sur les entretoises, sur les consoles extérieures en fer et sur les culées mêmes.

5. — *Lorsque la hauteur disponible est restreinte et que la portée est comprise entre 5 et 8 mètres, on admettra avec avantage les constructions à voie contrebaissée* et on y posera le platelage à l'extérieur des maîtresses poutres sur des consoles en fer spéciales. On pourra dans ces constructions, même pour 8 mètres de portée, se contenter encore d'une hauteur de 70 centimètres disponible entre le bord inférieur des poutres et la tête du rail.

6. — *Pour les portées comprises entre 8 et 18 mètres (exceptionnellement 20 mètres),*

(1) *Voir,* pour les expressions employées ici et notamment pour la voie en dessus et en dessous, notre nomenclature du Congrès à Paris en 1889.

(2) Ce système n'est pas usité en France; la voie y est généralement posée sur longrines et lorsqu'elle est posée sur traverses la longueur de celles-ci ne dépasse guère l'écartement des poutres sur lesquelles elles reposent.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

on aura trois espèces de ponts-types à considérer ; ce sont les types mentionnés précédemment (**2** et **5**) pour le cas où la hauteur disponible de construction est suffisante, et les *types à voie en dessous,* dans le cas contraire. La voie et le platelage se trouvent, dans ce dernier cas, posés sur les poutres transversales et les longerons. Ces constructions, qui se présentent malheureusement fort souvent en pratique, par suite de l'insuffisance de la hauteur disponible, sont bien plus lourdes et plus coûteuses que celles que nons avons citées d'abord; cela tient notamment à la présence des longues poutres transversales. On arrive toutefois, à l'aide de ce système, à pouvoir se contenter toujours d'une hauteur de 70 centimètres, disponible entre le bord inférieur des poutres et la tête du rail (1).

7. — *Les maîtresses poutres spéciales pour les garde-corps* sont à éviter, en général, au point de vue de l'économie, car l'on pourra, en dépensant moins, faire porter le platelage extérieur sur des consoles en fer et sur les culées elles-mêmes. Pour les ouvrages à plusieurs voies, pour ceux qui sont situés aux abords des stations et où il n'est pas rare que l'on ait à construire des paliers et trottoirs spéciaux, on devra toujours admettre les maîtresses poutres en question et il conviendra alors de les calculer au minimum pour une charge mobile de 340 kilogrammes au mètre carré, même si cela n'est pas exigé.

c) *Poutres à triangles et à treillis en général.*

8. — *Pour les portées de 18 à 35 mètres environ,* on admettra avec avantage des poutres à bandes rectilignes et à treillis double ou quadruple. Les croisillons composés généralement de fers plats pour les barres travaillant à l'extension et de cornières pour les barres travaillant à la compression, devront être autant que possible assemblés directement avec les tôles verticales des bandes simples (à profil en I), car l'emploi des tôles d'attache spéciales aux nœuds (goussets) ne paraît pas économique. On aura avantage à rechercher des assemblages dits symétriques, c'est-à-dire où les rivets travaillent en double section. Les ponts les plus économiques sont ceux à voie en dessus posée sur traverses-consoles où les maîtresses poutres, écartées de 1.50 à 2.50 mètres, sont solidement entretoisées et entrecroisées. Dans les contrées où le bois est cher, on se sert de longrines et on pose les garde-corps sur des consoles en fer. Lorsque la hauteur disponible de construction est restreinte, on construit des ponts à voie contrebaissée et à voie en dessous; ces derniers sont toujours notablement plus lourds que les ponts à voie en dessus (2).

---

(1) On est descendu, sur les lignes du Nord-Ouest autrichien, jusqu'à 54 centimètres, ce qui implique une augmentation notable des masses de fer nécessaires et constitue des constructions exceptionnelles qu'il convient d'éviter.

(2) Les constructions avec triangulation simple à diagonales tendues, exécutées pour ces portées en Autriche et en Allemagne, ne sont pas à recommander; on les avait calculées sans tenir compte des effets secondaires, et on était arrivé ainsi à des ponts relativement légers. Les avaries découvertes successivement sur quelques-uns des ponts, l'accident du pont sur l'Itter, près de Hopfgarten, qui s'écroula au

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

9. — *Pour les portées de 35 à 45 mètres,* on aura encore avantage à construire des ponts à bandes rectilignes, et on y admettra des poutres à treillis double ou quadruple ou avec double triangulation à diagonales tendues. En France, on a souvent préconisé, pour ces portées, des poutres à treillis sextuple où les croisillons tendus sont des fers plats, les croisillons comprimés des fers en ⊏; les rivets des attaches y travaillant en section simple. (Ces types ne sont plus guère usités actuellement.)

On peut recommander encore ici les mêmes principes de construction que précédemment : assemblages directs des croisillons avec les bandes disposées autant que possible, de façon à avoir des rivets travaillant en double section et de façon à éviter les pièces spéciales d'attache ou de remplissage (goussets et fourrures) ; nous ne comprenons pas parmi ces dernières les plaques rectangulaires très utiles que l'on interpose, en Autriche, à l'assemblage des croisillons comprimés, pour lui donner plus d'étendue et répartir les pressions (1).

Quant à l'écartement qu'il convient de donner aux maîtresses poutres en vue de la stabilité du pont, *il entraîne, même pour les ponts à voie en dessus, l'obligation d'admettre des poutres transversales;* dans ces conditions, c'est presque toujours une disposition à voie contrebaissée que l'on adopte, puisque l'on peut ainsi, sans augmenter sensiblement les frais de construction, faciliter de beaucoup le service de l'entretien. Ces constructions, convenablement entretoisées et entrecroisées, ont une grande stabilité et sont notablement plus légères que les constructions de même portée à voie en dessous; ces dernières exigent un surplus de fer, tant pour les poutres transversales que pour les goussets qui assemblent celles-ci avec les montants verticaux et servent à maintenir horizontalement les bandes supérieures. Cet excès de poids tend à disparaître toutefois à mesure que la portée augmente.

10. — *Pour les portées de 45 à 55 mètres environ,* les ponts à voie en dessous présentent certaines difficultés de construction, car en raison de la hauteur libre à réserver pour le passage du matériel roulant (2), les maîtresses poutres devront ou être relativement très hautes, pour pouvoir être entretoisées vers le haut, ou être relativement très basses, pour pouvoir conserver une rigidité suffisante dans le sens horizontal. Pour esquiver cette difficulté, on a souvent fait usage de poutres à bande supérieure courbe (*bow-string*), pour lesquelles l'entretoisement supérieur ne s'étend que sur une certaine longueur avoisinant le milieu de la portée. Ces poutres à bande

---

passage d'un train de marchandises en 1886, et bien d'autres faits encore, ont pleinement confirmé les objections élevées contre ces constructions et ont, depuis longtemps déjà, déterminé les compagnies de chemins de fer à ne plus adopter ce système.

(1) Les assemblages entre les croisillons et les bandes constituent les parties faibles de nos ponts modernes à grandes mailles, où nos calculs de résistance ne suffisent point. Il s'y produit, sans aucun doute, des moments secondaires, qui occasionnent un excès de travail considérable en certains points. Pour les ponts à treillis quadruple et sextuple, ces inconvénients sont certainement bien moindres.

(2) En Autriche, et sur les lignes du « Verein D. E. V. », cette hauteur est limitée à 4.80 mètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

courbe se construisent le plus souvent avec une double triangulation à diagonales tendues, ou même, dans ces derniers temps, avec deux triangulations symétriquement disposées et à montants verticaux communs. Pour les ponts à voies en dessus construits avec les portées considérées, on pourrait répéter ce que nous avons dit au 9 pour les portées moindres.

11. — *Pour les portées de 55 à 80 mètres*, on est amené à employer presque autant de fer pour les ponts à voie en dessus contrebaissée que pour les ponts à voie en dessous; la première disposition mérite toujours la préférence si les conditions de hauteur exigées permettent de l'appliquer; la seconde est toutefois celle que l'on est obligé, en pratique, d'accepter le plus souvent. Dans les deux cas, on devra relier solidement entre elles les bandes supérieures ainsi que les bandes inférieures.

Pour les ponts à deux voies, il est avantageux de n'admettre que deux maîtresses poutres et de longues poutres transversales, plutôt que deux constructions métalliques séparées; on devra alors construire les poutres en dédoublant les bandes (bandes supérieures en caisson). Pour les ponts à une seule voie, on emploie des bandes simples, ainsi que des bandes doubles; la première disposition semble toutefois devoir se recommander comme plus économique lorsqu'on dispose de cornières de grand calibre.

Enfin, pour la forme des maîtresses poutres de ces ponts, on trouvera que les poutres à bandes droites avec treillis quadruple ou sextuple ou avec double triangulation à diagonales tendues, peuvent être mis en parallèle avec les poutres à bande supérieure courbe ayant presque toujours une double triangulation à diagonales tendues. Il semble toutefois que jusqu'à 70 mètres de portée environ, il sera toujours économique de faire usage de poutres à bandes rectilignes [1], surtout si l'on peut les utiliser comme poutres continues; ajoutons que les poutres droites présentent encore des avantages incontestables pour le service de l'entretien et offrent pour tout observateur impartial un aspect d'ensemble plus agréable.

12. — *Pour les portées de 80 à 120 mètres*, les ponts les plus appréciés (qui ont généralement la voie en dessous) paraissent être ceux qui sont construits avec des bandes supérieures courbes et avec une double (ou triple) triangulation à diagonales tendues. On a coutume, pour des portées aussi grandes, de construire les bandes supérieures en forme de caisson (⊐⊏) et les bandes inférieures en forme de bandes jumelles (⊥⊥). Ces ponts, notamment très répandus en Autriche, en Hollande et en Allemagne, ne méritent plus guère le nom de *bow-string* (arc tendu par une corde) et ont généralement (ou devraient avoir) des montants verticaux sur appuis assez

---

[1] C'est aussi ce que l'on paraît admettre en France, où l'on n'a construit jusqu'ici presque exclusivement que des poutres droites jusqu'à de pareilles portées. En Hollande, on paraît avoir admis précédemment une limite pratique plus élevée, qui a baissé ensuite jusqu'à 65 mètres environ. (*Voir* à ce sujet la brochure stati-tique : *Les travaux publics dans le royaume des Pays-Bas*, par L.-C. VAN KERKWYK, la Haye, 1878, et les *Annales des ponts et chaussées*, mars 1887.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

élevés pour admettre un entretoisement supérieur des maîtresses poutres. On pourra, en résumé, considérer ces constructions comme une espèce de terme moyen entre le *bow-string* et la poutre droite, se rapprochant davantage de ce dernier système (1) et faisant ressortir en sa faveur l'avantage que l'on trouve, pour des portées semblables, à augmenter la hauteur des poutres dans la région médiane de la portée, plutôt que d'y renforcer seulement les bandes.

Les difficultés occasionnées pour des portées moindres, par les tôles verticales des bandes, n'ont plus la même importance ici, où, entre deux nœuds consécutifs, ces tôles ont déjà des longueurs (4 à 6 mètres) et des poids tels, qu'on les rencontre dans le débit ordinaire des usines, et où il ne saurait, par suite, plus être question de les découper ou déformer en forme de polygone.

Dans le cas où la voie est en dessus, on se trouve dans l'alternative d'adopter une construction à bandes supérieures et inférieures toutes rectilignes, ou de donner aux bandes inférieures une forme bombée vers le bas (ventre de poisson), au détriment de l'aspect général de l'ouvrage et souvent même de l'économie. C'est donc, en général, le premier parti qu'il conviendra de préférer.

13. — *Pour les portées de 120 à 160 mètres*, les expériences faites concernent un nombre trop restreint de ponts, exécutés en des temps bien différents, pour qu'il soit possible d'en déduire quelques principes généraux bien précisés concernant le système à recommander, d'après les idées actuelles des ingénieurs. On peut constater, toutefois, que les ponts exécutés en dernier lieu sont relativement bien plus légers que les ponts analogues construits avec âmes pleines ou avec treillis à petites mailles, dès l'origine des ponts métalliques.

Il semblait encore, il y a peu de temps, que la grande travée de Kuilenbourg, avec 154.5 mètres de portée, était celle où l'on a été le plus loin possible avec le système des poutres indépendantes à bandes courbes. Mais le lecteur trouvera dans notre recueil de grands ponts, ceux : sur l'Ohio à Cincinnati, 165.4 mètres (par la *Phönix Br. Company*) ; sur l'Ohio près Cairo, 158.04 mètres (par Morison), etc., qui sont à constructions indépendantes, relativement économiques. Dans ces constructions, les Américains emploient volontiers un treillis à triangulation simple (assemblages : *pin-connected*). Mais les grands panneaux ainsi formés se dédoublent au moyen de subdivisions intermédiaires qui empêchent le flambage des barres comprimées.

(1) *Poutres à bande courbe* ou bien *poutres bombées* pourrait être la désignation la plus générale de ce système. La bande courbe peut être de forme parabolique, circulaire, elliptique ou quelconque sans que la résistance à la flexion, ni même les procédés de calcul à employer, en soient notablement affectés ; c'est pourquoi aussi les dénominations : « poutres paraboliques » ou « poutres semi-paraboliques », usitées par certains auteurs, doivent être considérées comme généralement impropres.

Ces poutres n'ont, du reste, plus absolument les caractères distinctifs des poutres (*bow-string*) paraboliques proprement dites, à savoir : sections à peu près constantes des bandes, sections identiques de tous les montants verticaux, sections presque équivalentes de toutes les diagonales et système de diagonales à effet contraire (*Gegenstreben*) s'étendant sur la portée entière.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les grandes constructions exécutées en Amérique, près de Poughkeepsie, Memphis, etc., ainsi que celles de Cernawoda, en Roumanie, ont été conçues dans le système des *cantilevers* ou poutres-consoles, qui procure une économie notable, surtout dans les travées à consoles. Comme l'ont fait très justement observer les illustres ingénieurs du viaduc sur le Firth of Forth, le système n'est pas nouveau, il vient seulement d'être appliqué à de très grandes portées; cela ne nous empêchera pas d'admirer leur œuvre, à une époque où rien de pareil n'a encore été produit.

Il est intéressant de remarquer que ce système des *cantilevers* amène en général à juxtaposer, dans l'ensemble, des travées de portée inégale. Ce sont, en général, les arches à *cantilevers* et à grande portée qui pèsent le moins par mètre, tandis que le métal s'amasse sur les petites portées voisines. Dans le viaduc du Forth, celles-ci ont été réduites à un minimum que l'on peut en quelque sorte considérer comme piles doubles. Dans les viaducs de Poughkeepsie, Memphis et Cernawoda, ces travées ont reçu un développement plus grand et sont relativement lourdes.

Il est remarquable aussi que l'idée des *cantilevers* aux États-Unis d'Amérique s'agence très bien au système des « Pin-connected bridges », très usité dans le nouveau monde, car ce système permet de suspendre la construction indépendante centrale aux *cantilevers* adjacents sans aucun appui accessoire, tout en ménageant le jeu des dilatations. La grande travée de Memphis, de 241 mètres de portée, est conçue dans ce système (1).

Le lecteur trouvera dans notre recueil des plus grands ponts du monde un certain nombre de constructions dans le système des *cantilevers* pour portées exceptionnelles. On y remarquera que les grandes travées (Firth of Forth, Memphis, Cernawoda) sont relativement légères. Mais en prenant le poids moyen pour toutes les travées, on arrive à des résultats relativement élevés. En somme, il nous semble que, tout bien pesé, les systèmes à *cantilevers* ne sont recommandables que lorsqu'il s'agit de portées dépassant 160 mètres. Pour des portées moindres, les constructions à travées indépendantes ou à poutres continues sur plusieurs travées seront souvent plus économiques.

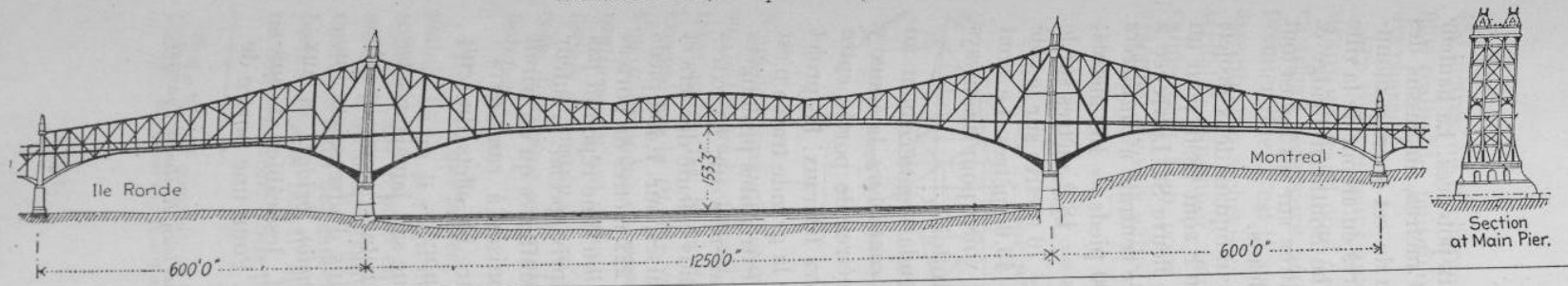
Nous citons dans notre recueil de grands ponts, celui sur le Mississipi à New-Orléans, d'après les projets de E. L. Corthell, dont la travée centrale de 326 mètres sera la plus grande du monde après celles du « Firth of Forth ».

La figure (108) ci-après, qui représente ce pont en perspective, peut donner une idée de cet ouvrage grandiose. On y distingue notamment les entre-croisements dont sont munies toutes les pièces travaillant à la compression, ainsi que les subdivisions de la triangulation principale simple à barres inclinées, qui constitue le treillis. Vers le milieu de la grande travée, la construction indépendante centrale se trouve

(1) Consulter : *The Memphis Bridge*, by Geo. S. Morison, chief engineer. New York, John Wiley & Sons, 1893. L'illustre ingénieur, qui fait autorité aux États-Unis, nous a gracieusement donné tous les renseignements concernant cet intéressant viaduc, noté sur notre tableau graphique.

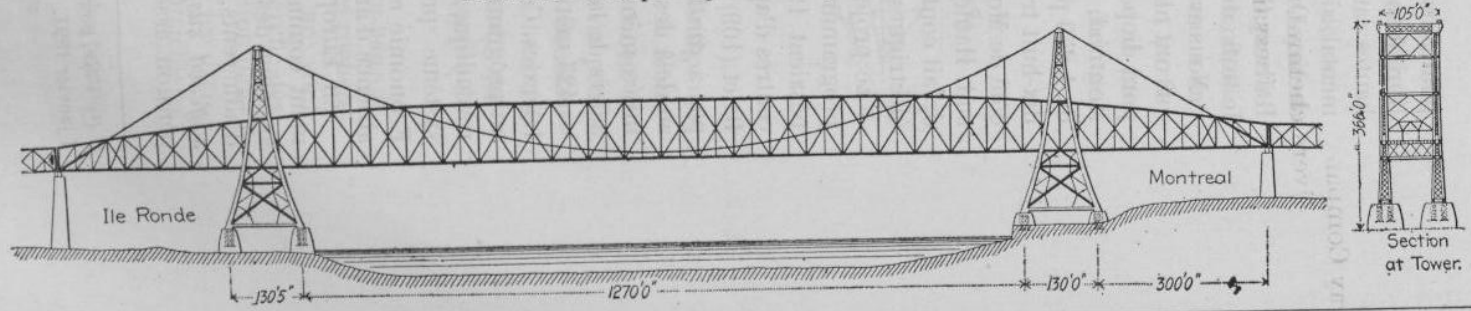
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(107) *Concours de pont sur le St. Lawrence River.*
Montréal 1896, 1er prix. Projet Ed S. Shaw.



(108) Pont sur le Mississipi à New-Orléans avec travée de 326 mètres.
Projet E.-L. Corthell 1899.

(109) Concours de pont sur le St. Lawrence River.
Montréal 1896, prix spécial. Projet J.-W. Balet.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pour ainsi dire suspendue aux deux *cantilevers* comme à deux potences. La hauteur libre ménagée au-dessous du pont est de 85 pieds = 25.8 mètres, au-dessus des hautes eaux du Mississipi. Pour l'exécution et l'exploitation de cet ouvrage monumental, situé près du « 12 Mile Point », à environ 7 kilomètres en amont de la ville de New-Orléans, une compagnie spéciale sous le nom : « The Southern Bridge & Railway Company » s'est constituée, se proposant de concentrer sur ses lignes tout le trafic des divers chemins de fer qui aboutissent à New-Orléans.

Nous avons jugé intéressant de placer en regard les croquis indiquant deux projets qui ont obtenu les premiers prix dans le célèbre concours du 8 août 1896, pour un pont de portée encore plus considérable à construire sur le fleuve St. Lawrence à Montréal. Les conditions du concours (1) étaient : Une travée centrale à *cantilevers* de 1,250 pieds = 380 mètres; deux travées latérales de 500 pieds = 162 mètres; dix-huit travées d'accès de 240 pieds = 73 mètres à 60 pieds = 18.2 mètres sur le côté de Montréal, enfin quinze travées d'accès de 250 pieds = 76 mètres sur le côté sud. Hauteur libre à ménager sous le pont : 150 pieds = 45.6 mètres. Le pont devait contenir deux voies de chemin de fer à vapeur, deux voies pour tramways électriques, une chaussée à double voie charretière et deux trottoirs.

Le projet Schaw (107), couronné du premier prix, répondait entièrement au programme; les fers et aciers de la grande travée et des *cantilevers* latéraux y pesaient 19,730 tonnes anglaises sur 1,250 pieds = 380 mètres de portée entre centres d'appuis et sur 1,200 pieds = 365 mètres de *cantilevers* latéraux. Le projet Balet (109) ne répondait pas au programme, dans ce sens que la grande travée n'est pas à *cantilevers*. Il s'agit plutôt là de poutres continues à extrémités prolongées au delà des piles, renforcées par des chaînes de suspension ancrées sur les extrémités mêmes des poutres (*stiffened suspension bridge*). Le poids calculé des fers et aciers de la grande travée n'était que de 15,982 tonnes anglaises, sur 1,400 pieds = 425 mètres de portée entre centres d'appuis et 730 pieds = 222 mètres de portées latérales. Ce projet fut trouvé tellement remarquable que, quoiqu'il ne répondît pas au programme, on jugea convenable de le distinguer par un prix spécial. L'auteur revendique, en faveur de sa conception, plusieurs avantages manifestes qu'un pareil système présenterait sur les systèmes actuellement préconisés à *cantilevers* : Économie en argent généralement, rigidité plus grande contre les effets du vent, absence d'ancrages en fondation et partant économie en maçonnerie.

En Europe, de pareils systèmes mixtes, dans lesquels on ne sait jamais exactement comment les charges se répartissent entre poutres et chaînes, ainsi que le système des ponts suspendus en général, rencontreraient plus d'adversaires que d'adhérents. En Amérique, on est plus habitué aux *suspension bridges* et aux *stiffened suspension bridges*, mais on y suppose, en général, les câbles de suspension assez forts pour supporter seuls toutes les charges. Pour une portée de

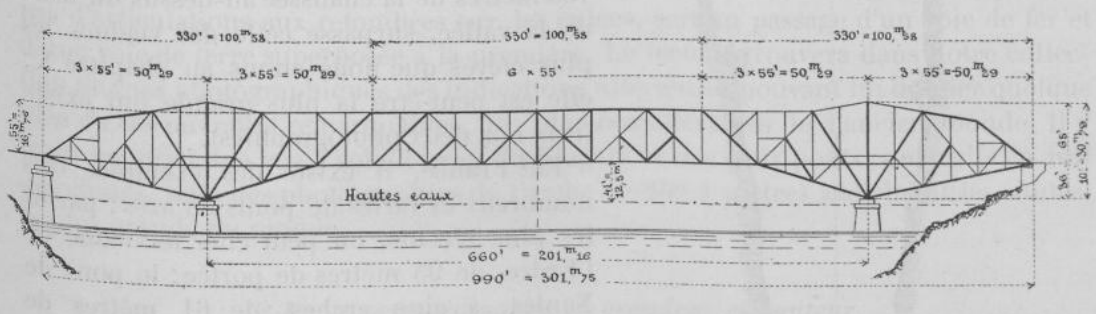
(1) *Voir*, pour tous les détails sur ce concours : *Engineering News and American Railway Journal* 7 janvier 1897.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

425 mètres, où la charge morte joue un rôle prépondérant, l'idée de M. Balet semble plus réalisable, puisqu'on peut se rendre compte plus exactement de la répartition des charges.

Les constructeurs américains se trouvent très fréquemment en devoir de construire un grand pont de chemin de fer dans un pays presque inculte, où la dépense en argent nécessaire pour obtenir la traversée de tel fleuve ou de tel ravin joue le premier rôle. C'est là surtout ce qui les amène à admettre de grandes portées et des assemblages à chevilles, de façon à réduire les travaux à effectuer sur place à un véritable minimum. Dans ces conditions, les ponts à *cantilevers* conviennent particulièrement bien pour la traversée de grands cours d'eau, et l'on ne doit pas s'étonner d'y voir naître des constructions d'un aspect souvent quelque peu étrange.

(110)



Nous donnons ici comme exemple le croquis à l'échelle du « Red Rock Bridge », sur le Colorado, faisant passer le « Atlantic & Pacific Railroad » par-dessus la frontière entre les Etats de Californie et Arizona. Ce pont, soigneusement conçu et exécuté par la *Phönix Bridge Company*, est particulièrement léger, comme on peut s'en convaincre en parcourant notre statistique du chapitre X (1). Les doubles *cantilevers* y ont chacun une longueur d'un peu plus de 100 mètres et deux bras de leviers se terminant en pointes, celle de rive étant tournée vers le bas, tandis que celle de rivière se termine vers le haut, portant la construction centrale en guise de potence.

14. — *Ce qui précède concerne, en général, les ponts de chemins de fer en pays de plaine.* Là où il s'agit de passer sur un ravin profond, encaissé entre des rochers solides, c'est le pont en arc qui est tout indiqué d'avance. Les ponts en arc sont encore d'un usage avantageux aux abords des grandes villes, où l'on recherche des ouvrages d'un bel aspect. On a négligé d'appliquer ce système de construction dans bien des cas où il aurait pu procurer une économie notable dans les frais de construction. Nous possédons deux exemples remarquables de ponts autrichiens

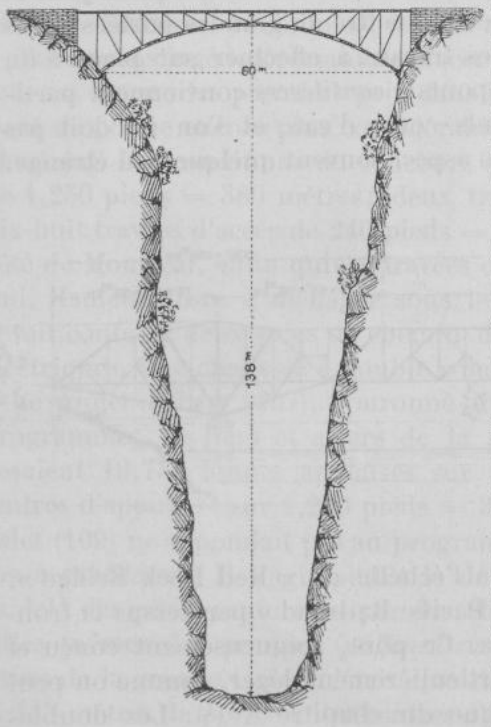
(1) Le lecteur pourrait, au besoin, trouver de plus amples détails dans le numéro du 4 octobre 1890 du journal : *Engineering News and American Railway Journal.*

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en arc à tympans rigides construits dernièrement : ce sont le pont du chemin de fer de ceinture sur le canal du Danube à Vienne, avec 69.60 mètres de portée, et le pont à voie charretière, avec 60 mètres de portée, construit pour la route de Cles à Dermullo (Tyrol du Sud), par-dessus la gorge de la Noce, qui a 138 mètres de profondeur (1), et constitue, de ce fait, une véritable curiosité locale.

(111)



Nous reproduisons ici un profil en travers de cette gorge étroite, que le constructeur du pont, H. Hagen, un de nos ingénieurs les plus distingués, actuellement directeur de la société *Actiengesellschaft R. Ph. Waagner*, à Graz (Styrie), a eu la bonté de relever et de nous communiquer. Cette hauteur de 138 mètres de la chaussée au-dessus du fond de la vallée, surpasse celle des viaducs les plus élevés que nous citons au chapitre X; elle est peut-être la plus grande qui existe (*voir* nos deux photographies).

En France, il existe des exemples très nombreux et variés de ponts en arcs; parmi les plus récents, on peut citer le viaduc de l'Erdre, de 95 mètres de portée; le pont de Nantes, à cinq arches, de 61 mètres de portée; le pont de Rouen (en acier), à trois arches de 40 mètres, 48.80 et 54.60 mètres de portée; enfin, le viaduc de Garabit, dont la grande arche a 165 mètres de portée, faisant passer la voie à 122 mètres au-dessus de la vallée de la Truyère.

Le pont du Viaur, sur la ligne de Carmaux à Rodez, en voie de construction, fait passer la voie à 111.8 mètres au-dessus de l'étiage, au moyen d'une arche centrale de 220 mètres de portée. Cette construction, effectuée pour l'État par la « Société de construction des Batignolles », a l'apparence d'un arc à tympans rigides et à trois articulations; elle représente en réalité une combinaison de ce système avec celui des *cantilevers*, qui sont ici dirigés vers les deux rives. (*Voir* notre statistique X.)

---

(1) Le pont en arc construit en 1884 pour le chemin de fer de ceinture a une flèche de 6.327 mètres, qui, pour la portée de 69.60 mètres, donne un surbaissement de 1 : 10.9; ce pont est composé de quatre arcs en fer portant deux voies; la charge permanente sur chaque arc est de 1,500 kilogrammes par mètre. Le pont-route sur la Noce, construit en 1888, a une flèche de 10 mètres, qui, pour la portée de 60 mètres, donne un surbaissement de 1 : 6. La chaussée a 6 mètres de largeur, elle est formée d'une assise de madriers ayant 15 centimètres d'épaisseur et repose sur deux arcs seulement, affectés chacun d'une charge permanente de 900 kilogrammes par mètre d'arc. Les deux ponts sont munis de triangulations aux tympans et d'articulations aux culées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En Allemagne, on vient de construire, il y a quelques années, deux ponts en arc sans tympans rigides au-dessus du « Nord-Ostsee-Canal », l'un près de Grünenthal en 1891, avec 156.5 mètres de portée pour la « Westholstein'sche Bahn », l'autre près de Levensau, en 1894, avec 163.4 mètres de portée pour la ligne de Kiel à Eckernförde.

Le magnifique viaduc sur la Wupper près Müngsten construit par la *Maschinenbau-Actiengesellschaft in Nürnberg* avec une arche centrale de 170 mètres et une hauteur de la voie de 106 mètres au-dessus de la Wupper, a été terminé en 1897 et constitue un intéressant pendant du viaduc de Garabit.

En Italie, nous pouvons citer le superbe viaduc sur l'Adda près de Paderno, construit en 1889 par la « Società nazionale delle officine di Savigliano », avec une arche centrale de 150 mètres. Ce viaduc qui comme celui de Müngsten ne possède pas d'articulations aux retombées sur les culées, sert au passage d'un voie de fer et d'une voie de terre superposée à la première. Le lecteur trouvera dans notre collection de vues photographiques des indications ultérieures pouvant lui donner quelque idée de ces ouvrages remarquables, les plus considérables de l'ancien monde. Il y trouvera aussi une vue à vol d'oiseau du Niagara et des trois ponts construits en aval des chutes, puis des photographies de l'arche de 256.1 mètres avoisinant les chutes, la plus grande du monde.

6° *Ponts extraordinaires en grandeur et hauteur.*

Des ingénieurs célèbres dans les deux mondes ont à plusieurs reprises discuté le problème des plus grandes portées qu'il serait possible d'atteindre avec des constructions métalliques. Dès 1879, on s'occupait à New-York d'un pont rigide devant relier la ville avec Long-Island et pour lequel un arc de 230 mètres fut accepté en principe (1). Les travaux du Firth of Forth ayant, en cours d'exécution, démontré la possibilité des travées rigides de 521 mètres de portée, tandis que le célèbre pont suspendu : « East River Bridge », reliant New-York et Brooklyn, n'avait qu'une portée de 486.2 mètres, les ingénieurs reportèrent à nouveau toute leur attention sur les travées rigides. L'exposition universelle de Paris, en 1889, nous montra plusieurs projets de ponts devant relier la France à l'Angleterre avec des travées rigides de 600 et 700 mètres de portée (2). En Amérique, où les ingénieurs préconisent les *Pin-connected Bridges* et *Suspension Bridges*, on est toujours convaincu de ce que les ponts suspendus conviennent de préférence pour les plus grandes

(1) *Voir* les cr quis et le résultat de ce concours dans : *Zeitschrift des Archit - u. Ingenieurvereines zu Hannover*, Heft, 2, ex. 1879.

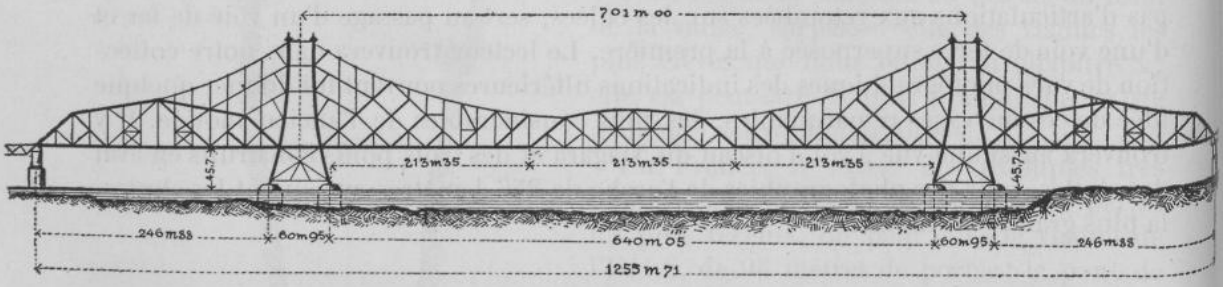
(2) Nous ne pouvons que regretter d'avoir vu des ingénieurs, assez sérieux en matière de ponts, associer leur nom à une pareille conception, qui, au point de vue pratique, ne peut être qualifiée que de véritable utopie, tandis que le projet de tunnel, dressé dès 1878, était bien plus réalisable.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

portées (1). Au moment où nous rédigions le rapport pour la session de 1895, on nous informait des transactions mémorables qui ont eu lieu (2) à New-York au sujet d'un pont de portée immense (la plus grande du monde) qui doit être construit sur le Hudson River pour relier New-York et New-Jersey au-dessus des docks des deux rives, en partant entre les rues nos 59 et 60 du côté de New-York.

Une compagnie créée par actions s'était constituée à New-York sous le nom de : « New York & New Jersey Bridge Company ». Sur la base d'un projet entièrement étudié, elle avait passé un marché avec la maison de construction : « Union Bridge Company à N. Y. Broadway 1 », pour construire un pont dans le système des « cantilevers » ou poutres-consoles, ayant deux larges piles doubles et trois travées dont voici le barème :

(112)



Ce projet, dressé pour un tablier de six voies de chemin de fer, comportait, d'après des renseignements qui nous sont parvenus officiellement, un poids total de 106,685 tonnes métriques pour les constructions métalliques (3). Le projet présenté au Congrès des États-Unis d'Amérique y fut sanctionné par un vote de l'assemblée, le 7 juin 1894. Mais le président Cleveland, après mûr examen de la question, y opposa son veto, surtout en vue de ce que les piles placées en pleine rivière pourraient créer une entrave notable à la navigation. Une commission spéciale fut nommée pour étudier la possibilité de franchir le fleuve en une seule travée dans le système des ponts suspendus. Le colonel Lamont, secrétaire de la guerre, fut saisi de la même question, et le 4 décembre 1894 il décida que le pont devait franchir le fleuve en une seule travée de 3,200 pieds = 975.30 mètres au moins, un pareil

(1) Consulter l'ouvrage : *Report of Board of engineer officers as to maximum span practicable for suspension bridges*, maj. C. W. Raymond, cap. W. H. Bixby, cap. E. Burr. Washington, Government printing office, 1894. Les auteurs concluent à une portée possible de 4,335 pieds = 1,331 mètres pour pont suspendu ; ils admettent une largeur de plate-forme convenant pour six voies.

(2) *New York Herald*, Wednesday, Dec. 3, 1894. — *New-Yorker Staats-Zeitung*, 14 a., 15 Dez. 1894. Ce dernier journal donne, sous les titres : « Kein Pfeiler im Fluss », « Es wäre so schön gewesen », une histoire détaillée des transactions qui ont précédé les décisions prises.

(3) Ceci ferait pour 1,133.81 mètres, comme total des portées libres, environ 15.68 tonnes par mètre de voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pont suspendu étant non seulement exécutable, mais encore acceptable au point de vue économique, puisque les dépenses totales ne monteraient pas à plus de 23 millions de dollars, dont les intérêts seraient couverts par le trafic probable.

Au moment de mettre sous presse le rapport de 1895, nous recevions sur cette affaire une brochure extrêmement intéressante : *Report of Board of Engineers on New York and New Jersey Bridge*, laquelle contient non seulement le rapport de la commission (1) chargée de faire les études et de comparer toutes les alternatives proposées, mais aussi bon nombre de tableaux, croquis et calculs annexés.

Les conclusions du rapport renferment des résultats remarquables : les frais d'une travée unique de 3,100 pieds = 944.90 mètres, montant au double de ceux concernant la portée moindre, un pareil projet paraît impraticable; les frais pour la grande travée supposée du système des ponts suspendus ne dépassant ceux pour la portée moindre que d'un tiers au plus, ce projet n'est pas impraticable. Nous avons déjà dit qu'on s'était décidé à franchir le fleuve en une seule travée de 3,200 pieds = 975.30 mètres, qui serait la plus grande du monde.

Nous allons voir plus loin que, dans les transactions auxquelles cette affaire a donné lieu depuis, on n'est pas allé aussi loin, mais seulement jusqu'à une portée de 870.5 mètres, mesurée entre les centres des deux grandes tours (au lieu des 701 mètres du projet à *cantilevers*).

La compagnie précédemment constituée a liquidé ses affaires et deux nouvelles compagnies, réunies sous le nom de *the New York & New Jersey Bridge Companies*, l'une de New-York, avec James S. Clarkson comme président, l'autre de New-Jersey, avec Everett M. Culver comme président, ont acquis tous les droits de la société première. Nous avons sous les yeux le prospectus publié dernièrement par ces nouvelles sociétés, et le projet de pont, dont nous donnons une vue générale en perspective (113), puis un croquis de détail (114) indiquant les dimensions des tours et des principales parties de la construction, ainsi que l'emplacement des six voies ferrées dans le sens transversal. On peut ainsi se faire quelque idée des proportions extraordinaires de ce pont monstre.

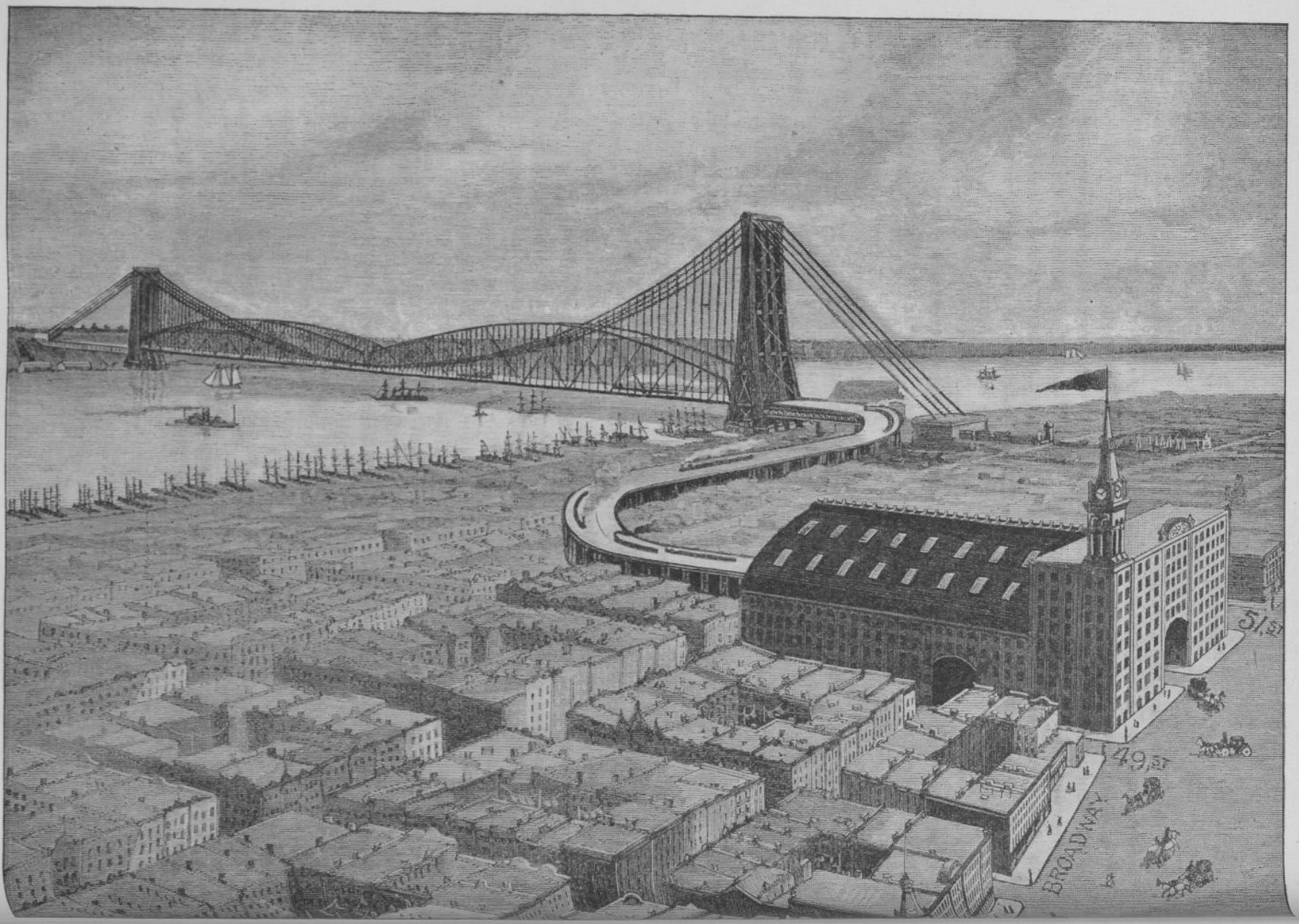
Pour faire comprendre l'intérêt financier qui s'attache à cette entreprise exceptionnelle, nous reproduisons (115) un plan indiquant les contours de la ville de New-York et des lignes ferrées qui y aboutissent ou devraient y aboutir. La ville couvre une longue et étroite presqu'île, à laquelle on ne peut arriver jusqu'ici que par un seul chemin de fer vers l'arrière, le *New York Central & Hudson River*

---

(1) Le rapport est daté du 23 août 1894, la brochure porte l'inscription : *Washington Government printing office, 1894*. Les membres de la commission sont : G. Bouscaren, W.-H. Burr, Théodore Cooper, Geo -S. Morison, C.-W. Raymond. Les annexes concernent en majeure partie des projets de ponts suspendus proposés par MM. G.-H. Schwab, W. Hildenbrand, G. Lindenthal et autres, ainsi que le projet à *cantilevers* C. Macdonald de l'*Union Bridge Co*.

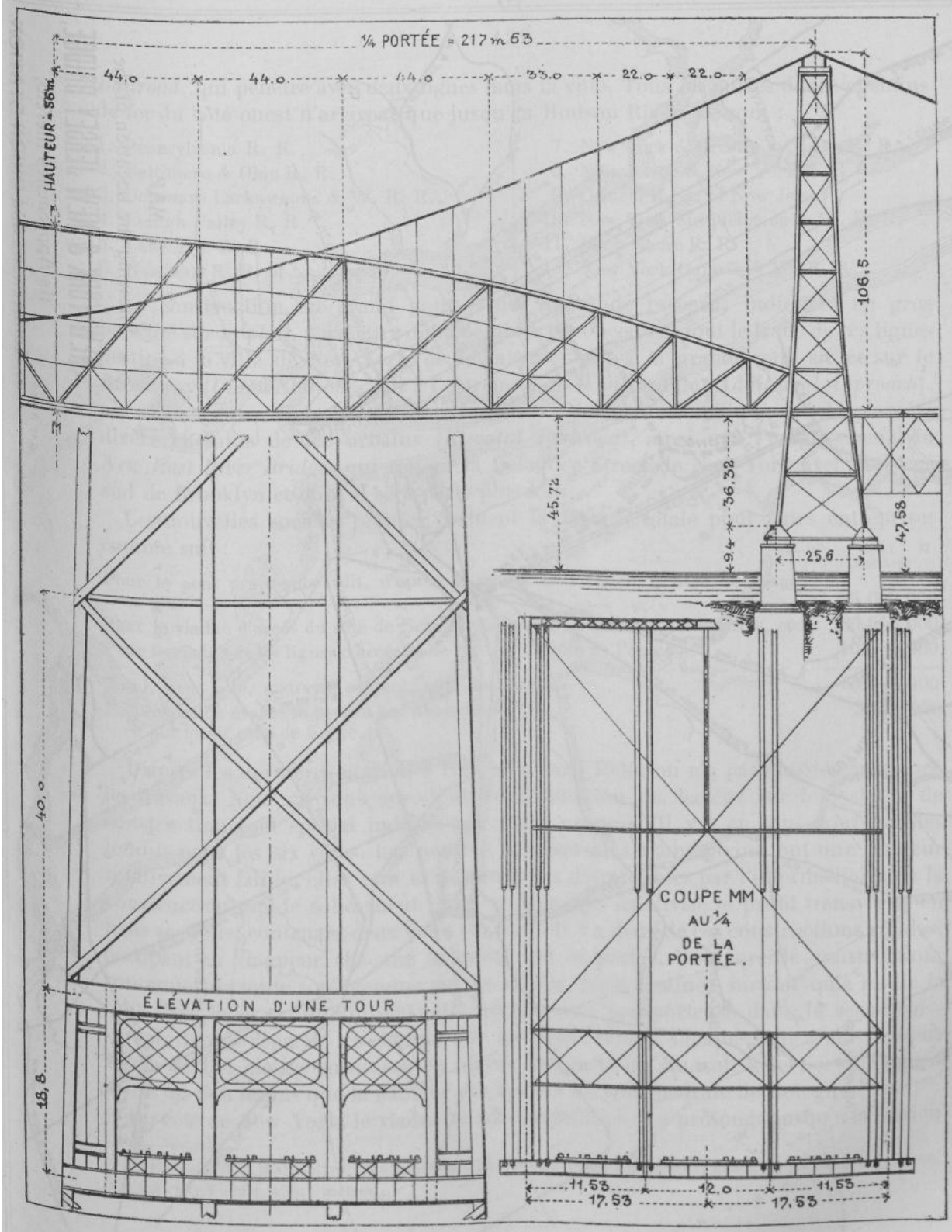
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(113) Projet de pont monstre entre New-York et New-Jersey. Portée = 870m5. A construire en 1900.



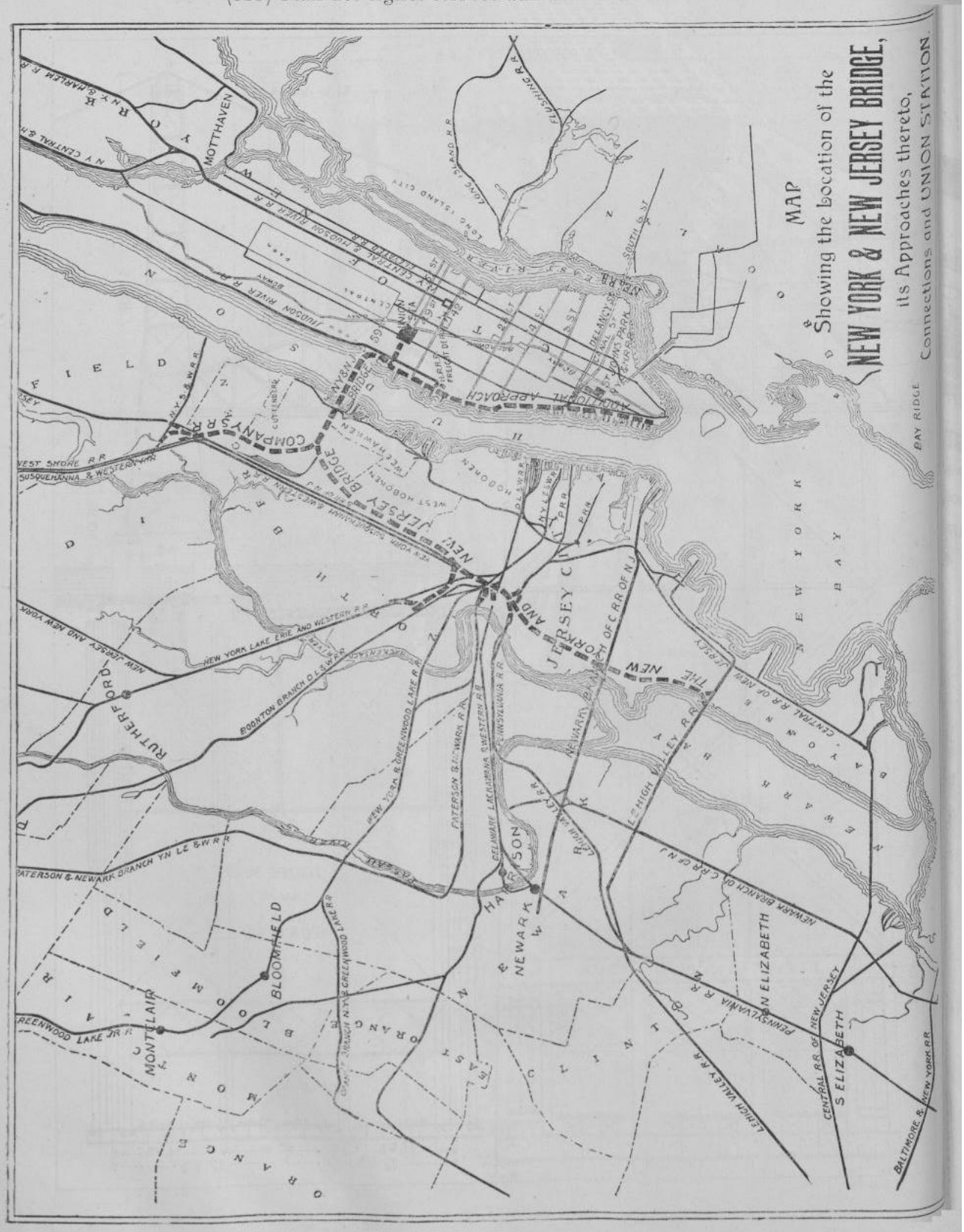
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(114) Détails du pont monstre entre New-York et New-Jersey.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(115) Plan des lignes ferrées aux abords de New-York.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Railroad, qui pénètre avec deux lignes dans la ville. Tous les autres douze chemins de fer du côté ouest n'arrivent que jusqu'au Hudson River. Ce sont :

1. Pennsylvania R. R.
2. Baltimore & Ohio R. R.
3. Delaware Lackawanna & W. R. R.
4. Lehigh Valley R. R.
5. Lake Erie R. R.
6. Northern R. R. of New Jersey.
7. New York & Greenwood Lake R. R.
8. New Jersey & New York R. R.
9. Central R. R. of New Jersey.
10. New York Susquehanna & W. R. R.
11. West Shore R. R.
12. New York Ontario & W. R. R.

La construction du grand pont et des lignes de raccord, indiquées en gros ponctué sur le plan, permettra de rassembler et concentrer tout le trafic de ces lignes destiné à la ville de New-York, et de l'amener soit à la grande gare située sur le Broadway (*Union Station*), soit à l'extrémité de la presqu'île (*Additional Approach*), où se concentre le trafic des marchandises. Nous avons indiqué sur le plan les divers chemins de fer urbains (*Elevated Railroad*), ainsi que l'emplacement du *New East River Bridge*, qui reliera la Delancey Street de New-York avec la 6e rue sud de Brooklyn et dont il sera parlé plus loin.

Les nouvelles sociétés réunies évaluent la dépense totale pour leurs entreprises comme suit :

	Dollars.
Pour le pont proprement dit, d'après le projet de l'*Union Bridge Company*, au plus.	25,000,000
Pour le viaduc d'accès du côté de New-York, la station centrale, les intérêts, etc.	30,000,000
Pour le viaduc et les lignes d'accès et de raccord du côté de l'ouest	10,000,000
Total, avec voie, matériel roulant, etc., etc.	65,000,000
Le prospectus évalue le revenu net annuel avec . . . . . ce qui ferait plus de 5 p. c.	3,321,000

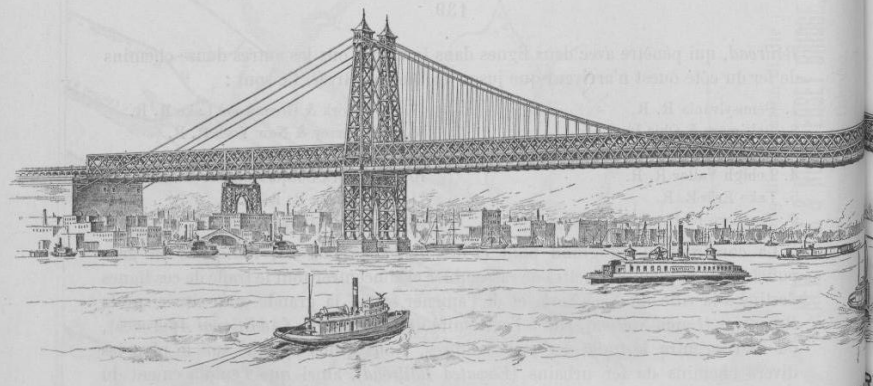
D'après les dernières nouvelles reçues en avril 1900, on n'a pas encore commencé les travaux. Nous croyons devoir attirer l'attention du lecteur sur le système de construction tout spécial indiqué par notre croquis. Il y a en tout douze câbles tendus pour les six voies. Les poutres transversales à âme pleine ont une hauteur relativement faible; elles sont suspendues aux douze câbles par l'intermédiaire de la construction rigide solidement entre-croisée, qui subdivise le profil transversal en trois sections, contenant deux voies chacune. Il y a deux de ces constructions rigides, occupant en longueur chacune la moitié de la portée. Une pareille construction, soutenue sur toute son étendue par les câbles, n'est destinée surtout qu'à raidir le tout dans le sens longitudinal; elle est tant soit peu porteuse dans le sens transversal, devant répartir les charges sur les douze câbles. Chaque tour a une hauteur totale de 154 mètres au-dessus du niveau des eaux du Hudson River, ce qui représente un peu moins que la hauteur des flèches de la cathédrale de Cologne (1).

Du côté de New-York, le viaduc, d'accès métallique, se prolonge jusqu'à la station

(1) Paris (Eiffel), 300 mètres; Washington, 175 mètres; Ulm, 161 mètres; Cologne, 156 mètres; Rouen, 151 mètres; Vienne, 136.7 mètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(116) NEW-YORK 1899. NOUVEAU [illegible] SUSPENDU SUR LE EAST RIVER.



Length of Entire Bridge between Terminals	7200 Feet
Length of Main Span, center to center of Towers	1600 "
Extreme Width of Bridge	118 "
Height of Masonry in Tower Foundations above High Water	23 "
Minimum Height of Bridge above Mean High Water of Spring Tides for 200 feet on each side of Center of Main Span	135 "
Height of Axis of Cables at Top of Towers above High Water	332 ft 81 in.

COMMISSIONERS, BOROUGH OF MANHATTAN.
ROBERT A. VAN WYCK, MAYOR. LEWIS NIXON.
SMITH E. LANE. JAMES W. BOYLE.

THE NEW E[illegible]RIVER BRIDGE.

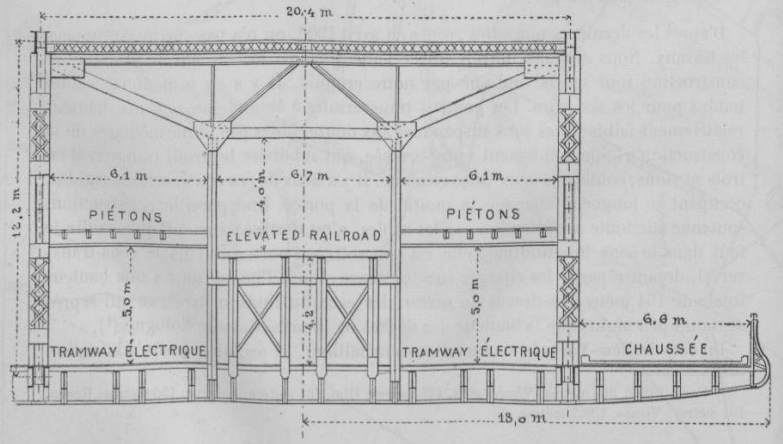
CITY [illegible] YORK.
[illegible] ENGINEER.
LEFFERT [illegible]

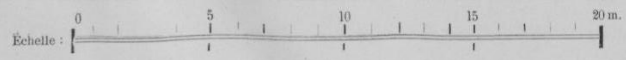
VUE D'ENSEMBLE DESSINÉE [illegible] REINHARDT, EN AVRIL 1898.

COMMISSIONERS, BOROUGH OF BROOKLYN.
JULIAN D. FAIRCHILD. JAMES D. BELL.
JOHN W. WEBER.

Two Stiffening Trusses between Towers, distance apart from center to center	67 Feet
Width of Carriage-ways, each	20 "
Width of Two Footwalks, each	12 "
Width of Four Trolley Car Tracks, center to center	34 "
Width of Two Elevated Railroad Tracks, center to center	11 "
Grade of Approaches	3%

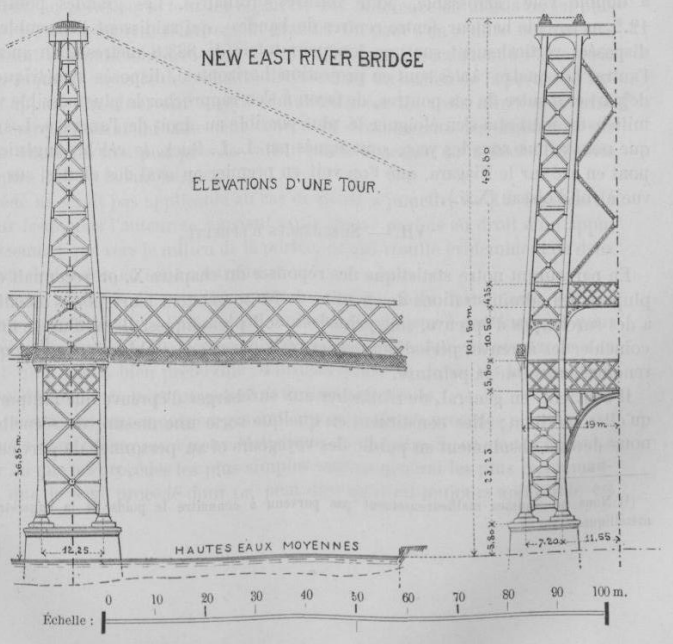
NEW EAST RIVER BRIDGE. Coupe transversale.





NEW EAST RIVER BRIDGE

ELÉVATIONS D'UNE TOUR.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

centrale sur le Broadway; il passe par-dessus les rues nos 59, 58, 57, 56, 55, 54, 53, 52 et 51, par-dessus la 11e, la 10e et la 9e avenue, pour aboutir à un *Terminus Hotel* de neuf étages.

La hauteur libre sous ce viaduc, qui est de 36 mètres au-dessus de la chaussée de la 59e rue, décroît graduellement jusqu'à la station centrale, où elle est encore de 17.1 mètres. Au droit de la 9e avenue, la hauteur disponible de 21.6 mètres laisse passer le viaduc bien au-dessus de l' « Elevated Railroad ».

Espérons que nos collègues américains pourront, pendant la session, nous donner des nouvelles sur le commencement des travaux de ce géant des ponts modernes (1).

La ville de New-York, comme on sait, s'occupe en ce moment d'améliorer aussi ses communications par-dessus l'East River du côté de Brooklyn. L'ancien *East River Bridge*, avec 486.2 mètres de portée, est insuffisant depuis longtemps. Nous avons sous les yeux les plans et cahiers des charges pour le *New East River Bridge*, indiqué sur notre plan (115) entre la Delancey Street de New-York et la 6e rue sud de Brooklyn. La travée centrale aura une portée de 487.7 mètres, mesurés entre centres des tours. On trouve ci-joint (116) une vue d'ensemble et des croquis de détails de ce magnifique ouvrage. Notre profil en travers fait voir qu'il y aura vers le haut deux larges chaussées pour piétons et au centre deux voies pour l' « Elevated Railroad ». Vers le bas, il y aura deux chaussées à deux voies pour tramways électriques, et sur les consoles latérales deux chaussées à double voie carrossable, pour voitures ordinaires. Les grandes poutres de 12.2 mètres de hauteur (entre centres de bandes), qui raidissent l'ensemble, sont disposées verticalement sur une longueur totale de 863.8 mètres d'un ancrage à l'autre. Les quatre câbles sont en projection horizontale, disposés symétriquement de part et d'autre de ces poutres, de façon à s'en rapprocher le plus possible vers le milieu du pont et à s'en éloigner le plus possible au droit de l'ancrage. Les plans que nous avons sous les yeux sont signés par L. L. Buck, le célèbre ingénieur du pont en arc sur le Niagara, que l'on voit en premier en aval des chutes, sur notre vue à vol d'oiseau (X.5.).

VII. — Surcharges d'épreuve.

En parcourant notre statistique des réponses du chapitre X, on reconnaît que la plupart des administrations de chemins de fer soumettent leurs ponts métalliques à des surcharges d'épreuve, soit primaires, soit périodiques. Il est d'usage de faire coïncider les épreuves périodiques et les revisions des assemblages avec l'époque du renouvellement de la peinture.

Il convient, en général, de n'attacher aux surcharges d'épreuve que l'importance qu'elles méritent; elles constituent en quelque sorte une mesure de sécurité que nous devons absolument au public des voyageurs et au personnel de service. Les

(1) Nous ne sommes malheureusement pas parvenu à connaître le poids de la superstructure métallique.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

déformations que l'on mesure sous l'influence de la surcharge et la disparition des tassements après la décharge, nous procurent en quelque sorte une image de l'intégrale de toutes les déformations partielles et du jeu élastique de toutes les parties de la construction. Mais il faudrait bien se garder d'en tirer des conclusions quant à l'état de résistance d'une pièce ou de l'autre, qui n'influe que fort peu sur les tassements observés. En général, on ne s'occupe, lors de ces épreuves, que des déformations des maîtresses poutres et encore, lorsqu'il s'agit de ponts de faible portée, ce que l'on mesure par tous les procédés possibles ne répond pas exactement à ce que l'on veut mesurer.

Le tassement élastique au milieu de la portée, qui est généralement l'objet des mesures, se trouve grandement influencé par les déformations presque inévitables qui ont lieu au droit des appuis. Considérons, par exemple, le cas ordinaire d'une poutrelle en double T (117), à laquelle on a fixé un appareil de mesure quelconque en A, et supposons que la bande inférieure n'appuie pas exactement à plat sur la plaque de fonte qui lui sert de support sur la maçonnerie. Alors, au moment où la poutrelle vient à être surchargée, il se produit vers le milieu de la portée une déformation combinée résultant de la flexion dans le sens vertical et d'un certain mouvement de torsion. Comme l'appareil de mesure A représente un certain bras de levier, compté à partir de l'âme de la poutre, le mouvement de torsion donnera, au point où se font les mesures, une différence en moins ou en plus (suivant le cas) qui peut être relativement grande. On peut s'en rendre compte très bien en faisant contradictoirement une mesure appliquée directement à l'âme de la poutre, sur laquelle on colle des échelles divisées tant au milieu de la portée qu'au-dessus des appuis. En observant ensuite simultanément les trois mires avec trois lunettes et en retranchant du tassement central la demi-somme des tassements sur appuis, on obtient à très peu près la valeur exacte cherchée de la flèche produite dans la poutre lors de la surcharge.

(117)

Ce procédé ne serait pas applicable au cas de poutres jumelles de 3 à 4 mètres de portée pour lesquelles l'auteur se souvient avoir trouvé parfois au droit d'un appui plus de tassement que vers le milieu de la portée, ce qui résulte évidemment de deux mouvements de torsion en sens contraire.

Une longue pratique de pareilles mesures, qu'il a fallu faire parce que les prescriptions administratives l'exigeaient, amènent l'ingénieur à conclure que pour des portées inférieures à 10 mètres au moins, il est absolument oiseux de s'en occuper et qu'il serait bien préférable d'utiliser toute la durée de la surcharge d'épreuve pour inspecter la construction dans tous ses détails.

Pour la mesure des tassements en général, il y a plusieurs procédés en usage, au sujet desquels nous renvoyons à notre statistique du chapitre X, en nous bornant à remarquer ici que les procédés les plus simples sont en général les plus recommandables, et que le seul procédé dont on peut dire qu'il est toujours applicable est

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

celui qui consiste dans l'emploi d'une mire fixée au pont et se déplaçant avec lui devant la ligne de visée d'une lunette fixe, qui sert à faire les lectures. En général, on doit recommander de faire au moins une épreuve par charge morte et une épreuve par charge roulante.

Nous croyons utile, à ce sujet, de faire remarquer plusieurs erreurs graves qui se sont glissées dans bon nombre de cahiers des charges et qui y ont pour ainsi dire pris racine :

1° En général, ce qu'il importe de mesurer, ce n'est pas le tassement absolu au milieu de la portée, mais bien plutôt le tassement relatif rapporté à une ligne droite qui réunit deux repères choisis sur la construction au droit des appuis;

2° Dans une construction métallique à rivures bien faites, le tassement permanent (dans le sens ci-dessus) doit être insignifiant. Le tassement élastique s'obtient presque instantanément lorsque le train de surcharge vient se placer sur le pont; on constate ensuite que la déformation n'augmente plus, que l'on fasse durer la surcharge quelques minutes seulement ou plusieurs heures. Il est donc superflu de prescrire une longue durée des surcharges (1);

3° Il est absolument erroné de prescrire que le tassement permanent ou élastique doit rester au-dessous d'un certain tantième de la portée (2). Ce tassement dépend grandement du système de construction adopté et surtout de la hauteur relative des maîtresses poutres. Il serait bien plus exact de prescrire que le tassement ne doit pas différer de plus de 10 ou 15 p. c. du tassement calculé théoriquement (3);

4° Lorsqu'il s'agit de faire l'épreuve d'un grand nombre de ponts sur une ligne neuve où l'on dispose d'un train de surcharge spécial, le procédé le plus expéditif pour mesurer les tassements consiste à emporter avec soi dans le train quelques instruments usuels à cadran vertical, ayant servi aux tracés de la ligne, ainsi qu'un certain nombre de petites mires à ressort pouvant se fixer immédiatement aux bandes à étudier. On laisse les instruments en permanence sur leur trépied en wagon, et,à l'arrivée auprès d'un pont, on les place aussi près que possible des maîtresses poutres, pour avoir une image de mire plus grande. En général, s'il s'agit d'un lit de rivière à sec ou d'une route passant sous le pont, on pourra se placer presque immédiatement au-dessous du milieu des maîtresses poutres en visant en biais avec la lunette telle quelle sur la mire fixée aux poutres (sans effectuer aucun réglage préalable des niveaux de l'instrument). La ligne de visée de la lunette constitue une droite fixe dans l'espace qui vient couper en biais la surface verticale graduée de la mire, et, lorsque celle-ci se déplace verticalement, on lit immédiatement le tassement. C'est une erreur que commettent tous les commençants, de vouloir chercher à obtenir une ligne de visée horizontale; cela les oblige à se placer relativement loin de la mire et

(1) Ce serait l'inverse s'il s'agissait de constructions en bois, pour lesquelles la déformation augmente avec la durée de la surcharge.

(2) Souvent 1 : 5,000 pour le tassement permanent et 1 : 1,000 pour le tassement élastique.

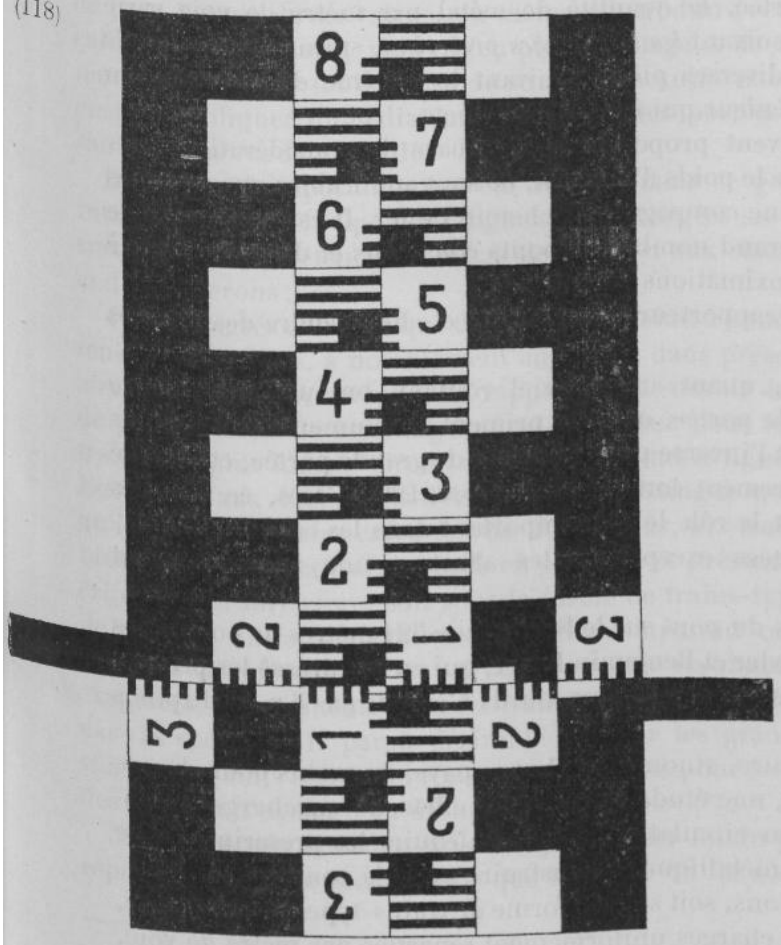
(3) En Autriche on prescrit que le tassement permanent ne doit pas surpasser le cinquième du tassement élastique.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

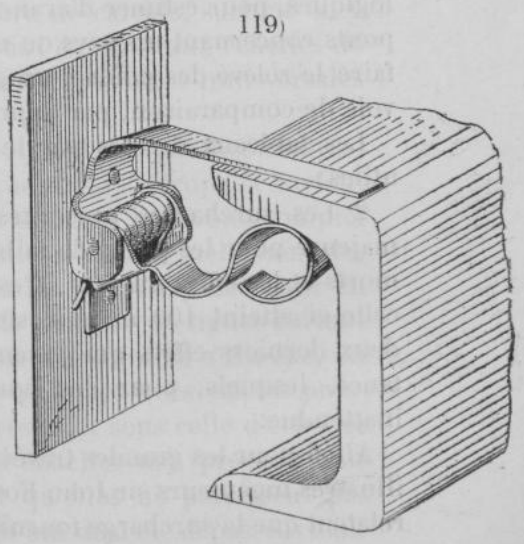
à perdre du temps avec le réglage de l'instrument, tandis que l'angle de la ligne de visée avec la surface de la mire gène beaucoup moins que la distance. Le procédé expéditif que nous indiquons exige toutefois que les trépieds des instruments soient solidement installés et que la surcharge soit de courte durée. A titre de contrôle, on peut viser simultanément avec deux instruments sur la même mire;

5° Dans tout autre cas, notamment si la surcharge est de longue durée, il conviendra de procéder par nivellement, en contrôlant, si possible, de temps en temps, le niveau par des visées sur un repère fixe. C'est le procédé le plus sûr. On pourra aussi, dans beaucoup de cas, faire usage des fleximètres connus. Nous reproduisons ci-contre le fac-similé des mires et le croquis des porte-mires à ressort, qui ont donné les meilleurs résultats en Autriche.

(118)



119)



Le ressort est un bout de fil de laiton étiré et non recuit que l'on a courbé autour d'une cheville en fer rivée dans les oreilles d'une pièce de tôle trois fois recourbée

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

et rivée à la planchette de bois sur laquelle on fixe la mire à l'aide de punaises. Le levier mobile est un autre morceau de tôle recourbé de façon à avoir deux oreilles à l'endroit du ressort et former à l'autre bout une sorte d'anneau dans lequel on peut mettre le doigt pour ouvrir l'appareil.

VIII. — Résolutions proposées au Congrès.

1° Les quantités de fer employées ou à employer pour la construction des ponts métalliques de chemins de fer sont extrêmement variables, abstraction faite des conditions de portée et de hauteur imposées à l'ingénieur par les circonstances locales.

Pour des ponts de même portée, la quantité de métal par mètre de voie varie souvent du simple au double, suivant *les surcharges prescrites*, suivant *les limites de travail intérieur* assignées aux diverses pièces, suivant le système de construction adopté et surtout suivant l'ingénieur qui dresse les projets.

Les formules générales souvent proposées sur la base de considérations très logiques, pour estimer d'avance le poids d'un pont, ne sont applicables que pour des ponts concernant un pays ou une compagnie de chemin de fer. Il est préférable de faire le relevé des poids d'un grand nombre de ponts construits et de procéder par voie de comparaison, par approximations successives.

Les tableaux dressés par le rapporteur pourront, à cet effet, rendre des services utiles;

2° Les surcharges prescrites, quant au matériel roulant, ont une importance majeure pour les ponts de faible portée, où elles priment absolument sur les poids morts et les effets du vent. C'est l'inverse pour les ponts de grande portée, et lorsque celle-ci atteint 100 mètres, sûrement lorsqu'elle dépasse 120 mètres, ce sont les deux derniers effets qui jouent le rôle le plus important dans les calculs de résistance, lesquels, pour des portées exceptionnelles affectent une forme souvent inattendue.

Ainsi pour les grandes travées du pont sur le Forth, avec 521 mètres de portée, les illustres ingénieurs sir John Fowler et Benjamin Baker, qui en ont dressé les projets, relatent que la surcharge fournie par deux trains lourds n'excède pas 5 p. c. du poids mort;

3° On doit recommander de faire, sinon pour chaque pays, du moins pour chaque grand réseau de chemins de fer, une étude sérieuse des effets de surcharge provoqués par le matériel roulant en circulation, pour en déduire les prescriptions de surcharge concernant les ponts métalliques à construire ou déjà construits.

On peut émettre ces prescriptions, soit sous la forme de trains-types de surcharge, soit sous la forme d'échelles de charges uniformément réparties par mètre de voie, concernant les moments de flexion et les efforts tranchants. L'ensemble de ces échelles de surcharge suffit pour tous les ponts usuels, pourvu que l'on y prenne toujours comme entrée la longueur de voie surchargée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Dans le premier système, il est recommandable de considérer toujours au moins deux trains-types représentant les deux extrêmes du trafic, à savoir : un train à grande vitesse avec les plus grandes charges d'essieu, la plus lourde locomotive, le plus lourd tender et une suite convenable de voitures, puis un train de marchandises avec une locomotive à essieux lourds, nombreux et peu écartés, un tender suffisant, et une longue suite de wagons de la plus lourde espèce. On admettra naturellement les plus grands effets de surcharge résultant de l'un ou l'autre de ces trains, supposés placés dans les positions les plus défavorables.

Le deuxième système est celui auquel les ingénieurs auront le plus souvent recours pour effectuer les calculs courants, même si les charges mobiles ont été prescrites sous forme de trains-types. Au lieu de recommencer pour chaque projet de pont l'étude de ces trains, ou même d'introduire ceux-ci effectivement dans les calculs de résistance, il est bien plus avantageux *de faire cette étude une fois pour toutes*, et d'établir les échelles de surcharges uniformes équivalentes, qu'on pourra ensuite appliquer immédiatement à toutes les portées ou longueurs surchargées, sans aucune étude nouvelle.

Des progrès importants ont été réalisés dans ce genre de calculs, surtout en y introduisant le principe des longueurs surchargées servant d'entrée aux échelles de surcharges, et en étendant l'usage de celles-ci aux calculs des poutres transversales et des longerons ;

4° Le Congrès constate que depuis une dizaine d'années, le poids des locomotives, tenders et wagons, a notablement augmenté dans presque toute l'Europe et surtout aux États-Unis d'Amérique. Le rapporteur a soumis au Congrès un projet complet de prescriptions de surcharges, qui suffiraient pour tenir compte actuellement des trains les plus lourds circulant sur les grandes lignes les plus fatiguées, tant en Europe qu'aux Etats-Unis d'Amérique. Il distingue trois groupes de lignes suivant qu'il s'agit *des trains extra-lourds d'Amérique*, *des trains extra-lourds d'Europe*, ou bien seulement *des trains lourds* en général, et présente pour les trois cas les prescriptions de surcharge, soit sous la forme de trains-types, soit sous celle d'échelles de charges uniformes équivalentes. En comparant ces échelles aux prescriptions publiées dernièrement dans divers pays, on reconnaît qu'elles ne paraissent pas exagérées, et que même pour *les trains extra-lourds* elles ont déjà été dépassées dans des cas spéciaux. Il paraît désirable que sur les grandes lignes internationales la voie et les ponts aient une résistance suffisante pour *les trains lourds*, en y supposant des charges d'essieu d'au moins 14 à 16 tonnes [1] ;

5° Le Congrès constate que l'emploi du fer fondu pour les ponts métalliques se répand de plus en plus, tandis que l'emploi du fer soudé devient plus rare. On est

---

[1] Ceci reste d'accord avec le vote du Congrès dans sa quatrième session à Saint-Pétersbourg, en 1892, vote admettant deux véhicules ayant chacun quatre essieux de 14 tonnes avec 1.20 mètre d'écartement Il y faudrait ajouter seulement que l'empattement total à considérer doit être de 4.80 mètres environ et supposer les deux locomotives placées tête à tête.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

généralement d'accord maintenant quant aux qualités de dureté du fer fondu à préconiser pour les ponts métalliques ; celui-ci doit avoir environ 25 p. c. d'allongement pour une limite de rupture d'au moins 40 kilogrammes par millimètre carré (ou ce qui revient au même, répondre à coefficient de qualité 10). Toutefois, pour des ponts de portée exceptionnelle, on recherchera un métal plus dur, quitte à surveiller de plus près la fabrication, les fournitures et le montage.

Dans le premier cas, qui est celui des ouvrages courants, on pourra, comme pour le fer soudé, admettre des limites de travail de 6 à 9 kilogrammes par millimètre carré pour le métal, tandis que pour des maîtresses poutres exceptionnellement grandes on pourra élever ces limites de 8 à 12 kilogrammes par millimètre carré, avec $^1/_8$ environ en plus pour les effets du vent. Il est recommandable dans tous les cas que le travail admis ne dépasse jamais la moitié de la limite d'élasticité du métal qu'on emploie; dans le cas d'efforts alternés, il convient même de réduire encore quelque peu cette limite ;

6° Quant à l'action du vent sur les ponts, on est d'accord presque partout pour se rallier aux coefficients fixés par les ingénieurs en Angleterre vers 1881 (1). Toutefois, les ingénieurs du continent dans les deux mondes ont adouci quelque peu ces règles en admettant que la pression de 170 kilogrammes par mètre carré suffit en tant que les trains sont encore en circulation, tandis que par un vent de 270 kilogrammes par mètre carré le service est forcément interrompu ;

7° Pour des ponts convenablement construits, conformément aux conditions citées plus haut, il semble résulter du travail de recensement du rapporteur, concernant les poids de plus d'un millier de constructions citées par les administrations, que les quantités de métal à investir dans les ponts seraient environ les suivantes (2) :

Portées.		0 m.	10 m.	50 m.	100 m.	200 m.	300 m.	400 m.	500 m.
		Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
Poids par mètre de voie.	Minimum . .	0·2	0·6	1·7	3·0	5·6	8·2	10·8	13.4
	Moyen . . .	0·35	1·0	2·6	4·3	7·3	10·3	13·3	16·3
	Maximum . .	0·5	1·4	3·5	5·6	9·0	12·4	15·8	19·2

Toutefois, les poids indiqués ne peuvent être considérés comme justifiés par la pratique actuelle, que jusqu'à des portées de 200 mètres environ, faute d'un nombre suffisant d'exemples de ponts ayant des portées plus grandes;

8° Enfin, le Congrès estime qu'il serait utile d'étudier, dans chaque pays, si les

(1) *Report of the Committee appointed to consider the question of windpressure on railways-structures.* London, 1881. G. Edw. Eyre & Spottiswoode.

(2) Cette échelle admet, pour des portées intermédiaires, l'interpolation usuelle rectiligne. Les poids cités ne comprennent pas la voie et le platelage de bois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

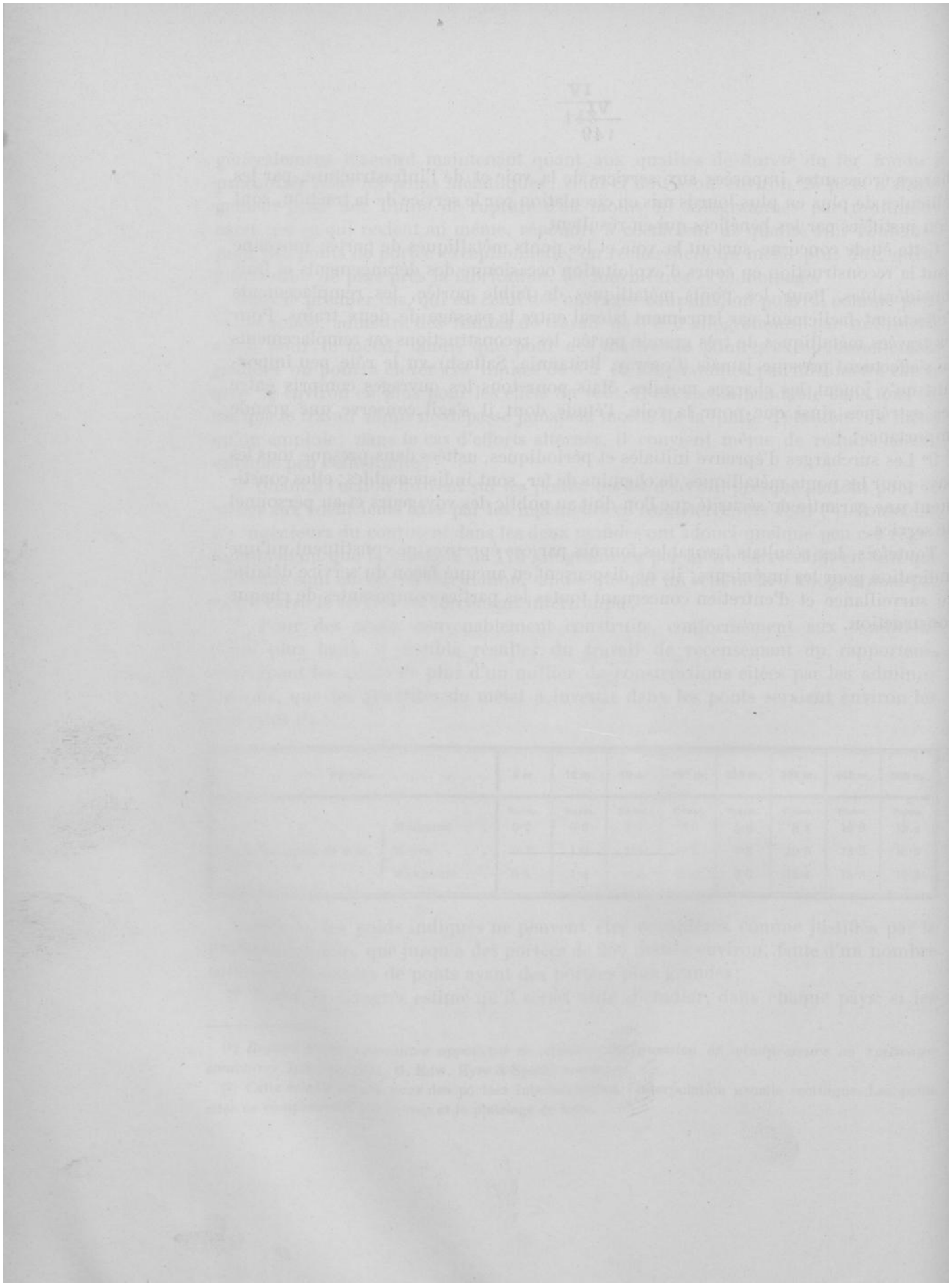
charges croissantes imposées aux services de la voie et de l'infrastructure, par les véhicules de plus en plus lourds mis en circulation par le service de la traction, sont bien justifiées par les bénéfices qui en résultent.

Cette étude concerne surtout la voie et les ponts métalliques de portée moyenne dont la reconstruction en cours d'exploitation occasionne des dérangements et frais considérables. Pour les ponts métalliques de faible portée, les remplacements s'effectuent facilement par lancement latéral entre le passage de deux trains. Pour les travées métalliques de très grande portée, les reconstructions ou remplacements ne s'effectuent presque jamais (Conway, Britannia, Saltash) vu le rôle peu important qu'y jouent les charges mobiles. Mais pour tous les ouvrages compris entre ces extrêmes ainsi que pour la voie, l'étude dont il s'agit conserve une grande importance;

9° Les surcharges d'épreuve initiales et périodiques, usitées dans presque tous les pays pour les ponts métalliques de chemins de fer, sont indispensables; elles constituent une garantie de sécurité que l'on doit au public des voyageurs et au personnel de service.

Toutefois, les résultats favorables fournis par ces épreuves ne constituent qu'une indication pour les ingénieurs; ils ne dispensent en aucune façon du service détaillé de surveillance et d'entretien concernant toutes les parties composantes de chaque construction.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI
151

Planche I.

TABLEAU GRAPHIQUE

DES SURCHARGES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES

par mètre de voie

ÉQUIVALENTES AUX TRAINS-TYPES

pour des portées < 13m5.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

TABLEAU GRAPHIQUE
DES SURCHARGES UNIFORMÉMENT RÉPARTIES

par mètre de voie

EQUIVALENTES AUX TRAINS-TYPES

ÉCHELLE DES PORTÉES EN MÈTRES

ÉCHELLE DES POIDS EN TONNES

POIDS p_2 PAR M. — POIDS p_3 PAR M. — POIDS p_4 PAR M. — POIDS p_5 PAR M. — POIDS p_6 PAR M. — POIDS p_7 PAR M.

LÉGENDE EXPLICATIVE

- Trains extra-lourds d'Amérique.
- Trains extra-lourds d'Europe
- Trains lourds d'Europe

Échelles de surcharge proposées pour le calcul des efforts tranchants d'après la longueur surchargée.

- Trains extra-lourds d'Amérique.
- Trains extra-lourds d'Europe
- Trains lourds d'Europe

Échelles de surcharge proposées pour le calcul des moments de flexion d'après la longueur de la portée.

- Locomotive L_I
- Locomotive L_{II}
- Locomotive L_1
- Locomotive L_2
- Locomotive L_3
- Locomotive L_4
- Locomotive L_I
- Locomotive L_{II}
- Locomotive L_1
- Locomotive L_2
- Locomotive L_3

Surcharge par mètre de voie équivalente quant aux efforts tranchants.

Surcharge par mètre de voie équivalente quant aux moments de flexion.

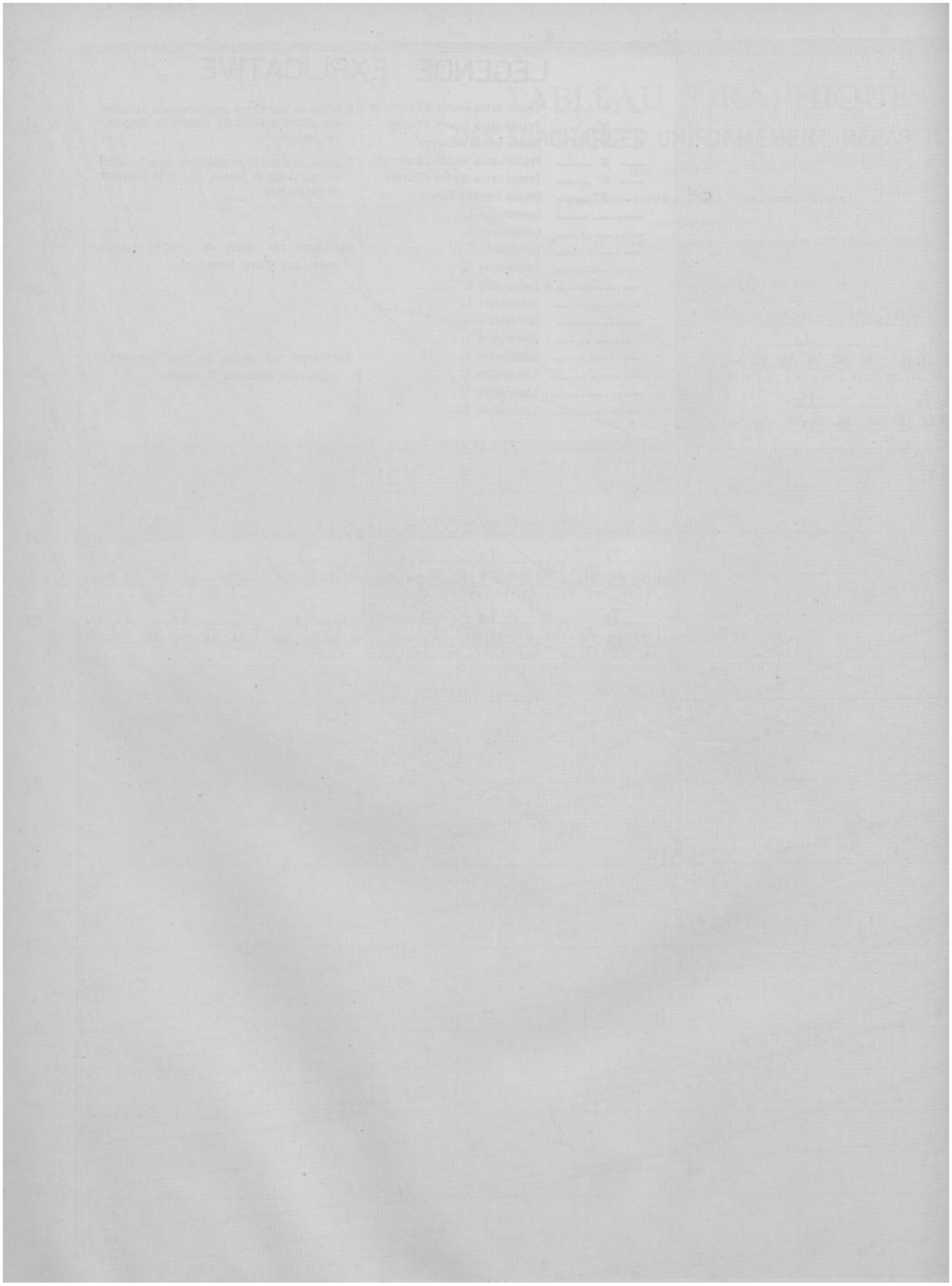
TRAINS AMÉRICAINS

TRAINS EUROPÉENS

MÈTRE DE VOIE

Eduard Sieget Wien

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI
155

Planche II

TABLEAU GRAPHIQUE

DES SURCHARGES UNIFORMES PAR MÈTRE DE VOIE ÉQUIVALENTES AUX TRAINS-TYPES

QUANT AUX MOMENTS DE FLEXION ET AUX EFFORTS TRANCHANTS

indiquant en outre les contours-limites du poids par mètre courant de voie

DU FER A INVESTIR DANS LES PONTS MÉTALLIQUES SUIVANT LA PORTÉE

AINSI QUE LES VALEURS MOYENNES DE LA CHARGE TOTALE A ADMETTRE DANS LES CALCULS

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

TABLEAU GRAPHIQUE

DES SURCHARGES UNIFORMES PAR MÈTRE DE VOIE

équivalentes aux trains-types

QUANT AUX MOMENTS DE FLEXION ET AUX EFFORTS TRANCHANTS

indiquant en outre

LES CONTOURS LIMITES DU POIDS PAR MÈTRE COURANT DE VOIE

DU FER A INVESTIR DANS LES PONTS MÉTALLIQUES SUIVANT LA PORTÉE

ainsi que les valeurs moyennes de

LA CHARGE TOTALE A ADMETTRE DANS LES CALCULS

ÉCHELLE DES PORTÉES EN MÈTRES FIG. 2.

ÉCHELLE DES POIDS EN TONNES FIG. 1, 2, 3.

ÉCHELLE DES PORTÉES EN MÈTRES FIG. 1, 3.

LÉGENDE EXPLICATIVE

p_a — Surcharges ⓐ pour moments de flexion.
p_b — Surcharges ⓑ pour efforts tranchants.
$p_{a'}$ — Surcharges ⓐ' pour moments de flexion.
$p_{b'}$ — Surcharges ⓑ' pour efforts tranchants.
$p_{a''}$ — Surcharges ⓐ'' pour moments de flexion.
$p_{b''}$ — Surcharges ⓑ'' pour efforts tranchants.

Trains extra-lourds (en Amérique. / en Europe) — Fig. 1.

Trains lourds en Europe.

Lignes pleines avec inscriptions : contours du poids de fer investi par mètre de voie.

q_m — Charge permanente moyenne composée du poids moyen de fer investi et de 400 kilogrammes pour voie et platelage. — Fig. 2.

q_m — Charges totales obtenues comme somme de la charge permanente moyenne et chacune des surcharges de la fig. 1. — Fig. 3.

TRAINS AMERICAINS

W II				T I				L I											
10	10	10	10	14	14	14	14	25	25	25	12	12							
30	15	40	15	30	15	20	15	35	20	20	15	20	20						
W I				T II				L II											
12	12	12	12	13	13	13	13	20	20	20	20	10							
20	15	30	15	25	15	15	15	40	15	15	15	20	20						

TRAINS EUROPÉENS

W 2			T 1			L 1													
10	10		14	14	14	20	20	20	8	8									
40	32	39	16	18	32	20	20	13	16	20									
W 1			T 2			L 2													
12	12		13	13	13	15	15	15	15	8									
40	33	38	15	17	35	13	13	13	22	18									

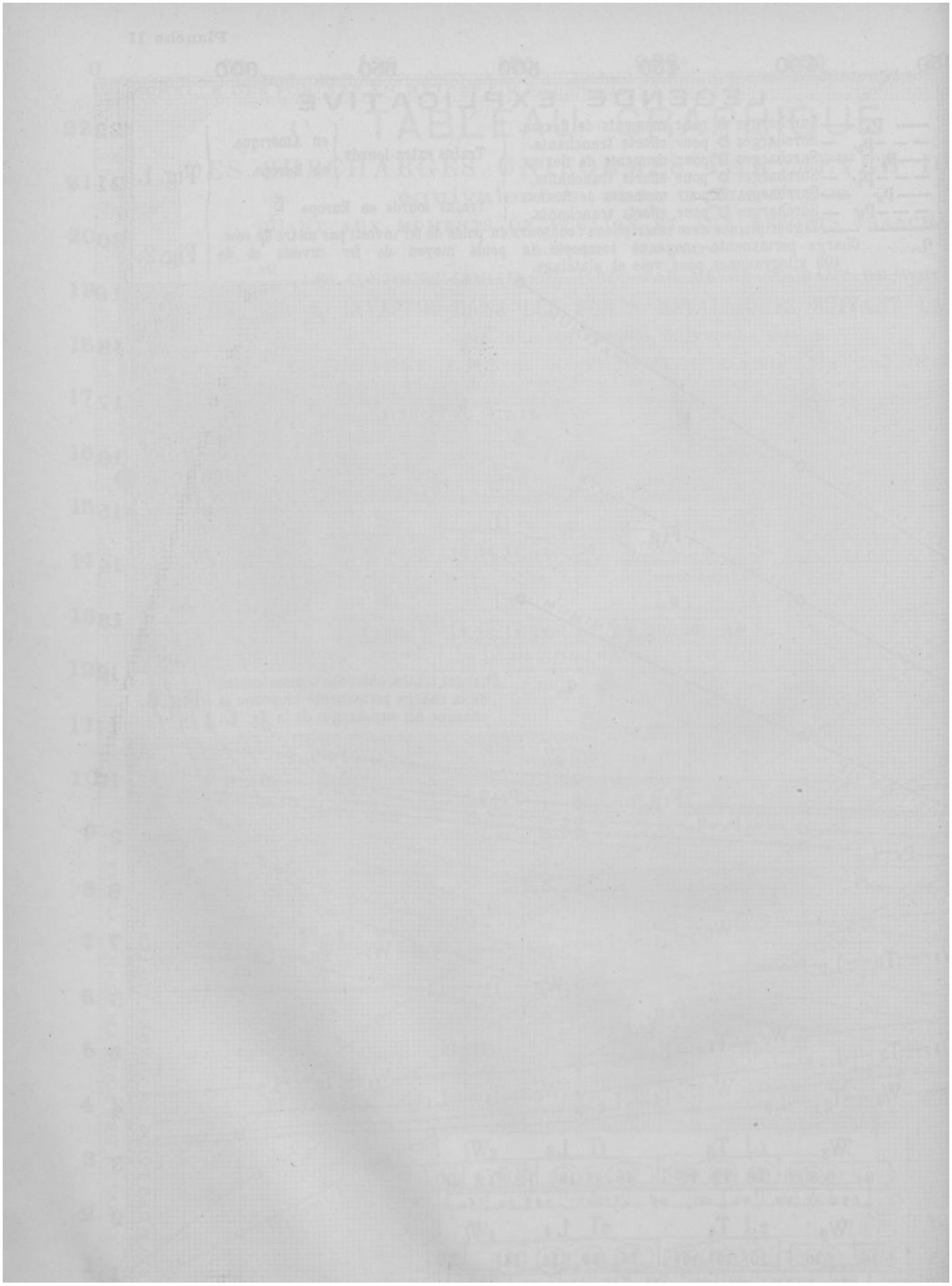
W 3			T 3			L 3													
8	8		12	12	12	18	18	12	12										
40	30	37	14	16	28	27	20	20	14										
W 2			T 4			L 4													
10	10		10	10	10	14	14	14	14										
40	32	37	14	16	45	12	12	12	28										

Fig. 1 — Fig. 2 — Fig. 3

MAXIMUM — MOYENNE — MINIMUM — DU POIDS PAR MÈTRE DE VOIE

FIRTH OF FORTH — NEW YORK AND NEW JERSEY — East River N.Y.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



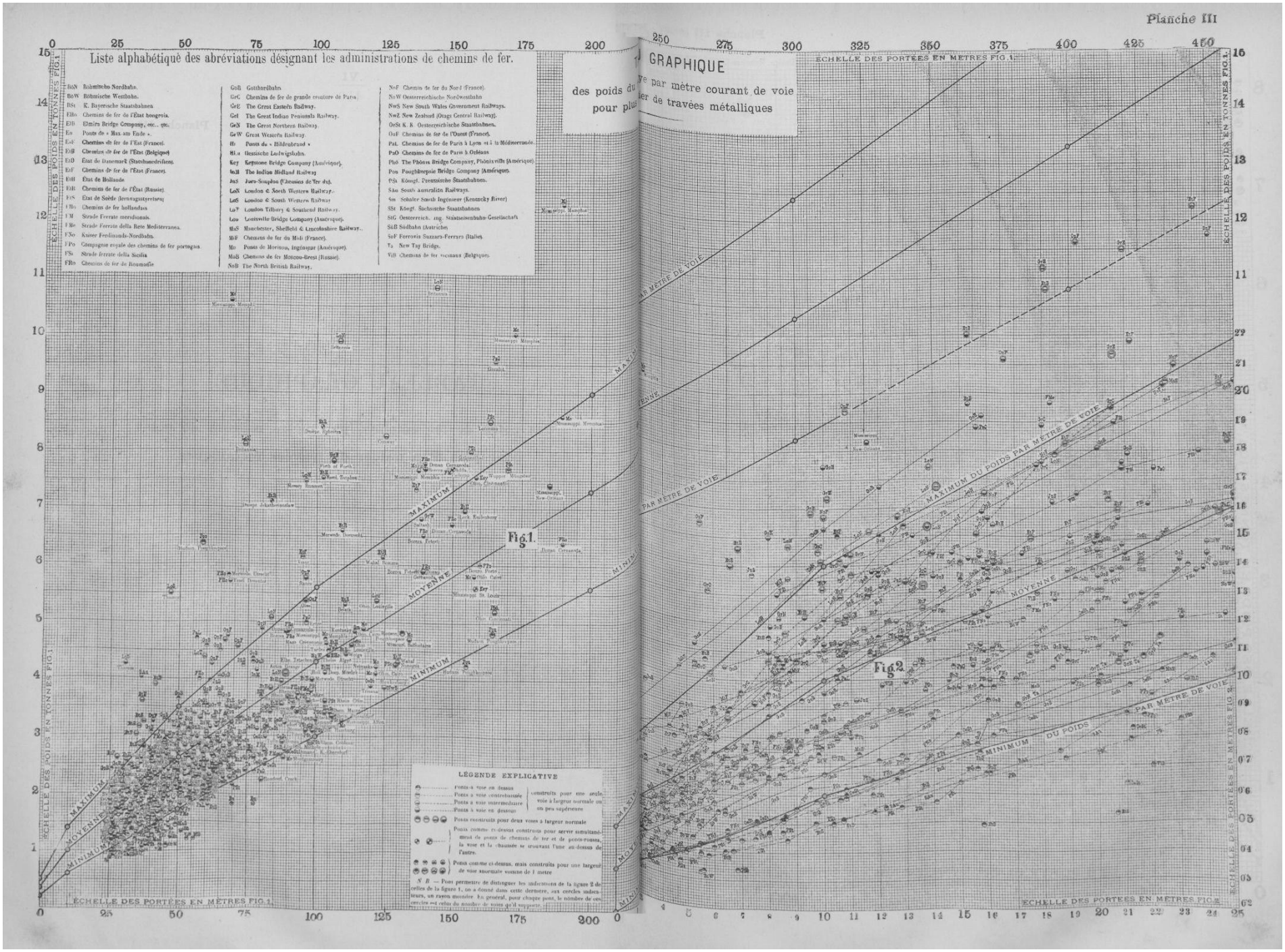
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Planche III.

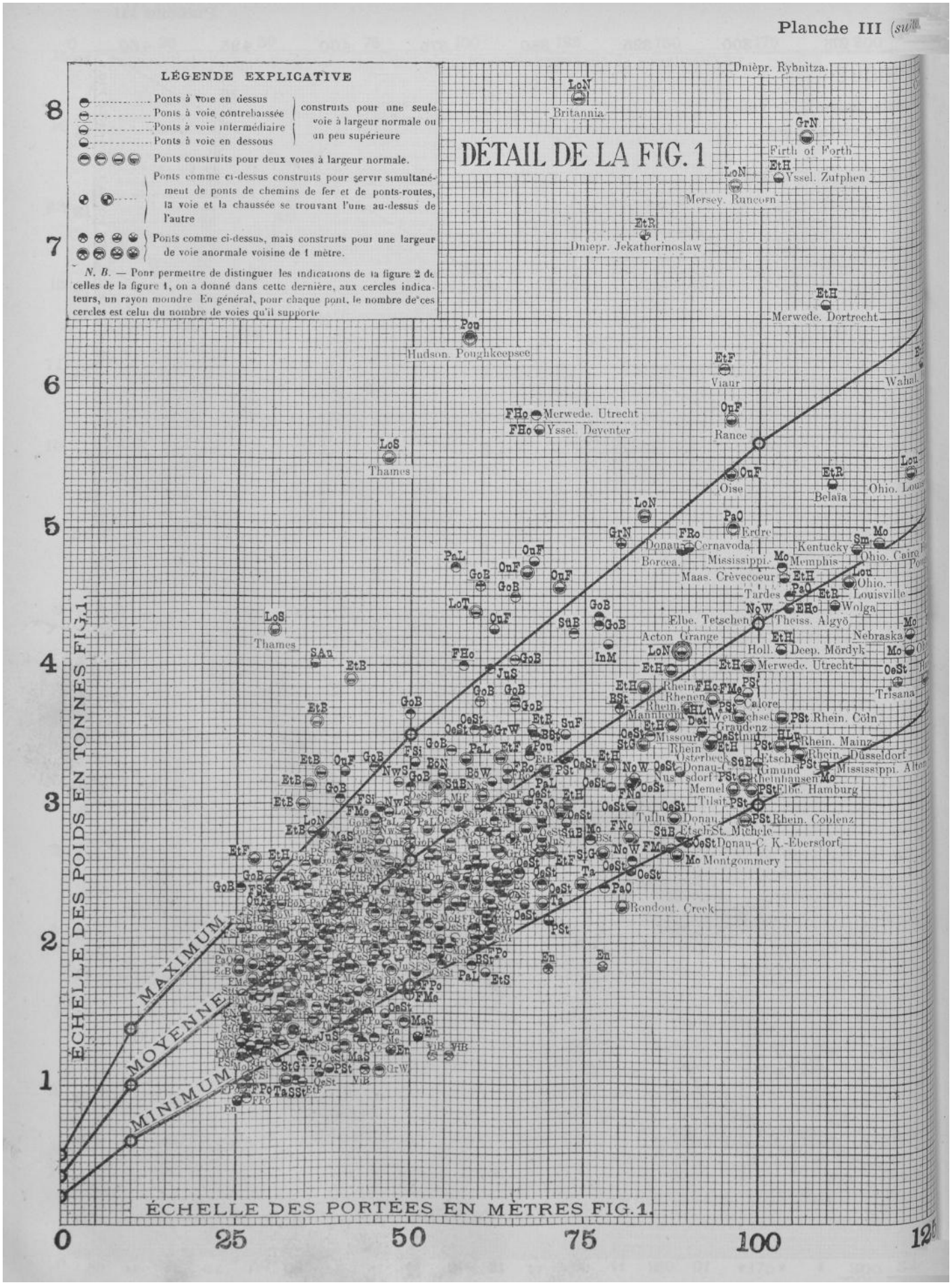
TABLEAU GRAPHIQUE

des poids de fer employé par mètre courant de voie pour plus d'un millier de travées métalliques.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

X. — Statistique.

Nous reproduisons ci-après notre questionnaire pour la session de Paris en 1900 et un tableau résumant en peu de mots ou chiffres la partie la plus importante des réponses qu'une soixantaine d'administrations ont bien voulu nous adresser. Ce tableau, dressé de façon à y admettre le moins d'inscriptions possible, exige, pour être compris, quelques explications particulières que nous allons donner successivement pour les diverses colonnes qu'il contient.

Véhicules lourds. — Nous ne pouvions inscrire ici pour chaque administration que les véhicules les plus lourds à un point de vue qui est naturellement celui des grandes portées. Nous désignons par L, A*dh*, T et W, le total de la locomotive, des essieux moteurs, du tender et du wagon. Les chiffres inscrits immédiatement au-dessous indiquent le nombre d'essieux. Les fractions inscrites sur la droite contiennent au numérateur le poids en tonnes, au dénominateur la longueur en mètres mesurée entre les tampons pour L, W, T et entre les essieux moteurs extrêmes pour A*dh*. Enfin, sur la droite de ces fractions, après le signe =, on trouve le poids en tonnes par mètre de voie. Ces renseignements suffisent à très peu près pour construire les trains-types en s'aidant des croquis que nous avons donnés au chapitre III et des indications qui suivent quant aux prescriptions de surcharge. En général, nous avons tenu à indiquer seulement les véhicules qui existent de fait. Mais là où ceux-ci faisaient défaut dans les réponses, nous avons inscrit les données concernant les trainss-type en caractères italiques.

Nous attirons l'attention du lecteur sur les poids considérables des véhicules américains et notamment sur ceux des wagons, que les administrations ne nous donnent le plus souvent que sous forme de charge uniformément répartie par pied courant de voie. On remarquera aussi que le tender pèse parfois plus par mètre courant de voie que la locomotive.

Prescriptions de surcharge. — Il n'est plus question ici que de la manière de composer les trains-types et de la forme attribuée à la surcharge pour effectuer les calculs de résistance.

Sur soixante administrations, trente administrations considèrent deux locomotives seulement; onze administrations considèrent trois locomotives et dix-neuf administrations ne se prononcent ni pour l'un ni pour l'autre. Quelques-unes parmi ces dernières, notamment les administrations anglaises, considèrent des trains composés entièrement de locomotives pour certaines portées limitées.

Sur soixante administrations, vingt-neuf administrations supposent des wagons placés en queue du train seulement; treize administrations considèrent des wagons placés à la fois en tête et en queue du train; dix-huit administrations ne se prononcent pas clairement.

Sur soixante administrations, trente-neuf administrations font usage, pour leurs calculs, d'échelles de surcharges uniformément réparties équivalentes aux trains-

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

types ; dix administrations déclarent faire leurs calculs uniquement avec la conception des trains-types et onze administrations ne se prononcent pas clairement. Les surcharges uniformes sont le plus souvent usitées pour le calcul des moments de flexion et pas pour les efforts tranchants. Les nouveaux procédés graphiques ou numériques pour ces derniers ne paraissent pas encore suffisamment répandus dans les bureaux des administrations.

Nous devons constater cependant que l'usage des surcharges uniformes équivalentes, pour la détermination des efforts tranchants, conformément au principe si simple et si commode, consistant à ne faire dépendre la valeur de la surcharge que de la longueur surchargée seulement (et non de la portée) s'est un peu généralisé. Ce principe, que le rapporteur, tout d'abord, avait introduit dans l'ordonnance autrichienne du 15 septembre 1887, se trouve actuellement appliqué d'une manière courante en Autriche, en Italie, en Prusse, en Russie et partiellement en Suisse.

Travail du métal. — Nous n'avons pu ici, faute de place, tenir compte que des coefficients relatifs aux plus grandes masses de métal investies dans les bandes et croisillons des maîtresses poutres. La grande majorité des administrations admettent des coefficients réduits pour les longrines, les poutres transversales et d'autres pièces spéciales. Il y a aussi bon nombre de formules pour tenir compte de l'aboutement ou flambage des pièces comprimées, du cisaillement, dans les barres et les rivets, etc. Nous renvoyons pour tous ces détails au chapitre V du texte et nous revenons à notre tableau où nous représentons par *l*... la portée théorique, par R... le rapport de la charge morte à la charge totale, par R'... le rapport <1 des deux limites d'efforts en valeur absolue, que la pièce considérée peut avoir à supporter, soit dans le même sens, soit en sens contraire. Ce dernier rapport R' est le rapport $S_{min} : S_{max}$ des anciennes formules allemandes, rapport qu'il faut toujours supposer positif, quitte à lui préposer le signe $\pm$ suivant que les efforts sont de même sens ou de sens contraire. Enfin, nous appelons « formules 1895 » celles citées dans le questionnaire, et que le rapporteur avait proposées à Londres, en 1894, à la page 75 des tirés à part de son rapport, où il faut supposer $R' = o$ si les efforts sont de même sens. Nous constatons maintenant ce qui suit.

Sur soixante administrations, trente-neuf administrations font usage de coefficients fixés à l'avance d'après la portée, d'après le mode de construction, d'après le caractère spécial de la pièce considérée, d'après le genre d'efforts prévus, d'après les qualités du métal, etc., etc. Dix-sept administrations font usage de formules diverses ayant chacune deux coefficients numériques seulement ; quatre administrations ne se prononcent pas clairement.

Sur soixante administrations, vingt-trois administrations déclarent accéder plus ou moins aux formules « Londres 1895 ». Trois administrations s'y opposent soit parce que les formules contiennent pour les efforts de même sens le rapport R (et non pas R'), soit parce que les coefficients numériques qui y figurent en premiers facteurs devraient être diminués selon les uns ou augmentés selon les autres. Trente-quatre administrations ne se prononcent pas.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En fait de formules anormales, nous citerons celles de M. Stone (Indes anglaises) qui donnent le résultat cherché par une différence de deux termes, dont le dernier contient $(1 - R)^2$.

Qualités du métal. — Les cahiers des charges demandés par notre questionnaire nous ont été envoyés en nombre très restreint. Ceci concerne surtout les administrations anglaises, où tout ce qui concerne les ponts métalliques se trouve presque entièrement réservé aux *consulting engineers* et aux grandes usines. Nous avons cependant reçu des renseignements très complets de quelques administrations de l'Angleterre, de la Bavière, de la Bulgarie, des États-Unis d'Amérique, de l'Italie, du Portugal et de la Roumanie. Le reste des indications du tableau concerne les prescriptions administratives auxquelles les administrations préfèrent s'en tenir. Nous pouvons constater que presque partout c'est le fer fondu (acier doux, acier moyen) qui est venu remplacer le fer soudé (fer puddlé ou forgé et laminé), en sorte que l'emploi de ce dernier tend à disparaître.

Épreuves de surcharge. — La plupart des administrations soumettent les ponts à des épreuves de surcharges primaires et périodiques (tous les trois à cinq ans). Quelques administrations se contentent des épreuves primaires, exigées le plus souvent par le pouvoir administratif. Nous signalons quelques administrations aux États-Unis d'Amérique qui contredisent absolument l'opportunité des surcharges d'épreuve tant primaires que périodiques.

La majorité des administrations font usage simultanément de plusieurs procédés pour faire les relevés nécessaires pendant la surcharge d'épreuve. Nous constatons à ce sujet que sur soixante administrations, on en trouve : vingt-quatre se servant de lattes de bois fixées au pont et au sol ; vingt-cinq se servant d'une lunette fixe, dont la ligne de visée est dirigée sur une mire se déplaçant avec la construction métallique ; vingt-cinq faisant usage de fleximètres de divers systèmes connus sous les noms de Boramier et Dupuy, Garnier, Rabut, Pfeuffer, Askenasi, Damasio, Chichi, Fränkel-Leuner..., etc.; onze se servant, pour mesurer directement les tensions dans les diverses pièces, des appareils connus sous les noms de Fränkel, Bianchedi, Manet-Rabut, Klopsch, Castigliano..., etc.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1° Questionnaire détaillé relatif à la question VI.

CONSTRUCTION ET ÉPREUVES DES PONTS MÉTALLIQUES.

A. — *Quelles sont les quantités de métal mises et à mettre en œuvre dans les ponts de chemins de fer, en tenant compte des prescriptions en vigueur dans les différents pays ?*

B. — *Quelles sont la nature et la valeur des procédés des différentes administrations de chemins de fer pour les épreuves initiales et pour les épreuves périodiques des ponts métalliques ?*

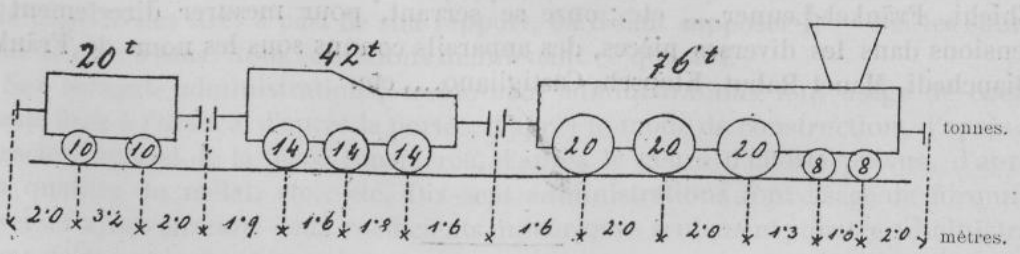
Quelle est l'importance réelle que l'on doit attribuer à ces épreuves, et peut-on les regarder comme un moyen expérimental pour établir les conditions effectives de solidité et le degré de sûreté des constructions susdites ?

Rapporteur : Max Edler von Leber, conseiller aulique au Ministère des chemins de fer de l'empire d'Autriche, à Vienne.

On se rappellera que les propositions présentées par le rapporteur en tant quelles concernent les quantités de métal mises et à mettre en œuvre dans la construction des ponts métalliques (propositions nos 1 et 2) ont été acceptées lors de la dernière session du Congrès (Londres 1895) et que les propositions ultérieures concernant le matériel roulant ainsi que les charges vives et le travail admissible pour le métal, à introduire dans les calculs de résistance (propositions nos 4 à 8), ont été réservées pour être discutées à la prochaine session (Paris 1900), le rapporteur ayant été invité en même temps à compléter et rectifier, s'il y a lieu, son travail pour cette session.

Le rapporteur vient en conséquence faire appel à votre obligeance pour obtenir les renseignements suivants :

1. Croquis schématiques des locomotives, tenders, voitures, wagons ou trucks, les plus lourds que vous ayez en circulation sur vos lignes, indiquant les positions et charges des essieux, comme suit :



(On fournira ces données, à volonté, en mesures métriques ou en mesures anglaises.)

2. Vos ingénieurs ou les ingénieurs spéciaux consultés par votre société préfèrent-ils, pour leurs calculs de résistance, tenir compte de la charge vide (A) sous la forme de trains-types ou (B) sous la forme de charges uniformément réparties par mètre de voie équivalentes aux charges résultant des trains-types?

3. Dans le premier cas A), quels sont les trains-types, soit pour représenter les plus lourds

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

trains de voyageurs, soit pour représenter les plus lourds trains de marchandises, ces trains de l'une ou de l'autre espèce étant supposés formés de façon à produire les plus grands moments de flexion ou les plus grands efforts tranchants?

4. Dans le second cas (B), quelles sont les échelles des charges uniformément réparties par mètre de voie, servant soit à obtenir les moments de flexion, soit à obtenir les efforts tranchants, pour toute espèce de ponts et pour toutes les portées possibles?

5. Disposez-vous d'une échelle de coefficients quant au travail permissible du métal dans toutes les sections des pièces tendues ou comprimées qui composent une superstructure de fer ou d'acier, ou faites-vous usage de quelque formule générale?

Avez-vous quelque objection à soulever contre les formules que le rapporteur a soumises au Congrès lors de la dernière session (Londres 1895), à savoir :

Avec mesures métriques en kilogrammes par millimètres carrés.

Pour fer soudé (ou fer forgé). . . . . $i = 6^{k}8\ (1 + {}^{1}/_{2}\ R)\ (1 - {}^{1}/_{4}\ R')$
Pour fer fondu (ou acier doux) . . . . . $i = 8^{k}3\ (1 + {}^{1}/_{2}\ R)\ (1 - {}^{1}/_{4}\ R')$

Avec mesures anglaises en tonnes par pouce carré.

Pour fer soudé (ou fer forgé). . . . . $i = 4^{t}3\ (1 + {}^{1}/_{2}\ R)\ (1 - {}^{1}/_{4}\ R')$
Pour fer fondu (ou acier doux) . . . . . $i = 5^{t}3\ (1 + {}^{1}/_{2}\ R)\ (1 - {}^{1}/_{4}\ R')$

où nous désignons par :

i = le travail permissible par unité de surface de la section;
R = le rapport de la charge morte à la charge totale;
R′ = le rapport < 1 des plus grandes valeurs absolues des efforts agissant dans l'un et l'autre sens sur la pièce considérée.

6. Avez-vous à vous conformer à des prescriptions du gouvernement ou à des limites officielles en ce qui précède?

7. Si vous disposez à ce sujet de quelque cahier des charges imprimé, ayez l'obligeance d'en envoyer un exemplaire au rapporteur.

8. Comment faites-vous les épreuves initiales et les épreuves périodiques des ponts de chemins de fer?

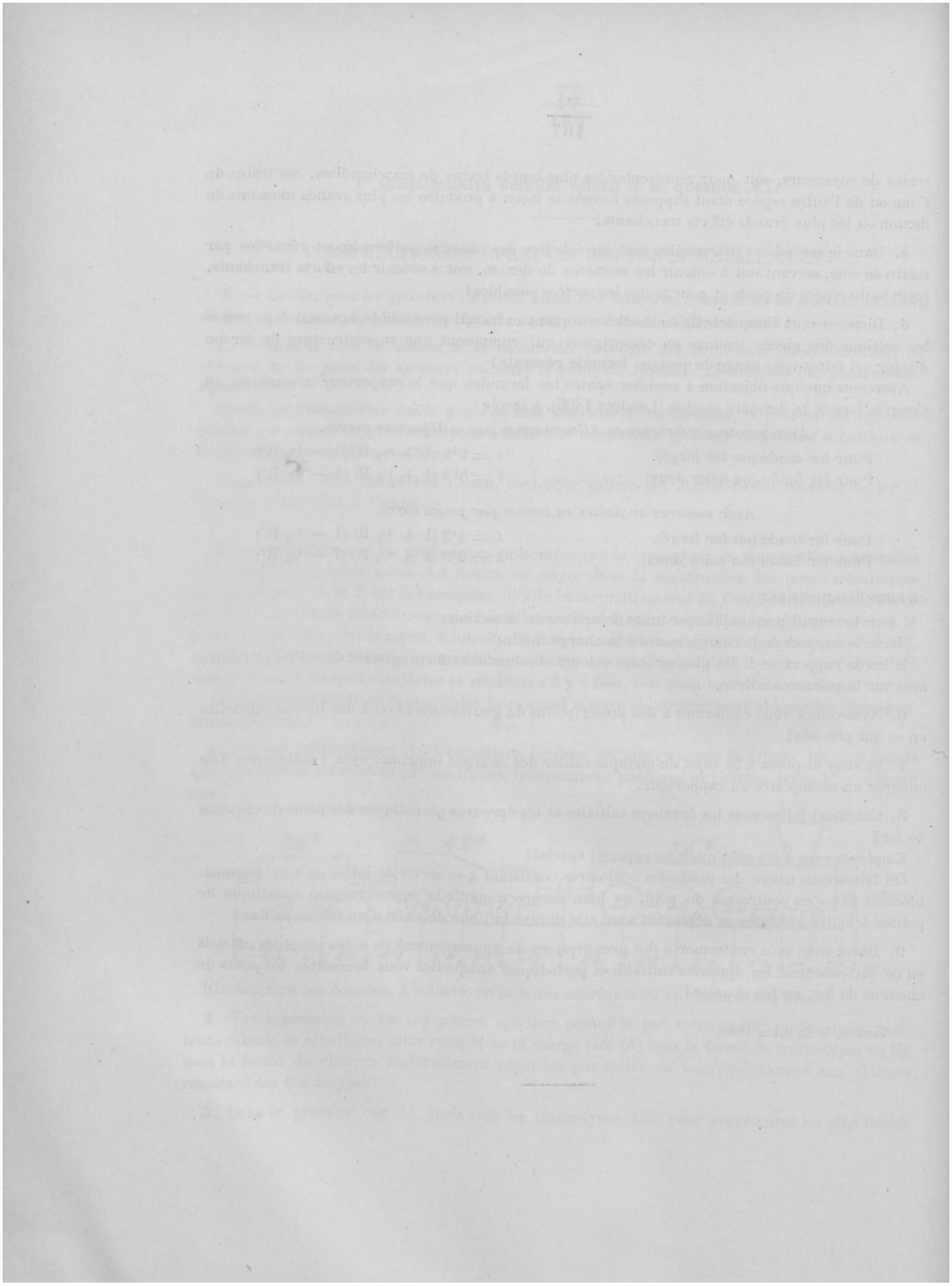
Employez-vous à cet effet quelque appareil spécial?

Ou faites-vous usage des méthodes ordinaires consistant à se servir de lattes en bois convenablement fixées en contre-bas du pont, ou bien encore à munir la superstructure métallique de petites échelles graduées se déplaçant avec elle devant la ligne de visée d'un télescope fixe?

9. Devez-vous vous conformer à des prescriptions du gouvernement ou à des procédés officiels en ce qui concerne les épreuves initiales et périodiques auxquelles vous soumettez les ponts de chemins de fer, en fer et acier?

Vienne, le 23 mars 1899.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2° TABLEAU

résumant les données les plus intéressantes des soixante réponses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéros.	PAYS ET ADMINISTRATIONS.	VÉHICULES LOURDS. Tonnes et mètres.		PRESCRIPTIONS DE SURCH...	TRAVAIL DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	QUALITÉS DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	ÉPREUVES.
	AFRIQUE ANGLAISE.						
1	Cape Government Railways	$\frac{L}{5}\cdot\frac{48\cdot16}{8\cdot94}=5\cdot4$ $\frac{T}{4}\cdot\frac{35\cdot41}{7\cdot47}=4\cdot7$	$\frac{Adh}{3}\cdot\frac{36\cdot42}{3\cdot35}=10.8$	Train-type composé de locom... wagons en queue.	*f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	...	...
	AMÉRIQUE DU SUD.						
2	The Buenos Ayres Great Southern Railway Co.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{50\cdot75}{9\cdot70}=5\cdot2$ $\frac{T}{4}\cdot\frac{33.53}{6.92}=4\cdot8$	$\frac{Adh}{3}\cdot\frac{35\cdot51}{4\cdot08}=8\cdot7$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{16\cdot46}{5\cdot82}=2\cdot8$	Train-type. Courbes d'influence.	$7\cdot9\left(1+\frac{1}{2}R'\right)$ ...cède entièrement aux formules de 1895.	...	Appareil enregistreur sous le pont. Pour grands ponts, mire et lunette avec enregistreur photographique.
	ANGLETERRE.						
3	London & South Western Railway	$\frac{L}{4}\cdot\frac{46\cdot52}{9\cdot51}=4\cdot9$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{29\cdot51}{5\cdot47}=5\cdot4$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{29\cdot76}{2\cdot59}=11\cdot5$	Train composé des plus lourdes ... couvrant la portée. Echelle ... charges uniformes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	N'emploie que le *f.s.* ordinairement.	Lattes de bois ordinaire. Au-dessus de l'eau ou d'un ravin, un fil d'acier tendu entre les extrémités des poutres.
4	Great Western Railway	$\frac{L}{5}\cdot\frac{59\cdot60}{10\cdot46}=5\cdot7$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{33\cdot60}{7\cdot18}=4\cdot7$	$\frac{Adh}{3}\cdot\frac{47\cdot20}{4\cdot47}=10\cdot5$	Jusqu'à 5m5 essieu de 20 tonnes ... à 36m5 train de locomotives ... train à deux locomotives et ... Echelle de surcharges unifor...	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.* . . . . 10·2 ...celles de coefficients moindres.	*f.s.* *f.f.* Rupture . . . . 34·6 41 à 47·2 Allongement. . . 8 p. c. 20 p. c.	Appareil à lattes de bois, avec glissière ou lunette et mire.
5	Great Eastern Railway	$\frac{L}{5}\cdot\frac{57\cdot91}{10\cdot62}=5\cdot5$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{42\cdot37}{7\cdot02}=6\cdot1$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{31\cdot50}{2\cdot08}=15\cdot1$	Echelle graphique de surchar... formes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	...	Lattes de bois.
6	The North British Railway Co.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{47\cdot76}{9\cdot07}=5\cdot3$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{39\cdot63}{6\cdot81}=5\,8$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{32\cdot15}{2\cdot74}=11\cdot8$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{16\cdot26}{5\cdot49}=3\cdot0$	Echelle de surcharges uniformes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7.9 *f.f.* . . . 10·2 ...cède aux formules de 1895.	...	Lattes de bois pour les petits ponts, lunette et mire pour les grands.
7	Great Northern Railway.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{58\cdot03}{10\cdot39}=5\cdot7$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{42\cdot37}{7\cdot24}=5\cdot9$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{31\cdot50}{2\cdot08}=15\cdot1$ $\frac{W}{4}\cdot\frac{65\cdot18}{13\cdot05}=5\cdot0$	Véhicules les plus lourds, couvr... la portée.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2 ...pose aux formules de 1895.	...	Epreuves primaires seulement et pas d'épreuves périodiques.
8	Metropolitan District Railway.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{47\cdot23}{9\cdot98}=4\cdot7$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{36\cdot22}{2\cdot69}=13\cdot5$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{13\cdot21}{8\cdot77}=1\cdot5$	Echelle de surcharges uniformes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2 ...cède aux formules de 1895.	...	Lattes de bois sous le pont couvert de locomotives.
9	North Eastern Railway	$\frac{L}{5}\cdot\frac{67\cdot50}{10\cdot61}=6\cdot4$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{34\,80}{7\cdot01}=5\,0$	$\frac{Adh}{3}\cdot\frac{50\cdot70}{4\cdot27}=11\cdot9$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{14\cdot73}{5\cdot79}=2\,5$	Train des plus lourdes locomotive... vrant la portée.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	...	Lattes de bois pour les petits ponts; lunette et mire pour les grands.
10	Midland Great Western Railway of Ireland . .	$\frac{L}{3}\cdot\frac{38\cdot86}{7\cdot93}=4\cdot9$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{25\cdot40}{6\cdot86}=3\cdot7$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{26\cdot16}{2\cdot44}=10\,7$	Train-type à deux locomotives ... en queue. Echelle de surcharg... formes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2 ...cède aux formules de 1895.	...	Lattes de bois, pas d'épreuves périodiques.
11	Lancashire & Yorkshire Railway	$\frac{L}{4}\cdot\frac{57\cdot66}{11\cdot12}=5\cdot2$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{32\,26}{2\cdot62}=13\cdot3$	Echelle de surcharges uniformes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	...	Lattes de bois. On expérimente les appareils Rabut.
12	Great Central Railway	$\frac{L}{4}\cdot\frac{67\cdot06}{11\,26}=5\cdot9$	$\frac{Adh}{2}\cdot\frac{38\cdot61}{2\,62}=13\cdot9$	Echelle de surcharges uniformes.	...scriptions du gouvernement, août 1892. *f.s.* . . . 7·9 *f.f.* . . . 10·2	...	Lattes de bois; lunette et mire, aussi flexi-mètres spéciaux suivant le cas.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéros.	PAYS ET ADMINISTRATIONS.	VÉHICULES LOURDS. Tonnes et mètres.	PRESCRIPTIONS DE SÛRETÉ.	TRAVAIL DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	QUALITÉS DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	ÉPREUVES.
	AUSTRALIE.					
13	South Australian Railways	L 4 : 39·06 / 8·70 = 4.5 ; T 3 : 22·46 / 6·25 = 3·6 ; Adh 2 : 25·74 / 2·51 = 10·3	Train-type à deux locomotives et wagons en queue.	Tension . . . . 7·9 *f. s.* 9·5 *f. f.* Compression . . 6·3 *f. s.* 7·9 *f. f.* Cède aux formules de 1895.	...	Appareil à poids et fil tendu; le fil porte un style qui trace sur une membrane tendue le diagramme de déformation.
14	New South Wales Railways	L 5 : 66·59 / 10·45 = 6·3 ; T 4 : 41·66 / 7·94 = 5·2 ; Adh 4 : 59·63 / 4·57 = 13·0 ; W 2 : 12·20 / 4·27 = 2·9	Train-type à deux locomotives en tête et en queue.	Tension . . . . 7·9 *f. s.* 9·5 *f. f.* Compression . . 6·3 *f. s.* 9·5 *f. f.* Cède aux formules de 1895.	...	Appareil à levier multiplicateur pour les petits ponts; lunettes et mire pour les grands.
	AUTRICHE.					
15	K. K. österreichische Staatsbahnen	L 5 : 68·50 / 11·29 = 6·1 ; T 3 : 32·50 / 6·38 = 5·1 ; Adh 4 : 57·00 / 4·30 = 13·3 ; W 4 : 37·00 / 11·24 = 3·3	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. Deux échelles de charges uniformes.	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. l = ... 0m 40m 80m 120m 160m; i = ... 7 7·8 8·4 8·8 9 Cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 janvier 1892. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 à 36 35 à 45 Allongement . . 20 à 12 p. c. 28 à 22 p. c.	Lattes de bois pour petits ponts; lunette et mire pour les grands.
16	K. K. p. Südbahngesellschaft	L 5 : 68·10 / 11·06 = 6·1 ; T 3 : 32·10 / 6·04 = 5·3 ; Adh 4 : 56·80 / 4·30 = 13·2 ; W 2 : 21·30 / 8·39 = 2·5	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887, deux échelles de charges uniformes, avec 15 p. 100 des prescriptions.	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. l = ... 0m 40m 80m 120m 160m; i = ... 7 7·8 8·4 8·8 9 Cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 janvier 1892. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 à 36 35 à 45 Allongement . . 20 à 12 p. c. 28 à 22 p. c.	Lattes de bois pour les petits ponts; lunette et mire pour les grands.
17	K. K. p. österr. Nordwestbahn und Südnordd. Verbindungsbahn.	L 5 : 60·74 / 10·73 = 5·7 ; T 3 : 37·00 / 6·62 = 5·5 ; Adh 3 : 41·44 / 3·70 = 11·2 ; W 2 : 25·20 / 7·0 = 3 6	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. Deux échelles de charges uniformes.	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. l = . . . 0m 40m 80m 120m 160m; i = . . . 7 7·8 8·4 8·8 9 Cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 janvier 1892. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 à 36 . . 35 à 45 Allongement . . 20 à 12 p. c. . 28 à 22 p. c.	Lunette et mire pour épreuves primaires et périodiques.
18	P. österr. ungarische Staatseisenbahngesellschaft.	L 4 : 55·10 / 9·41 = 5·9 ; T 3 : 31·90 / 6·35 = 5·0 ; Adh 4 : 55·10 / 4·40 = 12·5 ; W 2 : 17·80 / 5·73 = 3·1	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. Deux échelles de charges uniformes.	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. l = . . . 0m 40m 80m 120m 160m; i = . . . 7 7·8 8·4 8·8 9 Cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 janvier 1892. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 à 36 . . 35 à 45 Allongement . . 20 à 12 p. c. . 28 à 22 p. c.	Appareils Pfeuffer à fil tendu et poids; le fil actionne une aiguille sur un cadran.
19	K. K. p. Kaiser Ferdinands-Nordbahn	L 5 : 60·60 / 10·47 = 5·8 ; T 3 : 37·08 / 6·53 = 5·67 ; Adh 2 : 28·00 / 2·30 = 12·2 ; W 2 : 21·07 / 7·0 = 3·1	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. Deux échelles de charges uniformes.	Prescriptions du gouvernement, 15 sept. 1887. l = . . . 0m 40m 80m 120m 160m; i = . . . 7 7·8 8·4 8·8 9 Cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 janvier 1892. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 à 36 . . 25 à 45 Allongement . . 20 à 12 p. c. . 28 à 22 p. c.	Lattes de bois pour les petits ponts; lunette et mire pour les grands.
	BAVIÈRE.					
20	K. bayerische Staatsbahnen	*L 5 : 80·00 / 9·89 = 8·2* ; *T 0 : 0 / 0 = 0* ; *Adh 5 : 80·00 / 5·60 = 14·3* ; *W 2 : 20·00 / 5·60 = 3·6*	Train-type à deux locomotives avec wagons en tête et en queue. Échelle de surcharges uniformes.	Prescriptions de la Direction, octobre 1899, pour *f. s.* et *f. f.* 12 au plus pour la charge morte; la charge vive est majorée de moitié.	Prescriptions de la Direction, octobre 1899. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . 36 . . . 37 à 44 Allongement . . . 12 p. c. . . 20 p. c.	Lattes de bois, appareils, fleximètres ou lunette et mire, suivant le cas.
	BELGIQUE.					
21	Chemins de fer de l'État	L 5 : 76·00 / 9·90 = 7·7 ; T 3 : 42·00 / 6·90 = 6·1 ; Adh 3 : 60·00 / 4·00 = 15·0 ; W 2 : 20·00 / 7·20 = 2·8	Échelle de surcharges uniformes, charges d'essieux concentrées.	Cède aux formules de 1895.	...	On a essayé les appareils enregistreurs Rabut.
22	Chemins de fer du Nord, lignes Nord belge . .	L 4 : 52·80 / 10·10 = 5·2 ; T 2 : 19·35 / 5.62 = 4·4 ; Adh 4 : 52·80 / 4·25 = 12·4 ; W 2 : 28·18 / 8·07 = 3·5	Train-type à deux locomotives en queue. Échelle de surcharges uniformes.	Jusqu'à 30m . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	*f. s.* *f. f.* Rupture . . . . 32 . . . 42 Allongement . . 8 p. c. . . 22 p. c.	Fleximètres à fil tendu et poids de Berthélémy. Appareils à tension Manet-Rabut.
	BULGARIE.					
23	Chemins de fer de l'État, ministère des travaux publics.	L 5 : 58·00 / 10·34 = 5·6 ; T 3 : 31·95 / 6·64 = 4·8 ; Adh 3 : 41·40 / 3·70 = 11·2 ; W 2 : 24·00 / 8·30 = 2·9	Train-type à trois locomotives, wagons en queue et majoration $2(15-l)$ %.	s. . . . 7 + 2 R' *f. f.* . . 8 + 2·5 R'	*f. s.* *f. f.* Rupture . . . . 35 . . . 37 à 44 Allongement . . 10 p. c. . . 20 p. c.	Lunette et mire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéros.	PAYS ET ADMINISTRATIONS.	VÉHICULES LOURDS. Tonnes et mètres.	PRESCRIPTIONS DE SU…	TRAVAIL DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	QUALITÉS DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	ÉPREUVES.
	DANEMARK.					
24	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{4}\cdot\frac{42{\cdot}00}{9{\cdot}07}=4{\cdot}6$; $\frac{T}{3}\cdot\frac{27{\cdot}30}{5{\cdot}75}=4{\cdot}7$ — $\frac{Adh}{2}\cdot\frac{26{\cdot}00}{2{\cdot}60}=10{\cdot}0$; $\frac{W}{2}\cdot\frac{23{\cdot}00}{9{\cdot}22}=2{\cdot}5$	Travée étant couverte de … Échelle de surcharges uni… moments et efforts tranc…	$7{,}5\left(1+\frac{1}{2}R'\right)$.	…	Lattes de bois. Appareil à fil tendu et poids système Klopsch.
	ESPAGNE.					
25	Compagnie des chemins de fer de Madrid à Saragosse et Alicante.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{46{\cdot}00}{9{\cdot}18}=5{\cdot}0$; $\frac{T}{3}\cdot\frac{31{\cdot}50}{6{\cdot}96}=4{\cdot}5$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{46{\cdot}00}{4{\cdot}14}=11{\cdot}1$; $\frac{W}{2}\cdot\frac{18{\cdot}00}{6{\cdot}60}=2{\cdot}7$	Échelle de surcharges uni…	pour efforts de direction constante. — — variable.	…	Appareils Richard Chichi.
26	Chemins de fer de Medina del Campo à Zamora et Orense-Vigo.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{48{\cdot}00}{9{\cdot}31}=5{\cdot}2$; $\frac{T}{3}\cdot\frac{24{\cdot}00}{6{\cdot}73}=3{\cdot}6$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{48{\cdot}00}{4{\cdot}61}=10{\cdot}4$	Échelle de surcharges uni… les grands ponts, train-t… petits.	…cients 6 et 7 suivant le cas. aux formules de 1895.	…	Lunette et mire. Pas d'épreuves périodiques.
	ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.					
27	Richmond, Fredericksburg & Potomac Railroad.	…	…	…	…	Déclare ne pas faire d'épreuves, ni primaires ni périodiques.
28	New-York Central & Hudson River Railroad Company.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{78{\cdot}00}{11{\cdot}13}=7{\cdot}1$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{44{\cdot}27}{7{\cdot}47}=5{\cdot}9$ — $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{61{\cdot}20}{4{\cdot}42}=13{\cdot}8$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}7$	Train-type à deux locomotiv… lidation, wagons en queue.	Pour charge vive 5·6 — morte 11·2 } f. f.	Rupture f. f. 42·2 — Acier 46·4 Allongement. . . 26 p. c. . . . 25 p. c. Contraction . . . 50 p. c. . . . 45 p. c.	…
29	American Society of civil Engineers (Projet Seaman).	$\frac{L}{5}\cdot\frac{81{\cdot}65}{10{\cdot}06}=8{\cdot}1$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{43{\cdot}55}{7{\cdot}32}=5{\cdot}9$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{72{\cdot}58}{4{\cdot}57}=15{\cdot}9$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}0$	Train-type à deux locomotiv… lidation, wagons en queue.	Pour charge vive 6·3 — morte 12·6 } f. f.	Rupture f. s. 35·2 — f. f. 39·4 Allongement. . . 20 p. c. . . . 26 p. c.	…
30	The Pittsburgh & Western Railway Company.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{78{\cdot}24}{11{\cdot}58}=6{\cdot}8$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{38{\cdot}06}{7{\cdot}33}=5{\cdot}2$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{71{\cdot}88}{4{\cdot}62}=15{\cdot}5$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}9$	Train-type à deux locomotiv… lidation avec wagons en queu… de surcharges uniformes.	5·8 (1 + 0·5 R') . . . . . f. f. 6·3 (1 + 0·5 R') . . . . . acier. … aux formules.	f. s. — f. f. 38 à 43 — Acier 44 à 48 Rupture . . . 35·2 Allongement. . 12·5 p. c. — 25 p. c. — 20 p. c.	Lattes de bois sous le pont.
31	Lehigh Valley Railroad Company	$\frac{L}{5}\cdot\frac{79{\cdot}82}{9{\cdot}59}=8{\cdot}3$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{34{\cdot}46}{6{\cdot}35}=5{\cdot}4$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{72{\cdot}56}{4{\cdot}41}=16{\cdot}4$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}9$	Train-type à deux loco motiv… lidation et locomotive-t… petites portées ; wagons en …	Bandes 5·6 charge vive 11·2 charge morte. Barres 4·9 — 9·8 — … 6·0 — 12·0 — … aux formules de 1895.	f. s. — f. f. 38 à 43 — Acier 44 à 48 Rupture . . . . . 35·2 Allongement. . 12·5 p. c. — 25 p. c. — 20 p. c.	Lunette et mire uniquement.
32	The New-York, New Haven & Hartford Railroad Co.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{79{\cdot}93}{10{\cdot}82}=7{\cdot}4$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{39{\cdot}92}{6{\cdot}55}=6{\cdot}9$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{73{\cdot}58}{4{\cdot}72}=15{\cdot}6$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}9$	Train-type à deux locomotives… lidation et locomotives … petites portées ; wagons en …	f. s. Extension . . . . . 6·3 f. s. Compression . . . . . 5·6	f. s. — f. f. Rupture . . . . . 33·7 — 39·3 à 45 Allongement . . . 12 p. c — 25 p. c. Contraction. . . . . 50 p. c.	Ne fait pas de surcharges d'épreuve du tout, mais seulement inspections.
33	Cleveland, Cincinnati, Chicago & St. Louis Railway.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{71{\cdot}22}{9{\cdot}36}=7{\cdot}6$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{45{\cdot}36}{7{\cdot}32}=6{\cdot}2$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{63{\cdot}50}{4{\cdot}18}=15{\cdot}2$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}0$	Trois trains-types à deux lo… Consolidation ou locomotives … wagons en queue. Échelle de s… uniformes.	4·2 f. s. 5·4 f. s. . . . . 5·1 f. f. . . . . . 10·5 f. f.	…	…
34	The Southern Pacific Railway Co.	L 89·10 / 11·62 = 7·3 ; T 43·60 / 6·81 = 6·4 — Adh 80·00 / 4·56 = 17·5 ; W 63·50 / 11·23 = 5·6	Train-type à deux locomotives… lidation ou express pour … tées, wagons en queue.	f. f. . . . . 6·3 (1 + R') … aux formules de 1895, mais les trouve… sévères si R' > 0.	…	Appareil enregistreur à fil tendu et poids.
35	The Illinois Central Railroad Co.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{98{\cdot}87}{11{\cdot}86}=8{\cdot}4$; $\frac{T}{4}\cdot\frac{48{\cdot}00}{7{\cdot}19}=6{\cdot}7$ — $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{89{\cdot}80}{4{\cdot}95}=18{\cdot}1$; $\frac{W}{\infty}\cdot\frac{\infty}{\infty}=6{\cdot}8$	Train-type à deux locomotives… lidation ou express ; wagons … Échelle de surcharges uniform…	…e absolument aux formules de 1895, qui …ent les coefficients usités.	…	Lunette et mire uniquement.

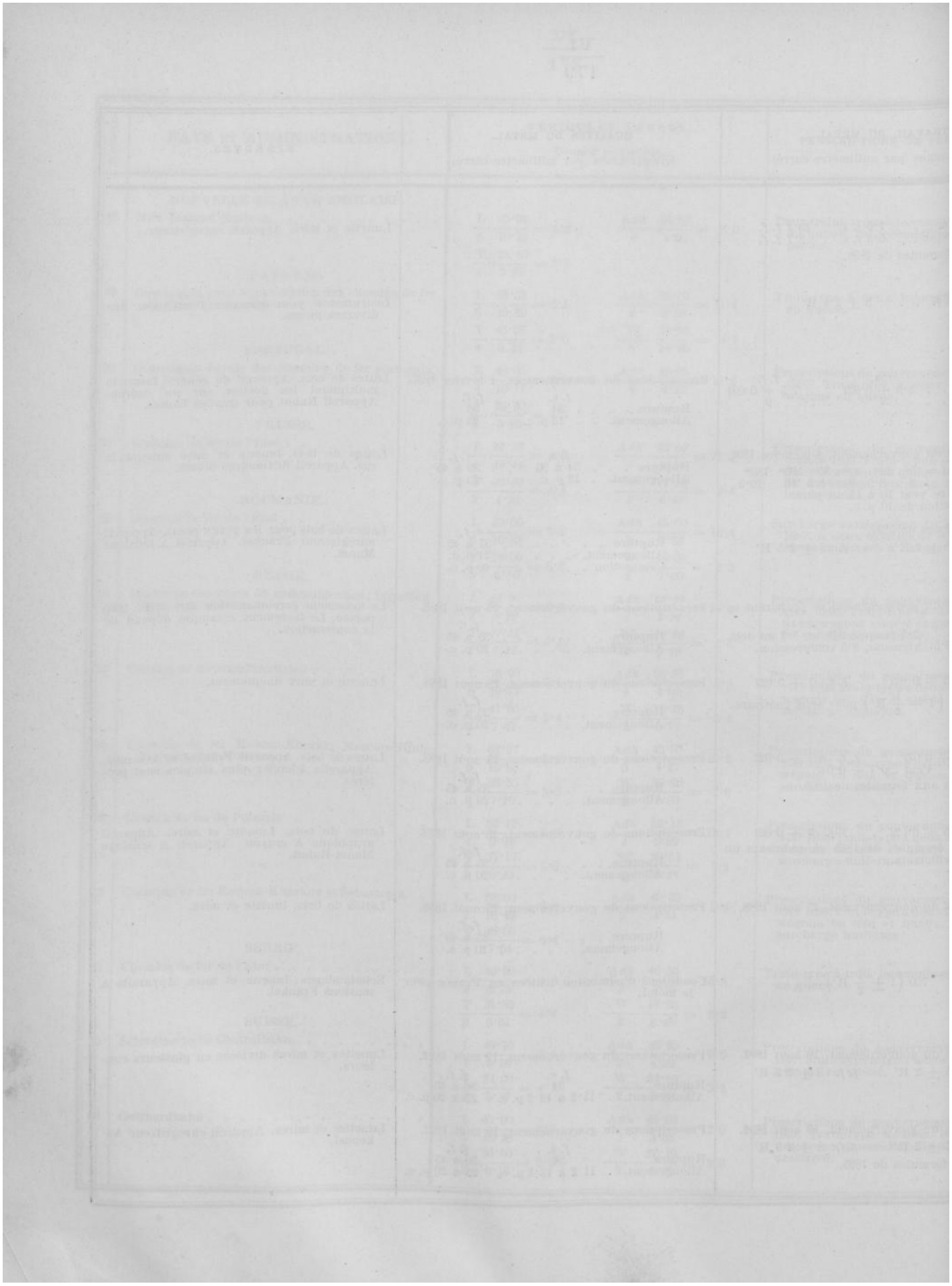
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéros.	PAYS ET ADMINISTRATIONS.	VÉHICULES LOURDS. Tonnes et mètres.	PRESCRIPTIONS DE SURCH	TRAVAIL DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	QUALITÉS DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	ÉPREUVES.
	FRANCE.					
36	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{4}\cdot\frac{53{\cdot}30}{10{\cdot}29}=5{\cdot}2$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{53{\cdot}30}{4{\cdot}05}=12{\cdot}5$ $\frac{T}{2}\cdot\frac{23{\cdot}10}{5{\cdot}39}=4{\cdot}3$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{15{\cdot}20}{6{\cdot}50}=2{\cdot}3$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue. Echelle de surcharges uniformes.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.* cède aux formules de 1895	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Fleximètres de Garnier, de Boramier et Dupuy à fil tendu et poids.
37	Compagnie des chemins de fer de l'Est. . . .	$\frac{L}{4}\cdot\frac{55{\cdot}80}{10{\cdot}41}=5{\cdot}4$ $\quad$ $\frac{Adh}{2}\cdot\frac{32{\cdot}80}{3{\cdot}00}=10{\cdot}9$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{42{\cdot}80}{7{\cdot}35}=5{\cdot}8$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{28{\cdot}00}{6{\cdot}60}=4{\cdot}2$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-t pe à deux locomotives en tête et wagons en queue	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Épreuves d'après la circulaire du 29 août 1891.
38	Compagnie du chemin de fer du Nord	$\frac{L}{4}\cdot\frac{52{\cdot}80}{10{\cdot}10}=5{\cdot}2$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{52{\cdot}80}{4{\cdot}25}=12{\cdot}4$ $\frac{T}{2}\cdot\frac{19{\cdot}35}{5{\cdot}62}=4{\cdot}4$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{28{\cdot}18}{8{\cdot}07}=3{\cdot}5$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue Echelle de surcharges uniformes.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Fleximètres à fil tendu et poids de Berthélémy. Appareils à tensions Manet-Rabut.
39	Compagnie des chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{57{\cdot}80}{10{\cdot}88}=5{\cdot}3$ $\quad$ $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{42{\cdot}90}{3{\cdot}84}=11{\cdot}0$ $\frac{T}{2}\cdot\frac{28{\cdot}40}{5{\cdot}77}=4{\cdot}9$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{20{\cdot}98}{6{\cdot}76}=3{\cdot}0$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue. Echelle de surcharges uniformes.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Épreuves d'après la circulaire du 29 août 1891.
40	Compagnie des chemins de fer du Midi. . . .	$\frac{L}{4}\cdot\frac{54{\cdot}00}{9{\cdot}46}=5{\cdot}7$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{54{\cdot}00}{3{\cdot}86}=14{\cdot}0$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{35{\cdot}60}{6{\cdot}11}=5{\cdot}8$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{22{\cdot}36}{7{\cdot}56}=3{\cdot}0$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.* cède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Enregistreur de flèches Rabut. Appareils à tensions Manet-Rabut.
41	Compagnie des chemins de fer de Paris à Orléans.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{50{\cdot}18}{9{\cdot}52}=5{\cdot}5$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{50{\cdot}18}{4{\cdot}03}=12{\cdot}3$ $\frac{T}{2}\cdot\frac{21{\cdot}40}{6{\cdot}20}=3{\cdot}5$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{16{\cdot}00}{6{\cdot}00}=2{\cdot}7$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue. Echelle de surcharges uniformes.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 42 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Enregistreur de flèches Rabut. Appareils à tensions Manet-Rabut.
42	Compagnie des chemins de fer de l'Ouest . . .	$\frac{L}{5}\cdot\frac{62{\cdot}00}{10{\cdot}70}=5{\cdot}8$ $\quad$ $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{45{\cdot}00}{4{\cdot}10}=11{\cdot}0$ $\frac{T}{4}\cdot\frac{44{\cdot}00}{7{\cdot}5}=5{\cdot}9$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{28{\cdot}00}{8{\cdot}40}=3{\cdot}3$	Prescriptions du gouvernement, 1891. Train-type à deux locomotives en tête et wagons en queue. Essieux de 18 et 15 tonnes. Echelle de surcharges uniformes.	escriptions du gouvernement, 29 août 1891. Jusqu'à 30m . . . . . 6·5 *f. s.* et 8·5 *f. f.* Au delà de 30m . . . . . 8·5 *f. s.* et 11·5 *f. f.*	Prescriptions du gouvernement, 29 août 1891. *f. s.* *f. f.* Rupture . . . . . 32 32 Allongement . . . 8 p. c. 22 p. c.	Enregistreur de flèches Rabut. Appareils à tensions Manet-Rabut.
	HONGRIE.					
43	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{4}\cdot\frac{64{\cdot}00}{7{\cdot}50}=8{\cdot}5$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{64{\cdot}00}{3{\cdot}69}=17{\cdot}8$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{36{\cdot}00}{6{\cdot}30}=5{\cdot}7$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{26{\cdot}00}{7{\cdot}10}=2{\cdot}8$	Prescriptions de la Direction, Train-type à deux locomotives en tête et en queue.	escriptions de la direction, 14 avril 1893, 8 et avec vent 9 en majorant de 2 (15 — *l*) p. c. pour portées < 15m. Accède aux formules de 1895.	...	Pour petits ponts, lattes de bois. Pour grands ponts, lunettes Sprenger et mires.
	INDES ANGLAISES.					
44	East Indian Railway Co.	$\frac{L}{3}\cdot\frac{43{\cdot}31}{8{\cdot}64}=5{\cdot}0$ $\quad$ $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{43{\cdot}31}{4{\cdot}57}=9{\cdot}5$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{31{\cdot}40}{6{\cdot}53}=4{\cdot}8$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{24{\cdot}38}{6{\cdot}58}=3{\cdot}7$	Prescriptions du gouvernement gées, 1896. Train-type à deux tives ; wagons en tête et Echelle de surcharges uniformes les moments.	*f. s.* *f. f.* . . . . . $11-6{\cdot}3\,(1-R)^2$ . . . . . $14-7{\cdot}9\,(1-R)^2$ prescriptions du gouvernement, de 1896, n'exigent pas la réduction.	...	Épreuves primaires avec un appareil simple traçant le diagramme de déformation.
	ITALIE.					
45	Società Italiana per le Strade ferrate Meridionali.	$\frac{L}{4}\cdot\frac{57{\cdot}07}{9{\cdot}59}=6{\cdot}0$ $\quad$ $\frac{Adh}{4}\cdot\frac{57{\cdot}07}{4{\cdot}09}=13{\cdot}9$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{26{\cdot}00}{6{\cdot}84}=3{\cdot}8$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{25{\cdot}00}{8{\cdot}85}=2{\cdot}8$	Train-type à trois locomotives en queue Echelle de surch parabole aplatie. Echelle tranchant.	2 . . . . 5m 10m 20m 40m 80m 160m 7 . . . . 6 6·5 7 7·5 8 8·2 7 . . . . 7 7·5 8·5 9·2 9·8 10·2 avec vent. Accède peu aux formules de 1895.	*f. s.* *f. f.* Rupture . . . ... 38 à 46 Allongement. . ... 24 à 20 p. c.	Lattes de bois, lunette et mire. Appareils à glissières et vernier ; appareil Bianchedi à tubes et enregistreurs Fränkel-Leuner.
46	Strade ferrate del Mediterraneo.	$\frac{L}{5}\cdot\frac{62{\cdot}50}{10{\cdot}44}=6{\cdot}0$ $\quad$ $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{45{\cdot}00}{3{\cdot}92}=11{\cdot}5$ $\frac{T}{3}\cdot\frac{35{\cdot}70}{6{\cdot}02}=5{\cdot}9$ $\quad$ $\frac{W}{3}\cdot\frac{29{\cdot}70}{7{\cdot}65}=3{\cdot}9$	Train-type à trois locomotives en queue. Echelle de surch parabole aplatie. Echelle tranchant.	2 . . . . 5m 10m 20m 40m 80m 160m 7 . . . . 6 6·5 7 7·5 8 8·2 7 . . . . 7 7·5 8·5 9·2 9·8 10·2 avec vent. Accède aux formules de 1895.	*f. s.* *f. f.* Rupture . . . 33 38 à 46 Allongement. . 12 p. c. 24 à 20 p. c.	Lattes de bois, lunette et mire. Appareils Klopsch et Bianchedi à tubes, et micromètre multiplicateur de Alb. Castigliano.
	NORVÈGE.					
47	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{5}\cdot\frac{50{\cdot}00}{9{\cdot}35}=5{\cdot}3$ $\quad$ $\frac{Adh}{3}\cdot\frac{36{\cdot}00}{3{\cdot}35}=10{\cdot}7$ $\frac{T}{4}\cdot\frac{27{\cdot}00}{6{\cdot}4}=4{\cdot}2$ $\quad$ $\frac{W}{2}\cdot\frac{16{\cdot}00}{5{\cdot}50}=2{\cdot}9$	Trains-types divers et échelles charges uniformes. Train ex ligne Narvick-frontière.	$\frac{7}{7}+5\,R'$ pour efforts de même direction. $\frac{7}{7}-3\,R'$ pour efforts de direction contraire.	...	Lattes de bois, lunette et mire. Appareils à fil tendu et poids. Oscillomètre de Fränkel.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéros.	PAYS ET ADMINISTRATIONS.	VÉHICULES LOURDS. Tonnes et mètres.	PRESCRIPTIONS DE SURCHARGE.	TRAVAIL DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	QUALITÉS DU MÉTAL. Kilogrammes (par millimètre carré).	ÉPREUVES.
	NOUVELLE-ZÉLANDE ANGLAISE.					
48	New Zealand Railway.	$\frac{L}{6}\,\frac{46\cdot99}{10\cdot73} = 4\cdot4$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{36\cdot58}{4\cdot57} = 8\cdot0$; $\frac{T}{4}\,\frac{25\cdot40}{7\cdot62} = 3\cdot3$	Deux trains-types à locomotives et wa… en queue, les locomotives couvr… portée.	Extension . . . 7·9 *f. s.* . 10·2 *f. f.* Compression . . 6·3 *f. s.* . 8·7 *f. f.* Accède aux formules de 1895.	...	Lunette et mire. Appareil enregistreur.
	PAYS-BAS.					
49	Compagnie pour l'exploitation des chemins de fer de l'État néerlandais.	$\frac{L}{5}\,\frac{66\cdot52}{10\cdot89} = 6\cdot1$; $\frac{Adh}{2}\,\frac{29\cdot10}{2\cdot59} = 11\cdot4$; $\frac{T}{4}\,\frac{45\cdot68}{8.22} = 5\cdot6$; $\frac{W}{6}\,\frac{70\cdot50}{14\cdot95} = 4\cdot7$	Train-type à deux locomotives, wa… en queue.	*f. f.* . . . $8 \pm 2{\cdot}5\ R'$	...	Instruments pour mesurer l'extension des diverses pièces.
	PORTUGAL.					
50	Compagnie royale des chemins de fer portugais.	$\frac{L}{4}\,\frac{48\cdot05}{10\cdot11} = 4\cdot8$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{48\cdot05}{4\cdot13} = 11\cdot6$; $\frac{T}{2}\,\frac{23\cdot90}{5\cdot95} = 4\cdot0$	Prescriptions du gouvernement, … 1897. Train-type à deux locomo… wagons en queue.	De 10 à 50^m : *f. s.* $5\cdot5 + 0\cdot03l$; *f. f.* $7\cdot5 + 0\cdot03l$ De 50^m à . . : . . 7 ; . . 9	Prescriptions du gouvernement, 1 février 1897. *f. s.* / *f. f.* Rupture . . . 34 . . . 36 Allongement. . . 13 p. c. . . 25 p. c.	Lattes de bois. Appareil du général Damasio multipliant les flèches sur un cadran. Appareil Rabut pour travées hautes.
	PRUSSE.					
51	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{5}\,\frac{60\cdot00}{10\cdot14} = 5\cdot9$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{53\cdot00}{4\cdot10} = 12\cdot9$; $\frac{T}{3}\,\frac{33\cdot00}{6\cdot18} = 5\cdot4$; $\frac{W}{2}\,\frac{24\cdot00}{6\cdot60} = 3\cdot6$	Prescriptions du gouvernement, … tembre 1895. Train-type à deux … tives et wagons en queue. Deux … de surcharge ; parabole aplatie … les moments.	Prescriptions du gouvernement, septembre 1895, *f. f.* . . . $l = 10^m$ 20^m 40^m 80^m 120^m 150^m 8 8·5 9 9·5 10 10·5 *f. s.* avec vent 10 à 13 au plus. réduction de 10 p. c.	*f. s.* / *f. f.* Rupture . . . 34 à 36 . . 39 à 45 Allongement. . 12 p. c. . . 20 p. c.	Lattes de bois, lunette et mire suivant le cas. Appareil fleximètres divers.
	ROUMANIE.					
52	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{5}\,\frac{63\cdot00}{10\cdot82} = 5\cdot8$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{45\cdot00}{3\cdot62} = 12\cdot4$; $\frac{T}{3}\,\frac{34\cdot00}{6\cdot50} = 5\cdot2$; $\frac{W}{2}\,\frac{16\cdot00}{7\cdot00} = 2\cdot3$	Surcharge autrichienne du 15 sept… 1887, à deux échelles de surcharg… forme, majorées à l'avenir.	Formules suisses de 1892, *f. s.* $7\cdot5 \pm 2\ R'$ *f. f.* $8 \pm 2{\cdot}5\ R'$	*f. f.* Rupture . . . . . 37 à 45 Allongement. . . . . 21 p. c. Contraction . . . . . 40 p. c.	Lattes de bois pour les petits ponts. Appareil enregistreur Frankel. Appareil à tensions Manet.
	RUSSIE.					
53	Ministère des voies de communication, Direction de la construction.	$\frac{L}{4}\,\frac{60\cdot00}{9\cdot39} = 6\cdot5$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{60\cdot00}{3\cdot90} = 15\cdot4$; $\frac{T}{3}\,\frac{37\cdot50}{6\cdot80} = 5\cdot5$; $\frac{W}{2}\,\frac{20\cdot00}{7\cdot60} = 2\cdot6$	Prescriptions du gouvernement, … vier 1896. Train-type à deux … tives, wagons en tête et queue. … de surcharge uniforme.	Prescriptions du gouvernement se préparent en 1899. 1888 : *f. f.* Vent : 9·5 extension, 8·5 compression.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. *f. f.* Rupture . . . . . 35 à 45 Allongement. . . . . 20 p. c.	Le tassement permanent doit être $< 1 : 5000$ portée. Le tassement élastique dépend de la construction.
54	Chemin de fer transcaucasien	$\frac{L}{6}\,\frac{76\cdot90}{10\cdot77} = 7\cdot1$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{56\cdot58}{4\cdot09} = 13\cdot8$; $\frac{T}{3}\,\frac{41\cdot65}{7\cdot67} = 5\cdot4$; $\frac{W}{2}\,\frac{19\cdot25}{5\cdot77} = 3\cdot4$	Prescriptions du gouvernement, … vier 1896. Train-type à deux … wagons en tête et queue. … surcharge uniforme.	*f. s.* $6\cdot5 + 0\cdot02l$ *f. f.* $7 + 0\cdot02l$ Coefficient $\left(1 - \frac{1}{2}\,R'\right)$ pour sens contraire.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. *f. f.* Rupture . . . . . 35 à 45 Allongement. . . . . 20 p. c.	Lunette et mire uniquement.
55	Chemins de fer Moscou-Koursk, Moscou-Nijni-Novgorod et Mourom.	$\frac{L}{5}\,\frac{62\cdot97}{10\cdot89} = 5\cdot8$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{43\cdot83}{4\cdot27} = 10\cdot2$; $\frac{T}{3}\,\frac{38\cdot35}{7\cdot20} = 5\cdot3$; $\frac{W}{2}\,\frac{20\cdot00}{7\cdot60} = 2\cdot6$	Prescriptions du gouvernement, … vier 1896. Train-type à deux … wagons en tête et queue. … surcharge uniforme.	*f. s.* $6 + 0\cdot02l$ *f. f.* $6\cdot7 + 0\cdot02l$ Vent : $6\cdot7 + 0\cdot04l$ S'oppose pas aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. *f. f.* Rupture . . . . . 35 à 45 Allongement. . . . . 20 p. c.	Lattes de bois. Appareil Fränkel et Askenasi. Appareils Pfeuffer plus simples sont préférés.
56	Chemin de fer de Polessié	$\frac{L}{4}\,\frac{52\cdot12}{9\cdot92} = 5\cdot3$; $\frac{Adh}{4}\,\frac{52\cdot12}{3\cdot89} = 13\cdot4$; $\frac{T}{3}\,\frac{37\cdot17}{6\cdot40} = 5\cdot8$; $\frac{W}{2}\,\frac{20\cdot51}{8\cdot24} = 2\cdot5$	Prescriptions du gouvernement, … vier 1896. Train-type à deux … wagons en tête et queue. … surcharge uniforme.	*f. s.* $6\cdot5 + 0\cdot02l$ *f. f.* $7 + 0\cdot02l$ Accède aux formules de 1895 en réduisant un peu les coefficients.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. *f. f.* Rupture . . . . . 35 à 45 Allongement. . . . . 20 p. c.	Lattes de bois. Lunette et mire. Appareil graphique à crayon. Appareil à tensions Manet-Rabut.
57	Chemins de fer Koursk-Kharkov et Sébastopol.	$\frac{L}{5}\,\frac{62\cdot00}{10\cdot42} = 6\cdot0$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{40\cdot30}{4\cdot31} = 9\cdot4$; $\frac{T}{4}\,\frac{48\cdot60}{7\cdot64} = 6\cdot4$	Prescriptions du gouvernement, … vier 1896. Train-type à deux … wagons en tête et queue. … surcharge uniforme.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. $700\left(1 \pm \frac{1}{2}\,R'\right)$.	Prescriptions du gouvernement, 25 août 1888. *f. f.* Rupture . . . . . 35 à 45 Allongement. . . . . 20 p. c.	Lattes de bois, lunette et mire.
	SERBIE.					
58	Chemins de fer de l'État	$\frac{L}{3}\,\frac{40\cdot50}{8\cdot75} = 4\cdot6$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{40\cdot50}{3\cdot16} = 12\cdot8$; $\frac{T}{3}\,\frac{31\cdot50}{6\cdot61} = 4\cdot8$; $\frac{W}{2}\,\frac{18\cdot55}{8\cdot48} = 2\cdot2$	Train-type à trois locomotives et wa… en queue.	Prescriptions du gouvernement, 19 août 1892. *f. s.* $7\cdot5 \pm 2\ R'$ *f. f.* $8 \pm 2{\cdot}5\ R'$	Conditions d'admission usitées en France pour le métal.	Échafaudages ; lunette et mire. Appareils à tensions Fränkel.
	SUISSE.					
59	Schweizerische Centralbahn.	$\frac{L}{4}\,\frac{49\cdot70}{9\cdot10} = 5\cdot4$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{40\cdot20}{4\cdot20} = 9\cdot6$; $\frac{T}{2}\,\frac{24\cdot00}{5\cdot12} = 4\cdot7$; $\frac{W}{2}\,\frac{23\cdot20}{7\cdot30} = 3\cdot2$	Prescriptions du gouvernement, … 1892. Train-type à trois locomotives, … wagons en queue.	Prescriptions du gouvernement, 19 août 1892. *f. s.* $7\cdot5 \pm 2\ R'$ *f. f.* $8 \pm 2{\cdot}5\ R'$	Prescriptions du gouvernement, 19 août 1892. *f. s.* / *f. f.* Rupture . . . 34 . . . 36 à 45 Allongement. . 11·2 à 13·2 p. c. . . 25 à 20 p. c.	Lunettes et mires divisées en plusieurs couleurs.
60	Gotthardbahn	$\frac{L}{5}\,\frac{67\cdot90}{10\cdot38} = 6\cdot5$; $\frac{Adh}{3}\,\frac{45\cdot90}{3\cdot83} = 12\cdot0$; $\frac{T}{3}\,\frac{36\cdot50}{6\cdot16} = 5\cdot9$; $\frac{W}{2}\,\frac{22\cdot10}{7\cdot26} = 3\cdot0$	Prescriptions du gouvernement, … 1892. Train-type à trois locomo… wagons en queue. Échelle de surch… uniforme.	Prescriptions du gouvernement, 19 août 1892. *f. s.* $7\cdot5 \pm 2\ R'$ *f. f.* $8 \pm 2{\cdot}5\ R'$ Accède aux formules de 1895.	Prescriptions du gouvernement, 19 août 1892. *f. s.* / *f. f.* Rupture . . . 34 . . . 36 à 45 Allongement. . 11·2 à 13·2 p. c. . . 25 à 20 p. c.	Lunettes et mires. Appareil enregistreur Askenasi.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

3° TABLEAU

DES PRINCIPALES DIMENSIONS ET DES POIDS

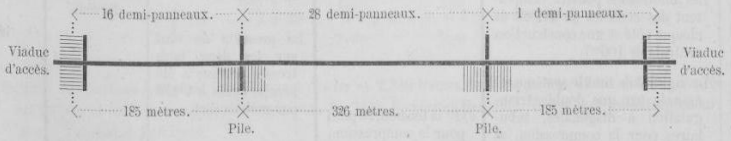
des plus grands ponts du monde.

N. B. — Les numéros en petits caractères inscrits dans la première colonne sont ceux des vues photographiques correspondantes.

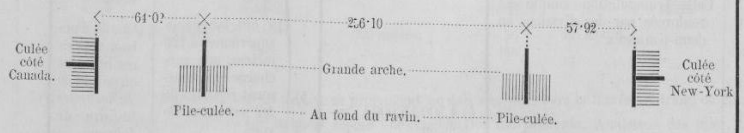
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. Nombre de voies. Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous. Nature des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
	Viaduc sur le Firth of Forth, près Queensferry, sur la ligne Edinburgh-Dundee (grande travée). Le viaduc a une longueur totale de 2,468 mètres, comprenant les viaducs d'accès sur une longueur de 838 mètres et le viaduc principal à poutres *cantilever* avec : 210·2 + 44·2 + 521·2 + 79·2 + 521·2 + 44·2 + 210·2 = 1630·4 Tour. Tour. Tour. Le total de l'ouvrage comprend 59,930 tonnes d'acier et 2,340 tonnes de fonte de fer; il fut exécuté d'après les projets et sous la direction des ingénieurs Sir John Fowler et Benjamin Baker, par les entrepreneurs Arrol, Tancred et Falkineer. Les tours en fer reposent chacune sur quatre piles maçonnées; elles sont assez élevées pour que les navires puissent passer à toutes voiles sous les grandes travées où la hauteur libre disponible au-dessus des hautes eaux est de 45m72.	De 1882 à 1890 2 Horizontale.	H droit des con-s et des tours. U les poutres cen-es. 0m58 ou $\frac{1}{5\cdot2}$ roit des tours; m60 ou $\frac{1}{35\cdot5}$ s les poutres centrales.	Les maîtresses poutres comportent des consoles de 207m3 de chaque côté et une construction centrale de 106m7. La rigidité de tout le système est assurée par une double triangulation à diagonales, tubulaires pour la compression, et un contreventement complexe.	a) Acier fabriqué au four à réverbère; b) Rupture par tension, 4,700 à 5,200; par compression, 5,350 à 5,830; c) Pr la tension, 20 p.c.; pour la compression, 17 p. c.	a) Deux trains à charbon pesant ensemble 813 tonnes, soit = 5 p. c. de la charge morte; b) c) 17t40 distribué très inégalement. La pression du vent sur les deux maîtresses poutres a été admise égale à 0t273 par mètre carré.	1180 en général. 1340 pour les effets du vent.	S. 8908·2 G. 26·1 O. 161·6	17·09 0·31
1 Photogr. 1 et 2.	**Travée de rive** formée par un *cantilever* fixe fixé à la maçonnerie de la culée		U 14m60	Double triangulation comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus. c) 20·17	Voir ci-dessus.	S. 3996·4 G. 26·1 O. 65·2	19·86 0·31
	Tour centrale sur l'île de Inchgarvie, entre les deux grandes travées.		H 100m58	Croix de Saint-André.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus. c) 45 66	Voir ci-dessus.	S. 3592·0 G. 26·1 O. 24·5	45·35 0·31
	Tour latérale entre une grande travée et une travée de rive (du côté Fife ou South Queensferry).	Voir ci-dessus	H 100m58	Croix de Saint-André.	Voir ci-dessus	Voir ci-dessus. c) 56 07	Voir ci-dessus.	S. 2464·8 G. 26·1 O. 13·7	55·76 0·31
	Construction indépendante reposant sur les *cantilevers* vers le milieu d'une grande travée		U 14m60	Double triangulation avec montants verticaux.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus. c) 81·3	Voir ci-dessus.	S. 834·7 O. 33·1	7·82 0·31
	Travée moyenne théoriquement, en défalquant les tours : (1630·4 — 167·6) : 4		H et U 57m59	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus. c) 24·43	Voir ci-dessus.	S. 8820·6 G. 26·1 O. 113·7	24·12 0·31

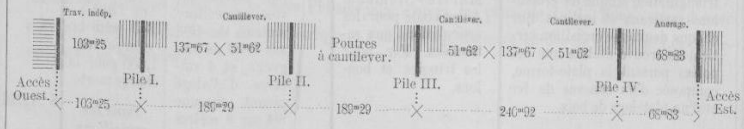
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	Nombre de voies.	Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous.	POUTRES ET TABLIER. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = Espèce. b = Limite de rupture. c = Élongation pour cent. d = Striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
								Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
2	**Pont sur le Mississipi à New-Orléans (grande travée)**, de la « Southern Bridge & Railway Company », près du « Twelf Mile Point », construit pour une double voie ferrée, d'après les plans de l'ingénieur E.-L. Corthell. La traversée du fleuve comprend, outre deux viaducs d'accès d'environ 2,000 mètres chacun, trois grandes travées comme suit :  Les constructions formant les travées de rive se prolongent au delà des piles vers la travée centrale, où elles constituent deux *cantilevers* sur lesquels repose une construction indépendante. Au-dessus des piles, la construction métallique a une hauteur de 49 mètres ; cette hauteur diminue de part et d'autre d'une manière continue jusqu'à 22 mètres. Les constructions de rive se terminent par des montants sur appuis inclinés. Les deux maîtresses poutres sont verticales, avec espacement de 12 mètres. La voie est à 30 mètres au-dessus du niveau des eaux ; la hauteur libre sous le pont est de 26 mètres au-dessus des hautes eaux. Le poids total des fers et aciers à investir dans les trois grandes travées est de 10,800 tonnes. Nous avons, à défaut de renseignements exacts, réparti ce poids entre les trois travées par une comparaison avec d'autres ouvrages analogues ; nous n'avons pu obtenir de données précises sur le commencement effectif des travaux.	1889 en construction ?	2	Pente et contre-pente 15 p. c.	U	1/90 ou 1/6·7 au droit des piles et 1/220 ou 1/14·8 au droit du milieu des constructions de rive.	La travée centrale est formée de deux *cantilevers* et d'une construction indépendante centrale. La travée entière est divisée en 28 demi-panneaux. La triangulation y constitue 14 panneaux entiers avec barres inclinées tendues et barres comprimées, tantôt inclinées, tantôt verticales. Cette triangulation simple est renforcée par des divisions en demi-panneaux Tous les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Sur les piles, il y a 3 barres-supports fortement entre-croisées dont 2 inclinées. Il y a 2 contre-ventements.	*a*) Acier doux (*medium St.*). *b*) 4,500 à 5,000 à l'extension. *c*) 20 à 18 p. c. au moins.	*a*) Pr des longueurs surchargées de moins de 120 mètres, 2 locomotives du type consolidation de la plus lourde espèce et une surcharge uniformément répartie de 4·5 par mètre de voie. *b*) Pr des longueurs supérieures à 120 mètres, une surcharge uniformément répartie de 5·2 par mètre de voie. *N. B.* Vent à 194 ou 144 kilog. au mètre carré, suivant qu'il y a ou non interruption de service.	1,400 pour la charge morte et 840 pour la surcharge, 1,750 en y comprenant les effets du vent. Pour le flambage des pièces linéaires on se sert de la formule linéaire de Johnson.	St: 2,657·8	8·15
	Vue perspect. dans le texte.											
	Travée de rive de 185 mètres	Comme ci-dessus.			Comme ci-dessus.	16 demi-panneaux et pour le reste triangulation comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	St. : 1371·1	7·41
	Travée théoriquement moyenne (2 × 185 + 326) : 3	...			...	...	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	St. : 1800·0	7·75

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	Nombre de voies.	Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, entre-toise-baissée, intermédiaire, en dessous.	POUTRES ET TABLIER. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = Espèce. b = Limite de rupture. c = Élongation pour cent. d = Striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
								Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
3 Photogr. et vue à vol d'oiseau. 3, 4, 5	**Pont par-dessus le fleuve Niagara (grande arche)**, en aval des célèbres chutes du Niagara, construit par la Société des *Pencoyd Iron Works*, près Philadelphia, d'après les plans de L. L. Buck, pour donner passage à deux voies de chemin de fer électrique et à une double chaussée bordée de trottoirs. Les ouvertures sont les suivantes :  Les deux travées latérales sont indépendantes ; elles ont leurs bandes inférieures courbes. L'arche centrale se compose essentiellement de deux grands arcs métalliques avec articulations aux retombées ; leur hauteur, à peu près constante, est de 7m92 ; leur fibre moyenne affecte une forme parabolique avec 45m73 de flèche. Leur écartement est de 20m90 aux retombées et de 9m10 vers le sommet, ce qui correspond à un fruit d'environ 1 : 8. Une série de palées verticales établies sur le haut des arcs sert à supporter la plate-forme, laquelle possède une largeur totale de 14 mètres, dont 2m74 pour deux trottoirs en encorbellement. Les voies et la chaussée se trouvent situées à 56m8 au-dessus du niveau des eaux. Le total des matériaux investis est de 2,032 tonnes d'acier, 251 tonnes de fer et 580 mètres cubes de bois.	1895 à 1898.	Deux voies. Deux chaussées. Deux trottoirs.	Horizontale.	Ω	7m92 ou $\frac{1}{32\cdot4}$ de entre en centre des bandes.	Les bandes des arcs sont en caisson ; elles sont reliées par une triangulation simple de croisillons verticaux et inclinés. Sur chaque deuxième croisillon vertical se trouve établie une des palées portant la plate-forme, composée d'un canevas de fer et d'un platelage de bois. Il y a contreventement pour l'arc et pour la plate-forme et entre-croisement pour toutes les palées. Le montage a été effectué en encorbellement en profitant du pont suspendu déjà existant.	*a*) Acier doux fabriqué par le procédé Martin-Siemens. Acier coulé pour les articulations aux retombées. Fer pour les tringles et boulons. *b*) Acier doux, 4,200 à 4,800 avec limite élastique d'au moins 2,300 (4,400 à 4,900 pour les *eye bars*). Fer, 3,500 avec limite élastique de 1,800. *c*) Acier, 20 p. c. ; fer, 15 p. c.	*a*) *Pr les arcs*, 0t215 par mètre carré, puis sur chaque voie, une voiture motrice de 13t2 sur 8m80 de longueur, et 4 voitures d'attelage pesant chacune 8t4 sur 8 mètres de longueur. *Pr la plate-forme*, 0t490 par mètre carré et un train composé d'une voiture motrice pesant 22t8 sur 10m9 de longr, puis d'une voiture d'attelage pesant 16t4 sur 11m3 de long. *b*) *N. B.* Vent de 0t300 par mètre courant de plate-forme et 0t145 par mètre carré d'arc et palées. *c*) 5t64, inégalement réparties.	*Dans les bandes de l'arc :* 840 pour la charge vive, 1,680 pour la charge morte. *Dans les croisillons de l'arc :* 700 pour la charge vive, 1,400, pour la charge morte et la température. Pour la compression par flambage on augmente les sections suivant la formule : $\left(1+\frac{l^2}{30{,}000p_2}\right)$	S : 1,016·0 E : 125·5 / 1,141·5 O : 302·0	3·97 0·49 / 4·46 1·18

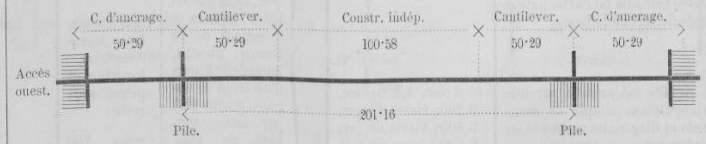
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. Nombre de voies. Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie Q en dessus, Q' contre-baissée, H intermédiaire, U en dessous. Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
4	**Viaduc sur le Mississipi à Memphis** (Tenessee) **pour la ligne du Tenessee à l'Arkansas (grande travée)**, construit par la *Kansas City & Railway Bridge Co.*, d'après les projets du célèbre « consulting engineer », George S. Morison. Ce viaduc a une longueur totale de 1,512m4 et comprend en outre des viaduc d'accès sur 695 mètres vers l'ouest et 25m8 vers l'est, un viaduc principal à système mixte comme suit :  Les poutres entre les piles II et III portent les cantilevers adjacents de façon à former une construction de 292m53 reposant sur ces piles. La construction en double *cantilever* au-dessus de la pile IV forme un tout de 120m45 reposant en guise de fléau de balance sur cette pile et solidement ancrée à l'Est. Sur ces *cantilevers* reposent les constructions indépendantes de 137m67 des deuxième et quatrième travées; la première travée à l'ouest, de 103m25, est absolument indépendante du reste du viaduc. Tout le viaduc est divisé en panneaux égaux de 56 pieds 5 1/2 pouces = 17m21. La voie est à 27 mètres environ au-dessus des hautes eaux; le poids total du métal employé est de 7,374 tonnes.	1888 à 1892 4 Horizont.	U Au droit des piles 23m66 ou $\frac{1}{7\cdot2}$. Au milieu de la travée 17m20 ou $\frac{1}{14\cdot0}$	En principe, les maîtresses poutres représentent le *cantilever system*, ainsi qu'il est expliqué dans la description. Les assemblages sont ceux des *pin connected bridges* américains, c'est-à-dire qu'il y a partout des articulations aux nœuds. La rigidité est établie par un double treillis à montants verticaux au milieu des panneaux. Les membres tendus sont à *eye bars*, les membres comprimés sont formés en caisson ou en double T.	*a*) Acier doux fabriqué au four à réverbère (*open hearth process*). *b*) Pr les pièces tendues (*eye bars*), 4,640 à 5,274. Pour d'autres pièces importantes de la construction, 4,850 à 5,516. *c*) Pour les pièces tendues (*eye bars*), 20 p. c.; pour d'autres pièces importantes, 18 p. c. *d*) Pour les pièces tendues, (*eye bars*), 40 p. c.; pour d'autres pièces importantes, 38 p. c.	*a*) 5.95. *b*) 5.95 plus une charge qui est variable suivant le cas. *N.B.* Pression du vent, 450 kilog. par mètre de bande et 595 kilog. par mètre de train, agissant à une hauteur de 3m63 au-dessus des rails. *c*) 11m90 pour les cantilevers et 8m03 pour la construction indépendante centrale.	1155 pour toutes pièces tendues. 985 pour pièces comprimées dont la longueur de flambage n'excède jamais 30 fois la petite dimension.	S. 2,207·5 O. 144·6	9·16 0·60
	Travée centrale entre les piles II et III		U 23m66 ou $\frac{1}{8\cdot0}$.	Double treillis avec 11 panneaux entre bandes droites et montants.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 2,323·4 O. 113·6	12·27 0·60
	Travée à cantilever unique entre les piles I et II		U 23m66 et 17m20 ou $\frac{1}{8\cdot0}$ et $\frac{1}{11\cdot0}$	*Cantilever* à l'est à 3 panneaux, construit à 8 panneaux à l'ouest, etc.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,627·6 O. 113·6	8·60 0·60
	Travée indépendante à l'ouest de la pile I	Voir ci-dessus.	Ω 15m60 ou $\frac{1}{6\cdot6}$.	Double treillis à 6 panneaux, bande inférieure émoussée.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 456·7 O. 62·0	4·71 0·60
	Construction indépendante de la 2e ou de la 4e travée		U 17m20 ou $\frac{1}{8\cdot0}$.	Double treillis à 8 panneaux et montants.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,056·3 O. 82·6	7·66 0·60
	Travée; « cantilever » d'ancrage à l'est de la pile IV		U 23m66 jusqu'à O.	Double treillis à 4 panneaux et montants.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 728·8 O. 41·2	10·59 0·60
	Moyenne théorique pour les grandes travées du viaduc principal à droite de la pile I : (2 × 180m29 + 240m02 + 68m83) : 4		U 20·43	...	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,721·8 O. 103·2	10·01 0·60

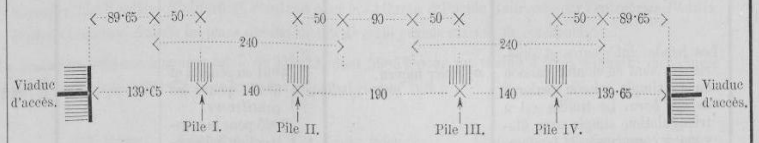
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	Voie ou dessus. / Ω contre-baissée. / H intermédiaire. / U en dessous. / Hauteur des poutres	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
5 Photogr. 6.	**Viaduc sur le Viaur (grande travée)**, pour la ligne de Carmaux à Rodez, construit pour l'État français, par la *Société de construction des Batignolles*, à Paris. Ce viaduc a une longueur totale de 460 mètres, comprenant deux viaducs maçonnés d'accès de 29 et 21 mètres et le viaduc principal :	1900, en construction. 1	II	Système spécial que l'on peut dire à poutres balancées (*Wagebalken system*). Chaque poutre de 69m6 + 110 mètres forme fléau de balance tendant à s'incliner vers le milieu de la travée centrale où l'articulation centrale sert de liaison.	*a*) Acier doux fabriqué au four à réverbère; fer puddlé et acier coulé.	*a*) Trains de surcharge composés de deux locomotives à 4 essieux de 14 tonnes chacun, longues de 8m8, ainsi que de leurs tenders à 2 essieux de 12 tonnes chacun, longs de 6m5, puis d'un train de wagons pesant 2t67 par mètre courant de voie, conformément à la circulaire du 29 août 1891.	Dans les maîtresses poutres : acier 1,150 fer . 850	S. 1,830·0	8·32
							Dans les poutres transversales, longrines et pièces sous rails : acier 750 fer . 550	E. 296·0	1·34
				La rigidité est assurée par une triangulation simple de montants et diagonales rigides et un contreventement complexe.	*b*) Acier, 4,200; fer, 3,200; rivets d'acier, 3,800; rivets de fer, 3,600, mesurés à la traction dans le sens du laminage.	*b*)		G. 42·4	
	Il y a une articulation sur chacune des piles et au milieu de la grande travée, où deux poutres, chacune à double arc-console de 69m6 + 110 mètres, se font équilibre. Sur les consoles latérales et les culées reposent des constructions indépendantes de 25m4 chacune. La tête des rails est à 111m8 au-dessus du fond de la vallée. Le poids total de l'ouvrage comprend 3,000 tonnes d'acier doux, 550 tonnes de fer, 43 tonnes d'acier coulé et 36 tonnes de fonte.		Au droit des piles ou 56m7 $\frac{1}{3\cdot9}$. Vers le milieu 2m9 ou $\frac{1}{76\cdot0}$.		*c*) Acier, 22 p. c.; fer, 8 p. c.; rivets d'acier, 28 p. c.; rivets de fer, 16 p. c., mesurés sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur.	*N. B.* Vent à 1m7 ou 2m7 par mètre carré, suivant qu'il y a ou non un train. *c*) 8t62.	Dans les barres du treillis et pièces travaillant sous des efforts alternés : acier 600 fer . 400	O. 66·0	0·30
	Le plancher est en fers Zorès et tôles.	Horizontale.							
	Travée de rive se composant de la grande console de 69m6 et d'une construction indépendante de 25m4	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Demi-poutre, balance et construction indépendantes. (*Voir* ci-dessus.)	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 585·0 E. 127·0 G. 18·3 O. 28·5	6·14 1·34 ... 0·30
	Travée moyenne théoriquement en supposant trois travées égales à : (95m0 + 220m0 + 95m0) : 3 = 410m3	Comme ci-dessus.	...	Construction non réalisable.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,000·0 E. 183·3 G. 26·3 O. 41·0	7·32 1·34 ... 0·30

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

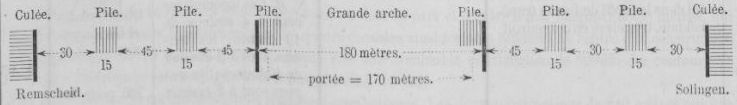
Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	POUTRES ET TABLIER. Nombre de voies.	POUTRES ET TABLIER. Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus. / encastre-baissée. / intermédiaire. / en dessous.)	POUTRES ET TABLIER. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes / b = barres (mobiles.) c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
								Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
6 Croquis dans le texte.	**Pont sur le fleuve Colorado (grande travée), à Red Rock,** situé à 21 kilomètres environ en aval de l'endroit nommé « The Needles » (Californie), construit pour le « Atlantic & Pacific Railroad » par l'entreprise *Phœnix bridge Company*, d'après les plans des ingénieurs de cette grande maison de construction. Le viaduc possède une longueur totale de 338m32, dont 33m57 pour un viaduc d'accès à quatre ouvertures sur le côté ouest et 301m75 pour le viaduc principal comme suit :  Sur chaque pile repose une construction à double *cantilever* ayant 100m58 de longueur et une forme polygonale entièrement irrégulière (rappelant celle d'un oiseau sans tête). Les bras de rive sont solidement ancrés à la maçonnerie au moyen de pendules à tension. Les bras opposés supportent une construction indépendante à bandes rectilignes de 100m58 de longueur. La longueur totale est divisée en dix-huit panneaux égaux de 55 pieds = 16m76, dont trois pour chaque bras de levier et six pour la construction centrale. La voie passe à 12m5 au-dessus des hautes eaux du Colorado. Le total du métal investi dans le viaduc principal est de 1,508 tonnes.	1889 à 1890	1	Horizontale.	en dessus.	U au milieu et H aux cantilevers.	Les bandes inférieures et supérieures sont en double caisson ou en simple caisson renforcé de *eye bars*. Le treillis est à triangulation simple avec diagonales comprimées et tendues, vers le milieu aussi à verticales comprimées (système Petit). Les panneaux sont subdivisés par des croisillons secondaires. Tous les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Il y a deux contreventements et des entre-croisements à l'endroit des piles.	*a*) Acier moyen. *b*) 4,394 + 280. *c*) 20 p. c. *d*) 40 p. c.	*a*) 4m61 en général et 5m95 pour les *cantilevers*. *b*) 3m65 pour la construction indépendante. *N. B.* Vent à 146 kilog. par mètre carré appliqué aux deux maîtresses-poutres et au train. *c*) 6m03 pour les bras d'ancrage ; 6m37 pour les *cantilevers* ; 3m84 pour la construction centrale.	1,090 pour la tension et un surplus d'aboutement pour la compression.	E/S 891·9 O. 134·8	4·45 0·67
	Travée de rive et d'ancrage					H Variable.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.		E/S 307·9 O : 33·7	6·12 0·67
	Construction centrale indépendante	Voir ci-dessus.				U 16m76 ou $\frac{1}{12}$	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	E/S 318·4 O : 67·5	3·17 0·67
	Travée théorique moyenne 301m75 : 3					...	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.		E/S 502.6 O : 67·5	5·00 0·67

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

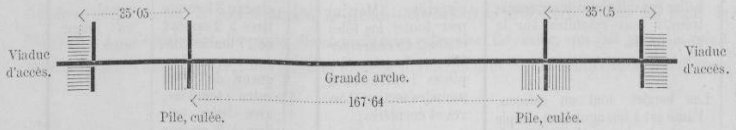
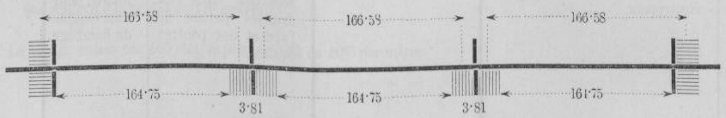
Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, / contre-buissée, / intermédiaire, / en dessous.	POUTRES ET TABLIER. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes / b = barres mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
						Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
7 Photogr. 7, 8.	**Pont sur le Danube, près Cernawoda (grande travée)**, sur la ligne de Fetesti à Cernawoda (Roumanie), construit d'après les plans de M. Jaligny, ingénieur en chef. Ce pont avec les viaducs d'accès sur les deux rives comprend une longueur totale de 1,663m33, dont 749m30 pour la traversée du fleuve, ainsi qu'il suit :  Sur chaque groupe de piles I-II et III-IV repose une construction ayant 240 mètres de longueur, couvrant ainsi la portée de 140 mètres et se prolongeant au delà de part et d'autre d'une longueur de 50 mètres, qui est celle de la console (*cantilever*). Sur les quatre consoles ainsi formées reposent au centre une construction indépendante de 90 mètres, près de chaque rive une semblable construction de 89m65. Le contour des bandes inférieures est rectiligne tout le long des cinq travées. Les trois constructions indépendantes sont semi-paraboliques. Les deux constructions de 240 mètres ont une forte surélévation au droit des piles. Il en résulte un contour des bandes supérieures de tout le viaduc qui rappelle le contour des moments de flexion dans une poutre continue à 5 travées. Les piles entièrement maçonnées sont armées de brise-glace. La voie est à 30 mètres au-dessus des hautes eaux du Danube. Le total du métal investi pour ces 5 travées est de 5,040 tonnes.	1891 à 1895. / 1 / Horizontale.								
	Travée de 140 mètres entre les piles I-II ou III-IV		U	32m00 ou $\frac{1}{5\cdot9}$ au droit des piles. 17m00 ou $\frac{1}{14\cdot6}$ au centre de la travée, c'est-à-dire de la poutre semi-parabolique.	Les bandes supérieures et inférieures sont formées en caisson. Le treillis se compose de deux triangulations à diagonales sans montants verticaux, tant pour ce qui concerne les consoles que pour ce qui concerne la construction indépendante centrale. Au droit des piles, il y a un très fort entre-croisement transversal dans le profil de forme trapézoïdale, très élevé en cet endroit.	*a*) Acier doux fabriqué par le procédé Martin-Siemens. *b*) 4,200 à 4,800.	*a*) Train de 3 locomotives et de wagons chargés supposés rangés des deux côtés pour obtenir les moments maximums. *b*) Train de 3 locomotives suivies de wagons chargés, de façon à obtenir les efforts tranchants. *N. B.* Les locomotives sont à 4 essieux de 13 tonnes; les tenders sont à 3 essieux de 10 tonnes; les wagons sont à 2 essieux de 10 tonnes. L'effet du vent est admis être 0t17 ou 0t27 par mètre carré.	1,000 pour les effets des charges verticales. 1,200 en tenant compte des effets du vent. 800 pour les poutres transversales et les longrines. 700 pour les rivets.	S. 1,214·0 O. 95·0	6·39 0 50
	Travée de 139m65 entre les piles I ou IV et le viaduc d'accès	Voir ci-dessus.	U	29m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$. 17m00 ou $\frac{1}{8\cdot2}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,089·2 O. 70·0	7 78 0·50
	Construction indépendante centrale		U	29m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$. 15m00 ou $\frac{1}{10\cdot7}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 824·0 O. 69·8	5·90 0·50
	Travée moyenne théoriquement, 749m3 : 5		U	29m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$. 12m00 ou $\frac{1}{6\cdot9}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 436·0 O. 45·0	4·84 0·50
			U	29m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$. 12m00 ou $\frac{1}{6\cdot7}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 1,008·1 O. 74·9	6·72 0 50

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

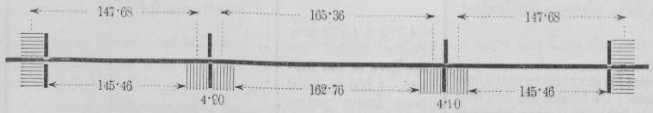
Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	POUTRES ET TABLIER. Voie en-dessus, entre-buissée, intermédiaire, en-dessous.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
		Nombre de voies.	Pente.	Sens des poutres.					
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
	Viaduc par-dessus la vallée de la Wupper, près Müngsten (grande travée), sur la ligne de Remscheid à Solingen, construit par la Société *Maschinen-Actien-Gesellschaft in Nürnberg*, d'après les plans de l'ingénieur A. Rieppel (*Kgl. Baurath*), directeur de cette entreprise. Ce viaduc, qui fait passer la voie à 106m38 au-dessus de la Wupper, a une longueur totale de 465 mètres dans sa partie entièrement métallique :	1895 à 1897		Les poutres en arc de forme parabolique sont rigides, c'est-à-dire considérées comme encastrées à leur retombée sur la maçonnerie. Les bandes sont en caisson, l'âme est à triangulation simple rigide, les barres étant de moitié orientées verticalement. Les piles métalliques sont en croix de Saint-André. Les poutres droites supérieures sont à triangulation simple et reposent librement sur les piles. Toute la construction a un front latéral de 1/7 et se trouve munie d'un contreventement complexe. Le montage s'est fait par encorbellement à l'aide des grues électriques.	*a*) Acier doux basique fabriqué au four à réverbère (Martin) pour toutes les tôles et aussi au *converter* (Thomas) pour les pièces laminées à moindre section (barres et cornières). *b*) 3,900 à 4,500. *c*) 20 p. c. mesurés sur des éprouvettes de 200 millimètres de longueur, la limite de grande extension (*Streckgrenze*) étant de 2,500 kilog. au moins.	*a*) Deux trains de surcharge ayant chacun 3 locomotives à 3 essieux de 17 tonnes chacun sur une longueur de 7m80 entre tampons, avec leurs tenders à 3 essieux de 12 tonnes chacun sur une longueur de 7m80 entre tampons, suivis de trains de wagons pesant chacun 25 tonnes sur une longueur de 8 mètres entre tampons. *b*) *N. B.* Pression du vent, 1t5 ou 2t5 par mètre carré, suivant que le pont est ou non chargé. *c*) 7t91 inégalement réparties dans les diverses parties de l'arc et des poutres droites.	Pour les poutres transversales et les longrines : 700 Pour le reste de la construction : 850 Pour les effets du vent : 1,250 Il y a six formules pour tenir compte du flambage.	S. 1,305·6 O. 39·1	7·68 0·23
8 Photog. 9, 10.	La grande arche n'a pas d'articulations, les retombées sur la maçonnerie ont une largeur horizontale de 10 mètres chacune et sont lestées par la pile métallique placée au-dessus; celle-ci ayant 15 mètres de largeur se trouve partiellement appuyée sur l'arche. En somme, nous prenons comme portée la moyenne des portées, 180 et 160 mètres, données par les deux bandes de l'arche. Une construction en poutres droites, portée par les piles métalliques et s'appuyant sur la grande arche, complète l'ouvrage. Nous comprenons dans le poids de la grande arche les demi-poids des piles métalliques adjacentes et tout ce que renferme la portée de 170 mètres. Le viaduc entier sur 465 mètres pèse 4,884t3 ou 10t5 par mètre.	2	Horizontale.	Poutres droites de 6 mètres de hauteur.					



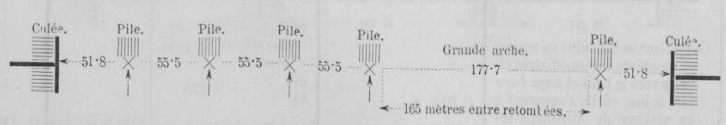
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie : en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous. / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres (mobiles). c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
9 Vue à vol d'oiseau. 5.	**Pont sur le fleuve Niagara en aval des célèbres chutes de Niagara (grande arche)**, construit pour le *Grand Trunk Railway of Canada*, par la *Pennsylvania Steel Company*, d'après les plans de l'ingénieur L. L. Buck, pour donner passage à deux voies de fer, deux voies de terre et deux trottoirs (en remplacement de l'ancien pont suspendu construit par John A. Roebling en 1855), avec les ouvertures suivantes :  Les voies de fer se trouvent sur le haut, à 71m20 au-dessus du niveau des eaux. Les voies charretières se trouvent à 6m09 en contrebas, de façon à laisser au-dessus, jusqu'aux poutres transversales supérieures, une hauteur libre de 4m27. La largeur totale est de 9m75 entre le garde-corps du chemin de fer et de 14m47 entre les garde-corps du pont-route, où la chaussée entre les maîtresses poutres occupe 7m77. La grande arche se compose essentiellement de deux grands arcs métalliques à tympans rigides, à 34m75 de flèche, et à deux articulations aux retombées. L'écartement de ces maîtresses-poutres est de 9m14 à la clef et 17m31 aux retombées. Le total des aciers et fers investis est de 3,265t8 pour les deux voies. Nous l'avons réparti dans le rapport des surcharges à supporter : 6 tonnes et 4t4 par mètre de voie, ce qui donne 1,875t5 pour le chemin de fer.	1887 à 1888. Deux voies de fer et deux voies de terre avec trottoirs. Horizontale.	Ω Clef : 6m09. Retombée : 40m84. Arc : 1m22. Longeron : 0m76. Flèche : 34m75 ou 1/4·8.	Les grands arcs ne sont pas tangents aux longerons à la clef où l'intervalle de 6m09 qu'on y a ménagé sépare le chemin de fer de la route placée au-dessous. Entre les arcs et le longeron il y a une triangulation rigide simple de barres inclinées et verticales formant 16 panneaux égaux, lesquels sont subdivisés en trois parties verticalement. Toutes les membrures sont à âme pleine ; les bandes des arcs sont en caisson. Le contreventement de l'arc est en treillis ; il y a en outre deux contreventements supérieurs et des entre-croisements à tringles tendues au droit des montants.	Kilogr. par centim. carré. *a*) Acier moyen en général pour tôles cornières et pièces laminées et pour *eye bars* ; fer puddlé pour les tringles et écrous. *b*) 4,570 à 4,922 pour l'acier laminé des *eye bars* et des Rollers, 4,200 à 4,800 pour toutes autres pièces d'acier, avec limite élastique d'au moins 2,300 ; 3,500 pour le fer avec limite élastique d'au moins 1,800. *c*) Acier, 20 p. c. ; fer, 15 p. c.	Tonnes. *a*) Sur chaque voie de fer un train à deux locomotives ayant chacune 4 essieux moteurs de 18t14 suivies d'un train pesant 5t22 par mètre courant. *b*) Sur chaque voie de terre, 4t50 par mètre courant. *c*) 7 tonnes inégalement réparties.	Kilogrammes.	Tonnes. S. 937·7 O. 83·8	Tonnes. 5·61 0·50
10	**Pont sur le fleuve Ohio entre Louisville (Kentucky) et Jeffersonville (Indiana) (grande travée)**, construit par l'entreprise *Phönix Bridge Company*. Ce pont contient, en outre des viaducs d'accès, trois grandes travées égales à constructions indépendantes, comme suit :  Les maîtresses poutres ont des bandes inférieures rectilignes et des bandes supérieures polygonales. Le pont sert au passage d'une voie de chemin de fer placée au centre des deux maîtresses poutres et bordée de deux passerelles pour piétons ; la distance des maîtresses poutres est de 9m144. La portée de 166m58 est divisée en 7 panneaux de 18m492 et 2 panneaux de rive de 18m568. Tous ces panneaux se dédoublent moyennant des montants intermédiaires. Le total du métal investi dans les trois travées est de 2,559 tonnes.	1890 à 1895. Une voie et deux passerelles. Horizontale.	U Au milieu 25m60 ou 1/6·5	Les bandes supérieures sont en caisson, les bandes inférieures sont à *eye bars*. Tous les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Le treillis est à triangulation simple subdivisée par un système de croisillons secondaires et des montants intermédiaires. Les barres diagonales sont à *eye bars* vers le haut ; elles sont rigides vers le bas. C'est l'inverse pour les montants intermédiaires, tandis que les montants principaux sont rigides et entre-croisés. Il y a deux contreventements.	*a*) Acier moyen. *b*) 4,394 ± 280. *c*) 20 p. c. *d*) 40 p. c.	1° *Pr les maîtresses poutres :* *a*) *b*) 4t76. 2° *Pour les poutres transversales et les longrines :* une locomotive consolidation de 54 tonnes avec tender de 27t2. *c*) 5t80.	1,090 pour la tension. Avec le surplus d'aboutement pour la compression.	S. 852·8 O 169·9	5·12 1·02

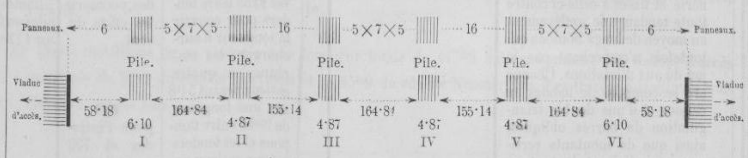
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (1 en dessus, 2 contre-baissée, 3 intermédiaire, 4 en dessous.) / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Mètres.
	Pont sur le fleuve Ohio près Cincinnati (grande travée), construit pour le chemin de fer de Cincinnati à Covington par l'entreprise *Phœnix Bridge Company* d'après les plans de ses propres ingénieurs. Ce viaduc comprend, en outre des viaducs d'accès, trois grandes travées comme suit : 	1887 à 1888.		Les bandes supérieures sont en double caisson ; les bandes inférieures sont à *eye bars*.					
11	Chaque travée possède une travée indépendante à bandes inférieures rectilignes et à bandes supérieures polygonales. Le pont sert au passage de deux voies ferrées entre les maîtresses poutres écartées de 9m144 d'axe en axe. Deux consoles extérieures, longues de 5m638, donnent chacune passage à une voie carrossable et à une passerelle pour piétons. La largeur totale entre les garde-corps est de 20m42. La portée de 165m36 est divisée en dix panneaux de 16m536, qui se dédoublent en vingt panneaux de 8m268 moyennant des montants intermédiaires. La voie est horizontale sur la grande travée et en pente de 0m915 p. c. sur les travées de rive ; elle passe à 25m30 au-dessus des eaux moyennes et à 15m30 au-dessus des hautes eaux. Le total du métal investi dans les trois travées est de 2,3758.	Deux voies ferrées. Deux voies carross. Deux passerelles. Horizontale.	U 25m60 ou 1/6·4.	*a*) Acier moyen. *b*) 4,394 ± 280. *c*) 20 p. c. *d*) 40 p. c.	1° *Pour la voie ferrée :* *a*) . . . 3·875 *b*) . . . 4·250 et une locomotive consolidation de 54 tonnes et un tender de de 27t2. 2° *Pour la voie carrossable et la passerelle :* *a*) *b*) . . . 1·425 *N.B.* Vent de 0·146 par mètre carré. Le treillis principal est entrecroisé vers le haut. *c*) . . . 6·0	1,125 pour la tension. Avec le surplus d'aboutement pour la compression.	S. 868·5 Pour voie et chaussées. O. 115·8 Pour voie et chaussées.	5·25 0·70
	Travée de rive	Comme ci-dessus. 0·915 p. c.	U 32·96 ou 1/6·4.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	S. 753·7 O. 103·4	5·10 0·70

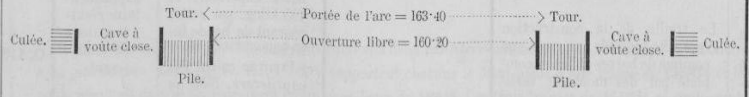
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Epoque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous). / Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
12 Photogr. 11 et 12.	**Viaduc de Garabit par-dessus la vallée de La Truyère près Saint-Flour (grande travée)**, construit pour la ligne de Marvejols à Neussargues de la Compagnie des chemins de fer de Paris à Orléans, par l'entreprise M. G. Eiffel, à Paris. La partie métallique de ce viaduc a une longueur totale de 447m8 indépendamment des viaducs d'accès maçonnés de 70m1 du côté de Marvejols et de 45m9 du côté de Neussargues. Les travées métalliques sont disposées comme suit :  Les arcs métalliques de la grande travée ont la forme d'un croissant et sont munis d'articulations aux retombées sur la maçonnerie. Une construction en poutres droites portée par les piles métalliques et s'appuyant sur l'arche complète l'ouvrage ; elle se compose de deux parties inégales ayant une longueur de 270m1 (Marvejols) et 103m6 (Neussargues), puis d'une partie centrale de 73m9 de longueur reposant sur l'arche. Le poids total du métal investi sur la longueur de 447m8 est de 3,326t4, soit 7t44 par mètre courant. La voie passe à 122m2 au-dessus du niveau de la Truyère.	1880 à 1884 1 Horizontale.	H Au sommet de l'arche, 10 mètres pour celle-ci, et 5m16 pour les poutres droites. Près des retombées sur culée, 2m7 pour l'arc à âme pleine, la flèche d'intrados étant de 51m86.	Les poutres en arc sont articulées aux retombées sur la maçonnerie et fixées à celle-ci contre toute tendance de soulèvement au moyen de longs boulons qui toutefois n'empêchent pas le jeu dû aux dilatations. Chaque arc se compose de bandes en caisson et d'une double triangulation de barres obliques, ainsi que de montants verticaux qui divisent le tout en panneaux de largeur égale, à quelques exceptions près. Les poutres droites au-dessus sont construites de la même manière. Toute la construction a un fruit vertical de 0m11088. Le montage s'est fait en encorbellement.	a) Fer puddlé. b) } Épreuves faites par l'entreprise. c) }	a) Un nombre suffisant de locomotives avec leurs tenders pour couvrir la longueur à surcharger ; les machines à quatre essieux pesant 54t8 sur une longueur de 9m56 entre tampons et les tenders à deux essieux pesant 20 tonnes sur une longueur de 6m14. Pour les poutres droites, une surcharge de 4t8 par mètre de voie. b) Pour les poutres transversales et les longrines, l'effet des essieux des locomotives placés à 1m28 d'écartement. *N. B.* La pression du vent a été admise à 270 ou 150 kilog. par mètre carré, suivant qu'il y a absence ou présence du train. c) 10·06, réparti inégalement sur les diverses parties de la construction.	625 pour les bandes, y compris les effets du vent. 648 pour l'intrados et 709 pour l'extrados, y compris l'effet des dilatations. 600 en général pour toutes les pièces, hormis les exceptions citées ci-dessus.	E. 1,694·9 entre les hautes piles en fer sur 177m7. G. 31·5 O. 92·4	9·54 0·52

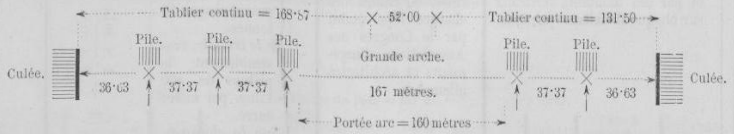
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. Nombre de voies. Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie Ω en dessus, Π contre-baissée, H intermédiaire, U en dessous. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
13 Photogr. 13.	**Viaduc sur le Hudson-River, près Poughkeepsie (grande travée)**, État de New-York, construit par la *Poughkeepsie Bridge Company* pour le *Central New England & Western Railroad*. Ce viaduc, en outre des viaducs d'accès en fer de 594 mètres et 312 mètres sur les deux rives, possède sept travées principales disposées comme suit : 	1876 à 1879.	Ω	Les *cantilevers* sont de forme trapézoïdale; la construction centrale est à bandes droites. Le contour de la travée est rectiligne pour la bande supérieure, polygonal à trois côtés pour la bande inférieure. Le treillis du *cantilever* est complexe : un premier système de diagonales embrasse 2 + 2 + 1 panneaux; pour les deux premières barres il y a subdivision.	*a*) Acier doux fabriqué au four à réverbère (*open hearth mild steel*) pour tout le viaduc principal. Fer puddlé pour les viaducs d'accès.	*a*) Sur chaque voie, deux locomotives du type dit *consolidation* (quatre essieux moteurs et un essieu porteur à l'avant), pesant chacune 86t9 suivies d'un train pesant 4t46 par mètre courant. *b*) *N. B.* La pression du vent, 450 kilog. par mètre courant de bande supérieure et 495 kilog. par mètre courant de bande inférieure. *c*) Pour le calcul des *cantilevers*, 5t53 au mètre courant de toute la travée en tenant compte de la répartition. Pour le calcul de la construction centrale 4t11 par mètre courant.	1,185 en y comprenant le travail supplémentaire résultant des effets du vent.	S. 792·9	4·81
	Les piles I et VI supportent chacune une construction à deux *cantilevers* dont celui de rive de 58m18 est ancré à la pile de rive. Les piles II, III, IV et V supportent chacune le demi-poids d'une travée de 155m14 et le poids résultant de son prolongement en un *cantilever* de 48m48. Les trois travées de 164m84 se composent chacune de deux *cantilevers* de 48m48 et d'une construction centrale indépendante de 67m87. Les six piles métalliques se composent chacune de deux palées à quatre colonnes, espacées de 6m10 ou 4m87. Toute la superstructure des sept travées est divisée en 95 panneaux égaux de 31'9 3/4" = 9m3963, répartis conformément au croquis. La longueur totale du viaduc est 1,859 mètres, dont 952m84 pour les sept travées et piles indiquées ci-dessus; on y a investi plus de 21,000 tonnes de fer et d'acier. La voie passe à 62m7 au-dessus des eaux moyennes.	2 Horizontale.	22·86 ou $\frac{1}{7·2}$ au droit des piles, à l'origine des cantilevers. 11·43 ou $\frac{1}{14·4}$ au centre de la travée.	Le treillis de la construction centrale possède un système conique de barres obliques complété par des montants verticaux. Le contreventement est complexe avec deux systèmes de diagonales.	*b*) La limite de rupture doit excéder le quintuple du travail admis pour les diverses parties de la construction.			O. 118 7	0·72
	Travée de 155m14 entre les piles II, III ou IV, V		Ω 22m86 ou $\frac{1}{6·8}$.	Bandes droites treillis à deux triangulations de diagonales avec montants verticaux.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 659·3 O. 111·7	4·25 0·72
	Travée-cantilever entre les piles I ou VI et la rive	Comme ci-dessus.	Ω 22·86 et 9·91	Voir les *cantilevers* de la grande travée.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 370·0 O. 48·9	6·36 0·72
	Construction indépendante au centre des travées de 164m84		Ω 11·43 ou $\frac{1}{5·9}$.	Voir ci-dessus pour la grande travée.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 230·1 O. 41·9	3·39 0·72
	Travée moyenne théoriquement : 921·16 : 7		...	...	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus	Voir ci-dessus.	S. 633·9 O. 94·7	4·81 0·72

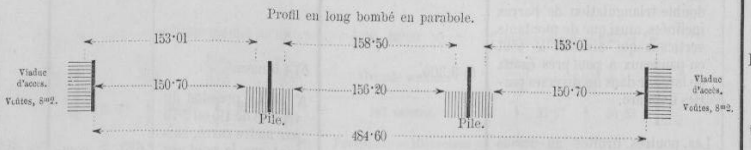
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (O en dessus, T contre-baissée, H intermédiaire, U en dessous). / Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
14	**Pont par-dessus le Nord-Ostsee Canal, près Levensau (grande arche)**, construit pour la ligne de Kiel à Eckernförde, par l'entreprise des usines *Gutehoffnungshütte*, à Sterkrade, d'après le projet de M. Zauter, ingénieur en chef, à Francfort-sur-le-Mein. Ce pont, projeté et calculé pour deux voies de chemins de fer, ne porte actuellement qu'une seule voie et donne passage à une route carrossable. En outre de l'arche principale, il y a deux ouvertures de rive à voûtes maçonnées disposées comme suit :  Les deux grands arcs ont une flèche de 21m20 comptée sur la fibre moyenne; ils s'élèvent dans la partie centrale du pont au-dessus de la plate-forme de plus de toute leur hauteur, comprenant entre eux une largeur libre de 10m20, dont 2 mètres pour un trottoir et 8m20 pour deux voies ferrées, dont une seule a été construite préalablement. Les arcs supportent une série de cadres transversaux, les reliant par le haut, auxquels se trouve suspendue la plate-forme. Les arcs ont une hauteur de 3m84 à la clef et 5m39 aux retombées, où ils sont munis d'articulations et d'encastrements fictifs. La hauteur libre, depuis le niveau des eaux du canal jusqu'à l'arête inférieure de la plate-forme, est de 42 mètres.	1893 à 1894 / 2 dont une seule exécutée, tandis que l'autre est remplacée par une chaussée. / Horizontale.	H / 3m84 ou $\frac{1}{42\cdot4}$ à la clef. 5m39 près des retombées.	Les bandes des grands arcs sont disposées en caisson. / Elles sont reliées par une double triangulation de barres inclinées et par des montants verticaux sur chaque deuxième panneau. / Les prolongements de ces montants vers le haut forment les colonnes des cadres supérieurs reliant les arcs transversalement. / Il y a contreventement spécial pour la plate-forme et pour les arcs.	a) Fer puddlé. / b) 3,400 à 3,600, conformément, pour le reste, au cahier des charges type établi par le Congrès des Associations d'ingénieurs et architectes allemands. / c) 12 p. c.	a) *Sur chaque voie*, deux locomotives à 4 essieux, pesant 56 tonnes avec tenders à 3 essieux pesant 36 tonnes sur une longueur totale de 16m50, puis train de wagons pesant chacun 16 tonnes. *Sr le trottoir*, rassemblement de piétons de 400 kilog. par mètre carré. b) *Sur la chaussée*, charge de roue de 5 tonnes ou 400 kilog. par mètre carré. *N. B.* Vent de 150 ou 250 kilog. par mètre carré, suivant que le pont est ou n'est pas chargé. c) 9t60.	$800\left(1+\frac{1}{2}\frac{S\ \text{min.}}{S\ \text{max.}}\right)$ / 600 pour les longrines; 650 pour les poutres transversales.	E. 1,390·0 / G. 35·6 / S. 22·1 / O. 180·0 en prenant la moitié du poids total pour une voie.	8·50 / 1·10

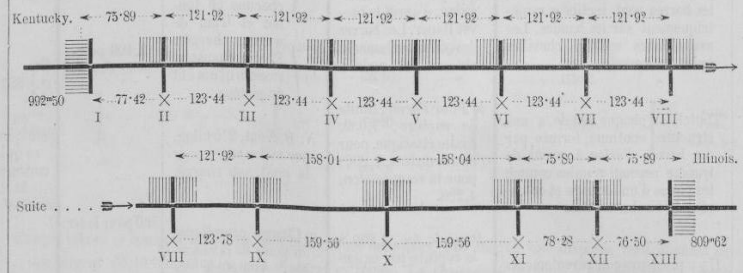
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	Nombre de voies.	Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-buissée, intermédiaire, en dessous.	POUTRES ET TABLIER. Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
								Kilogr. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
15 Photogr. 14.	**Viaduc sur le Douro, près Porto (grande arche)**, en Portugal, construit pour la ligne de Norte à Zeste par l'entreprise G. Eiffel, à Paris. La partie métallique a une longueur totale de 352m37, divisée en six travées comme suit :  La grande arche est essentiellement composée de deux arcs en forme de croissant munies d'articulations aux retombées sur la maçonnerie. Sur le sommet se trouve une construction rectiligne de 52 mètres qui, en même temps que les deux palées placées sur les flancs des arcs, au milieu des espaces libres qui restent encore à franchir jusqu'aux deux grandes piles, laisse sur chaque côté de l'arche deux petites ouvertures libres de 28m75 chacune. Sur ces appuis portés par les grands arcs et sur toutes les autres piles se trouve posée une construction en poutres droites continues, formée par des tabliers de 168m87 et 131m50 amenés en place par voie de lançage longitudinal. La voie passe à 59m5 au-dessus de l'étiage. Le poids total du métal investi est de 1,450 tonnes sur 352m37 de longueur, soit 4t12 par mètre courant.	1871 à 1874.	1	Horizontale.	II	Au sommet de l'arche 10m00 pour celle-ci, et 3m50 aux appuis des poutres droites pour celles-ci. Plus des retombées de l'arche, 2m10 pour celle-ci ; la flèche d'intrados étant de 37m50.	Les poutres en arc sont articulées aux retombées sur la maçonnerie. Chaque arc se compose de bandes en caisson et d'un treillis à double triangulation de barres inclinées, ainsi que de montants verticaux qui divisent le tout en panneaux à peu près égaux de largeur dans les diverses parties d'un arc. Les poutres droites au-dessus sont construites de même. Toute la construction a un fruit vertical de 0m11641. Le montage s'est effectué en encorbellement.	*a*) Fer puddlé. *b*) 3,300. *c*) 15 p. c.	*a*) 4 tonnes. *b*) 4 tonnes. *N. B.* La pression du vent est de 1t5 ou 2t75 par mètre carré, suivant que le pont est ou non chargé. *c*) 3t20 pour les arcs seulement; 1t17 pour les poutres droites de la partie centrale et 1t47 pour les poutres droites sur le reste du viaduc.	620 y compris les effets du vent, mais en négligeant les trous de rivets.	E. 960·0 G. 25·0 y compris les pièces de forge aux articulations. O. 66·8	6.00 0·40

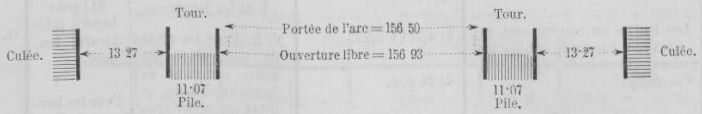
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (R en dessus, H contre-baissée, I intermédiaire, U en dessous). / Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
16	**Pont sur le Mississipi à Saint-Louis (grande arche)**, construit par l'entreprise *Keystone Bridge Company*, d'après les plans du capitaine Eads et du colonel Flad, supportant deux voies ferrées et au-dessus une chaussée carrossable avec trottoirs. En outre des viaducs d'accès maçonnés, ce pont se compose de trois grandes arches comme suit :  Chaque travée se compose de quatre arcs métalliques dont deux pour chaque voie disposés verticalement sur une largeur de 14m60 entre les axes des arcs extrêmes. La chaussée supérieure a une largeur de 16m60, dont 6 mètres pour les trottoirs. Les arcs ont une flèche de 17m20; ils sont encastrés aux retombées avec la maçonnerie au moyen de forts boulons. Le niveau des eaux moyennes du fleuve est à 25 mètres au-dessous des voies ferrées et à 33 mètres au-dessous de la chaussée. Les poids que nous indiquons supposent que l'on défalque ce qui concerne spécialement la chaussée.	1871 à 1874. Deux plus une chaussée et des trottoirs. Profil bombé en parabole.	H 3m66 entre les centres des bandes ou $\frac{1}{43 \cdot 3}$.	Chaque arc se compose de deux bandes tubulaires et d'un treillis à une seule triangulation dont les barres sont inclinées symétriquement sur les bandes. Les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Toutefois, chaque bande a une structure continue, formée par des barres d'acier à profil de trapèze arrondi réunies comme les pièces d'un tonneau et entourées de viroles en tôle. Il y a plusieurs contreventements et entrecroisements formés de longues barres à boulons de réglage.	*a*) Les arcs sont en acier chromé, fabriqué par l'usine Haughian, d'après le brevet Bauer. Les barres des contreventements, etc., en fer puddlé. *b*) *Pour l'acier*, limite de rupture, 7,030, limite élastique, pour l'extension, 2,800; pour la compression, 4,220. *Pour le fer*, 4,220 à la rupture par extension. *c*) Non prescrit.	*a*) Pr les voies, 5 locomotives pesant chacune 50 tonnes et train de wagons chargés. *b*) Pour la chaussée, rassemblement de piétons. *N. B.* Vent, 275 kilog. par mètre carré pour le pont non chargé. *c*) Charge compliquée du poids de la chaussée, composée de pièces de bois et relativement lourde.	2,100 pour l'acier chromé. 700 pour le fer.	E, G, S } 887·6 en défalquant ce qui concerne la chaussée.	5·60
17	**Pont sur l'Ohio à Cincinnati (grande travée)**, construit pour le *Southern Railway* par la *Keystone Bridge Company*, d'après le système Linville, président de la société. En outre de la grande travée, il y a trois travées de 91m50 de portée, puis un certain nombre de petites travées. Les maîtresses poutres sont de forme trapézoïdale, c'est-à-dire ont les bandes supérieures et inférieures de forme rectiligne se terminant par des montants sur appuis inclinés. La voie est placée à 32 mètres au-dessus du niveau des eaux moyennes du fleuve.	1876 à 1877. 1 Horizontale.	U 15m70 ou $\frac{1}{10 \cdot 1}$.	Système de Linville avec bandes rectilignes et une double triangulation de barres inclinées tendues et de montants verticaux comprimés. Tous les assemblages sont *pin connected*. Il y a deux contreventements.	*a*) Fer puddlé. *b*) *c*) Cahier des charges de la société.			E: 1,195·0	7·54

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous). Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres (mobiles). c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
18	**Pont sur l'Ohio, près Cairo (grande travée)**, reliant le Kentucky à l'Illinois, construit pour le « Chicago, Saint-Louis & New Orleans Railroad », d'après les plans du *consulting engineer* George Morison. Ce viaduc se développe sur une longueur totale de 3,217m7, comprenant deux viaducs d'accès de 992m50 à vingt-deux travées et 809m62 à dix-huit travées, puis la traversée du fleuve sur 1,415m49 à douze grandes travées disposées comme suit :  Toutes les travées sont formées par des constructions indépendantes reposant librement sur les piles maçonnées. Le total du métal investi sur cinquante-deux travées est de 9,460 tonnes d'acier et 219 tonnes de fonte de fer. La hauteur libre entre les hautes eaux et le bord inférieur de la superstructure métallique, sur la traversée du fleuve, est de 16m22. Les viaducs d'accès sont en pente et contre-pente.	1887 à 1889.	U 18m50 ou $\frac{1}{8·5}$.	Poutres à bandes rectilignes, à profil trapézoïdal, avec une double triangulation de barres tendues inclinées et de barres comprimées verticales, les montants sur appuis étant inclinés. Les bandes en caisson sont reliées aux barres du treillis par des articulations (*pin connected*). Il y a entre-croisement transversal supérieur et deux contreventements.	*a*) Acier doux fabriqué au four à réverbère (*open hearth process*). *b*) 4,711 à 5,273. *c*) 20 p. c. *d*) 42 p. c.	*a*) 4t464 pr les charges verticales et 7t440 pour tenir compte des effets dynamiques sur certaines pièces. *b*) 8t929 pr les poutres transversales et les longerons. *N. B.* Pour les effets du vent, 0t446 par mètre courant de bande supérieure, et 0t744 par mètre courant de bande inférieure. *c*) 6t25.	934 pour bandes supérieures comprimées. 914 pour bandes inférieures tendues. Pour les barres tendues (*eye bars*) encore moins.	S. 918·2 G. 16·9 O. 79·0	5·81 0·50
	Travée de 123m44		U 29m24 ou $\frac{1}{8·0}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 502·1 G. 12·5 O. 60·9	4·12 0·50
	Travée de 75m89	Voir ci-dessus.	Q 5m14 ou $\frac{1}{8·3}$.	Triangulation simple à barres obliques tendues, et verticales comprimées.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 209·4 G. 3·4 O. 37·9	2·76 0·50
	Travée moyenne théoriquement : 1407m53 : 12		U 14m67 ou $\frac{1}{8·0}$.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 574·8 G. 11·0 O. 58·7	4·89 0·50

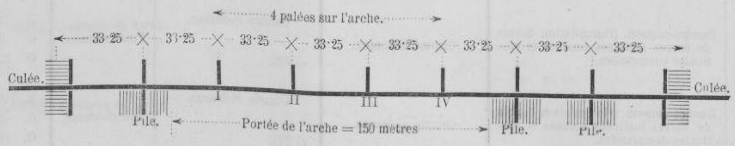
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, entre-baissée, intermédiaire, en dessous.)	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
		Nombre de voies.	Hauteur des poutres.		Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
19 Photog. 15.	**Pont par-dessus le Nord-Ostseecanal, près Grünenthal (grande arche)**, construit par la Société *Nürnberg-Gustavsburger Maschinen-Fabrik* pour la ligne ferrée de Heide à Neumünster en même temps que pour la route carrossable de Heide à Hademarschen, d'après les plans de MM. Greve, inspecteur de la construction à Kiel, et Eggert, conseiller de construction. Ce pont est remarquable par sa légèreté et l'aspect agréable de l'architecture admise pour les culées et viaducs maçonnés d'accès. Les ouvertures de rive sont maçonnées et s'agencent avec l'arche principale, comme suit :  Les deux grands arcs ont une flèche (dans l'axe) de 25m55; ils dépassent la plate-forme en hauteur sur une longueur d'environ 35 mètres, s'élevant suffisamment au-dessus de la voie vers la partie centrale de la travée pour pouvoir être solidement entretoisées. La hauteur libre depuis le niveau des eaux du canal jusqu'à l'arête inférieure de la plate-forme est de 42 mètres. Les arcs en forme de croissant ont un fruit de 1:8; ils sont munis de deux articulations aux retombées; leur écartement en cet endroit est de 12m4; au sommet il n'est que de 6 mètres. La largeur libre au niveau de la chaussée est de 6m5. Il y a en outre deux trottoirs extérieurs de 1m50.	1891 à 1893	H	Les bandes de l'arc sont en caisson; elles sont réunies par un treillis composé de deux systèmes de barres inclinées et de montants verticaux sur chaque deuxième panneau. Ces montants se prolongent vers le haut ou vers le bas en guise de supports de la plate-forme. Il y a contreventement spécial pour les arcs et pour la plate-forme; aux points de croisements on a ménagé la possibilité des déformations dues à la dilatation.	*a*) Fer puddlé. *b*) 3,500 pour pièces laminées, 3,700 pour les rivets. *c*) 12 p. c. pour pièces laminées, 15 p. c. pour les rivets.	*a*) *Sur la voie :* Un train de deux locomotives, deux tenders et des wagons en queue. La locomotive a trois essieux pesant 39 tonnes sur 8 mètres de longueur; le tender a trois essieux pesant 27 tonnes sur 6 mètres de longueur; le wagon a deux essieux pesant 16 tonnes sur 6 mètres de longueur. *Sur la chaussée et les trottoirs :* 400 kilog. par mètre carré et roue de 5 tonnes. *b*) *N. B.* Vent de 150 ou 250 kilog. par mètre carré, suivant que le pont est ou non chargé. *c*) 9t84 en y comprenant la chaussée.	1,000 pour la charge morte. 600 650 et 750 pour la charge vive, suivant les diverses parties de la construction.	E. 1,236·0 S. 12·5 1,248·5 G. 28·0 O. 280·9	7·90 0·08 7·98 1·86
		1 voie centrale et la chaussée de part et d'autre.	1/10 à la clef ou 1/38·2						
		Horizontale.	1m00 mesuré à 1m15 du centre d'articulation.						

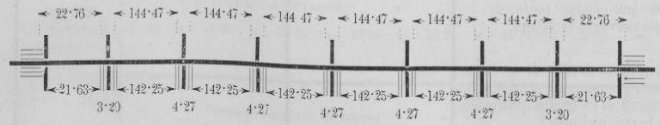
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, entre-baissée, intermédiaire, en dessous). Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres (mobiles), c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
20	**Pont sur le Lek, près Kuilenbourg (grande travée)**, construit pour les chemins de fer hollandais de l'État par l'entreprise Harkort à Harkorten, près Raspe. En outre de la grande travée, il y en a une autre de 83m50, puis sept autres à 59m50. Toutes ces constructions métalliques sont indépendantes, c'est-à-dire reposent librement sur les appuis. La grande travée est de forme semi-parabolique, toutes les travées sont à bandes droites. La longueur totale du viaduc est de 665 mètres. La voie est à 13m84 au-dessus des eaux moyennes. Total du métal investi dans les neuf travées est de 2,403 tonnes.	1866 à 1868. / 2 / Horizontale.	U 83m14 ou $\frac{1}{7{\cdot}7}$ vers le milieu de la travée. 59m52 ou $\frac{1}{18{\cdot}5}$ dans le voisinage des appuis.	Les bandes sont en forme de caisson; elles sont réunies par une triangulation triple de barres inclinées tendues et de barres verticales comprimées. Il y a un solide entre-croisement transversal vers le haut et deux contreventements.	*a*) Fer puddlé et acier fabriqué au *converter*. *b*) 3,500 pour le fer puddlé et 6,000 pour l'acier. *c*) Fer puddlé, 8 p. c.; pour tôles, 13 p. c.; acier, 17 p. c.; pour tôles, 25 p. c.	*a*) Cinq locomotives pesant avec leur tender 53 tonnes sur une longueur de 13m5, puis des wagons en nombre suffisant pesant 18 tonnes *b*) sur 6 mètres de longueur. *c*) 7t2.	700 pour le fer puddlé. 1,000 pour l'acier.	E. 1,012·4 S. 61·4 / 1,073·8 G. 6·41 O. 51·0	6·55 0·44 / 6·95 0·30
	Travée secondaire de 83m50.	Voir ci-dessus.	U 83m52 ou $\frac{1}{10}$.	Bandes-caisson, triangulation double de barres inclinées tendues et verticales comprimées.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus. *c*) 4t20.	Voir ci-dessus.	E. 323·4 G. 3·5 O. 27·9	3·87 0·33
	Travée secondaire de 59m50.		U 59m68 ou $\frac{1}{7{\cdot}4}$.	Bandes-caisson, triangulation double de barres inclinées tendues et verticales comprimées.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus. *c*) 2t73.	Voir ci-dessus.	E. 143·7 G. 2·7 O. 18·8	2·41 0·32
21	**Pont sur le Missouri, près Sioux-City (Iowa) (grande travée)**, construit pour la « Pacific Short Line Company », par l'entreprise *Phœnix Bridge Company*, d'après les plans de ses propres ingénieurs. Ce viaduc se compose de deux grandes travées de 152m10 chacune et de deux ponts tournants, tour centrale commandant chacune une portée totale de 143m26 et une ouverture libre totale de 141m43. Chaque grande travée possède une construction indépendante à bandes inférieures rectilignes et à bandes supérieures polygonales. Le pont sert au passage d'une voie de chemin de fer placée au centre des deux maîtresses poutres et bordée de deux passerelles pour piétons; la distance des maîtresses poutres est de 25 pieds = 7m62. Deux consoles extérieures de 13 pieds = 3m962 chacune portent des chaussées carrossables (total, 15m54). La portée de 152m10 est divisée en huit grands panneaux égaux de 19m012 qui se dédoublent en seize demi-panneaux de 9m506 moyennant des montants intermédiaires. Le poids total du métal investi dans les deux travées et les deux ponts tournants est de 3,333 tonnes.	1893 à 1896. / Une voie ferrée. Deux passerelles. Deux voies carrossables. / Horizontale.	U au milieu 21m95 ou $\frac{1}{6{\cdot}9}$.	Les bandes supérieures sont en caisson, les bandes inférieures sont en *eyebars*. Tous les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Le treillis est à triangulation simple subdivisée par un système de montants intermédiaires et de croisillons secondaires. Les barres diagonales sont à *eyebars* vers le haut; elles sont rigides vers le bas. C'est l'inverse généralement pour les barres verticales intermédiaires, tandis que les montants principaux sont rigides et entre-croisés. Il y a deux contreventements.	*a*) Acier moyen. *b*) 4,394 ± 280. *c*) 20 p. c. *d*) 40 p. c.	1° *Pour les maîtresses poutres :* *a*) 6t55, y compris les chaussées et *b*) passerelles évaluées à 0t49 par mètre carré. 2° *Pour les poutres transversales et longrines*, une locomotive *Consolidation*, 59t2 avec tender de 29 tonnes à 4 essieux. *c*) 7t74.	1,090 pour la tension. Avec le surplus d'aboutement pour la compression.	S. 966.4 pour voie et chaussées. O. 210·5 pour voie et chaussées.	6·35 en tout. 1·38 en tout.

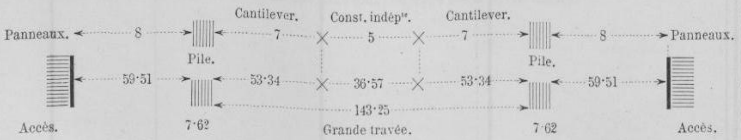
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous.)	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèces. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes / b = barres (mobiles.) c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
		Nombre de voies.	Hauteur des poutres.						
		Pente.							
						Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
22 Photog. 16.17.	**Viaduc sur l'Adda, près de Paderno (grande arche)**, sur la ligne de Monte San Pietro à Seregno, construit pour la *Società delle Strade ferrate meridionale* par les usines dites *Società Nazionale delle officine di Savigliano*, d'après le projet de l'ingénieur G. Röthlisberger, chef du service technique de ces usines. Ce viaduc se compose essentiellement d'une construction en poutres droites continues sur huit travées de 33m25 dont les cinq travées centrales reposent avec quatre palées, I, II, III, IV, sur une grande arche métallique :  Ces poutres droites ont une hauteur de 6m25; elles portent à la partie supérieure une chaussée empierrée sur fers Zorrès de 5 mètres de largeur avec deux trottoirs sur consoles de 1 mètre de largeur; elles portent à la partie inférieure une voie de largeur normale. La grande arche se compose de quatre arcs métalliques couplés deux à deux en deux maîtresses poutres. Ces arcs sont calés aux retombées sur la maçonnerie où leur section de base est invariable. La fibre moyenne de l'arc est parabolique avec 150 mètres de portée et 37m50 de flèche. Les arcs ont un fruit vertical = 0m15. La voie passe à 74 mètres au-dessus des eaux moyennes de l'Adda. Le poids du fer sur 5 × 33m25 = 166m25 qui séparent les grandes piles comprenant l'arche est de 2,042t4, plus 110 tonnes d'acier fondu et de fonte de fer pour les appuis, etc. Le poids total investi est de 2,625 tonnes. Nous avons réparti ces poids entre chemin de fer et voie de terre proportionnellement aux charges.	1888 à 1889	U avec voie de terre au-dessus.	Les quatre arcs métalliques sont couplés en deux maîtresses poutres. Chacun d'eux se compose de deux bandes en T et d'un treillis à triangulation simple de barres verticales et inclinées. Les barres verticales sont remplacées au droit des palées par une âme pleine renforcée de trois nervures verticales. Les poutres droites de la construction supérieure ont des bandes en T et un treillis quadruple de barres inclinées. La voie de fer inférieure est posée sur longrines de bois supportées par deux longrines de fer et des poutres transversales à âme pleine. La voie supérieure de terre repose sur fers Zorrès et quatre longrines de fer. Il y a deux contreventements, haut et bas.	a) Fer puddlé pour toute la construction métallique en général; acier fondu pour les grandes pièces coulées portant les retombées des arcs et provenant d'une usine d'Allemagne. b) Épreuves d'après les règles de l'usine. c) Épreuves d'après les règles de l'usine.	a) 5.1 tonnes pr la voie de fer et 3t9 pour la voie de terre; donc 9 tonnes en totalité par mètre linéaire. b) *N. B.* Vent à 0t15 par mètre superficiel. c) 8t8 pour les quatre arcs métalliques tout compris; 3t61 pour la construction à poutres droites supérieures, y compris la voie de terre; puis 29t5 de charge concentrée pour chacune des palées I et IV et 7t5 concentrées sur chacune des palées II et III.	600 pour les bandes. 500 pour les barres du treillis. 420 pour les barres du contreventement. 31 aux retombées sur la pierre. 3 sur le terrain de fondation.	E. 2,042·4 en tout dont 1,157·4 pour la voie de fer et 885·0 pour la voie de terre. S. 110·0 pour pièces coulées et appuis. O. 45·0 pour le platelage de la voie de fer.	7.71 0·300
		1 voie de fer et 1 voie de terre.							
		Horizontale.	6m30 ou 1/28·6 à la tête de l'arc et 8m16 ou 1/18·4 aux retombées de l'arc, donc moyenne 6m23 ou 1/24·1 en moyenne.						

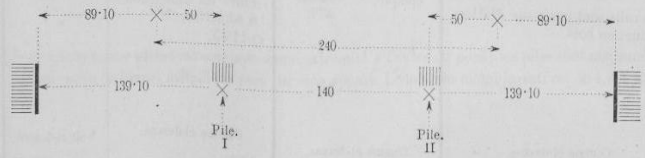
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie : en dessus, entre-baissée, intermédiaire, en dessous. / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
23	**Pont sur le fleuve Yenisseï près Krasnojarsk (grande travée)**, construit pour le chemin de fer de la Sibérie, d'après les plans de la direction de la construction au ministère des voies de communication à Saint-Pétersbourg. Cet ouvrage considérable se compose de deux petites travées de rive et de six grandes travées en pleine rivière, sur une longueur totale de 924m51 comme suit :  Toutes les grandes travées sont indépendantes, reposant librement sur les appuis. Les bandes inférieures sont de forme rectiligne ; les bandes supérieures, de forme parabolique, viennent rejoindre les bandes inférieures au droit des appuis. Le total du métal investi dans tout l'ouvrage est de 4,795 tonnes.	1899 / 1 / Horizontale.	U / au milieu 21m62 ou 1/6.68	Les maîtresses poutres sont du type *bow-string*, les bandes supérieures, profilées en caisson, venant rejoindre les bandes inférieures au droit des appuis, d'après un type de Schwedler.	*a*) Acier doux (*Flusseisen*). *b*) 3,400 à 4,000. *c*) 25 p. c.	Circulaire ministérielle du 5/17 janvier 1884. Train de trois locomotives à quatre essieux couplés, leurs tenders et une suite de wagons. *a*) 3,816. *b*) 4,127 à 4,923. *c*) 6,610.	650 à 775. Avec vent 950.	S. 792.31 G. 20.37 O. 127.08	5·49 0·88
	Travée de rive de 22m76 de portée	Voir ci-dessus.	Ω / —	Bande supérieure droite, inférieure courbe, système Warren.	Voir ci dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 21.65 G. 1.76 O. 6.76	0·91 0·30

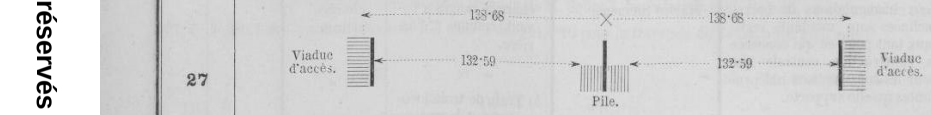
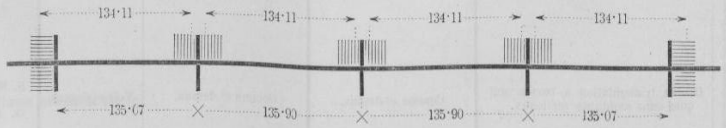
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-buissée, intermédiaire, en dessous. / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes. a) Prescriptions du *Board of Trade*. b) *N. B.* A cette époque les calculs de résistance modernes n'étaient pas usités. On expérimentait sur de petits ponts modèles construits à l'échelle pour en conclure les dimensions à admettre. c) 11t35.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
24	**Pont Britannia par-dessus le détroit de Menai (grande travée)** de la Compagnie du « London & North Western Railway », construit par Robert Stephenson pour la ligne de Chester à Holghead. Ce pont, qui constitue un monument historique dans le développement des constructions métalliques, possède les travées suivantes : La superstructure à âme pleine est continue d'une extrémité à l'autre du pont ; les piles sont maçonnées. Le tout est une sorte de tunnel métallique posé sur cinq appuis. Le total du métal investi est de 4,306 tonnes.	1847 à 1850. / 2 / Horizontale.	H 8·38 ou 1/17·3.	La construction tubulaire possède une section rectangulaire dans laquelle les bandes usuelles supérieure et inférieure sont remplacées par un système cellulaire, comprenant toute la largeur du tube. Les rails sont posés sur des longrines en bois.	a) Fer puddlé, tôles, fers plats et cornières. b) 3,086. c) Non examiné à cette époque.		942	E. 1,553·0 O. 36·8	10 82 0·26
	Travée de rive	Comme ci-dessus.	H 7·09 ou 1/10·8.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus. c) 8t33.	Voir ci-dessus.	E. 600·0 O. 19·4	8·13 0·26
	Travée moyenne théoriquement		H 7·73 ou 1/14·1.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus. c) 10t16.	Voir ci-dessus.	E. 1,076·5 O. 28·2	9·90 0·26
25 Photogr. à vol d'oiseau. 6.	**Viaduc sur le Niagara en aval des chutes (grande travée)**, construit pour le « Michigan Central Railroad », par les usines *Central Bridge Company of Buffalo*, d'après les plans de l'ingénieur Benjamin Douglas. Cet ouvrage comprend, outre deux viaducs d'accès à petites ouvertures sur les deux rives, les grandes ouvertures suivantes :  Sur les piles métalliques à quatre colonnes reposent des constructions à doubles *cantilevers* ayant chacune une longueur totale de 120m47 et ancrées au moyen de balanciers sur rive ; leur forme est rectiligne vers le haut, polygonale vers le bas ; elles comprennent chacune quinze panneaux et un panneau sur pile. Une construction centrale de 36m57 comprenant cinq panneaux est suspendue aux *cantilevers* adjacents. Au droit d'une pile, on compte une hauteur de 17m07 pour la superstructure, 40m37 pour la pile métallique, 11m58 pour le socle maçonné. La base des rails se trouve à 72m85 au-dessus du niveau des eaux. Le total des fers et aciers de la superstructure pour les trois travées est de 1,406t13 de fer, 576t97 d'acier et 57t15 de fonte de fer.	1893. / 2 / Horizontale.	Ω 17m07 ou 1/8·4 au droit des piles. 6m40 ou 1/22·4	Tous les assemblages sont à chevilles. Dans les deux constructions à *cantilevers* de 120m47 de longueur, les bandes supérieures rectilignes sont constituées par une chaîne de *eyebars*. Les bandes inférieures sont à double profil rigide. Le treillis est à double triangulation de diagonales tendues et montants verticaux comprimés. La construction centrale de 36m57 a des bandes supérieures rigides et des bandes inférieures articulées ; le treillis est à triangulation simple. Il y a deux contreventements.	a) Fer puddlé et acier moyen. b) 3,515 pour le fer et 5,625 pour l'acier. c) 15 p. c. pour le fer et 15 p. c. pour l'acier. d) 25 p. c. pour le fer, 35 p. c. pour l'acier.	a) Deux locomotives *Consolidation* de 45t35 chacune et leurs tenders de 21t87 chacun, puis un train pesant 2t98 par mètre de voie. Pour les poutres transversales et longrines, une locomotive *Eric* de 78 tonnes avec son tender. b) *N. B.* Vent à 0t100 environ par mètre courant de chaque bande ; en outre, 0t136 par mètre de train sur la bande supérieure. c) 4t50 en moyenne avec répartition variable.	703 pour le fer. 1,054 pour l'acier.	E. 382·2 S. 156·8 / 539 0 G. 15·5 O 89·4	2·67 1·10 / 3·77 0·62

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous. / Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
26	**Pont sur la Borcea à Fetesti (travée centrale)**, construit d'après le système admis pour le pont sur le Danube près Cernawoda (Roumanie), d'après les plans de M. Saligny, ingénieur en chef. Ce pont, avec son viaduc d'accès, a une longueur totale de 971 mètres dont 418m20 pour la traversée du fleuve, ainsi qu'il suit :  Sur les piles I et II repose une construction ayant 240 mètres de longueur, couvrant ainsi la portée de 140 mètres et se prolongeant au delà, de part et d'autre, d'une longueur de 50 mètres qui est celle de la console (*cantilever*). Sur les deux consoles ainsi formées reposent deux constructions indépendantes de 89m10 à forme semi-parabolique, qui s'appuient de l'autre bout sur la pile de rive. La construction centrale de 240 mètres a une forte surélévation au droit des piles. Il en résulte que la bande inférieure étant rectiligne tout le long du viaduc, la bande supérieure affecte tant soit peu un contour qui rappelle l'épure des moments de flexion dans une poutre continue sur trois travées. Le total du métal investi pour ces trois travées est de 2,727 tonnes.	1891 à 1895 1 Horizontale.	U 32m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$ au droit des piles. 17m00 ou $\frac{1}{8\cdot2}$ au milieu de la travée.	Les bandes supérieures et inférieures sont en caisson; il y a deux triangulations de barres inclinées sans montants verticaux tant pour ce qui concerne la construction centrale que pour les constructions indépendantes qu'elle supporte. Au droit des piles il y a un très fort entre-croisement transversal. D'autres entre-croisements et les deux contreventements assurent la rigidité dans le sens horizontal.	*a*) Acier doux fabriqué par le procédé Martin Siemens. *b*) 4,200 à 4,800. *c*) 21 p. c.	*a*) Train de trois locomotives et de wagons chargés rangés à l'avant comme à l'arrière. *b*) Train de trois locomotives et de wagons chargés rangés en arrière. *N. B.* Les locomotives sont à quatre essieux de 13 tonnes; les tenders sont à trois essieux de 10 tonnes; les wagons sont à deux essieux de 10 tonnes. Vent à 0t17 ou 0t27 par mètre carré. *c*) 1t7 à 4t6 suivant le panneau que l'on considère.	1,000 pour les effets des charges verticales. 1,200 en tenant compte des effets du vent. 800 pour les poutres transversales et les longrines. 700 pour les rivets.	S. 1,082·2 O. 70·0	7·73 0·50
	Travée latérale de 139m10		U 32m00 ou $\frac{1}{4\cdot4}$ 13m00 ou $\frac{1}{10\cdot7}$	Double triangulation à barres obliques sans montants verticaux.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 822·4 O. 69·5	5·90 0·50
	Construction indépendante de la travée latérale		U 19m00 ou $\frac{1}{6\cdot9}$	Semi-parabolique; du reste, voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 430·0 O. 44·5	4·84 0·50
	Travée moyenne théoriquement : 418m2 : 3		U 22m5 ou $\frac{1}{6\cdot2}$	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 909·0 O. 69·7	6·52 0·50

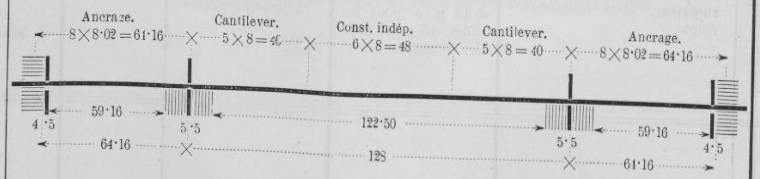
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus. / entre-baissée. / intermédiaire. / en dessous.)	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c — permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
			Hauteur des poutres.		Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes
27	**Viaduc de Saltash sur le fleuve Tamar (grande travée)** de la Compagnie du « Great Western Railway », construit par Brunel. Cet ouvrage se compose de dix-sept ouvertures de 21m18 sur les viaducs d'accès et de deux grandes ouvertures comme suit :  Les piles sont entièrement maçonnées. La construction métallique est de forme lenticulaire (à ventre de poisson). Contrairement à ce qui avait été construit à Conway et au détroit de Menai, il y a deux maîtresses poutres distinctes armées chacune d'une bande supérieure tubulaire et d'une bande inférieure en forme de chaîne tendue, ces bandes étant reliées par un treillis à grandes mailles. Ce pont constitue un monument historique, représentant (avec ceux de Chepstow 1852, Windsor 1849) le système des grandes mailles.	1858 à 1859. / 1 / 0 658 p.	U	Maîtresses poutres lenticulaires à bandes supérieures tubulaires avec section en profil elliptique. La bande inférieure courbe est reliée à la bande supérieure par une double triangulation de barres inclinées. La voie posée sur longrines de bois est supportée par deux poutres continues suspendues aux maîtresses poutres.	*a*) Fer puddlé. *b*) 3,150 pour la tension et 2, 20 pour la compression. *c*) Non examiné à cette époque.	*a*) } Prescriptions du *Board of Trade*, *b*) } 3t14 par mètre courant. *c*) 7t16.		E. 945·0 O. 47·2	6·82 0·34
28 Photogr. 18, 19	**Pont sur le Missouri, près Bellefontaine (grande travée)**, construit pour la « Chicago, Burlington & Quincy R. R. Company », par les usines de la *New Jersey Steel & Iron Company*, d'après les plans du *consulting engineer* George S. Morison. Ce viaduc se développe sur une longueur totale de 802 mètres dont environ 260 mètres pour les viaducs d'accès (*trestle works*) du côté de l'Illinois et 542 mètres pour le viaduc principal au-dessus du fleuve. Ce dernier se compose de quatre travées indépendantes disposées comme suit :  Les quatre constructions reposent librement sur les appuis. Les maîtresses poutres sont de forme trapézoïdale, les bandes étant rectilignes et les montants sur les appuis étant inclinés. Chacune d'elles est divisée en huit grands panneaux de 55 pieds = 16m764; chacun de ceux-ci est subdivisé en deux panneaux de 27 pieds 6 pouces = 8m382. Il y a treize piles pour les viaducs d'accès, cinq piles pour le viaduc principal; ces dernières s'élèvent à 30 mètres au-dessus des eaux moyennes. Le total du métal investi dans le viaduc principal est de 4,990 tonnes.	1892 à 1893. / 2 / Horizontale.	U	Les poutres droites sont à forme trapézoïdale avec des montants inclinés sur les appuis. Le treillis est constitué par une triangulation simple de barres verticales comprimées et de barres inclinées tendues. Les huit panneaux ayant chacun 55 pouces = 16m76 dans les deux sens sont subdivisés par moitié en partant du milieu des diagonales. Les assemblages des bandes et du treillis sont à chevilles (*pin connected*). Les bandes supérieures sont en caisson; les bandes inférieures sont en T. Il y a deux contreventements.	*a*) Acier doux fabriqué au four à réverbère (*open hearth process*). *b*) Limite de rupture = 4,640 et limite élastique = 2,320. *c*) 22 p. c. mesurés sur des éprouvettes de 20.3 centimètres de longueur. *d*) 44 p. c.	*a*) { Pr les maîtresses poutres, 4t464; pour les poutres transversales, 8t593; pr les longerons, 11t458. *b*) { *N. B.* La pression du vent a été admise être de 0t446 par mètre courant de bande supérieure et 0t893 par mètre courant de bande inférieure. *c*) 5t21.	1,406 pour le poids mort. 703 pour la surcharge.	S. 636·3 O. 67·0	4·74 0·50

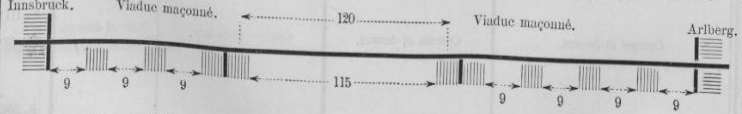
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. — Voie (U en dessus, I entre-baissée, M intermédiaire, D en dessous.) / Hauteur des poutres.	POUTRES ET TABLIER. — Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. — a = espèce. b = limite de rupture c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. — Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres (mobiles). c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. — Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. — En tout. / Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes. / Tonnes.
29	**Pont sur le Wahal, près Nimègue (grande travée)**, construit pour les chemins de fer de l'État hollandais. Outre les trois grandes travées, il y en a cinq à 55^m7. La longueur totale du viaduc est de 682^m4. La voie est à 14^m76 au-dessus des eaux moyennes. Toutes les constructions reposent librement sur les appuis. Les trois grandes travées sont du type semi-parabolique, les autres travées sont à poutres droites.	1878 / 2 / Horizontale.	U / 22^m18 ou $\frac{1}{5\cdot9}$ vers le milieu.	Bandes en caisson. Treillis à deux triangulations de barres inclinées tendues et verticales comprimées. Entre-croisement supérieur. Deux contreventements.	*a*) Fer puddlé. *b*) 3,600. *c*) 8 p. c. pour les tôles et les cornières. *d*) 13 p. c. pour les tôles, 16 p. c. pour les cornières.	*a*) Cinq locomotives pesant chacune 53 tonnes sur 13^m5 de longueur et wagons pesant chacun 18 tonnes sur 6 mètres de longueur. *b*) *c*) 4^t74.	700	E. 559·3 / G. 7·7 / O. 56·6 — 4·30 / 0·44
30	**Nouveau pont sur la Vistule, près Dirschau (grande travée)**, construit pour les chemins de fer de l'État de Prusse, direction Bromberg. Ce pont comprend six grandes travées comme suit : Les maîtresses poutres de forme lenticulaire (à ventre de poisson) rappellent celles du viaduc de Saltash ; aux nœuds des bandes inférieures courbes, espacés de 7 en 7 mètres, se trouvent suspendues les poutres transversales qui portent les longerons, les fers Zorès et la voie. Le total du métal investi est de 6,607 tonnes.	1888 à 1892. / 2 / Horizontale.	U / 18^m00 ou $\frac{1}{7\cdot2}$.	Les deux bandes courbes ont une section en double croix qui assure leur rigidité. Elles sont reliées par une double triangulation symétrique de barres inclinées dont les nœuds divisent la travée en dix-neuf panneaux ; ceux de rive sont de 5 mètres, tous les autres sont de 7 mètres de largeur. Il y a deux contreventements, dont celui du bas, complété pour les longerons de la voie.	*a*) Fer puddlé. Certaines pièces, comme par exemple les traverses métalliques, sont en acier doux.	*a*) *b*) 3 tonnes. *c*) 5 tonnes.	1,000 pour le fer puddlé. 1,200 pour l'acier. Y compris les effets du vent.	E. 550·0 — 4·26 / O. 58·1 — 0·45

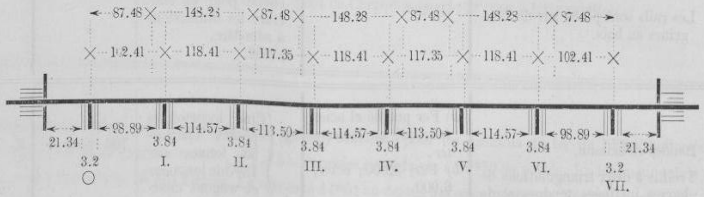
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction.	POUTRES ET TABLIER. Voie (en dessus, à contre-baissée, intermédiaire, en dessous.)	POUTRES ET TABLIER. Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandés, b = barres } mobiles. c = permanente.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. Par mètre.
		Nombre de voies.	Hauteur des poutres.						
		Pente.							
					Kilogr. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes.
31	**Pont par-dessus le bras nord du fleuve St. Lawrence, près Cornwall, Ontario, Canada (grande travée)**, construit pour la « New York & Ottawa Company », par l'entreprise *Phœnix Bridge Company*, d'après les plans de ses propres ingénieurs. Ce pont comprend, en outre des viaducs d'accès, les grandes travées à *cantilever* suivantes :  Sur chacune des deux piles repose, en guise de fléau de balance, une construction de 104m16 de longueur, ayant un cantilever de 40 mètres et un bras d'ancrage de 64m16. Sur les deux *cantilevers* de la grande travée repose une construction indépendante de 48 mètres. La grande travée est divisée en seize demi-panneaux de 8 mètres; chaque travée d'ancrage renferme huit demi-panneaux de 8m02. Les bandes inférieures sont rectilignes; les bandes supérieures sont polygonales et de hauteur constante seulement dans la construction centrale. La voie passe à 20 mètres au-dessus du niveau des eaux moyennes.	1897 à 1899.	U	Les bandes supérieures sont à *eyebars* près des piles et à caisson sur tout le reste de leur développement. Les bandes inférieures sont rigides sur toute leur longueur; leur section variable affecte la forme de poutres jumelles. Tous les assemblages sont à chevilles (*pin connected*). Le treillis est à triangulation simple, dédoublée par un système de montants intermédiaires et de croisillons secondaires. Les montants principaux sont rigides, les montants intermédiaires et les diagonales le sont en partie. Il y a deux contreventements.	*a*) Acier moyen. *b*) 4,500 ± 280. *c*) 22 p. c. *d*) 40 p. c.	*a*) 5t95 ou un train de deux locomotives *Consolidation* à 71t4 et deux tenders à 41t3. *b*) 880 pour la tension. *c*) Pour les *cantilevers*, 5t21; pour la construction centrale, 2t98.	Avec surplus d'aboutement pour la compression.	S. 501·2 O. 76·8	3·88 0·60
		1	1/20 ou 1/6·5 au droit des piles.						
		Horizontale.	1/14 ou 1/14 au milieu.						
	Travée de rive (bras d'ancrage)		U Variable.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 302·8 O. 38·5	4·72 0·60
	Construction indépendante centrale	Voir ci dessus.	U 1/14 ou 1/5·2.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 111·1 O. 28·8	2·32 0·60
	Travée théorique moyenne : (64m16 + 128 + 64m16) : 3		U ...	Comme ci-dessus.	Comme ci dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	S. 368·7 O. 51·3	4·32 0·60

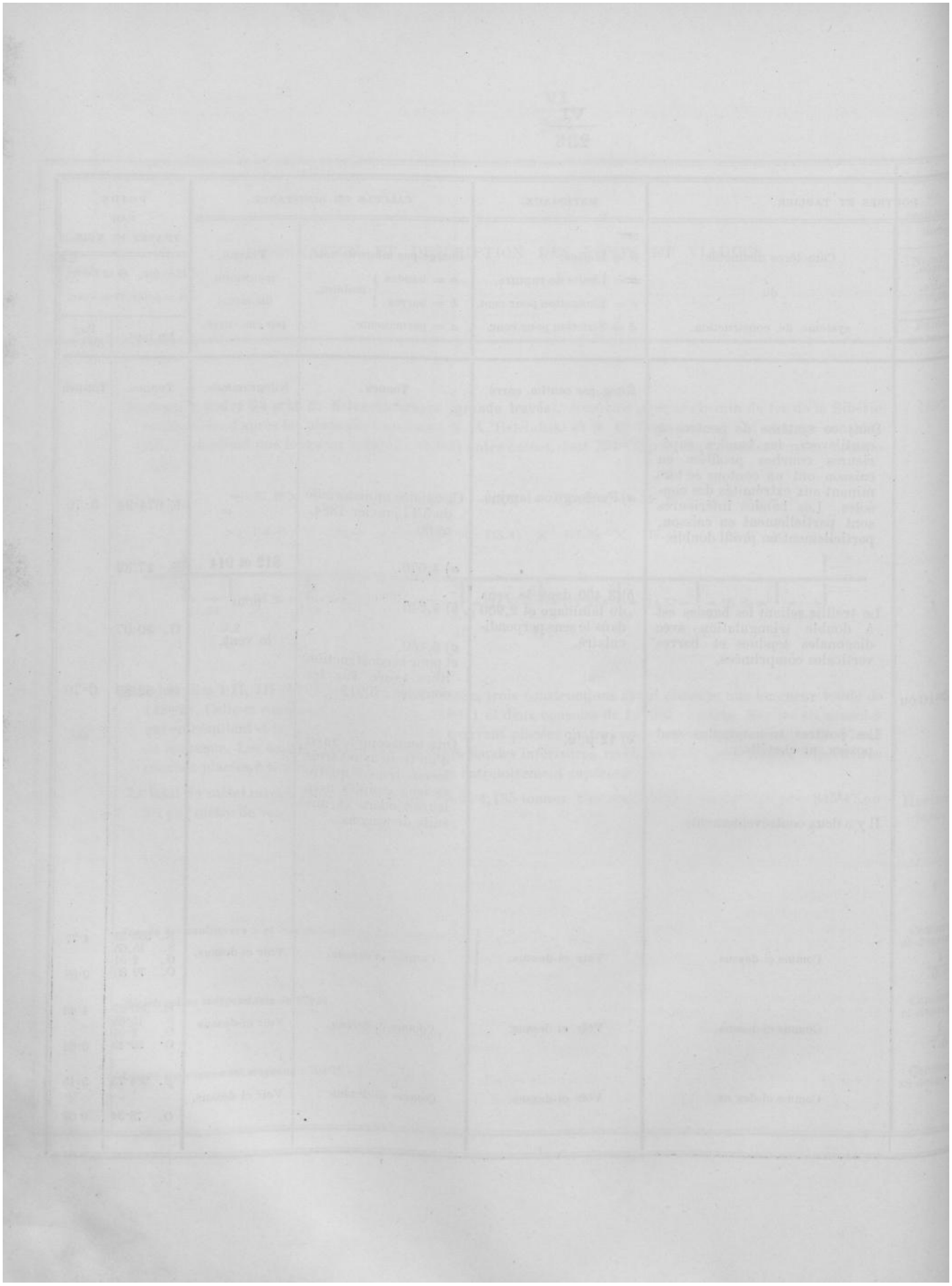
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie (O en dessus, I contre-baissée, II intermédiaire, U en dessous.) / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = espèce. b = limite de rupture. c = élongation pour cent. d = striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres (mobiles), c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes	Tonnes.	Tonnes
32	**Pont sur la Conway River (grande travée)**, de la Compagnie du « London & North Western Railway », construit par Robert Stephenson, pour la ligne de Chester à Holyhead. Ce pont, dont la construction a précédé un peu celle du célèbre pont « Britannia », est réellement le premier pont métallique à grande ouverture qui ait été construit dans le monde entier. On ne connaissait jusqu'à cette époque que les poutres à âme pleine de portée modeste avec bandes à cornières et plates-bandes. Le pont de Conway démontra en réalité la possibilité pratique des grandes travées métalliques. Toutefois, ce système de construction en tube de fer fut remplacé bientôt (Brunel, pont de Chepstow 1852) par ceux à triangulation.	1847. / 2 / Horizontale.	II / $\frac{7^m17}{17\cdot5}$ ou $\frac{1}{17\cdot5}$.	La construction tubulaire rectiligne possède une section rectangulaire, dans laquelle les bandes usuelles supérieure et inférieure sont remplacées par un système cellulaire comprenant toute la largeur du tube. Les rails sont posés sur des longrines en bois.	*a*) Fer puddlé. *b*) 3,086. *c*) Non examiné à cette époque.	*a*) Prescriptions du *Board of Trade*. *N. B.* A cette époque les calculs de résistance modernes n'étaient pas usités. On expérimentait sur de petits ponts modèles construits à l'échelle pour en conclure les dimensions à admettre. *c*) 852.	976	E. 1,037·5 O. 31·4	8·26 0·26
33	**Pont sur le Wahal près Bommel (grande travée)**, construit pour les chemins de fer de l'État hollandais. Outre les trois grandes travées, il y a huit travées secondaires à 59^m50 de portée. La longueur totale du viaduc est de plus de 864 mètres. La voie est à 14^m51 au-dessus des eaux moyennes. Toutes les constructions sont indépendantes, c'est-à-dire reposent librement sur les appuis. Les trois grandes travées sont de type semi-parabolique, les travées secondaires sont construites en poutres droites. Le total du métal investi dans les onze travées est de **Travée secondaire**	1867 à 1869. / 1 / Horizontale. / Comme ci-dessus.	U / $\frac{13^m40}{9\cdot2}$ ou $\frac{1}{9\cdot2}$ au milieu et $\frac{19^m32}{12\cdot0}$ ou $\frac{1}{12\cdot0}$ aux appuis. U / $\frac{7^m26}{8\cdot2}$ ou $\frac{1}{8\cdot2}$.	Bandes en caisson. Treillis à deux triangulations de barres inclinées tendues et de barres verticales comprimées. Entre-croisement transversal vers le haut. Deux contreventements. Bandes droites et, pour le reste, comme ci-dessus.	*a*) Fer puddlé et acier fabriqué au *converter*. *b*) Fer, 3,600; acier, 6,000. *c*) Fer, 8 p. c., pour tôles et cornières; acier, 17 p. c. pour tôles et cornières. *d*) Fer, tôles, 13 p. c.; cornières, 16 p. c.; acier, 25 p. c. Comme ci-dessus.	*a*) Cinq locomotives pesant chacune 53 tonnes sur 13^m5 de longueur et wagons chargés pesant chacun 18 tonnes sur 6 mètres de longueur. *b*) *c*) 6·55. Comme ci-dessus. *c*) 2·95.	700 pour le fer. 1,000 pour l'acier. Voir ci-dessus.	E. 719·5 S. 43·7 763·2 G. 12·7 O. 50·9 E. 151·1 G. 5·31 O. 24·5	5·79 0·35 6·14 0·41 2·54 0·41
34 Photogr. 20.	**Viaduc par-dessus la gorge de Trisana (grande travée)**, construit pour le chemin de fer de l'Arlberg reliant Innsbruck à la Suisse, par les usines de la *Oesterreichisch alpine Montangesellschaft*, d'après les plans de la direction des travaux. Cet ouvrage se compose d'une grande travée métallique et de deux viaducs d'accès maçonnés, comme suit :  La construction métallique possède des bandes inférieures rectilignes et des bandes supérieures paraboliques. Les rails se trouvent situés à plus de 80 mètres au-dessus du fond de la vallée. Les viaducs maçonnés à trois et quatre ouvertures de 9 mètres ont des piles relativement élevées, construites en moellons smillés. Le total des fers et aciers investis dans la grande travée métallique est de 4846.	1884. / 1 / 25 8 °/₀	U / $\frac{15^m50}{7\cdot7}$ ou $\frac{1}{7\cdot7}$.	Les bandes paraboliques supérieures sont en caisson; les bandes rectilignes inférieures sont en double profil. Le treillis se compose de deux triangulations à barres inclinées tendues et barres verticales comprimées. Vers le milieu de la travée, il y a des croisillons à effet contraire. Il y a des entre-croisements supérieurs au droit de chaque montant et deux contreventements entre les bandes.	*a*) Fer puddlé de Styrie. *b*) . . 3,800 *c*) 15 p. c. demandés et 20 p. c. fournis par les usines.	*a*) . . 3·8 *b*) . . 4·0 *c*) . . 4·25	778 calculés pour le train le plus lourd à deux locomotives.	E. 465·3 S. 19·3 O. 60·0	3·88 0·50

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION ET DESCRIPTION DES PONTS ET VIADUCS.	Époque de construction. / Nombre de voies. / Pente.	POUTRES ET TABLIER. Voie en dessus, contre-baissée, intermédiaire, en dessous. / Hauteur des poutres.	Caractères distinctifs du système de construction.	MATÉRIAUX. a = Espèce. b = Limite de rupture. c = Élongation pour cent. d = Striction pour cent.	CALCULS DE RÉSISTANCE. Charge par mètre de voie. a = bandes, b = barres } mobiles. c = permanente.	Travail maximum du métal par cm. carré.	POIDS PAR TRAVÉE ET VOIE. E = fer, G = fonte, S = acier, O = voie. En tout.	Par mètre.
					Kilog. par centim. carré.	Tonnes.	Kilogrammes.	Tonnes.	Tonnes
35	**Pont sur le fleuve Ob près de Krivochtchokovo (grande travée)**, construit pour le chemin de fer de la Sibérie occidentale, d'après les plans des ingénieurs N. A. Belelubski et N. B. Boguslawski. Cet ouvrage considérable comprend une longueur totale de 840m31 entre culées, dont 794m75 pour sept grandes travées, comme suit :  Sur les piles I II, III IV, V VI se trouvent placées trois constructions ayant chacune une longueur totale de 148m28. Celle-ci comprend une portée de 118m41 et deux consoles de 14m935 chacune. Sur les six consoles qui en résultent et les piles de rive O, VII se trouvent placées quatre constructions indépendantes de 87m48 de longueur. Les maîtresses poutres ont leurs bandes inférieures rectilignes et leurs bandes supérieures courbes placées à hauteur convenable pour un entretoisement supérieur. Le total du métal investi dans tout l'ouvrage est de 4,135 tonnes. Une construction de 148m28 pèse 845t47 ou 5t7 par mètre de voie.	1897 / 1 / Horizontale.	U au milieu 13m10 ou $\frac{1}{9.0}$.	Dans ce système de poutres à cantilevers, les bandes supérieures courbes profilées en caisson ont un contour se terminant aux extrémités des consoles. Les bandes inférieures sont partiellement en caisson, partiellement en profil double. Le treillis reliant les bandes est à double triangulation avec diagonales tendues et barres verticales comprimées. Les poutres transversales sont posées sur chevilles. Il y a deux contreventements.	*a*) Fer forgé ou laminé. *b*) 3,400 dans le sens du laminage et 2,900 dans le sens perpendiculaire. *c*) 12 p. c.	Circulaire ministérielle du 5/17 janvier 1884, n° 60. *a*) 4,676. *b*) 4,246. *c*) 6,450, et pour la construction libre posée sur les consoles : 5,912. On a tenu compte aussi d'un train ayant trois locomotives à quatre essieux couplés avec leurs tenders et une suite de wagons.	812 et 914 pour le vent.	E. 674·94 S. 27.32 G. 30·07 O. 82.89	5 70 0·70
	Travée à « cantilevers » et construction indépendante.	Comme ci-dessus.	U 75m10 ou $\frac{1}{7.0}$.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	E. 550·53 S. 15.65 G. 2·01 O. 79 80	4·77 0·68
	Construction indépendante de 87m48.	Comme ci-dessus.	U 13m10 ou $\frac{1}{6.7}$.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci-dessus.	E. 389·27 S. 15·65 G. 2·01 O. 59·49	4·43 0·68
	Travée théoriquement moyenne : 794·75 : 7	Comme ci dessus.	—	Comme ci-des us.	Voir ci-dessus.	Comme ci-dessus.	Voir ci dessus.	E. 584·78 O. 78·34	5·15 0 69

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI
237

4° RECUEIL

DE VUES PHOTOGRAPHIQUES

CONCERNANT

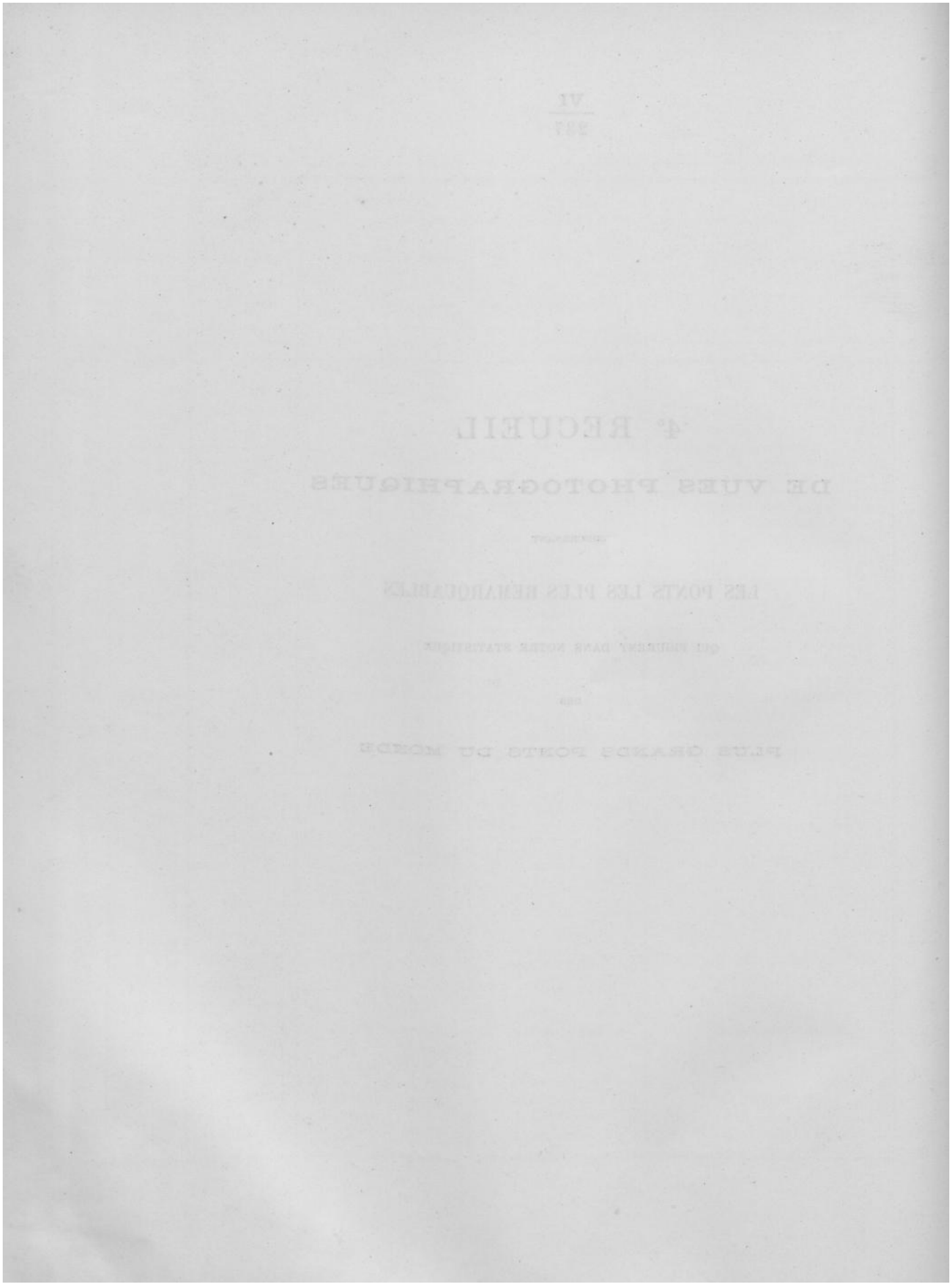
LES PONTS LES PLUS REMARQUABLES

QUI FIGURENT DANS NOTRE STATISTIQUE

DES

PLUS GRANDS PONTS DU MONDE

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1. *Viaduc sur le Firth of Forth près d'Édimbourg.*

Portée = 521m2, la plus grande du monde.

North Queensferry,
rive du côté nord.

Inch Garvie Castle
and island.

S. Queensferry
rive du côté d'Édimbourg.

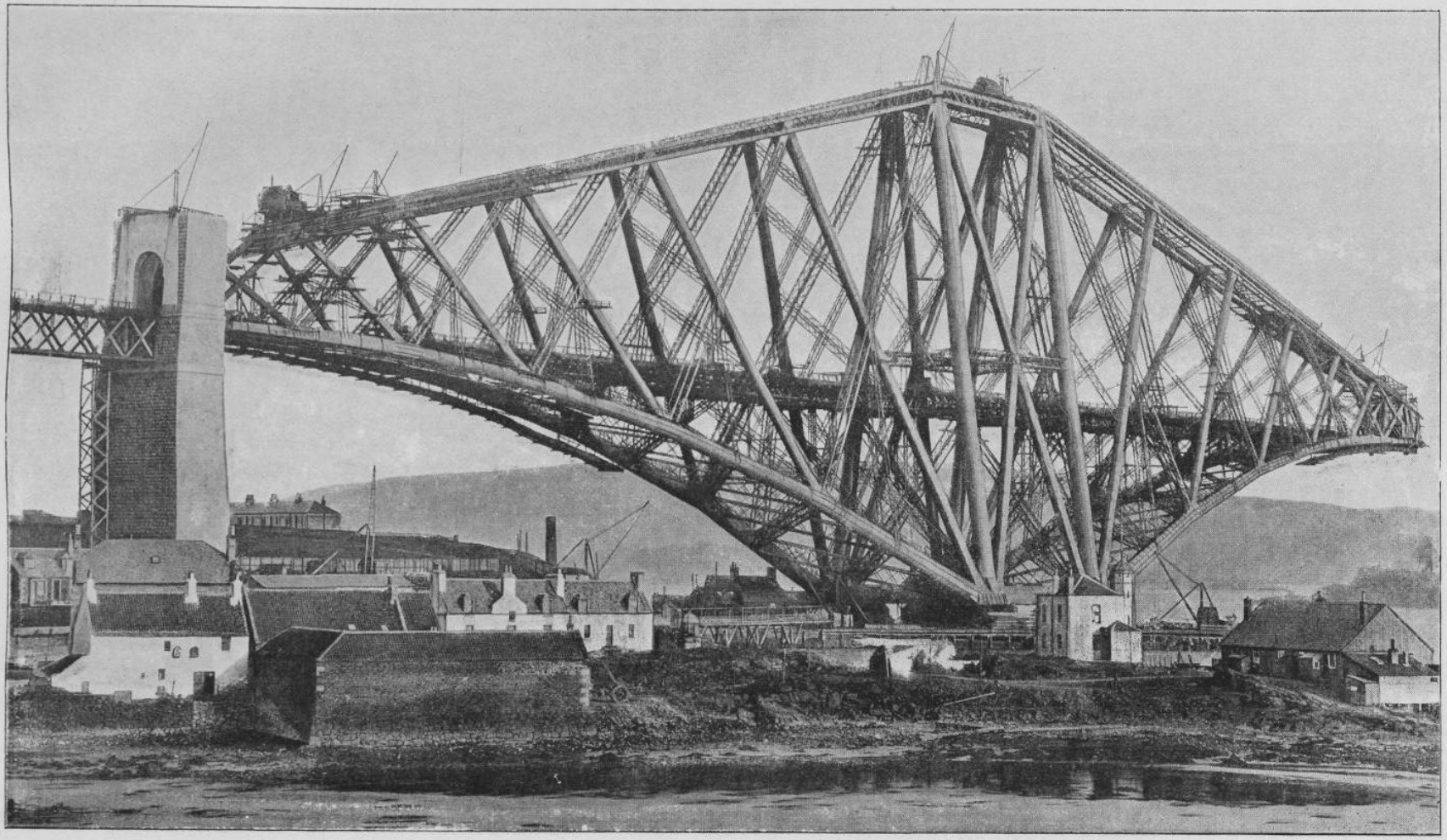
Vue perspective prise du côté du bourg South Queensferry en face de la pile du Sud.

Construit de 1882 à 1890 pour relier le « Great Northern Railway » avec le nord de l'Écosse, d'après les projets et sous la direction des ingénieurs : Sir John Fowler et Sir Benjamin Baker, par l'entreprise Arrol, Tancred et Falkineer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2. Viaduc sur le Firth of Forth près d'Édimbourg.

Montage de la tour de Fife et des *cantilevers*, au moment où ceux-ci étant à peu près terminés, on commence le montage de la travée indépendante centrale.



Vue perspective prise sur la rive de North Queensferry (Fifeshire).

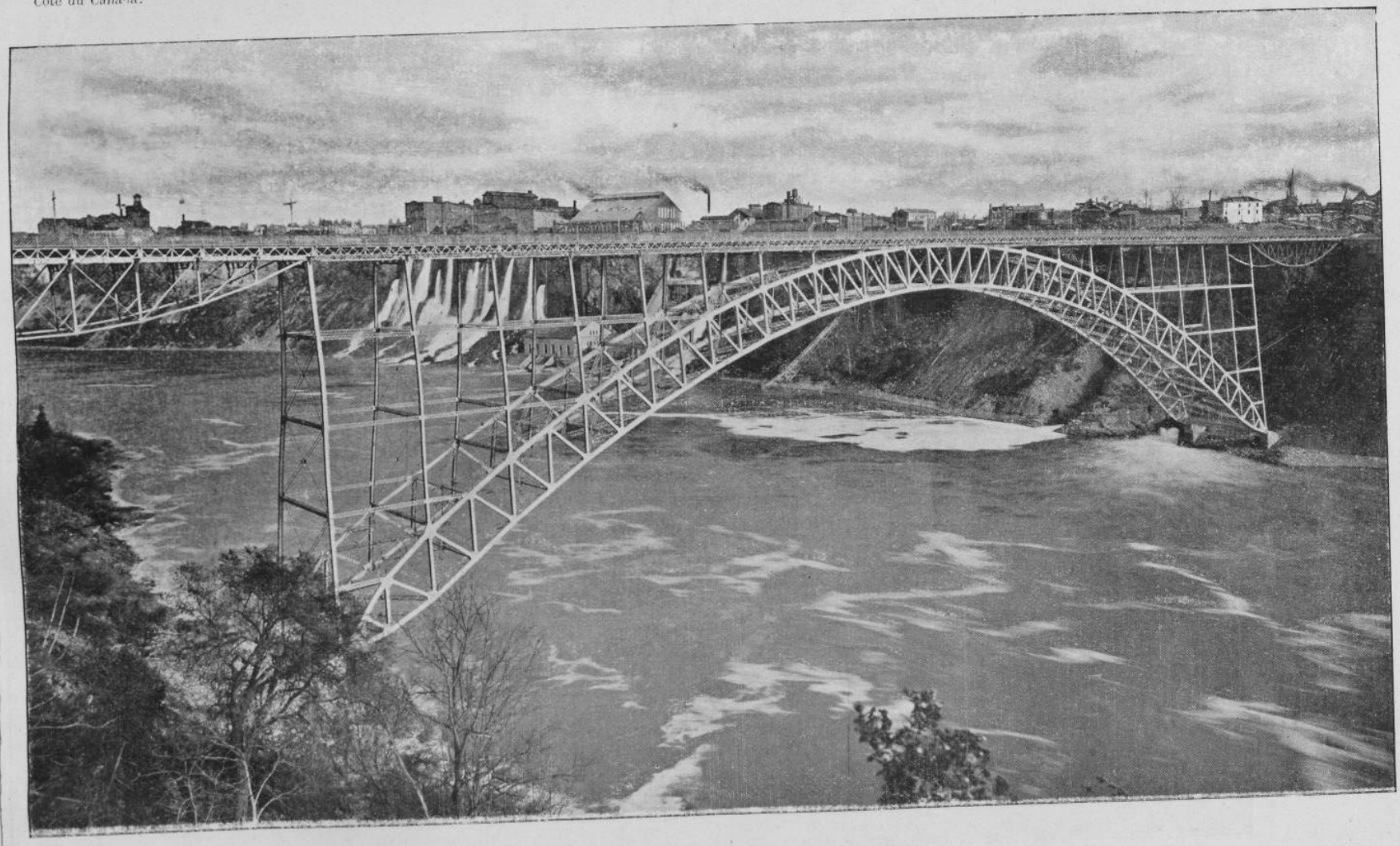
Construit sous la direction des ingénieurs : Sir John Fowler et Sir Benjamin Baker, par les entrepreneurs Arrol, Tancred et Falkineer

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

3. Pont par-dessus le fleuve Niagara.

Portée = 256m 1; hauteur = 56m 8. Construit de 1895 à 1898 par les *Pencoyd Iron Works*, Philadelphia.

Côté du Canada. Côté des Etats-Unis.

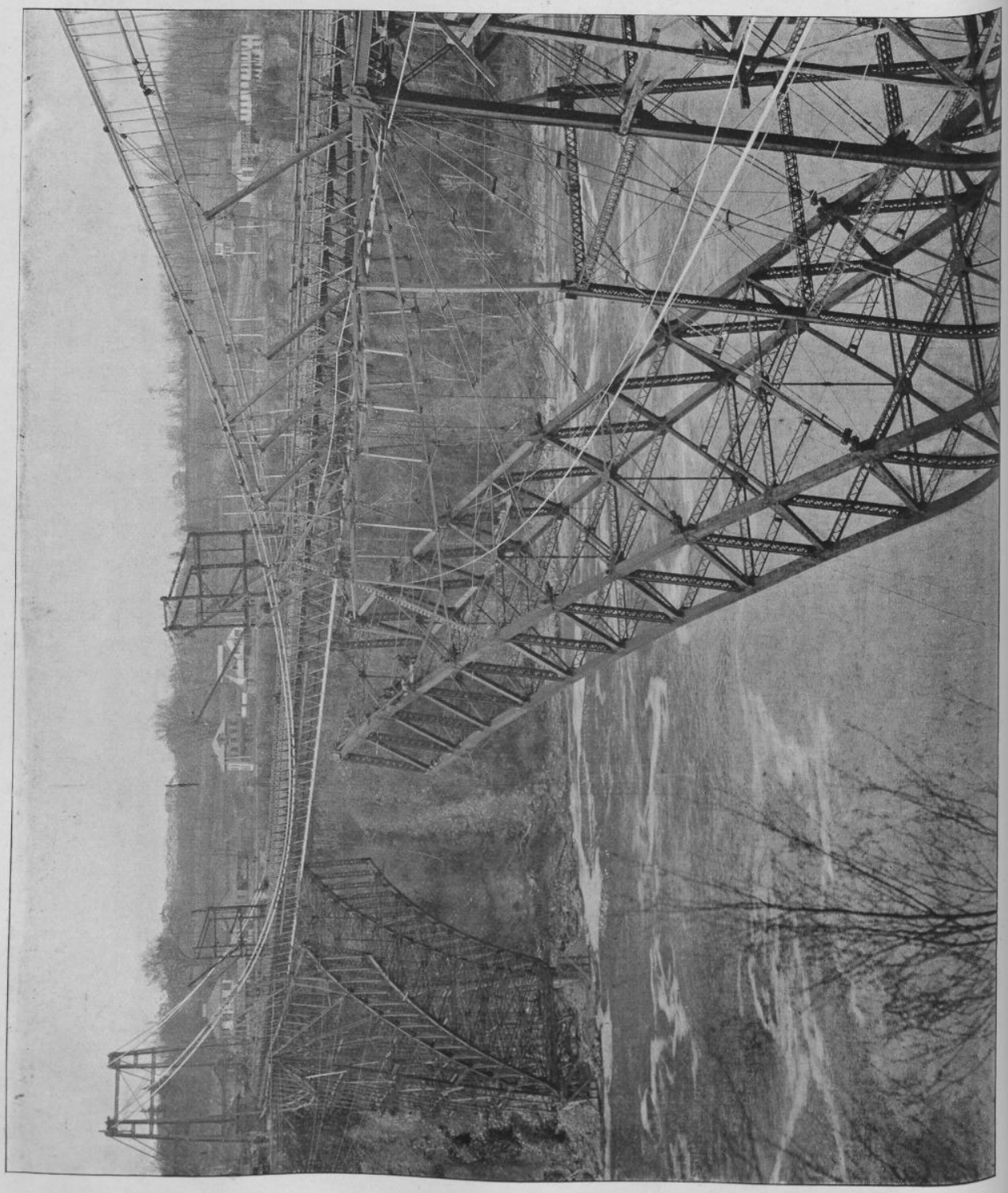


Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

4. Pont par-dessus le fleuve Niagara.

Portée = 256m1 ; hauteur = 56m8.

Construit par les *Pencoyd Iron Works* à Philadelphia, d'après les plans du Consulting Er L. L. Buck.

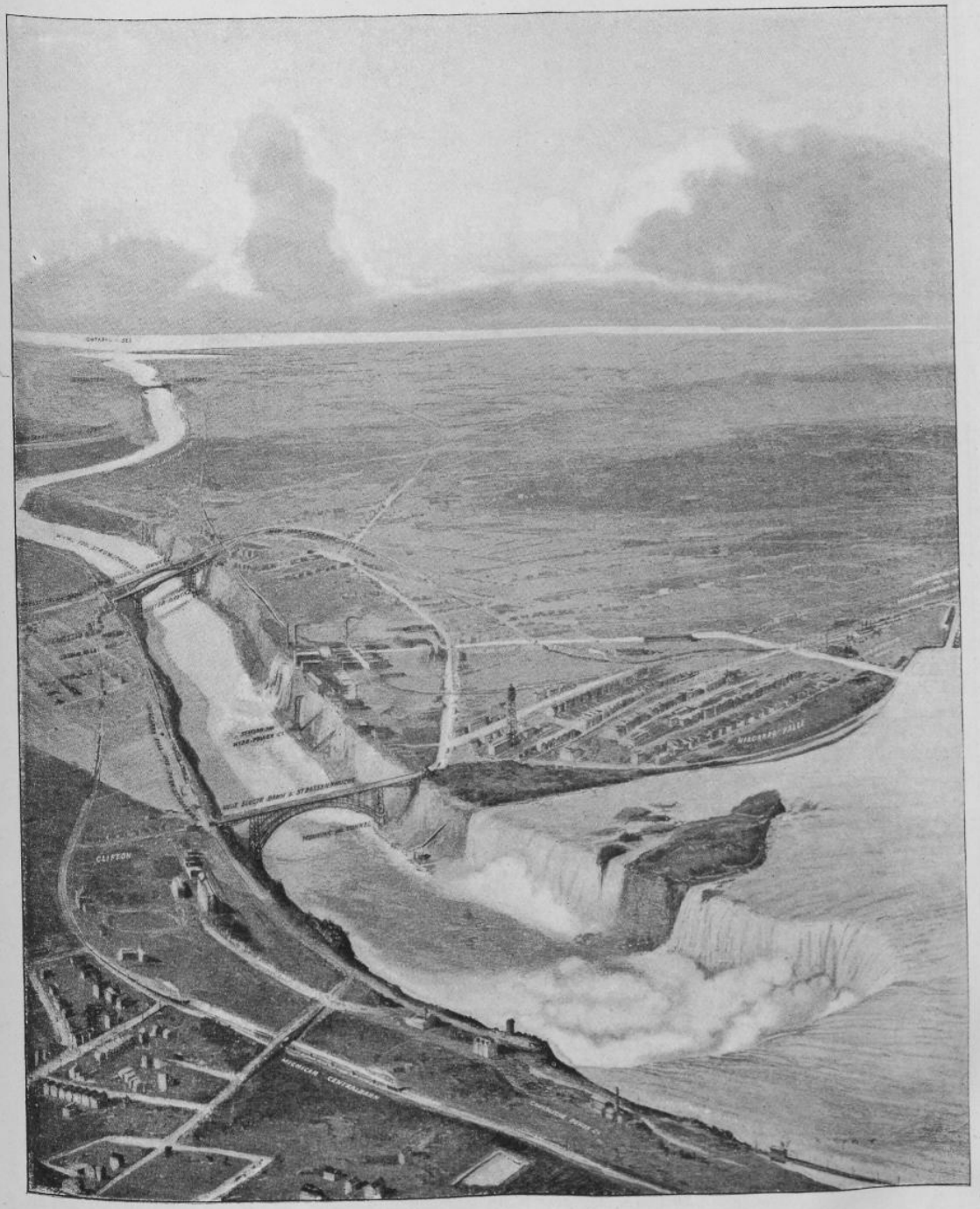


Vue perspective du montage effectué de 1895 à 1898 en utilisant l'ancien pont suspendu.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

5. Vue à vol d'oiseau

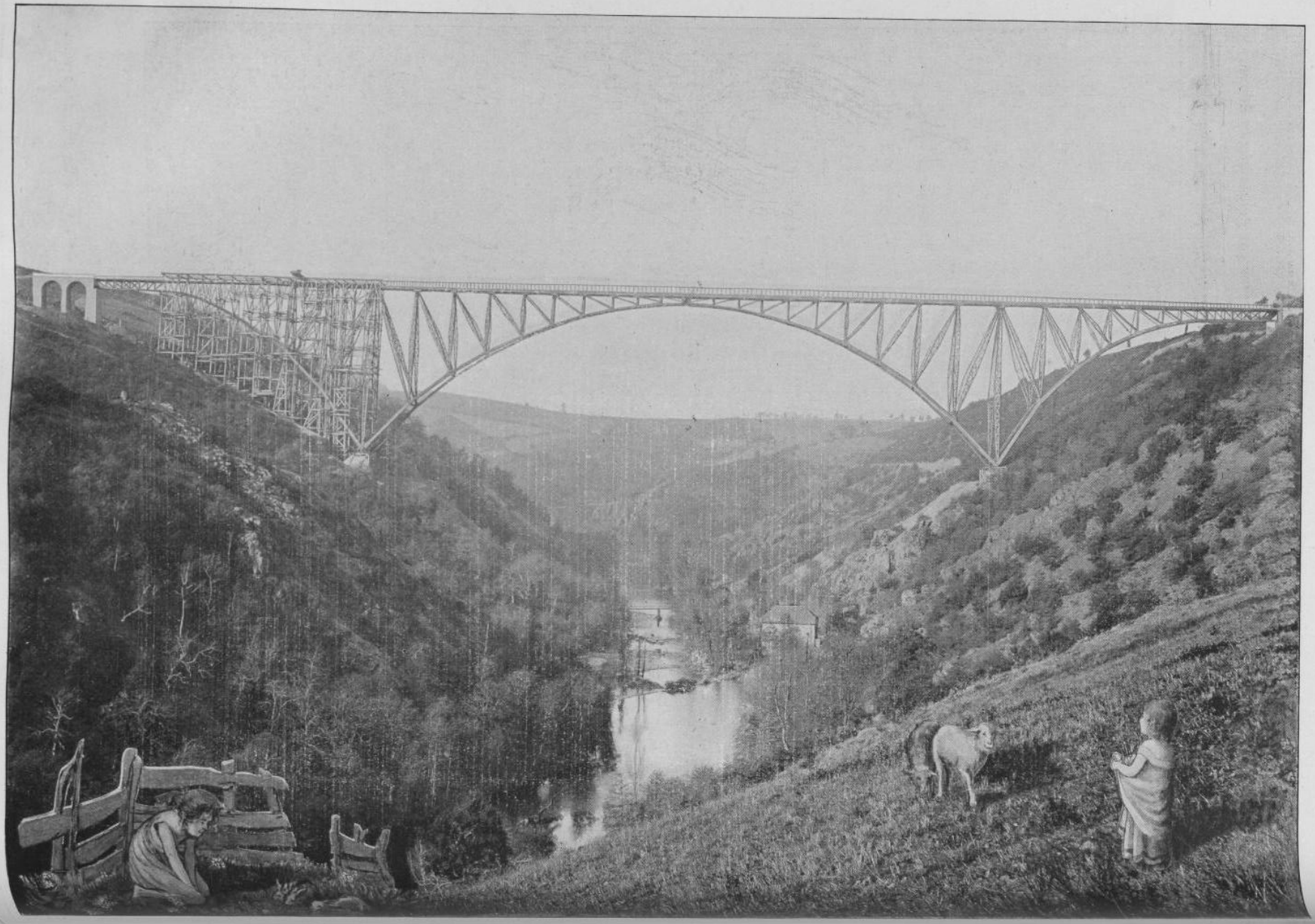
des célèbres chutes du Niagara et des trois ponts de chemin de fer construits sur le fleuve vers l'aval.



1° Pont avec arc de 256m1. *Pencoyd Iron Works*, Ingen. L. L. Buck, deux tramways.
2° Pont à *cantilevers* avec travée de 143m15. Deux voies du « Michigan Central Railroad ».
3° Pont avec arc de 167m64. *Pensyl. Steel Company*, Ing. L. L. Buck, deux voies de fer, deux voies de terre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

6. Viaduc sur le Viaur (Carmaux-Rodez) Portée = 220 mètres; hauteur = 111m8. Société de construction des Batignolles.



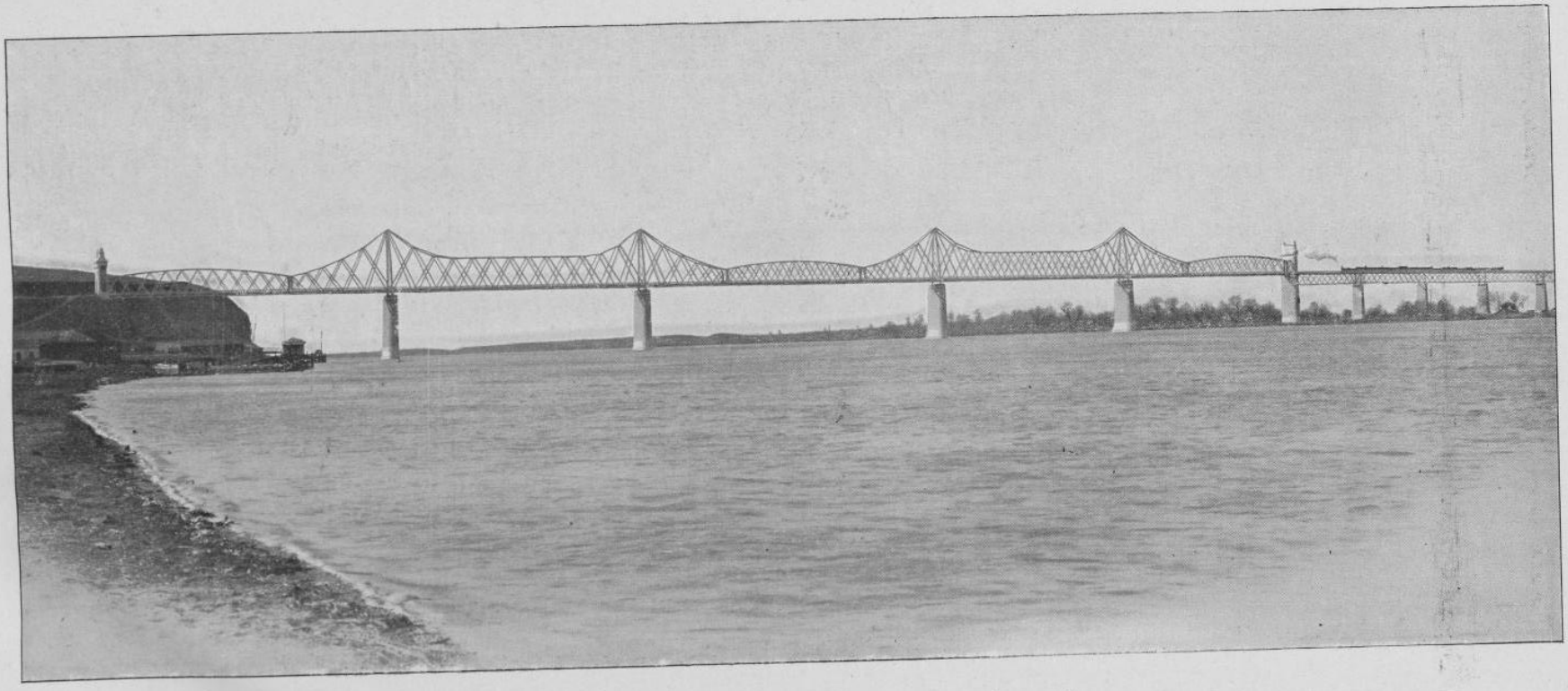
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

7. *Viaduc sur le Danube, près Cernawoda*

sur la ligne de Fetesti à Cernawoda (Roumanie).

Portée = 190 mètres; hauteur au-dessus des hautes eaux = 30 mètres. Longueur totale = 1,663m33.

Falaises de Cernawoda. Grande travée. Vers la rive de Fetesti.



Vue perspective prise du côté d'aval des falaises de Cernawoda.

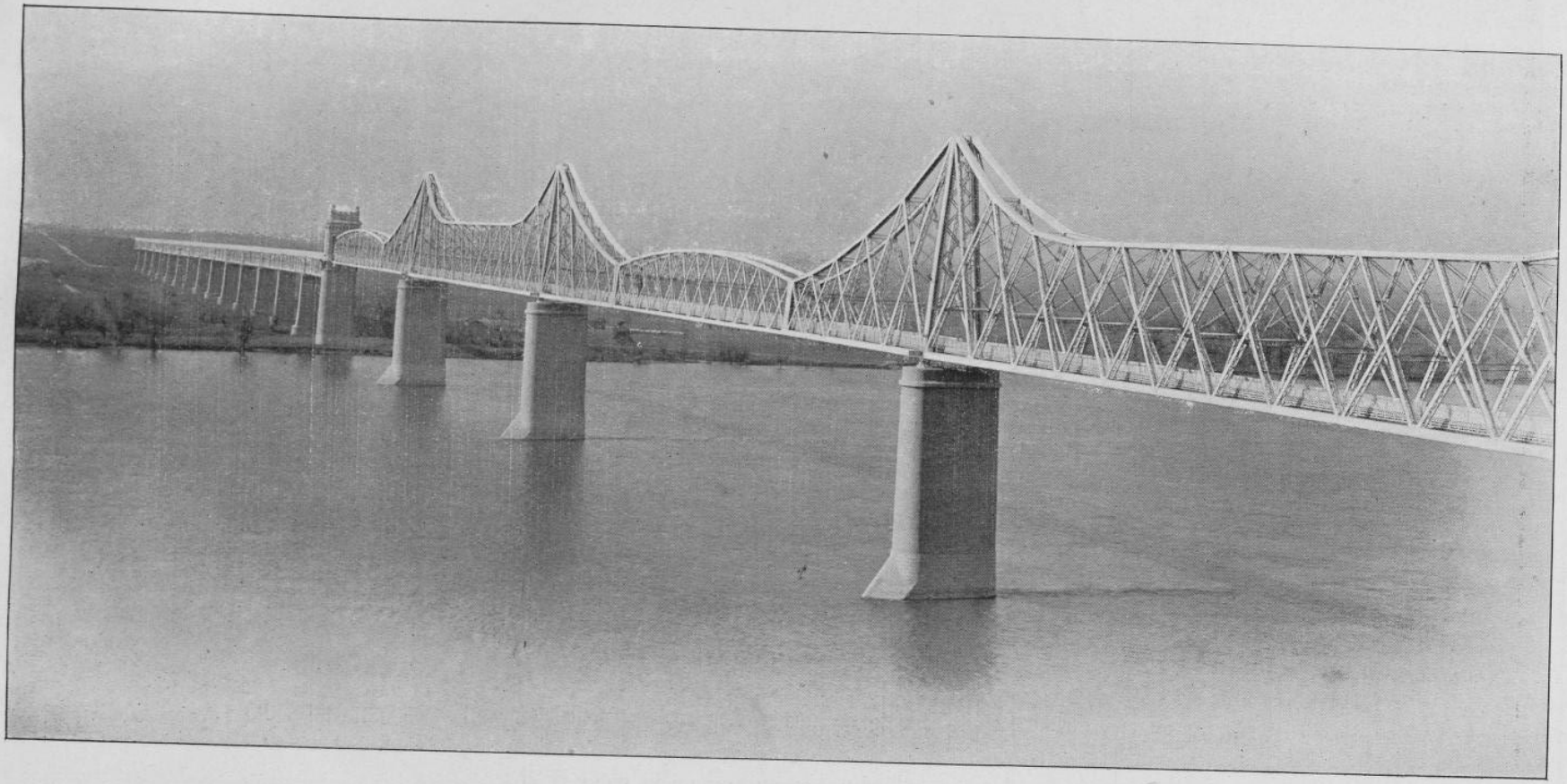
Construit de 1890 à 1895 pour relier directement la Roumanie avec les côtes de la mer Noire, conformément aux études de l'inspecteur général Yorceanu et d'après les plans de l'ingénieur en chef de Saligny.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

8. Viaduc sur le Danube près Cernawoda.

sur la ligne de Fetesti à Cernawoda (Roumanie).

Portée = 190 mètres; hauteur au-dessus des hautes eaux = 30 mètres. Longueur totale = 1,663m33.



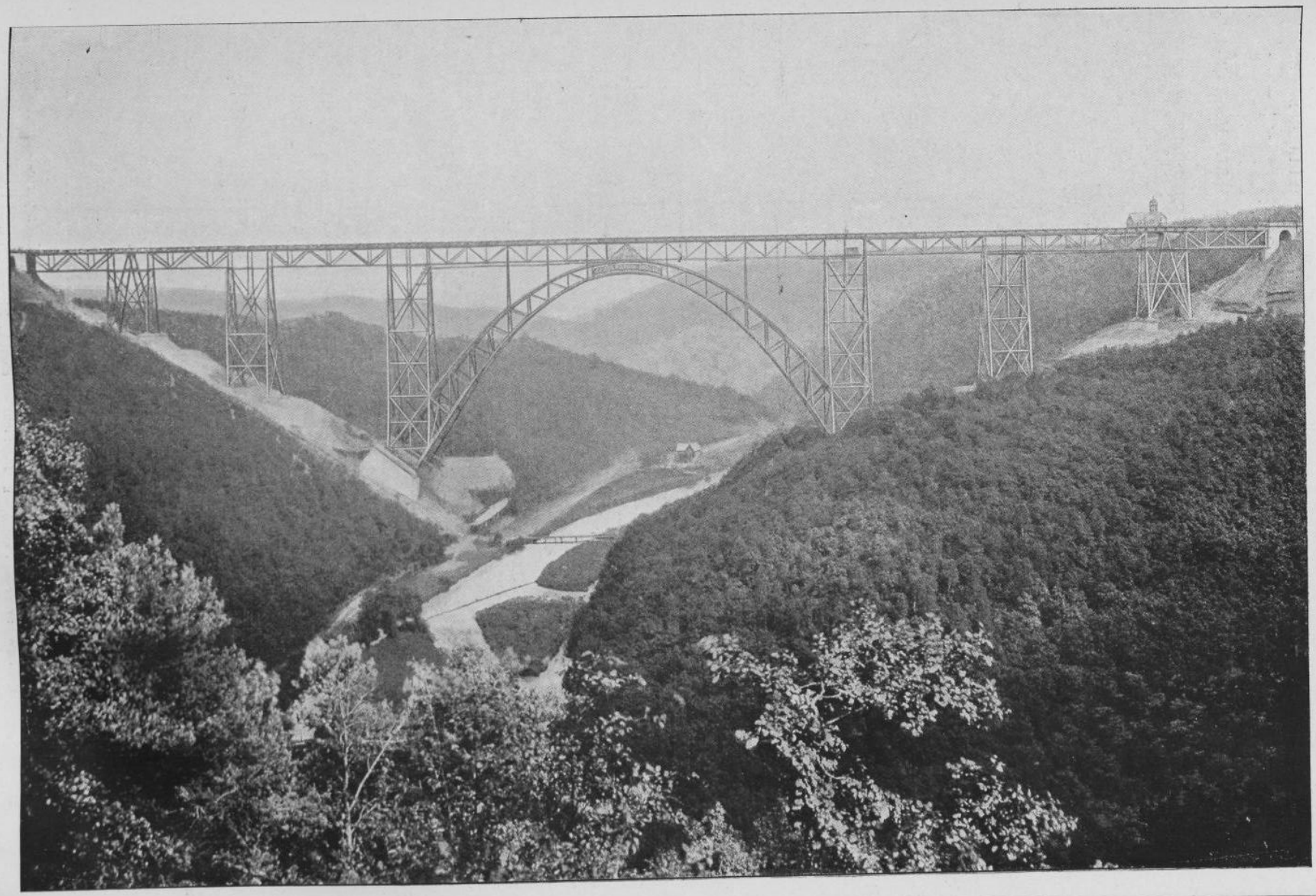
Vue perspective prise du côté d'amont des falaises de Cernawoda.

Construit de 1890 à 1895 pour relier directement la Roumanie avec les côtes de la mer Noire, conformément aux études de l'inspecteur général Yorceanu et d'après les plans de l'ingénieur en chef de Saligny.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

9. Viaduc sur la vallée de la Wupper, près Müngsten, sur la ligne de Remscheid à Solingen.

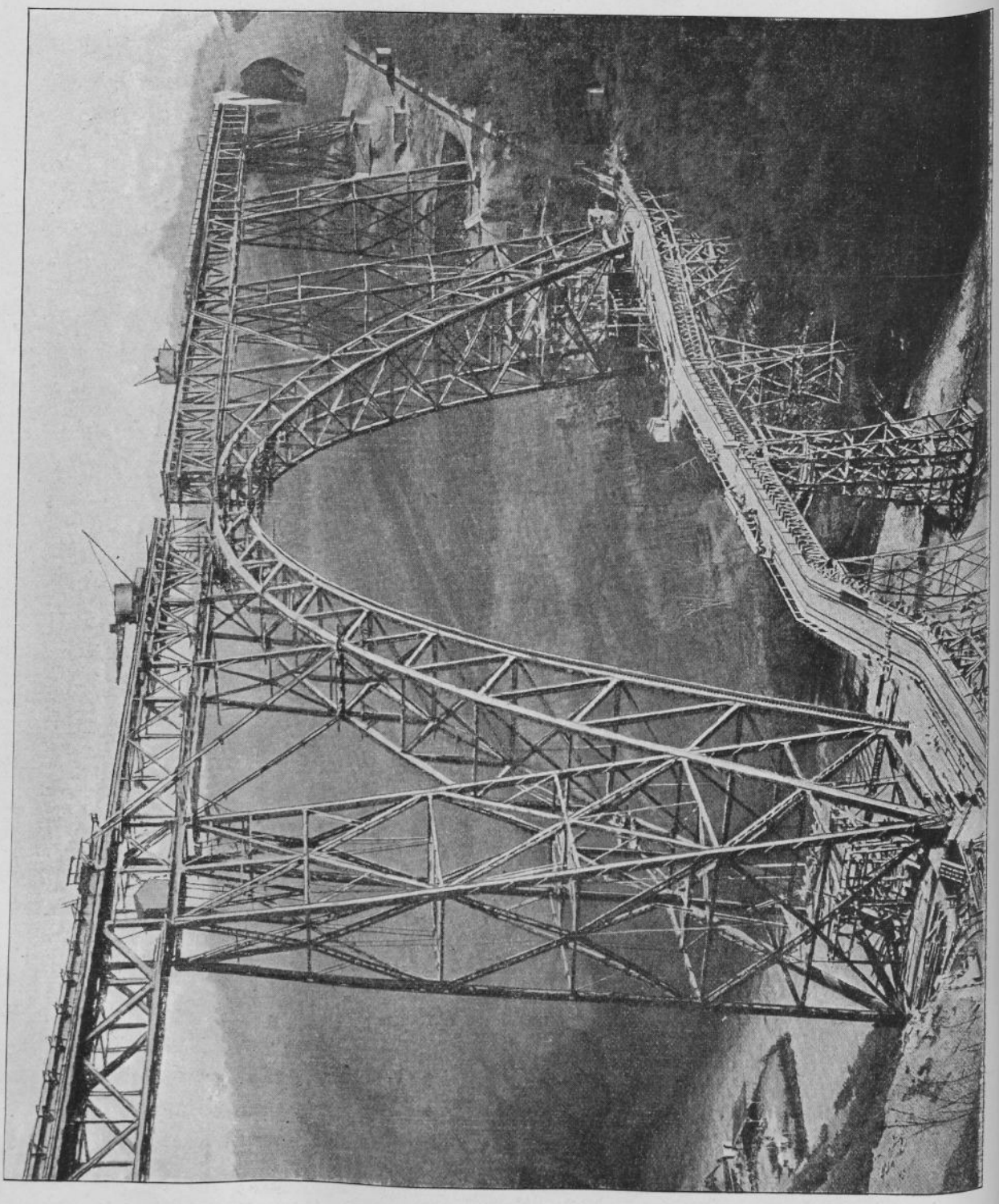
Portée = 170 mètres; hauteur = 106 mètres. Construit de 1895 à 1897. *Maschinen-Bau-Actien-Gesellschaft*, Nürnberg.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

10. Viaduc sur la vallée de la Wupper près Müngsten
sur la ligne de Remscheid à Solingen.

Portée = 170 mètres; hauteur = 106 mètres. Construit de 1895 à 1897. *Masch.-B.-Act.-Gt.* Nbg.



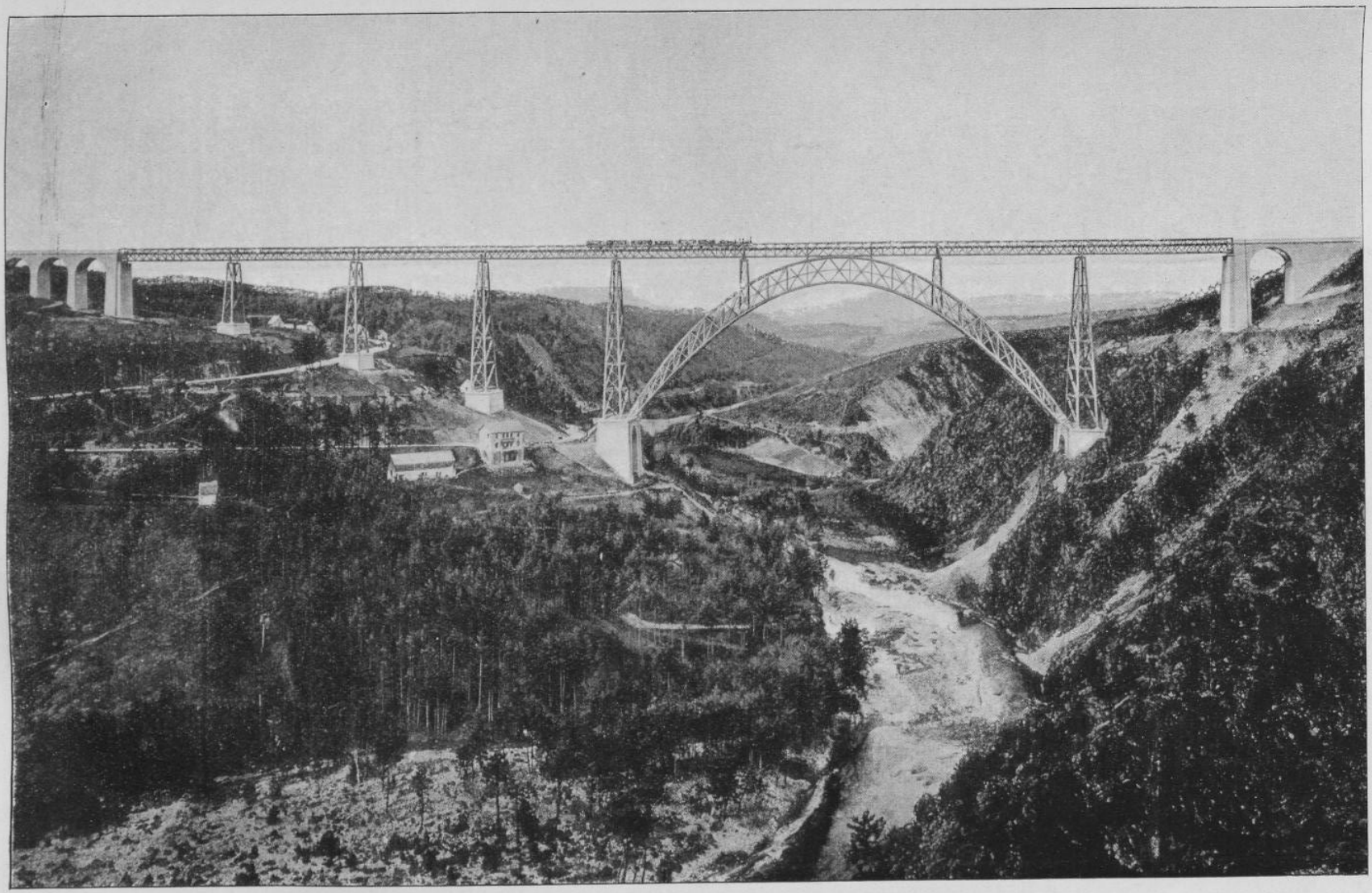
Vue prise avant l'assemblage à la clef, des demi-arcs montés en porte-à-faux.

Montage par grues électriques. Ingénieur en chef A. Rieppel, directeur de la société.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

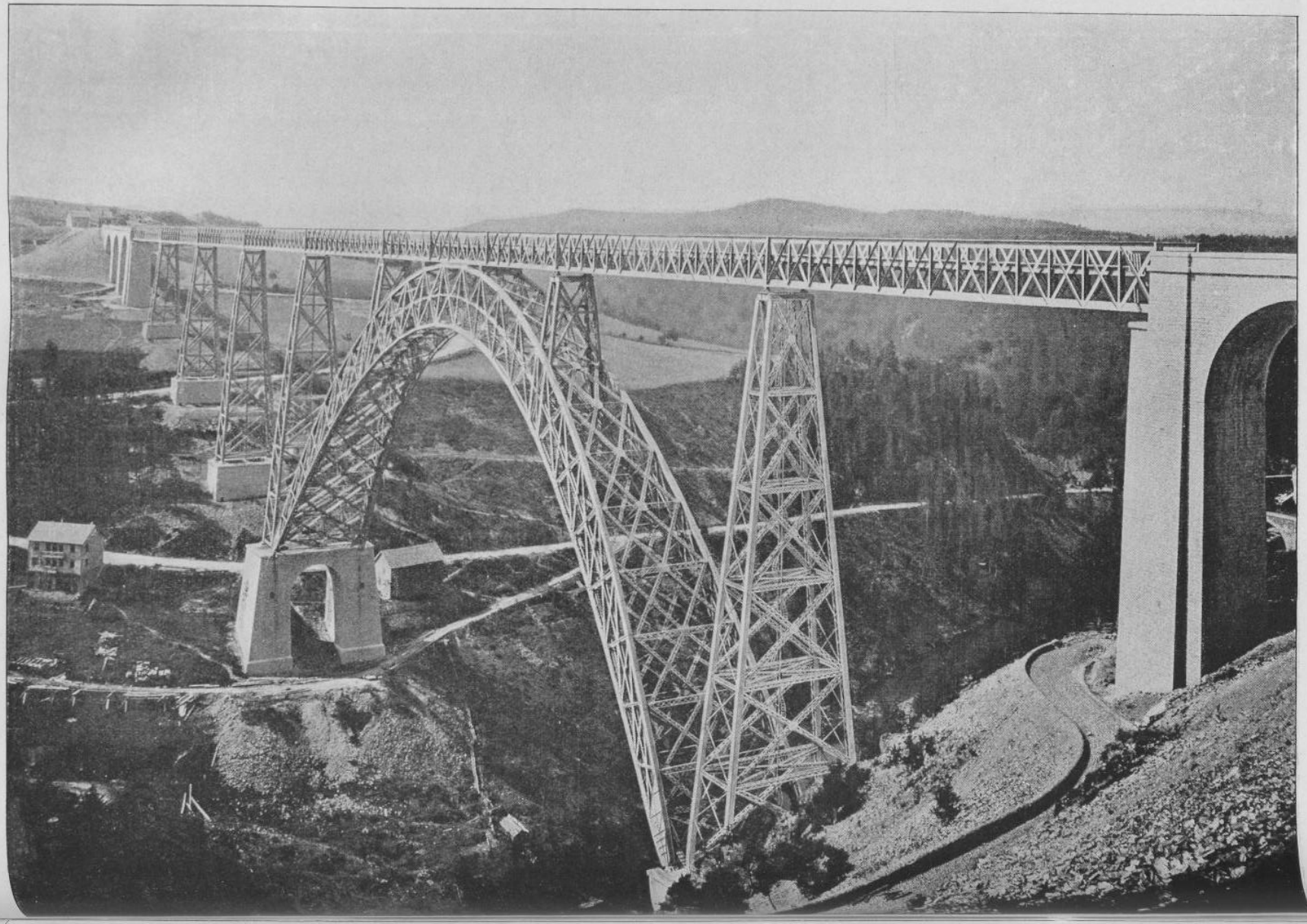
11. *Viaduc de Garabit sur la vallée de la Truyère, près Saint-Flour. (Chemin de fer d'Orléans.)*

Portée = 165 mètres ; hauteur = 122 mètres. Construit de 1894 à 1895, par G. Eiffel à Levallois-Perret.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

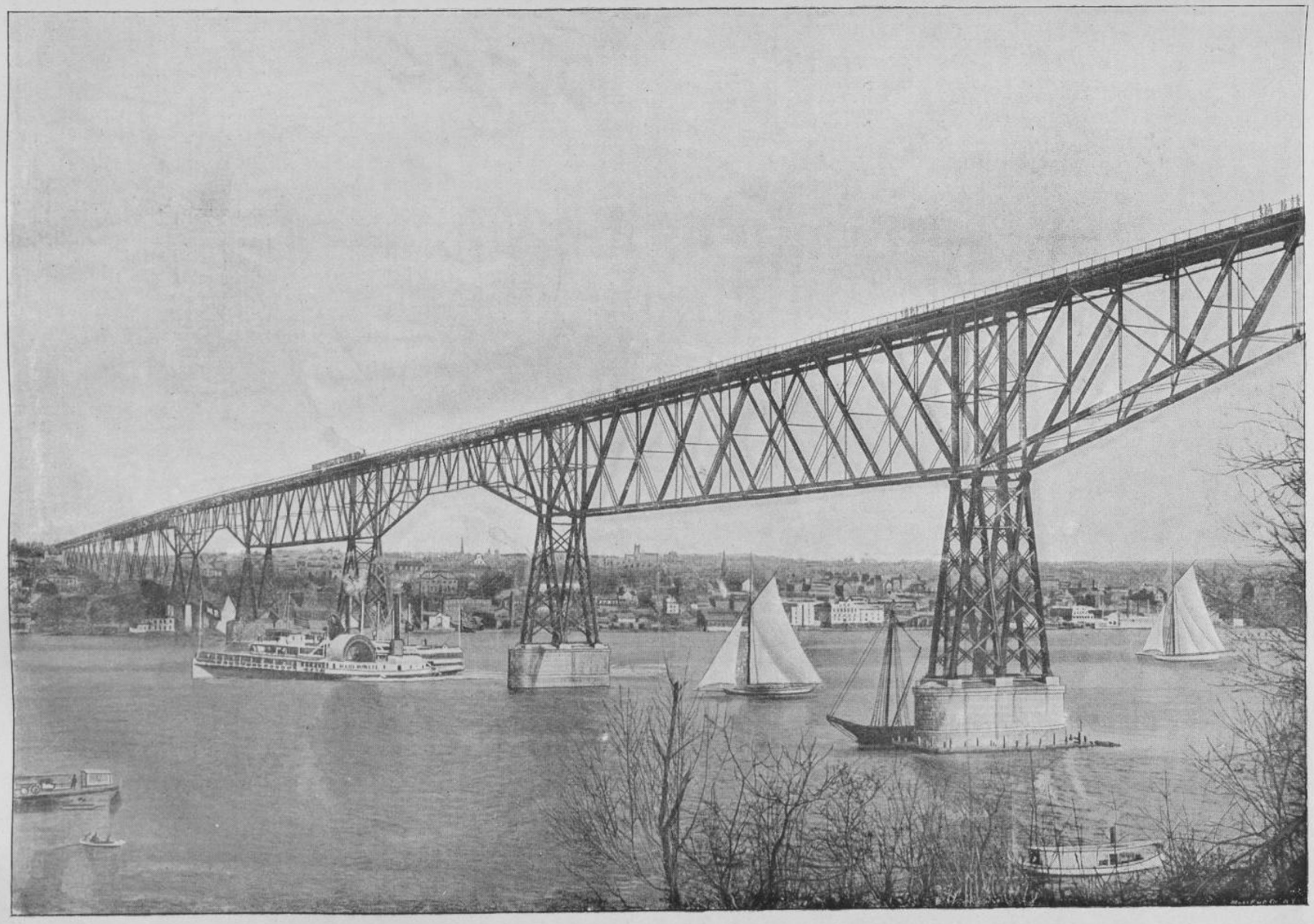
12. Viaduc de Garabit sur la Truyère près Saint-Flour. Portée = 165 mètres; hauteur = 122 mètres. G. Eiffel à Levallois-Perret.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

13. *Viaduc sur le Hudson River près Poughkeepsie.*

Portée = 161m54; hauteur = 62m7. (État de New-York). Construit de 1866 à 1868. Poughie Bridge Company.

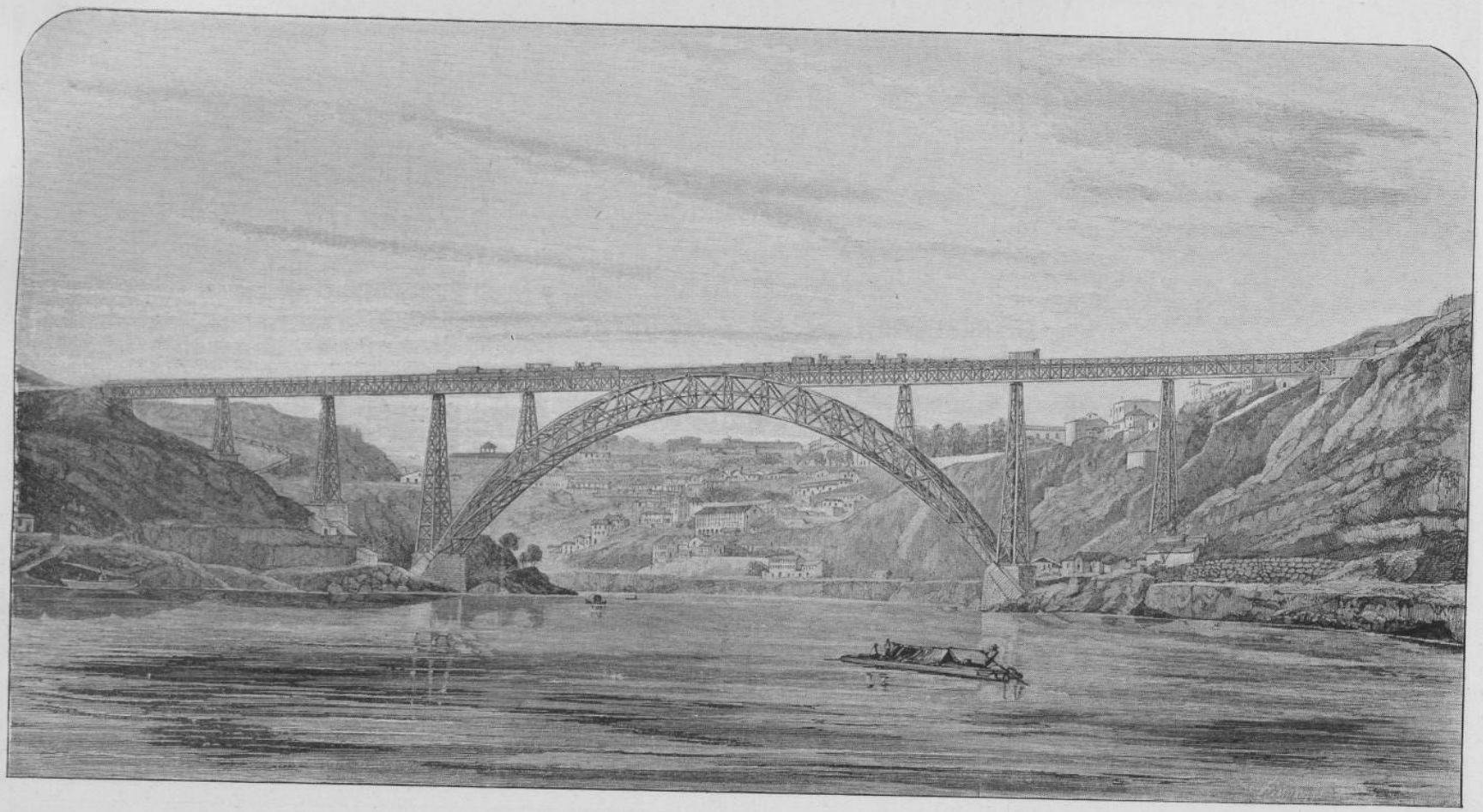


Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

14. Viaduc sur le Douro près Porto (Portugal).

Construit de 1876 à 1877, d'après un système alors nouveau, par l'entreprise G. Eiffel à Levallois-Perret, pour la ligne ferrée Norte-Leste.

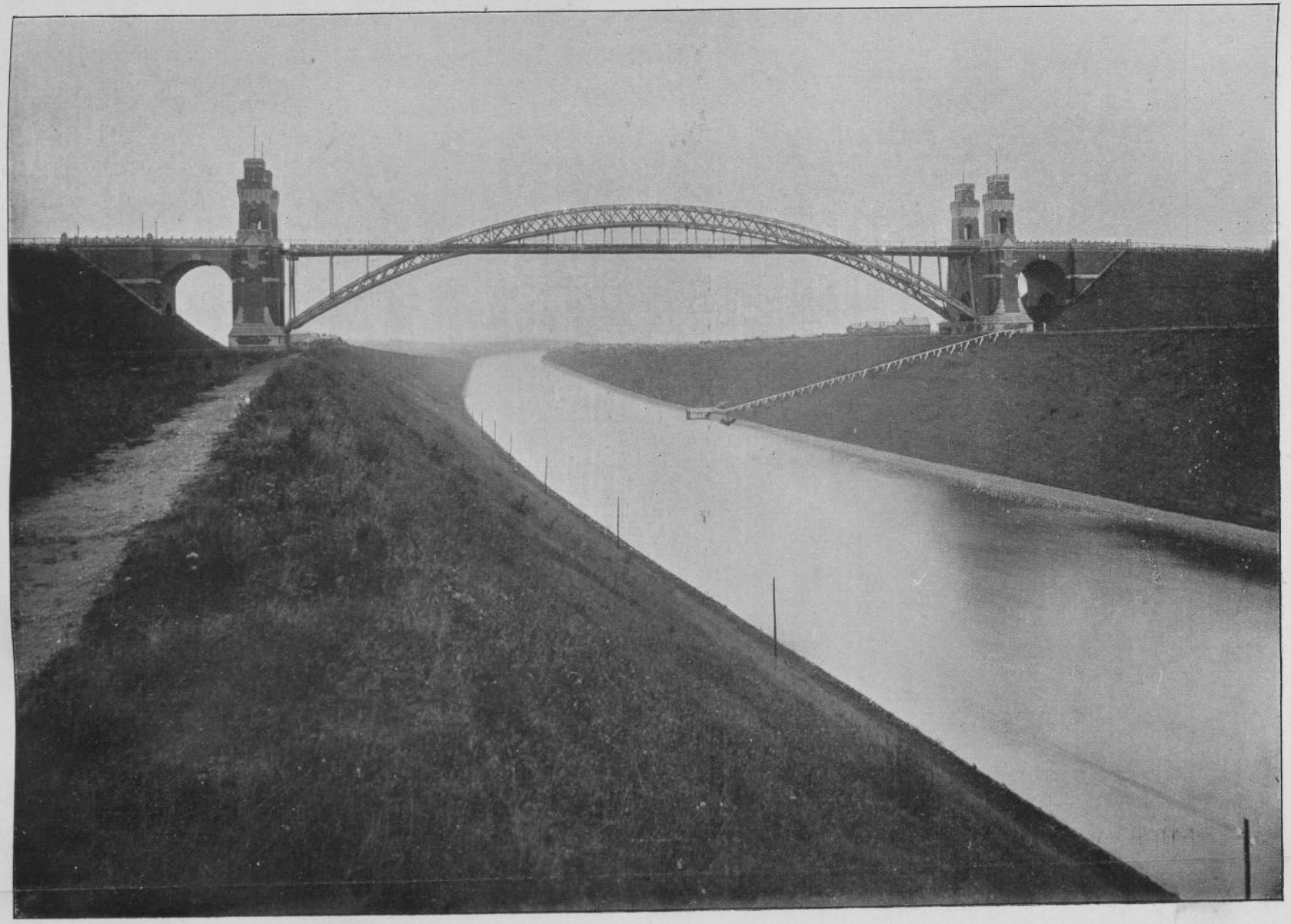
Portée = 160 mètres ; hauteur sur eaux moyennes = 58 mètres.



Montage par voie de lançage longitudinal pour les tabliers supérieurs et par cheminement en porte-à-faux pour les arcs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

15. *Pont sur le « Nord-Ostsee-Canal » près Grünenthal. Portée = 156m5 ; hauteur = 42 mètres. A. Rieppel.*



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

16. Viaduc sur l'Adda près Paderno sur la ligne de S. Pietro à Seregno.

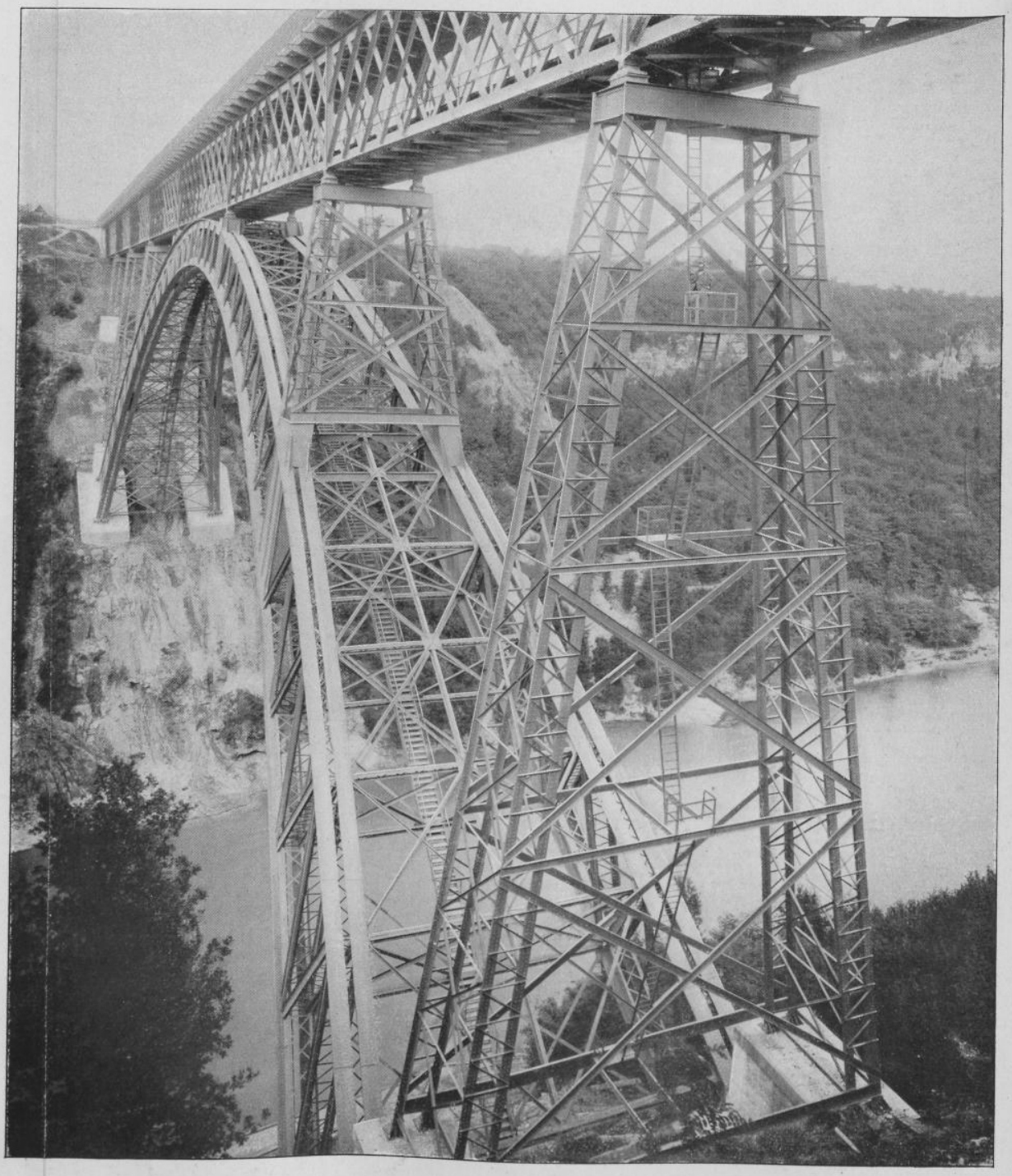
Portée = 150 mètres ; hauteur = 74 mètres. Construit de 1888 à 1889 par la Società nazionale delle officine di Savigliano, pour une voie ferrée et une route supérieure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

17. Viaduc sur l'Adda près Paderno,

pour une voie ferrée de la ligne Ponte S. Pietro-Seregno et la route provinciale Como-Bergamo placée au-dessus.

Portée = 150 mètres; hauteur = 74 mètres. Construit de 1888 à 1889.



Vue perspective des arcs et des palées métalliques.

Construit d'après les plans de l'ingénieur en chef G. Röthlisberger.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

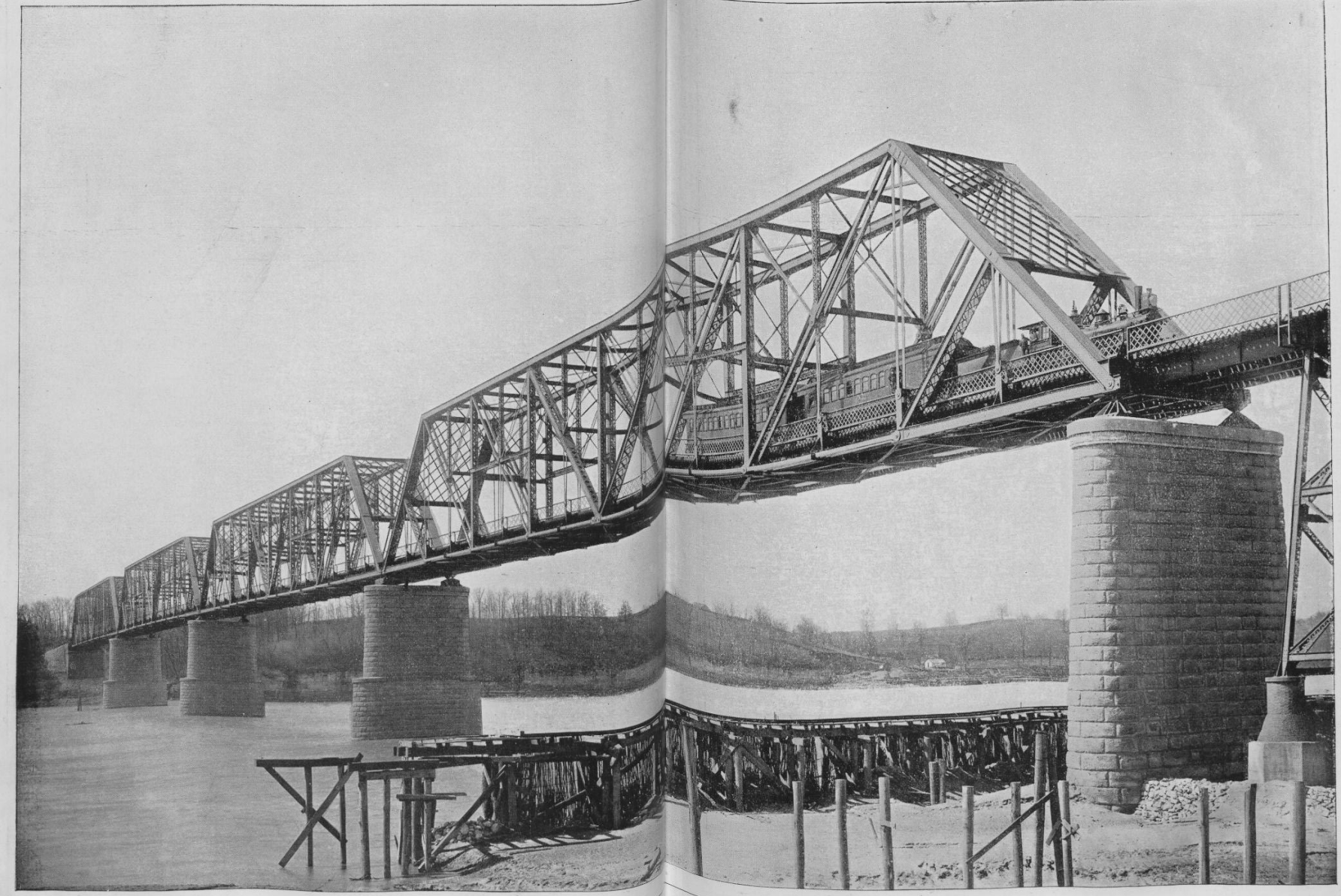
18. *Pont sur le Missouri près Bellefontaine.*

Portée = 134m11 ; hauteur = 30 mètres. Construit de 1892 à 1893, d'après les plans de Geo. S. Morison.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

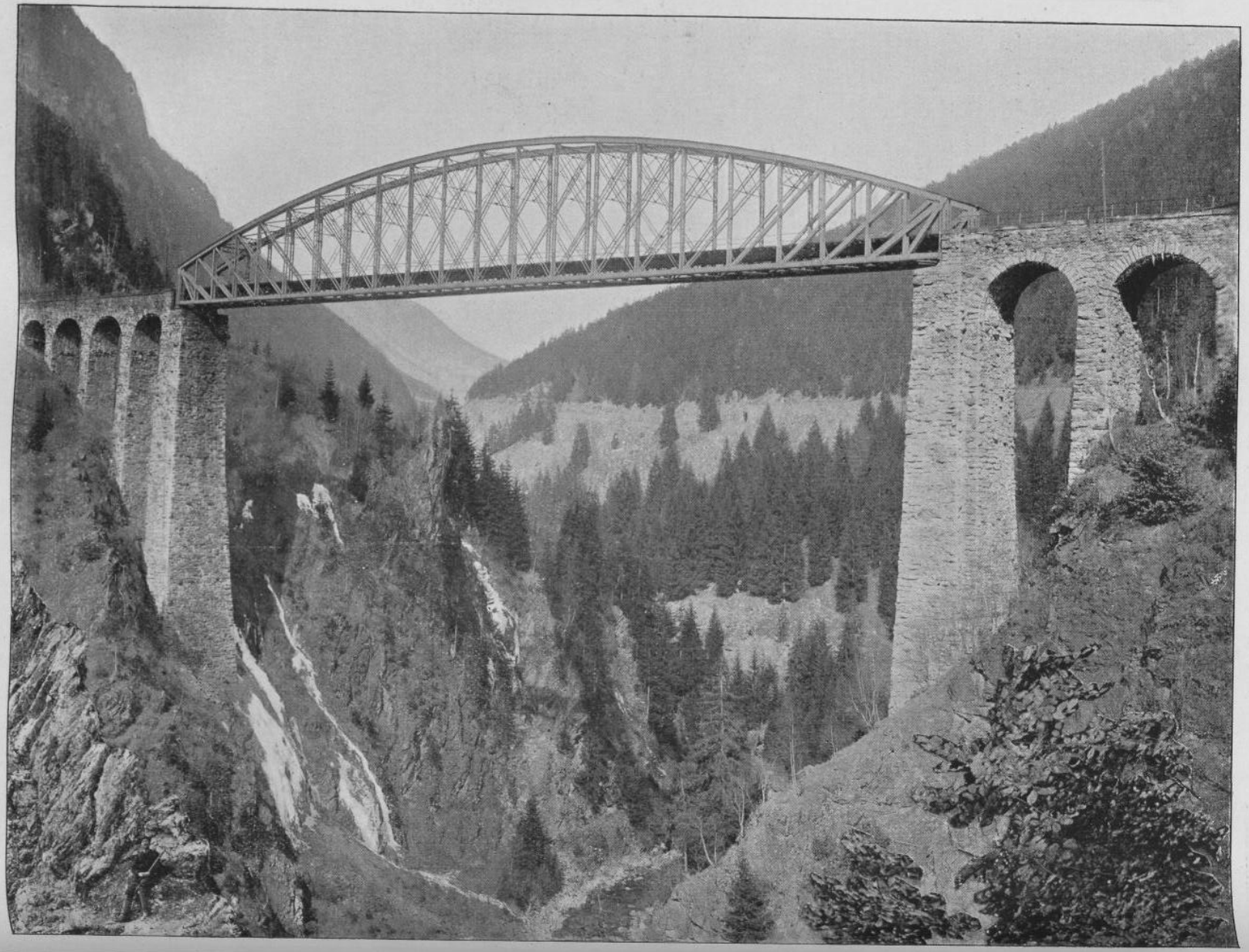
19. Pont sur le Missouri près Bellefontaine.

Portée = 134m11; hauteur = 30 mètres. Construit de 1892 à 1893 par la *New Jersey Steel & Iron Company*. Ingénieur G. S. Morison.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

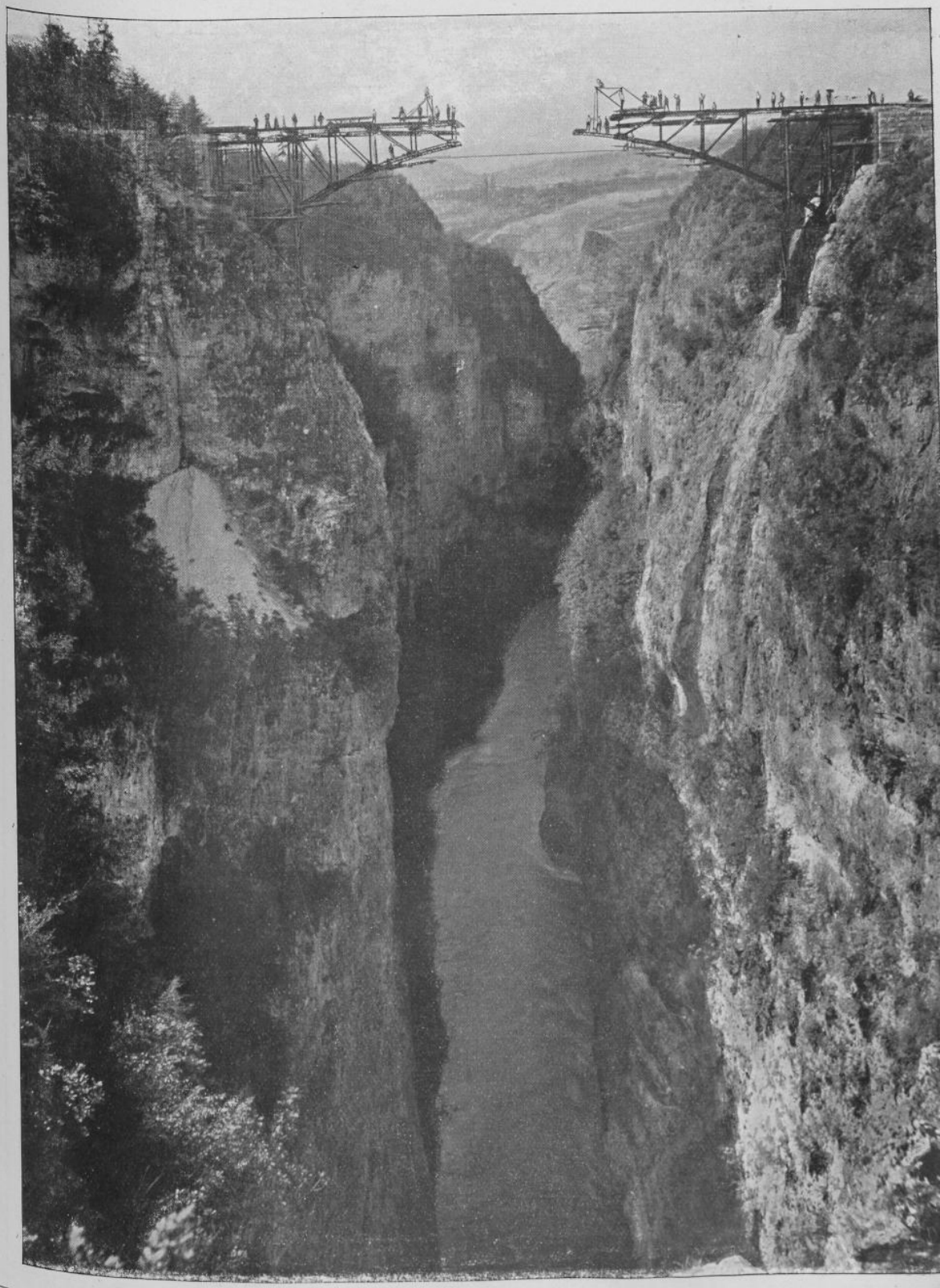
20. Viaduc sur la gorge de Trisana (ligne de l'Arlberg). Portée = 120 mètres ; hauteur = 80 mètres.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

21. Pont sur la gorge de la Noce près S. Giustina,
pour la route de Cles à Dermullo.

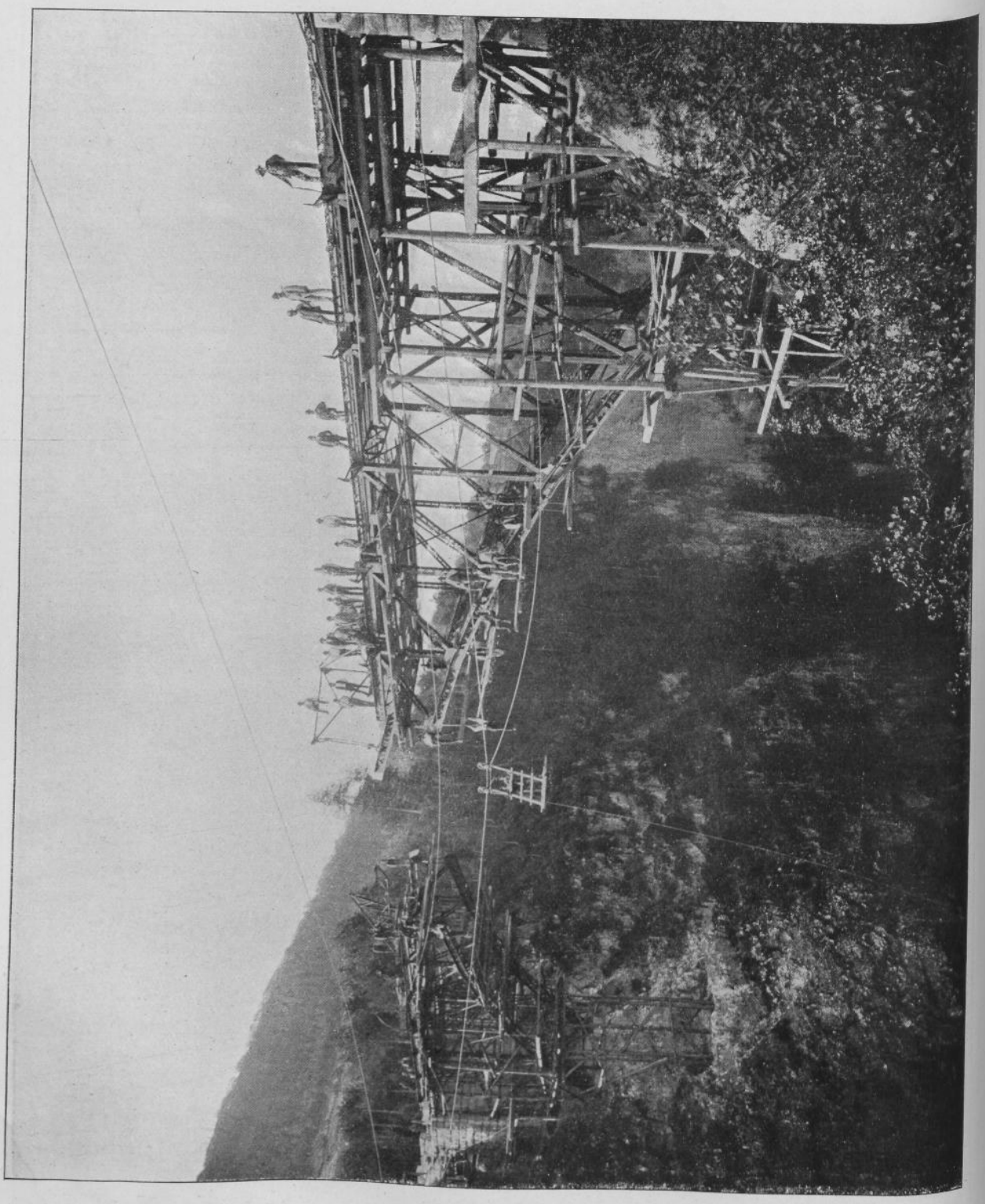
Portée = 60 mètres; hauteur = 138 mètres. Constructeur Hagen.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

22. Pont sur la gorge de la Noce près de S. Giustina, pour la route de Cles à Dermullo.

Portée = 60 mètres; hauteur = 138 mètres.



Vue du montage effectué par cheminement en porte-à-faux, les demi-arches restant ancrées à la roche.
Constructeur Hagen.

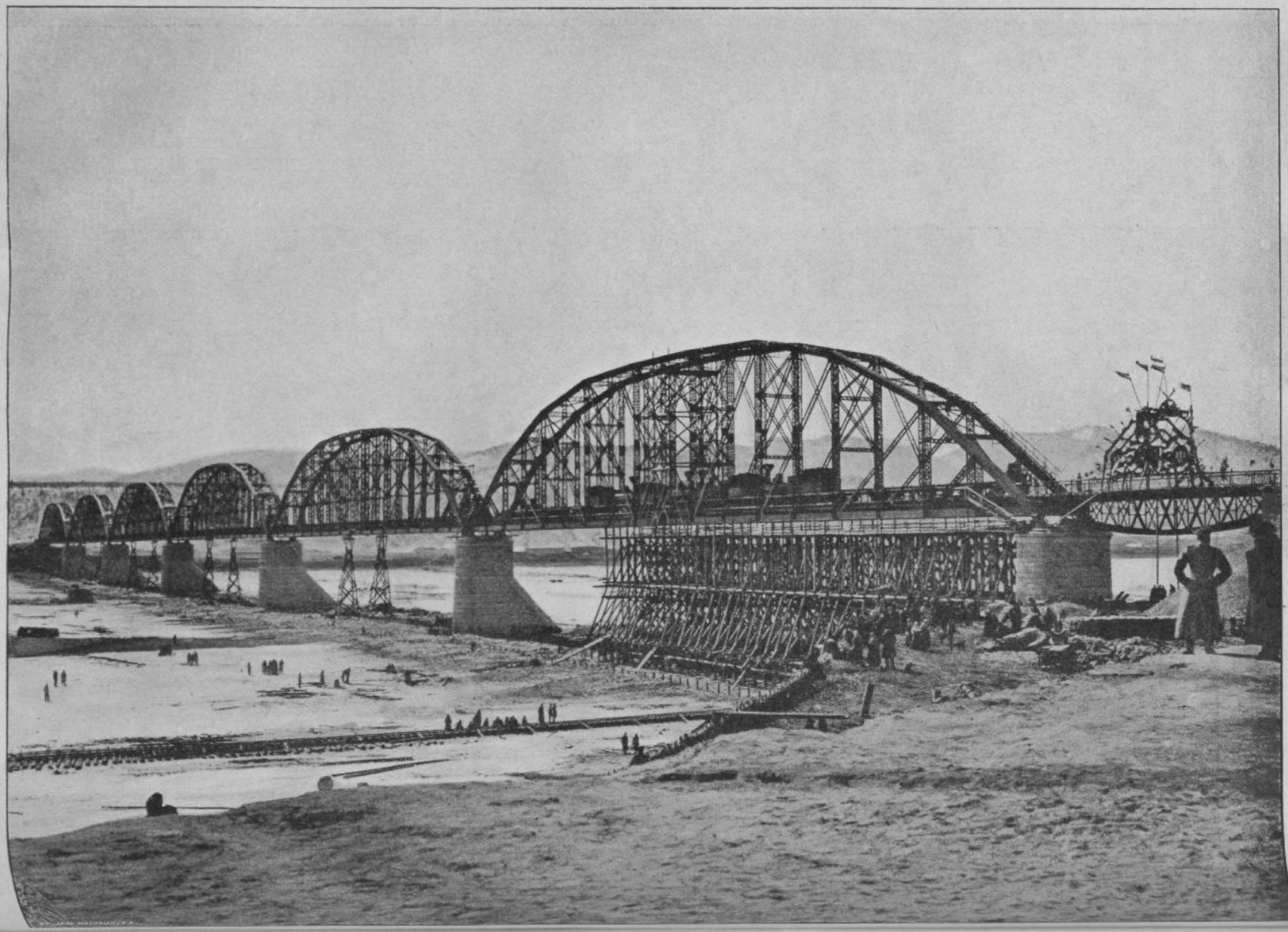
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

23. Viaduc sur le Viaur. Portée = 220 mètres ; hauteur = 111m8.

Société de construction des Batignolles. Montage au droit d'une pile, 30 août 1900.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

24. Viaduc sur l'Iénisséi (Sibérie). Portée = 144m47 ; hauteur = 21m62. Épreuve du 28 mars 1899.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SECTION

Séance du 22 septembre 1900, à 9 heures du matin.

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr le Président. — La parole est à Mr von Leber pour nous faire le résumé de son exposé.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je commence par m'excuser du dépôt tardif de mon travail, mais la faute ne m'en est pas imputable. En effet, beaucoup de renseignements que j'avais réclamés ne me sont parvenus qu'au dernier moment et alors que le bureau du Congrès était débordé par l'impression des nombreux documents devant servir au cours de cette session.

Je ne m'étendrai pas sur les deux premiers chapitres de mon travail, qui font l'historique des ponts métalliques et montrent le développement des surcharges imposées pour nos calculs.

J'ai reproduit sur le tableau noir que vous avez devant les yeux un croquis qui m'est parvenu au mois de juillet; il représente la plus lourde et la plus puissante machine qui existe en ce moment dans le monde; elle est du type dit *Consolidation* et comprend quatre essieux moteurs de 25 $^{6}/_{10}$ tonnes, un essieu porteur de 11.1 tonnes, puis un tender de 64 tonnes, ce qui fait en tout 177.5 tonnes.

Cette machine doit être considérée comme tout à fait exceptionnelle, car elle est bien plus lourde et plus puissante que toutes celles dont on fait usage même en Amérique. Je n'ai pas voulu m'abstenir de vous en parler, parce qu'elle témoigne de la tendance, qui se manifeste depuis la session de Londres, à augmenter constamment les charges.

Vous vous rappellerez que nos collègues anglais nous ont dit qu'ils considéraient la capacité de la voie comme épuisée; ils doivent reconnaître, aujourd'hui, que les événements ne leur ont pas donné raison, car depuis 1895 les charges ont été augmentées dans de fortes proportions.

J'ai été obligé, pour représenter tout ce qui circule dans l'ancien et le nouveau monde, de créer un groupe nouveau de machines-types, c'est celui que vous trouvez en tête de la page 51 de mon rapport (1).

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, nº 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 6003.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le train-type américain comprend, en général, deux machines avec leurs tenders à quatre essieux, puis un lourd train de wagons que les Américains ne précisent, le plus souvent, qu'au moyen d'une charge uniformément répartie par pied courant de voie. Mon groupe américain comprend les plus lourds trains express et les plus lourds trains de marchandises; on y suppose de part et d'autre les trains formés par deux locomotives avec leurs tenders et un long train de wagons en queue.

Encore ce nouveau groupe, représentant les deux extrêmes du trafic extra-lourd, ne couvre pas les effets de la plus lourde locomotive dont je viens de parler, laquelle constitue une véritable exception, pour le type dit *Consolidation*.

Ce dernier type est courant en Amérique, avec quatre essieux moteurs à 20 tonnes, et les compagnies qui m'ont envoyé les renseignements considèrent que c'est celui dont il faut faire usage pour le calcul des ponts.

Comme vous le voyez, messieurs, nous sommes loin, en Europe, de recourir à des charges pareilles, et nous pourrions couvrir tous nos effets de surcharge avec les deux trains extra-lourds que j'indiquais à la session de Londres. En ce qui concerne les petites travées d'au plus 5 mètres de portée, je crois avoir résolu le problème complètement, indépendamment de toute conception de machine. La solution (*voir* p. 56 et 57 de mon rapport) (1) ne dépend, dans chaque cas, que de la charge d'essieu maximum admise.

Avant et depuis cette session, plusieurs pays ont émis des prescriptions nouvelles de surcharges, et mon intention est de vous montrer le désaccord qui règne entre eux en ce qui concerne la manière de représenter ces surcharges.

Il y a désaccord d'abord sur la question de savoir s'il faut admettre, dans le train de surcharge type, deux ou trois locomotives; il y a désaccord ensuite sur la question de savoir s'il faut y admettre des wagons en tête et en queue ou en queue du train seulement.

Si nous représentons par les lettres L, T la locomotive et le tender, par ▨ la surcharge uniformément répartie équivalente aux wagons, nous pouvons voir ici au tableau noir comment se présentent ces prescriptions diverses :

France	1891.	▨ T L T L
Suisse	1892.	▨ T L T L L T
Hongrie	1893.	▨ T L L T ▨
Prusse	1895.	▨ T L T L
Russie	1896.	▨ T L L T ▨
Bavière	1899.	▨ L T L T ▨
Verein	1899.	▨ T L L T

Comme vous le voyez, les prescriptions françaises imposent simplement deux machines en tête du train, la queue du train étant composée de wagons. En Hon-

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 6008 et 6009.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

grie, en Russie et en Bavière, il y a des wagons en tête et en queue du train. En Autriche, nous avons, depuis 1887, trois locomotives et des wagons en tête et en queue du train.

Quant à la manière de prescrire les surcharges résultant de pareils trains, on peut dire que, jusqu'en 1887, le système des échelles de surcharge était admis presque partout.

Un peu antérieurement au Congrès de Londres, les prescriptions de surcharges étaient émises exclusivement sous la forme de trains-types, mais depuis, — et c'est avec satisfaction que je le constate, puisque c'est moi qui ai préconisé le système — on a recours de nouveau aux échelles de surcharges équivalentes qui simplifient beaucoup les calculs. Il suffit, quand on veut calculer un pont courant, de consulter ces échelles de surcharges pour pouvoir immédiatement effectuer les calculs qui sont très simples, tandis qu'avec le système des trains-types tels quels, il faut recommencer pour chaque pont l'étude de la composition la plus défavorable des trains, de la position la plus défavorable des essieux, etc., etc.

Lorsque divers trains de surcharge types sont proposés, ce n'est qu'après avoir calculé les surcharges uniformément réparties équivalentes et après avoir porté celles-ci sur un tableau graphique qu'on est à même d'apprécier ce que ces trains signifient pratiquement parlant, ainsi que vous pouvez en juger par l'inspection de mon deuxième tableau graphique.

La question des wagons à admettre à la fois en tête et en queue du train ou en queue du train seulement influe grandement sur la courbe concernant les moments de flexion, surtout pour de grandes portées de pont. Cette courbe, dans le premier cas, se relève notablement, se rapprochant de celle des efforts tranchants (trains lourds), tandis que, dans le deuxième cas (trains extra-lourds), les deux courbes ne se rapprochent pas.

Comme vous le voyez, ces hypothèses à admettre pour les wagons concernent les moments de flexion seulement; pour les efforts tranchants, on mettra toujours les locomotives en tête et les wagons en queue du train.

J'ai pu constater que sur soixante administrations il y en a trente-neuf qui se servent du système des échelles de surcharge concernant surtout les moments de flexion. Mais, d'après les renseignements qui me sont parvenus, la question du calcul des efforts tranchants au moyen des surcharges équivalentes n'a pas été partout aussi bien comprise qu'en Autriche, où nous avons inauguré, en 1887, le principe des longueurs surchargées.

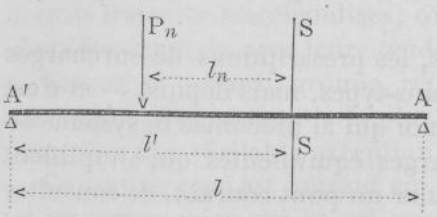
Ce principe est utilisé actuellement d'une manière courante en Autriche, en Prusse, en Russie, en Roumanie et en Italie. Dans ce dernier pays, il n'y a pas encore de prescriptions émanant du gouvernement.

Une commission, dans laquelle figuraient des représentants de toutes les grandes compagnies, s'est constituée et a arrêté des règles pour le calcul des ponts; ces règles, bien que n'ayant pas été publiées, sont néanmoins observées par tous les ingénieurs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En France, cinq des six grandes compagnies qui ont été consultées, admettent des échelles de surcharge, mais pour les moments de flexion et non pas pour les efforts tranchants, sous prétexte qu'il n'y a pas d'équivalence.

C'est là une erreur mathématique, pourvu qu'on se serve du principe des longueurs surchargées.



La question est excessivement simple : supposez que vous ayez une travée libre A'A surchargée depuis l'appui de gauche A' jusqu'à une certaine section SS sur une longueur l', au moyen d'un certain nombre d'essieux P_n, dont les distances à la section sont respectivement l_n. Alors, la portée étant l, on calculera l'effort tranchant sur la section SS de la manière ordinaire, par la formule

$$V'_s = \Sigma \frac{l' - l_n}{l} P_n.$$

Pour avoir la surcharge p' par mètre uniformément répartie sur la longueur l', qui donne le même effort tranchant, il faut poser :

$$V'_s = \Sigma \frac{l' - l_n}{l} P_n = \frac{1}{2} \frac{p' l'^2}{l},$$

d'où

$$p' = \frac{2}{l'} \left(\Sigma P_n - \frac{\Sigma l_n P_n}{l'} \right).$$

Cette formule de p' est indépendante de la portée l; elle ne dépend que de la longueur surchargée l'. Cela signifie que, pour un même train de surcharge et pour toutes les portées de pont possibles, on obtiendra toujours la même valeur p' tant que la longueur surchargée l' reste la même, cette valeur p' s'obtenant en particulier pour l'appui de droite d'un pont de portée l'.

Donc, enfin, il suffira de dresser l'échelle des valeurs de p' en ne considérant que les efforts tranchants que l'on obtient sur l'appui de droite, pour toutes les portées, et on pourra ensuite se servir de cette même échelle de surcharge pour toutes les sections de pont possibles, en y entrant avec la longueur surchargée l' (et non pas avec la portée l). C'est là un principe mathématiquement exact, que je tenais à mentionner ici, car, d'après les envois qui me sont parvenus, il n'est pas encore aussi universellement connu qu'il devrait l'être. Vous trouverez, du reste, de plus amples détails sur l'emploi des échelles de surcharge, dans le chapitre III (et annexe) de mon rapport (1).

J'ai enfin, messieurs, à signaler à votre bienveillante attention une formule nouvelle, extrêmement simple, concernant l'aboutement ou flambage des pièces com-

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 5976 et 6014.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

primées et à laquelle j'ai été conduit à la suite d'une comparaison entre les anciennes formules européennes et les nouvelles formules anglaises et américaines.

J'avais déjà, au Congrès de Paris, en 1889, présenté une formule qui était autant que possible d'accord avec les expériences de Mr Bauschinger et aussi avec les expériences anciennes faites en Angleterre. C'était déjà une formule linéaire quant aux longueurs; en outre, elle tenait compte de la forme du profil, mieux que les formules plus anciennes usitées en Europe; mais on a encore trouvé cette formule un peu compliquée. C'est peut-être le défaut qu'offrent la plupart des formules préconisées par les professeurs; leur complication les rend inapplicables en pratique.

Les ingénieurs anglais et américains emploient des formules linéaires se composant de la différence de deux termes seulement et qui sont de la forme $A - B\frac{l}{r}$, de même que les formules prescrites en Suisse le 19 août 1892. En comparant avec les résultats de l'expérience, j'ai trouvé cette expression peu susceptible de s'adapter à toutes les longueurs l. En revanche, le rapport inverse peut être fort bien représenté par $A + B\frac{l}{r}$ et en cherchant les valeurs des coefficients A et B les plus convenables j'arrive à une formule d'une simplicité extrême que voici :

$$i : i_o = 1 + 0.01\frac{L}{r} \text{ (pièces rivées aux abouts).}$$

Vous trouverez à la page 105 de mon rapport (1) le tableau des valeurs données par cette formule mises en regard des valeurs expérimentales du professeur Bauschinger et des valeurs données par les formules plus anciennes.

En résumé, messieurs, je suis arrivé par tous mes calculs comparatifs à des propositions qui me paraissent donner toute satisfaction.

Je tiens à bien faire remarquer en terminant que mes conclusions ont surtout pour but de constater des faits et que je n'ai nullement eu la prétention, en les formulant, d'émettre des prescriptions ou une loi quelconque. (*Applaudissements.*)

Mr de Kounitsky, Ministère des voies de communication, Russie. — Tout en rendant hommage à l'œuvre remarquable de notre savant rapporteur, Mr von Leber, je me permettrai de formuler quelques observations au sujet des conclusions qu'il soumet à l'approbation du Congrès.

Le deuxième alinéa de la troisième conclusion est ainsi conçu :

« On peut émettre ces prescriptions, soit sous la forme de trains-types de surcharge, soit sous la forme d'échelles de charges uniformément réparties par mètre de voie, concernant les moments de flexion et les efforts tranchants. L'ensemble de ces échelles de surcharge suffit pour tous les ponts usuels, pourvu que l'on y prenne toujours comme entrée la longueur de voie surchargée. »

---

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, nº 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 6057.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Je suis d'avis de supprimer cette dernière phrase qui préconise d'une façon trop générale l'emploi des échelles de surcharge.

Il y a d'autres systèmes de calcul employés par les ingénieurs en Russie, en Allemagne et en Amérique, qui donnent de bons résultats.

Le quatrième alinéa de la même conclusion porte :

« Le deuxième système est celui auquel les ingénieurs auront le plus souvent recours pour effectuer les calculs courants, même si les charges mobiles ont été prescrites sous forme de trains-types. »

Ce deuxième système, c'est celui des charges uniformément réparties. Encore une fois, le rapporteur généralise trop et il y a des membres du Congrès qui ne pourraient se rallier à cette conclusion, car beaucoup d'ingénieurs dans différents pays ont recours au calcul par lignes d'influence.

Les lignes d'influence étant établies pour chacune des parties d'un pont, on fait passer sur ces lignes un train-type avec des charges déterminées et, très facilement, on se rend ainsi compte de la façon dont les différentes parties du pont se sont comportées.

Je signalerai que pour les calculs de plusieurs grands ponts du chemin de fer transsibérien, on a eu recours à la méthode par lignes d'influence. A l'école des ponts et chaussées, où j'ai l'honneur d'être professeur, cette méthode est enseignée avec beaucoup de soins et nous la considérons comme plus facile et plus rapide que celle du calcul des charges uniformément réparties au moyen d'échelles.

La méthode des lignes d'influence a encore ce grand avantage que nous pouvons l'employer quel que soit le système de pont, tandis que le calcul au moyen des échelles n'est possible que lorsqu'il s'agit de ponts à poutres sur appui.

J'ajoute que non seulement la méthode des lignes d'influence est très répandue en Russie, mais qu'elle est appliquée également dans d'autres pays, notamment en Allemagne et en Amérique, et que cette méthode semble devoir se généraliser.

Je demande donc la suppression de la première phrase du quatrième alinéa.

La dernière phrase de la quatrième conclusion est ainsi conçue :

« Il paraît désirable que sur les grandes lignes internationales, la voie et les ponts aient une résistance suffisante pour les trains lourds, en y supposant des charges d'essieu d'au moins 14 à 16 tonnes. »

En Russie, nous avions déjà en 1896 une prescription fixant les charges d'essieu de locomotives à 15 tonnes.

Quant à la pratique courante, on rencontre en Russie des locomotives avec des essieux de milieu qui supportent des charges de 16 tonnes et à la session de 1895 du Congrès, on nous a indiqué en Angleterre des locomotives avec des charges d'essieu de milieu de 19 tonnes.

Nous pourrions donc aller au delà de la limite indiquée par le rapporteur et dire : « d'au moins 16 tonnes ».

Dans la cinquième conclusion on dit que le fer employé pour construire les ponts

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

métalliques doit avoir 25 p. c. d'allongement pour une limite de rupture d'au moins 40 kilogrammes par millimètre carré.

Tout en partageant l'opinion de l'honorable rapporteur, je pense qu'il ne faut pas d'emblée imposer 40 kilogrammes de résistance; il vaut mieux en arriver là par étape et s'arrêter par exemple à 35 kilogrammes, quitte à en prescrire 40 au prochain Congrès.

Je dois vous avouer qu'en Russie nous ne pourrions que très difficilement nous conformer à cette règle, car nos usines ne nous fournissent pas encore des fers répondant aux conditions indiquées.

Enfin, messieurs, ma dernière observation concerne la neuvième conclusion, libellée comme suit :

« Les surcharges d'épreuves initiales et périodiques usitées dans presque tous les pays, pour les ponts métalliques de chemins de fer, sont indispensables; elles constituent une garantie de sécurité que l'on doit au public des voyageurs et au personnel de service.

« Toutefois, les résultats favorables fournis par ces épreuves ne constituent qu'une indication pour les ingénieurs; ils ne dispensent, en aucune façon, du service détaillé de surveillance et d'entretien concernant toutes les parties composantes de chaque construction. »

Je pense que les représentants des différents pays seront d'accord pour se rallier à cette conclusion, mais je voudrais qu'elle fût complétée par un paragraphe qui pourrait être conçu en ce sens :

« Le Congrès émet le vœu de voir les administrations de chemins de fer appliquer autant que possible les mesures directes de tension dans les parties de la superstructure métallique des ponts en se servant des appareils inventés par Mr Rabut, ou d'autres tout aussi parfaits. »

Mr Manesco, Ch. de f. de l'État roumain. — Je désire simplement rectifier un renseignement inséré dans le remarquable travail de Mr von Leber.

Différentes vues photographiques de ponts métalliques sont intercalées dans ce rapport; les vues 7 et 8 représentent le viaduc sur le Danube près de Cernawoda (*ligne de Fetesti à Cernawoda*). La légende porte que cet ouvrage a été construit conformément aux études de Mr l'inspecteur général Yorceano, d'après les plans de Mr l'ingénieur en chef de Saligny.

Je désire faire constater que Mr Yorceano n'est intervenu, ni dans les études, ni dans l'élaboration du projet. Voici ce qui s'est passé :

En 1882, le gouvernement roumain a ouvert un concours pour un projet de pont. Les bases du programme étaient excessivement vagues; aucune indication n'était donnée en ce qui concerne les systèmes à adopter pour les fondations, pour les piles et les travées, ni en ce qui concerne le nombre et la portée des ouvertures.

Les résultats de ce concours furent examinés un an plus tard, par une commission

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dont faisaient partie Mrs Édouard Collignon et Fr. Winkler, et cette commission décida qu'aucun des projets présentés n'était susceptible d'être accepté. Elle rédigea en même temps un programme, cette fois plus précis, qui indiquait la profondeur des fondations et donnait les prescriptions à suivre en ce qui concerne les calculs; il stipulait, en outre, que le pont devait avoir des travées de 165 mètres de portée et que les poutres devaient être semi-paraboliques.

Ce programme fut adressé à un certain nombre de maisons de l'étranger et notamment à celles qui avaient pris part au premier concours.

Une nouvelle commission fut nommée en 1886, pour juger les projets, et cette commission reconnut encore une fois qu'aucun d'eux ne pouvait être accepté; elle estima, en outre, qu'il y avait inconvénient à arrêter un programme quel qu'il fût, en présence des solutions très différentes qui avaient été données.

C'est alors qu'on créa en 1887 un service spécial à la tête duquel fut placé Mr de Saligny, et qui reçut mission d'étudier le projet de pont.

Il en résulte que l'ouvrage qui fut exécuté et que vous voyez représenté par la photographie, est absolument l'œuvre de Mr de Saligny; non seulement c'est lui qui a rédigé le projet, mais c'est lui qui en a fait les études et qui a présidé à la construction du pont.

Quant à Mr Yorceano, il a fait partie des deux commissions qui ont eu à examiner les projets présentés en 1883 et 1886 et en dernier lieu il a présidé la commission consultative qui avait été chargée de donner son avis sur le projet de Mr de Saligny et dont je faisais également partie.

Je demande donc à Mr von Leber de faire la rectification nécessaire.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Il sera fait droit à la demande de Mr Manesco.

Mr Bélélubsky, Ministère des voies de communication, Russie. — Avant de passer à l'examen des conclusions présentées par Mr von Leber, je me permettrai de donner quelques renseignements en ce qui concerne la partie historique de la question. Ces renseignements compléteront et rectifieront même quelques-uns de ceux fournis par Mr von Leber.

Tout d'abord, je rends hommage au travail remarquable du rapporteur, travail dont nous avions déjà commencé l'examen dans la session de Londres en 1895.

Les délégués de cette époque se rappelleront que nous avons discuté le côté historique de la question et que, pour ma part, j'ai fourni des indications dont j'aurais voulu voir le rapporteur tenir compte dans son nouveau travail.

A la page 8 de son rapport (1), je lis :

> A cette époque (en 1845), les procédés de calcul pour déterminer par voie théorique les sections à donner aux diverses pièces n'existaient pas encore; mais dès 1855 les conceptions nouvelles sur la résistance des matériaux telles qu'elles sont admises actuellement commençaient à se développer.

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 5960.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Je me permets de signaler que c'est au colonel russe Jouravsky que revient l'honneur d'avoir trouvé la première formule pour le calcul au cisaillement des poutres soumises à la flexion.

C'est cet ingénieur qui a construit les ponts du chemin de fer Nicolas, ouvert à l'exploitation dès 1852, et parmi ces ponts il y en a quelques-uns à travées de 50 à 70 mètres et à poutres continues de cinq à neuf travées.

C'est de même Mr Jouravsky qui, le premier, a exposé le calcul des poutres à treillis, ce que Mr le professeur Lang de l'école polytechnique de Hanovre, ci-devant professeur à l'école de Riga, a du reste reconnu dans son ouvrage sur le développement des poutres.

Il serait donc désirable, dans l'intérêt de la vérité et pour que le travail fût impartial, qu'on introduisît dans le chapitre premier du travail de l'honorable rapporteur les renseignements que je viens de donner.

Je voudrais également que dans le recueil des vues photographiques des ponts annexé au rapport de Mr von Leber, on fît figurer le pont Alexandre sur le Volga. Ce pont a été terminé en 1880; il comprend treize travées de 107 mètres; la longueur totale est de 1,400 mètres et l'élévation du rail sur l'étiage de 25 mètres.

Les documents nécessaires à la publication pourront être fournis à la Commission internationale, afin qu'elle les insère en annexes à la discussion [1].

A la page 26 de l'exposé [2], je trouve le passage que voici :

La circulaire française du 9 juillet 1877, qui était encore en vigueur jusqu'en août 1891, ne contient également qu'une seule échelle de charges mobiles. On ne tenait pas encore compte, à cette époque, d'une charge équivalente quant aux efforts tranchants. N'oublions pas que nos premiers calculs de résistance un peu exacts, basés sur la théorie de la flexion, ne datent que de 1860. Encore, Navier et Bresse avaient-ils négligé les efforts tranchants et déclaré, en vue des poutres à âme pleine sans doute, qu'il n'y avait pas lieu de s'en occuper.

Comme je l'ai déjà dit, bien avant cette époque, Mr Jouravsky avait indiqué la formule servant à déterminer les efforts tranchants des poutres soumises à flexion. C'est cette formule, mentionnée par Mrs Flamant, Resal, Todhunter, etc., qu'on emploie partout. Nous venons récemment d'inaugurer le buste de l'éminent ingénieur, et c'est avec raison que, sur le socle, on a rappelé qu'il est l'auteur de cette formule, reconnue par les savants étrangers.

A la page 27 [3], Mr le rapporteur dit :

La circulaire russe du 5 (17) janvier 1884, nº 60, publiée dans le *Journal du ministère des voies de communication* du 10 février 1884, à l'adresse des inspecteurs, directions et directeurs de chemins de fer, et concernant « les conditions techniques à observer dans les constructions

---

[1] La Commission internationale est dans l'impossibilité de publier ces documents, ceux-ci ne lui ayant pas été remis à la date de la présente publication, malgré les demandes réitérées qu'elle a adressées à Mr Bélélubsky. *Le C. de D.*

[2] Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, nº 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 5978.

[3] — — — — — — — p. 5979.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

métalliques pour ponts de chemins de fer », contient les prescriptions de surcharge les plus *complètes* parmi toutes les normes de ce genre publiées précédemment. On y a fixé les *charges équivalentes, tant pour les moments de flexion que pour les efforts tranchants, pour les parties des ponts voisines des supports et pour celles qui sont voisines du milieu de la portée*, en prescrivant de procéder par interpolation pour les parties de pont intermédiaires.

Or, j'ai trouvé les premières indications concernant les charges équivalentes dans le livre de Mrs Laissle et Schuebler, publié en allemand, en 1868, livre que j'ai eu l'honneur de traduire en russe. Ce livre était presque le seul en ce temps-là que l'on consultât pour le calcul des ponts métalliques; il donnait deux échelles, l'une pour les moments de flexion, l'autre pour l'effort tranchant, toutes les deux pour le milieu de la travée.

La première circulaire russe n'a été publiée qu'en 1875 et ne donne qu'une échelle pour les moments, ce qui fait que les ponts construits avant cette époque, pour lesquels nos ingénieurs se sont servis des deux échelles de Laisle et Schuebler, sont faits sur des bases plus correctes.

Notre circulaire de 1884 prescrit trois échelles et nous avons presque exactement les moments dans toutes les parties des poutres. Il est évident que trois échelles doivent donner des résultats plus exacts que deux échelles, mais le rapporteur n'est pas de cet avis et il préconise plutôt deux échelles.

M^r^ von Leber, *rapporteur*. — Pas dans mes conclusions.

Mr Bélélubsky. — Pour la question de l'emploi du fer fondu, le rapporteur dit à la page 93 (1) :

D'après une communication de notre collègue Mr de Werkhovsky, le règlement du gouvernement russe du 25 août 1888 prescrit 25 p. c. d'allongement, pour 34 à 40 kilogrammes par millimètre carré de rupture.

Tandis que le rapport fait l'historique de l'emploi du fer fondu en Autriche, il néglige de donner des renseignements en ce qui concerne la Russie. Or, dès 1881, la question de l'emploi du fer fondu pour les ponts métalliques y a été soulevée par des spécialistes.

C'est dans la marine que l'emploi du fer fondu a été autorisé d'abord; en 1883, et non en 1888, qui est l'année où la circulaire a été publiée, on a étendu cet emploi dans la construction des ponts métalliques, avec des résistances de 41 à 45 kilogrammes.

Ces limites de résistance ont été admises par une commission spéciale nommée par le ministre des voies de communication, vu les résultats des différents essais du fer fondu, et, de même, les cahiers des charges pour les ponts exécutés sur les lignes secondaires près de Vienne. Aux premiers pas de l'emploi du fer fondu, il avait été démontré, en Russie, ainsi que dans d'autres pays, que le fer fondu possédant une

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 9, septembre 1900, 1er fasc., p. 6045.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

résistance élevée n'a pas la ténacité convenable et est susceptible de manifester sa fragilité, même en dehors des charges, ce qui a eu comme conséquence l'emploi du fer fondu plus doux (résistance de 34 à 40 kilogrammes par millimètre carré) en Russie, et des précautions dans l'emploi du fer fondu en général dans d'autres pays, comme l'Autriche et l'Allemagne, etc., sauf la Suisse et l'Italie. En ce temps-là (1883-1887), le fer fondu doux a reçu une application pour les ponts de trois lignes russes. La circulaire russe de 1888 a généralisé l'application du fer fondu doux pour tous les travaux du ministère des voies de communication, et quand le gouvernement roumain a nommé la Commission internationale (avec la participation de Mrs Collignon et Winkler) pour la question du choix du métal à employer pour le pont du Danube à Cernawoda, c'est Mr Winkler (1) qui a proposé à la Commission roumaine de prendre, auprès du gouvernement russe, des renseignements sur l'emploi du fer fondu. Les indications sur l'emploi du fer fondu pour les constructions en Russie se trouvent dans le journal allemand *Eisen und Stahl* de 1888, et dans le rapport de la Commission roumaine. Ainsi, il faut constater dans la partie historique, dont le rapporteur s'occupe en détail dans son rapport, que l'emploi du fer fondu sur une grande échelle en Russie a précédé cet emploi en Allemagne et en Autriche; pour ces pays, c'est vers la fin des dix années qui ont suivi 1880 (ponts de Fordon, Dirschaou, les essais d'Autriche par la Commission de Kladno en Bohême et par la Société des ingénieurs autrichiens), que s'est largement développé l'emploi du fer fondu (d'une résistance de 35 à 45 kilogrammes, maintenant admise même en Russie, d'après la circulaire de 1896).

J'arrive, messieurs, aux conclusions et, d'une façon générale, j'exprime le regret que Mr le rapporteur n'y ait pas fait figurer certaines indications, certains renseignements qui se trouvent dans le rapport même, et cela, afin de guider les ingénieurs qui sont appelés à construire des ponts.

Au sujet du deuxième paragraphe de la troisième conclusion, Mr de Kounitsky a présenté des observations auxquelles je me rallie complètement. Je suis d'avis, avec lui, qu'il importe de ne pas arrêter une fixation trop limitative.

Le quatrième paragraphe de cette conclusion me paraît être trop catégorique. Il ne faut, suivant moi, imposer des prescriptions uniformes que lorsqu'il s'agit de ponts sur des lignes internationales qui, naturellement, doivent être accessibles à toutes les locomotives. Il faudrait donc modifier le paragraphe, en disant que les calculs doivent se faire d'après les trains-types ou d'après les échelles de surcharges uniformes calculées pour les trains-types de chaque pays. Il suffirait d'ajouter : « au cas où sur une ligne il existe des voitures ou des locomotives plus lourdes que celles du train-type, les calculs devraient également se faire d'après ces dernières ».

Les renseignements fournis par le rapporteur dans la quatrième conclusion semblent ne pas devoir figurer dans les conclusions. Dans tous les cas, je demanderai

(1) Ce récit sur l'emploi du fer fondu en Russie pourrait aussi servir comme rectification au discours du professeur Mertens (Dresde), à Chicago, en 1893.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

s'il est bien nécessaire de maintenir les expressions : « trains extra-lourds d'Amérique », « trains extra-lourds d'Europe » et « trains lourds ». L'expression « trains-types » me paraît préférable, puisque chaque pays doit en avoir un.

Je partage l'avis de Mr de Kounitsky, qui a demandé que, dans la dernière phrase de cette conclusion, au lieu de dire : « des charges d'essieu d'au moins 14 à 16 tonnes », on mît : « des charges d'essieu d'au moins 16 tonnes ». En Russie, déjà depuis 1896, nous avons des charges d'essieu de 15 tonnes.

Ici, messieurs, je m'associe aux considérations que fait valoir Mr le rapporteur, lorsqu'il exprime le vœu de voir le service de la traction se désintéresser un peu moins des conséquences qu'entraînent, au point de vue de la reconstruction des ponts, ces augmentations successives des charges d'essieu.

Nous avons dû, en 1884, procéder au renforcement des ponts construits d'après les prescriptions de la circulaire de 1875, époque où les locomotives n'avaient que trois essieux. Ce travail n'était pas encore terminé, qu'en 1896 a paru une nouvelle circulaire imposant un nouveau renforcement. Il s'agissait alors des essieux de 15 tonnes; aujourd'hui, il existe une tendance à dépasser cette limite.

Ces augmentations de charges d'essieu mettent les administrations de chemins de fer dans une situation intenable. La question de savoir s'il faut continuer à augmenter les charges d'essieu ou s'il est désirable de s'arrêter à la limite actuelle est donc très importante.

La limite de rupture de 40 kilogrammes par millimètre carré, prévue dans le 5°, pourrait gêner non seulement l'industrie russe, mais encore celle d'autres pays. Il serait donc préférable de dire : « minimum 35 ou 36 kilogrammes » et je serais, pour ma part, partisan d'aller jusque 36, car ainsi on obtiendrait un coefficient de résistance plus élevé.

Quant à la septième conclusion, qui est relative aux quantités de métal à investir dans le pont, j'estime qu'il conviendrait de la supprimer. Chaque pays, se rapportant aux ponts déjà construits, peut dresser un tableau donnant les quantités de métal qui doivent entrer dans les ponts nouveaux et fixant les poids. La formule employée en Russie est très simple; cette formule, correspondant à la proposition ancienne de Laissle et Schuebler (1865-1870), pourrait bien remplacer, comme le montre la pratique des ponts russes, beaucoup d'autres formules plus compliquées, notamment

$$p = \alpha l + c$$

où p = poids du pont métallique en kilogrammes par mètre courant, α = coefficient pratique, changeable conformément à la grandeur de la travée, l = travée théorique en mètres, αl = poids des poutres principales par mètre, c = poids du tablier par mètre.

Je ne vois pas, je le répète, l'utilité de cette conclusion, qui pourrait faire repousser des projets parfaitement conçus et offrant des avantages, uniquement parce qu'ils s'écartent des limites statistiques du tableau.

Enfin, messieurs, en terminant, j'exprime le désir de voir le Congrès mettre à

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'ordre du jour de la prochaine session la question que voici : « Dans quelles proportions les dispositions prises par les ingénieurs des différents pays réussissent-elles à diminuer les tensions secondaires dans les divers organes des ouvrages métalliques ? »

Beaucoup de recherches théoriques et pratiques, et surtout d'essais, ont été faits dans cet ordre d'idées, notamment avec les appareils de Frækel, Rabut-Manet, etc., et il serait désirable de systématiser les résultats obtenus.

Une discussion qui permettrait de récapituler tous les moyens qui ont été mis en œuvre pour lutter contre les tensions secondaires aurait beaucoup d'utilité.

Le vœu qu'il s'agirait d'émettre pourrait prendre place à la suite des conclusions de Mr von Leber.

Mr Goupil, Ch. de f. de l'Ouest français. — Je voudrais demander si, parmi nos collègues, il ne s'en trouve pas qui pourraient nous renseigner sur une question qui, je crois, n'a été qu'effleurée dans le rapport.

Je veux parler de la tendance qui se manifeste de plus en plus de substituer le fer fondu au fer.

Nous sommes entrés dans cette voie en France, mais il y a encore chez nous assez d'hésitation à employer le fer fondu pour les rivets, et il paraît que, dans certains cas, le rivet en fer reste préférable au rivet d'acier.

Il serait intéressant de savoir si les essais auxquels il a été procédé ont donné des résultats satisfaisants.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*. — De mon côté, je demanderai si l'on ne pourrait pas fournir à la section des renseignements au sujet de l'emploi de l'acier allié au nickel ou à d'autres métaux.

Nous avons entendu hier une communication intéressante au sujet de l'emploi de l'acier au nickel dans la construction des rails et des joints.

Il est certain que si dans la construction des ponts métalliques à grandes travées, l'acier au nickel pouvait être employé, il en résulterait une grande réduction des poids morts, si, par exemple, le fait d'ajouter une petite quantité de nickel à l'acier augmentait sa résistance à la rupture de 20 p. c.

Nous avons vu, dans le rapport de Mr von Leber, qu'il existe des ponts dont la charge roulante ne dépasse pas 5 p. c. du poids mort pour les grandes travées. Vous pouvez penser combien, dans ces circonstances, l'emploi de l'acier allié soit au nickel, soit à d'autres métaux, pourrait éventuellement donner des résultats pratiques.

Nos collègues américains seront peut-être à même de nous fournir quelques éclaircissements à cet égard.

Les résultats obtenus en Russie avec les rivets en fer fondu sont favorables; on exige, toutefois, une résistance moins forte et un allongement plus grand. On recommande, en outre, certaines précautions pour les rivures qui doivent se faire sur place. Il est clair qu'une rivure est plus facile à faire dans l'usine que sur le chantier même de la construction.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

J'ajoute qu'avant de publier la dernière circulaire russe (1896) admettant l'emploi du fer fondu pour les rivets, nous avons eu soin de nous mettre en rapport avec les techniciens allemands qui, par leur pratique déjà grande des rivets en fer fondu, pouvaient nous renseigner d'une façon précise. En résumé, nous ne voyons aucun inconvénient à employer les rivets en fer fondu.

Mr von Leber, *rapporteur*. — J'ai reçu des renseignements d'un grand nombre de compagnies en ce qui concerne la nature du métal et certaines d'entre elles signalent qu'il existe des prescriptions spéciales pour les rivets. A l'heure actuelle, on peut dire qu'il y a autant de compagnies qui emploient le fer fondu que de compagnies qui emploient le fer puddlé; seulement, il existe des prescriptions plus sévères pour les rivets en acier doux.

Je n'ai reçu aucun renseignement en ce qui concerne l'acier au nickel.

Comme exemple de pont construit avec de l'acier allié à d'autres métaux, on peut citer le grand pont sur le Mississipi; il a été construit avec de l'acier chromé.

Mr Siegler, Ch. de f. de l'Est français. — Je désirerais qu'on mitigeât quelque peu la rédaction de la neuvième conclusion proposée par Mr von Leber. Cette conclusion préconise les surcharges d'épreuves initiales et périodiques.

Si je suis d'accord avec le rapporteur pour reconnaître que les surcharges d'épreuves initiales sont utiles, je suis d'avis que les surcharges d'épreuves périodiques, tout au moins par charges mortes, ne le sont pas du tout et je ne voudrais pas que l'on s'inspirât de cette rédaction pour les imposer.

Il est difficile, pour ne pas dire impossible, de laisser stationner une surcharge d'épreuve sur un pont, sans troubler profondément l'exploitation.

J'estime, en outre, qu'il conviendrait de déterminer l'importance des ponts sur lesquels les surcharges d'épreuve doivent être pratiquées. Il faut nécessairement qu'un pont, pour être soumis à cette épreuve, ait une longueur minimum qu'on pourrait fixer à 10 mètres.

Mr von Leber, *rapporteur*. — On pourrait mettre 10 mètres au moins. Je ferai remarquer qu'il n'est nullement stipulé que les épreuves doivent se faire par charges mortes; on peut y procéder en faisant passer sur le pont un lourd train de marchandises; c'est ce qui se fait chez nous.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*. — Nous pourrions mettre : « Les surcharges d'épreuves initiales et périodiques — celles-ci au moyen de charges roulantes..., etc. »

Mr Siegler. — Il serait peut-être préférable de faire une phrase spéciale pour chacun des genres d'épreuves et de dire : « Les surcharges d'épreuves initiales usitées dans presque tous les pays pour les ponts métalliques de chemins de fer d'au moins 10 mètres sont indispensables. »

Ensuite : « Quant aux épreuves périodiques, elles ne peuvent être faites qu'à l'aide de charges roulantes et dans des cas déterminés. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je crois que tout le monde pourrait être mis d'accord si nous supprimions les mots : « initiales et périodiques ». (*Marques unanimes d'assentiment.*)

Je profiterai de ce que j'ai la parole pour rencontrer les autres objections qui ont été formulées.

On a critiqué le passage de la cinquième conclusion, disant que le fer fondu pour les ponts métalliques doit avoir 25 p. c. d'allongement pour une limite de rupture d'au moins 40 kilogrammes par millimètre carré. Cela signifie qu'il faut 25 p. c. d'allongement, quand il y a 40 kilogrammes de rupture; et pour bien préciser, j'ajoute : « ou ce qui revient au même, répondre au coefficient de qualité 10 ».

Dans ma quatrième conclusion, je me borne à résumer les renseignements qui m'ont été fournis. Je signale que depuis dix ans, le poids des locomotives, des tenders et des wagons a notablement augmenté surtout aux États-Unis d'Amérique; que mon projet de prescriptions de surcharge peut suffire pour tenir compte des trains les plus lourds circulant sur les lignes les plus fatiguées, tant de l'Europe que des États-Unis; que mes prescriptions de surcharges sont présentées soit sous la forme de trains-types, soit sous celle d'échelles de charges uniformes équivalentes. Je constate, en outre, que ces échelles, comparées aux prescriptions publiées récemment dans les divers pays, n'ont rien d'exagéré et que pour les trains extra-lourds, elles sont déjà dépassées dans des cas spéciaux.

Enfin, je termine cette conclusion en émettant le vœu que, sur les grandes lignes internationales, la voie et les ponts aient une résistance suffisante pour les trains lourds, en y supposant des charges d'essieu d'au moins 14 à 16 tonnes.

On a critiqué cette limite; je ne fais pas d'objections à ce que l'on mette « d'au moins 16 tonnes ». C'est, du reste, conforme à ce qui se fait en Allemagne.

Mr Jeitteles, Ch. de f. du Nord Empereur Ferdinand, Autriche. — Lorsqu'il s'agit de constructions nouvelles!

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je crois que nous sommes tous d'accord pour la limite de 16 tonnes.

Afin de faire droit à une autre observation présentée, je propose d'ajouter à la fin du 3°, la phrase suivante :

« Toutefois, cette recommandation n'exclut nullement l'emploi des procédés graphiques qui, dans certains cas, peuvent rendre des services importants. »

Je tiens cependant à signaler que sur soixante administrations consultées, trente-neuf, soit les deux tiers, emploient les échelles de surcharge pour simplifier; je suis donc dans le vrai en disant que c'est à ce système que les ingénieurs ont le plus souvent recours.

Mr de Kounitsky. — Je pense qu'il convient de laisser aux administrations toute liberté de choisir l'un ou l'autre système.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La phrase commençant par ces mots : « Au lieu de recommencer pour chaque projet de pont..., etc. », devrait disparaître complètement.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je ne suis pas de cet avis. J'estime qu'il est plus raisonnable de faire une étude une fois pour toutes et d'établir des échelles qu'on pourra appliquer immédiatement à tous les ponts, plutôt que de recommencer une étude nouvelle pour chaque pont. Le système que je préconise est incontestablement très commode pour les ingénieurs constructeurs de ponts, car il leur permet de faire promptement et aisément leurs calculs.

Mr de Kounitsky. — Je suis hostile à la rédaction parce qu'elle marque une préférence bien accentuée pour le système des échelles; or, cette préférence n'est pas justifiée et je prétends que le système des trains-types est tout aussi bon. Il faut donc que les deux méthodes soient mises sur le même pied.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Si j'ai marqué cette préférence, c'est parce que je l'ai constatée de la part des administrations consultées.

Mr de Kounitsky. — Vous ne pouvez pas dire qu'il y a unanimité.

Mr von Leber, *rapporteur*. — L'unanimité, vous ne l'obtiendrez jamais en matière de construction de ponts.

En France, sur six compagnies, cinq emploient les échelles de surcharge.

Mr Sabouret, Ch. de f. de Paris à Orléans. — La circulaire ministérielle de 1891 a modifié en France les prescriptions en matière de construction de ponts métalliques et elle a mis les compagnies dans l'obligation de refaire les calculs de leurs ouvrages d'après des bases nouvelles.

Presque toutes les compagnies ont, à cette époque, employé pour faciliter et rendre plus rapide la revision prescrite, la méthode des surcharges équivalentes.

Mais la circulaire de 1891 prescrivait non seulement de refaire les calculs, mais encore de soumettre des propositions en vue de renforcer les ouvrages reconnus insuffisants par l'application du nouveau règlement. Or, ce règlement augmentait sensiblement les charges anciennes et mettait en souffrance beaucoup d'ouvrages.

Fallait-il s'incliner devant les résultats des calculs et s'empresser de renforcer?

La plupart des compagnies ont pensé que les calculs ne devaient pas avoir seuls leur mot à dire, qu'ils n'étaient pas les souverains maîtres et qu'il fallait faire intervenir l'expérience.

Reprenant les travaux de Mr Dupuis, Mr Rabut avait montré qu'à l'aide de ses appareils à grande amplification, on pouvait mesurer les variations de travail du métal sur de faibles longueurs, il arrivait en quelque sorte à tâter le pouls des ponts et à se rendre compte de ce qui se passait dans leurs divers organes.

La Compagnie d'Orléans a recouru aux appareils de Mr Rabut et, grâce à eux, elle a constaté que beaucoup d'ouvrages condamnés par la méthode des calculs théoriques, pouvaient être conservés sans modification ou sans grande modification.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Or, quand on veut comparer avec quelque précision le travail réel, mesuré expérimentalement, avec le travail théorique calculé, on doit évaluer ce dernier en tenant compte des charges isolées du train d'épreuve. La méthode de calcul pour charges équivalentes devient alors tout à fait insuffisante et on est nécessairement conduit à lui préférer dans ce cas particulier celle du calcul par lignes d'influence.

Nos agents ont donc dû se familiariser avec cette dernière méthode et ils l'ont si bien fait qu'ils la préfèrent maintenant à toutes les autres, la trouvant plus rapide et plus simple.

J'estime, quant à moi, qu'il faut renoncer à l'idée d'imposer à tous les ingénieurs qui ont des ponts métalliques à construire, l'obligation d'en faire eux-mêmes tous les calculs. On devra recourir à un ingénieur spécialiste ; or, celui-ci n'éprouvera pas plus de difficulté à employer la méthode par courbe d'influence que la méthode par surcharges uniformes. Dès lors, il ne me paraît pas utile de proclamer que l'une est supérieure à l'autre.

Je tiens à ajouter au sujet de ce qu'a dit Mr Bélélubsky des bienfaits de la méthode expérimentale, que la généralisation des essais pratiques est souhaitable, car ils ont été extrêmement féconds en observations. Je viens de vous dire que grâce à cette méthode, biendes ouvrages que le calcul voulait faire disparaître, ont été sauvés.

Je partage donc l'avis de Mr Bélélubsky, lorsqu'il estime qu'il est désirable de recourir à la méthode expérimentale pour l'étude des ponts métalliques.

Mr Bélélubsky. — Je signalerai que depuis 1886, il y a en Russie une tendance à affaiblir les tensions secondaires au moyen d'un système qui est exposé à l'Exposition, dans la section du génie civil russe, classe 29, dans ma vitrine, où tous mes collègues pourront s'en rendre compte.

Ce système consiste dans l'utilisation de pièces de ponts articulées, notamment les traverses métalliques reposent sur les rotules, le pont ayant des montants spéciaux pour les contreventements horizontaux. Presque tous les ponts de la ligne du chemin de fer transsibérien, ainsi que quelques ponts des autres lignes et de même les ponts pour voitures, soit donc environ 6 kilomètres de ponts, sont construits d'après ce système.

Mr Vianna, Ministère de la marine et d'outre-mer, Portugal. — Je suis également d'avis qu'il faut laisser la liberté la plus absolue quant au choix de la méthode de calcul et que les prescriptions doivent être élaborées de façon à faciliter l'application des deux méthodes en présence, en donnant à côté des trains-types de surcharge les échelles de surcharges équivalentes uniformément réparties.

Voilà pourquoi j'estime, ce qui d'ailleurs mettrait tout le monde d'accord, qu'il conviendrait de rédiger le deuxième alinéa de la troisième conclusion en ce sens :

« On *doit recommander* d'émettre ces prescriptions et sous la forme de trains-types de surcharge et sous la forme d'échelles de charges uniformément réparties..., etc. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Je propose, dans le même ordre d'idées, de supprimer dans cette troisième conclusion la phrase que voici :

« Le deuxième système est celui auquel les ingénieurs auront le plus souvent recours pour effectuer les calculs courants, même si les charges mobiles ont été prescrites sous forme de trains-types. »

Je considère que ce paragraphe paralyse la liberté des ingénieurs et, encore une fois, j'estime que cette liberté doit être laissée la plus grande possible.

Il faut permettre à tout le monde d'employer la méthode nouvelle ; quant à ceux qui sont partisans de la méthode ancienne, ils doivent pouvoir aussi y recourir librement.

Mr Bélélubsky. — Je crois cependant que dans chaque pays, il faut qu'il y ait un train-type. Pour mettre tout le monde d'accord, on pourrait rédiger le deuxième alinéa comme vient de l'indiquer Mr Vianna. Son amendement consiste tout simplement à remplacer le mot « peut » par le mot « doit ».

Mr von Leber, *rapporteur.* — Je ne m'oppose pas à cet amendement.

Mr Vianna. — Je propose également de supprimer la phrase commençant par ces mots : « Le deuxième système est celui..., etc. »

Mr von Leber, *rapporteur.* — Si vous le permettez, messieurs, afin de rendre ce débat moins confus, je vais reprendre successivement les différentes conclusions et, au fur et à mesure, je rencontrerai les propositions de modifications qui ont été présentées. (*Assentiment.*)

Les deux premières conclusions ont été adoptées par le Congrès à Londres ; il n'y a donc plus lieu d'y revenir. Si je les ai reproduites, c'est à seule fin de vous présenter un ensemble complet.

Je passe donc à la troisième conclusion.

Le premier alinéa ne donne lieu à aucune objection.

Au second alinéa, on propose de dire :

« On doit » au lieu de « on peut ».

Je n'y vois pas d'inconvénient.

Mr Bélélubsky. — Je pense qu'il conviendrait de supprimer la dernière phrase de cet alinéa, ainsi conçue :

« L'ensemble de ces échelles de surcharge suffit pour tous les ponts usuels, pourvu que l'on y prenne toujours comme travée la longueur de voie surchargée. »

Mr von Leber, *rapporteur.* — Je ne vois pas pourquoi nous supprimerions cette phrase.

Mr de Kounitsky. — Si nous la maintenons, nous devons dire : « ...pour tous les ponts usuels à travée libre ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr von Leber, *rapporteur*. — Si vous avez à calculer un pont à travée continue, quoi de plus simple que de recourir à la méthode des surcharges uniformément réparties?

C'est celle qui a été prescrite en Autriche, par l'ordonnance de 1887.

Mr de Kounitsky. — En Russie, nous avons calculé des ponts à travée continue d'après la méthode des lignes d'influence et d'après la méthode des surcharges uniformément réparties sur les travées libres, et nous avons constaté de grandes différences.

Nous ne pouvons donc pas admettre qu'on impose uniquement les échelles de surcharge pour calculer les ponts à travée continue.

Mr Siegler. — Il vaut mieux supprimer la phrase.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Les différences que vous avez constatées proviennent probablement de ce que vous avez fait des erreurs dans vos calculs.

Nous aussi, en Autriche, nous avons fait des calculs comparatifs pour nous assurer de ce que l'emploi de nos échelles de surcharge n'entraîne pas d'erreurs inadmissibles. Les différences constatées vis-à-vis de l'emploi des charges d'essieux tels quels, étaient négligeables, et notre procédé est infiniment plus facile à appliquer.

Il y a, du reste, une erreur inévitable dans tous ces calculs, c'est celle qui consiste à admettre, pour les moments de flexion, une section constante des bandes de la poutre et à la prendre ensuite variable.

Je ne conteste pas que des erreurs puissent se commettre avec la méthode des échelles de surcharge, comme vous ne pouvez pas prétendre non plus que des erreurs sont impossibles avec la méthode de calcul par courbes d'influence. Dans tous les cas, l'application de notre méthode est infiniment plus simple.

Mr de Kounitsky. — Lorsqu'il s'agit de ponts à travée continue, il importe d'employer, pour obtenir des résultats exacts, des surcharges réelles et non pas des surcharges fictives.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je n'insiste pas pour que cette phrase soit maintenue. Le troisième alinéa n'a pas donné lieu à des observations.

Mr Bélélubsky. — Il faudrait dire : « ... puis un train de marchandises avec au moins deux locomotives à essieux lourds, etc... ».

Mr von Leber, *rapporteur*. — L'observation est juste, et je pense qu'il conviendrait même, pour le train à grande vitesse, de prévoir plus d'une locomotive. Sur certaines sections à fortes rampes, de la ligne de l'Arlberg, par exemple, les trains à grande vitesse sont remorqués par deux locomotives. Nous pourrions donc dire : « un train à grande vitesse avec les plus grandes charges d'essieu, les plus lourdes locomotives, les plus lourds tenders et une suite convenable de voitures, et puis un train de marchandises avec des locomotives à essieux lourds..., etc. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Bélélubsky. — Il semble nécessaire de mettre : « au moins deux locomotives ».

Mr Poulet, Ch. de f. du Sud de la France. — Ne pourrait-on pas rédiger ce paragraphe dans une forme plus concise, en recommandant simplement « des compositions de trains offrant les conditions les plus extrêmes et en admettant les plus grands effets de surcharge résultant de ces trains »?

Mr von Leber, *rapporteur*. — Il m'a paru nécessaire de spécifier les deux sortes de trains qui représentent les extrêmes du trafic.

Mr Poulet. — Bornons-nous à proposer deux trains-types sans définir leur composition.

Mr von Leber, *rapporteur*. — J'ai voulu laisser aux ingénieurs la faculté de considérer plusieurs trains-types; parmi les administrations qui ont répondu à mon appel, il y en a un bon nombre qui admettent plus de deux trains-types. Je crois que nous devons donc dire *au moins* deux trains-types.

Pour éviter d'ailleurs les difficultés qui viennent d'être soulevées au sujet de la composition des trains, je propose de dire :

« Dans le premier système, il est recommandable de considérer toujours au moins deux trains-types représentant les deux extrêmes du trafic.

« On admettra naturellement les plus grands effets de surcharge résultant de l'un ou de l'autre de ces trains, supposés placés dans les positions les plus défavorables. »

— Cette rédaction est adoptée.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Plusieurs membres nous ont dit qu'ils préconisent la méthode des courbes d'influence. Mais il y a d'autres procédés graphiques, comme celui des polygones funiculaires de Cullmann, des polygones des forces de Cremona, etc., qui sont très facilement applicables.

Afin de donner satisfaction à toutes les observations faites, je propose d'ajouter à la fin du 3°, un nouvel alinéa ainsi conçu :

« Toutefois, l'emploi des échelles de surcharge peut être remplacé avec avantage dans beaucoup de cas par des procédés graphiques. »

Mr de Kounitsky. — Nous demandons la suppression complète du quatrième alinéa de cette conclusion.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je m'oppose à la suppression complète de ce quatrième alinéa, mais je n'insiste pas pour que la phrase commençant par ces mots : « au lieu de recommencer pour chaque projet de pont l'étude de ces trains... » soit maintenue. Je consens également à dire que le deuxième système est *actuellement* celui auquel les ingénieurs auront souvent recours pour effectuer les calculs courants.

Mr de Kounitsky. — Soit, mais ajoutons alors : « concernant les ponts à travées libres ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr von Leber, *rapporteur*. — Pour tenir compte de toutes les observations, je trouve préférable de simplifier le libellé proposé. La rédaction de cet alinéa serait donc celle-ci :

« Le deuxième système est actuellement celui auquel les ingénieurs auront souvent recours pour effectuer les calculs courants concernant les ponts à travées libres, même si les charges mobiles ont été prescrites sous forme de trains-types. Des progrès importants ont été réalisés dans ce genre de calculs, surtout en y introduisant le principe des longueurs surchargées servant d'entrées aux échelles de surcharge et en étendant l'usage de celles-ci aux calculs des poutres transversales et des longerons. Toutefois, l'emploi des échelles de surcharge peut être remplacé avec avantage dans beaucoup de cas par des procédés graphiques. » (*Assentiment.*)

Je vous propose, Monsieur le Président, de remettre la suite de la discussion à la séance de cette après-midi. (*Adhésion.*)

— La séance est levée.

Séance du 22 septembre 1900, à 2 heures.

—

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr le Président. — La parole est à Mr le rapporteur.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Nous sommes arrivés au 4° des conclusions. On propose de dire : « d'au moins 16 tonnes », au lieu de : « d'au moins 14 à 16 tonnes ». Je crois que nous sommes tous d'accord pour modifier la rédaction en ce sens. (*Assentiment.*)

Un membre s'est demandé si les renseignements donnés par le rapporteur dans ce 4° devaient bien trouver place dans les conclusions; or, ces renseignements ont été fournis par les compagnies, et, bien qu'ils se trouvent détaillés dans le rapport même, je crois qu'il est nécessaire d'en donner la quintessence dans les conclusions.

Pour lever toute espèce de scrupule, nous pourrions supprimer de la deuxième phrase le mot « prescription » et dire « le rapporteur a soumis au Congrès un projet complet de surcharges ». (*Adhésion.*)

Voici comment je propose de rédiger le 5° :

« 5° Le Congrès constate que l'emploi du fer fondu (acier doux) pour les ponts métalliques se répand de plus en plus, tandis que l'emploi du fer soudé (fer puddlé) devient plus rare. On est généralement d'accord maintenant quant aux qualités de dureté du fer fondu à préconiser pour les ponts métalliques; celui-ci doit avoir environ 25 p. c. d'allongement pour une limite de rupture d'au moins 40 kilogrammes par millimètre carré (ou ce qui revient au même, répondre au coefficient de qualité 10). Toutefois, pour des ponts de portée exceptionnelle, on

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

recherchera un métal plus dur, quitte à surveiller de plus près la fabrication, les fournitures et le montage.

« Dans le premier cas, qui est celui des ouvrages courants, on pourra, comme pour le fer soudé, admettre des limites de travail de 6 à 9 kilogrammes par millimètre carré pour le métal, tandis que pour des maîtresses poutres exceptionnellement grandes, on pourra élever ces limites de 8 à 12 kilogrammes par millimètre carré, avec $^1/_8$ environ en plus pour les effets du vent. Il est recommandable, dans tous les cas, que le travail admis ne dépasse jamais la moitié de la limite d'élasticité du métal qu'on emploie; dans le cas d'efforts alternés, il convient même de réduire encore quelque peu cette limite. »

Mr de Kounitsky. — Je propose de dire : « ... de 6 à 9 kilogrammes par millimètre carré pour le métal, déduction faite des trous de rivets ».

— La rédaction ainsi amendée est adoptée.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Voici le 6° :

« 6° Quant à l'action du vent sur les ponts, on est d'accord presque partout pour se rallier aux coefficients fixés par les ingénieurs en Angleterre vers 1881. Toutefois, les ingénieurs du continent dans les deux mondes ont adouci quelque peu ces règles en admettant que la pression de 170 kilogrammes par mètre carré suffit en tant que les trains sont encore en circulation, tandis que par un vent de 270 kilogrammes par mètre carré, le service est forcément interrompu. »

— Adopté.

Mr von Leber. — « 7° Pour des ponts convenablement construits, conformément aux conditions citées plus haut, il semble résulter du travail de recensement du rapporteur, concernant les poids de plus d'un millier de constructions citées par les administrations, que les quantités de métal à investir dans les ponts seraient environ les suivantes :

PORTÉES.	POIDS PAR MÈTRE DE VOIE.		
	Minimum.	Moyen.	Maximum.
	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
0 mètre	0.2	0.35	0.5
10 mètres	0.6	1.0	1.4
50 —	1.7	2.6	3.5
100 —	3.0	4.3	5.6
200 —	5.6	7.3	9.0
300 —	8.2	10 3	12.4
400 —	10.8	13.3	15.8
500 —	13.4	16.3	19.2

« Toutefois, les poids indiqués ne peuvent être considérés comme justifiés par la

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pratique actuelle, que jusqu'à des portées de 200 mètres environ, faute d'un nombre suffisant d'exemples de ponts ayant des portées plus grandes. »

Mr **Bélélubsky**. — Je ne suis pas d'avis d'insérer ce tableau, car les conditions de construction des ponts diffèrent trop d'un pays à un autre pour qu'on puisse indiquer d'une façon précise les quantités de métal à investir.

Mr **von Leber**, *rapporteur*. — Je dois faire remarquer à Mr Bélélubsky que la première conclusion, laquelle a été votée à Londres, est de nature à faire disparaître les appréhensions que cette septième conclusion pourrait faire naître. Nous disons en effet :

« Les formules générales souvent proposées sur la base de considérations très logiques, pour estimer d'avance le poids d'un pont, ne sont applicables que pour des ponts concernant un pays ou une compagnie de chemin de fer. Il est préférable de faire le relevé des poids d'un grand nombre de ponts construits et de procéder par voie de comparaison, par approximations successives.

« Les tableaux dressés par le rapporteur pourront, à cet effet, rendre des services utiles. »

Mr **Bélélubsky**. — On ne devrait pas dire : « Il est préférable. »

Mr **von Leber**, *rapporteur*. — Cette conclusion a été votée à Londres et vous n'y avez pas fait d'objections.

Le 7° tel qu'il est rédigé ne peut faire tort, attendu que c'est une simple constatation de statistique. Je me suis livré à un travail de recensement concernant les poids de plus d'un millier de constructions métalliques et ce n'est pas, croyez-le, sans grande peine, que je suis parvenu à dresser cette statistique et le tableau graphique des poids relevés.

On pourrait donc bien me donner la satisfaction de l'insérer dans mes conclusions, d'autant plus que je dis : « il semble résulter du travail de recensement... ».

Mr **Brière**, Ch. de f. de Paris à Orléans. — Je ne vois pas d'inconvénient à maintenir cette conclusion telle qu'elle est présentée.

Mr **Bélélubsky**. — Chaque pays, et je dirai même chaque administration, a des règles pratiques pour déterminer le poids des ponts. Or, cette conclusion, ainsi que je l'ai dit déjà, a pour conséquence de restreindre la liberté et même de susciter des difficultés.

Ainsi, je suppose que deux ingénieurs soumettent à une administration un projet de pont : l'un de ces projets comporte un investissement de métal moindre que l'autre; mais néanmoins, il offre des avantages au point de vue de la confection. Les données du tableau qu'on nous propose d'admettre peuvent faire écarter ce projet.

Mr **Brière**. — Bien que je ne sois pas partisan de trop préciser dans les résolutions

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

du Congrès, j'estime qu'il faut cependant répondre à cette question qui est explicitement formulée dans le questionnaire.

Le Congrès doit indiquer approximativement quelles sont les quantités de métal à mettre en œuvre dans les ponts de chemins de fer. Or, les termes dont se sert Mr von Leber me paraissent suffisamment vagues et élastiques pour ne pas causer d'inquiétude.

Je n'aperçois, je vous l'avoue, ni les inconvénients, ni les avantages de cette disposition. Dès lors, pourquoi ne l'adopterions-nous pas?

On nous a souvent reproché de ne pas répondre aux questions posées. Or, dans l'espèce, nous pouvons répondre sans trop nous engager. N'hésitons donc pas à le faire. (*Hilarité.*)

Mr von Leber, *rapporteur*. — Il y a d'autant moins à hésiter, qu'il ne s'agit pas ici de prescriptions. Ce ne sont que des constatations.

Mr Bélélubsky. — Ce que je veux éviter, c'est que lorsqu'on aura à choisir entre deux projets A et B, on ne donne la préférence au projet A que parce que les poids se rapprocheront plus des indications du tableau que les poids du projet B.

J'insiste pour qu'on tienne compte des prescriptions en vigueur dans tous les pays... (*Protestations.*)

Mr von Leber, *rapporteur*. — Voulez-vous que nous ajoutions : « Toutefois, les écarts considérables avec les données du tableau ci-avant peuvent s'expliquer par la grande différence des prescriptions de surcharge en vigueur dans les différents pays? »

De toutes parts. — Non, non.

Mr le Président. — Je mets aux voix la rédaction telle qu'elle est proposée par Mr von Leber dans son rapport.

— Cette rédaction est adoptée.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Voici la conclusion 8 :

« Enfin, le Congrès estime qu'il serait utile d'étudier, dans chaque pays, si les charges croissantes imposées aux services de la voie et de l'infrastructure, par les véhicules de plus en plus lourds mis en circulation par le service de la traction, sont bien justifiées par les bénéfices qui en résultent.

« Cette étude concerne surtout la voie et les ponts métalliques de portée moyenne dont la reconstruction en cours d'exploitation occasionne des dérangements et frais considérables. Pour les ponts métalliques de faible portée, les remplacements s'effectuent facilement par lancement latéral entre le passage de deux trains. Pour les travées métalliques de très grande portée, les reconstructions ou remplacements ne s'effectuent presque jamais (Conway, Britannia, Saltash), vu le rôle peu important qu'y jouent les charges mobiles. Mais pour tous les ouvrages compris entre ces

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

extrêmes, ainsi que pour la voie, l'étude dont il s'agit conserve une grande importance. »

Mr le Président. — S'il n'y a pas d'objections, je déclare cette conclusion adoptée.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Conformément au désir qui a été exprimé au cours de la discussion, je vous propose de rédiger comme suit la neuvième conclusion :

« Les surcharges d'épreuve usitées dans presque tous les pays pour les ponts métalliques de chemins de fer sont indispensables ; elles constituent une garantie de sécurité que l'on doit au public des voyageurs et au personnel de service.

« Toutefois, les résultats favorables fournis par ces épreuves ne constituent qu'une indication pour les ingénieurs; ils ne dispensent en aucune façon du service détaillé de surveillance et d'entretien concernant toutes les parties composantes de chaque construction. »

Mr Müntz, Ch. de f. de l'Est français. — Disons : « pour les ouvrages d'au moins 10 mètres de portée ». (*Marques d'assentiment.*)

Mr von Leber. — Je n'y vois pas d'inconvénient; permettez-moi même d'ajouter qu'en Autriche, cette limite de 10 mètres existe de fait.

Mr le Président. — Mr de Kounitsky propose d'ajouter qu'il est recommandable que les administrations de chemins de fer mesurent directement les tensions de la partie de la superstructure métallique des ponts en employant l'appareil de Mr Rabut ou tout autre aussi parfait.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Je ne crois pas qu'il soit possible de recommander dans une de nos résolutions l'usage d'un appareil déterminé, surtout en citant le nom de l'inventeur. Il ne faut pas que nous ayons l'air de faire une réclame.

Il n'est pas possible, au surplus, que pour tous les ponts indistinctement, on exige la mesure des tensions de toutes les pièces qui les composent ou d'une grande partie de ces pièces. Ces expériences ne sont pratiquement recommandables que lorsqu'on se trouve en présence d'un cas douteux.

Si le pont est neuf, il est clair qu'on ne doit pas se montrer aussi méticuleux que si le pont est ancien et fatigué par le service.

A Saint-Pétersbourg et à Londres, on a voulu saisir le Congrès de cette question; on a proposé de décider que lorsqu'un pont ne s'écarte pas au delà de 30 p. c. des prescriptions en vigueur, il peut subsister. Plusieurs de mes collègues et moi-même, nous nous sommes opposés à ce qu'une clause de l'espèce fût insérée dans les conclusions, car il eût été peu sérieux de proclamer dans un Congrès que les ponts nouveaux construits d'après les règles en vigueur dussent supporter des tensions moindres que les ponts anciens déjà très fatigués.

Il est prudent de ne pas trancher cette question et de laisser à l'ingénieur le soin de juger si un pont doit être reconstruit ou non. Je me rallie donc bien plutôt aux

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

observations présentées par Mr Sabouret et je propose de compléter la conclusion par le paragraphe que voici :

« Il est recommandable, dans tous les cas douteux, d'examiner le travail du métal au moyen de mesures directes appliquées aux pièces elles-mêmes. »

— Adopté.

Mr le Président. — Mr Bélébubsky vient de faire parvenir une proposition tendant à ajouter une dixième conclusion qui serait ainsi conçue :

« Le Congrès recommande aux administrations de chemins de fer de ne pas augmenter dans une trop forte mesure les charges d'essieu, étant données les conséquences qui peuvent en résulter au point de vue de la reconstruction des ponts.

Mr Brière. — Je ne suis pas d'avis d'insérer une semblable recommandation. Cette question n'est pas seulement de notre domaine exclusif, mais elle est d'ordre général.

Il est inadmissible que le service de la voie vienne dire à celui de la traction : Je vous recommande de ne pas augmenter les charges d'essieu.

Les administrations savent parfaitement bien que si elles augmentent les charges d'essieu, elles se trouveront dans la nécessité de reconstruire certains ponts métalliques. Lorsque les ingénieurs de la traction viendront proposer de porter les charges des essieux à 20 tonnes, le conseil d'administration de la compagnie se rendra compte des conséquences que l'adoption d'une proposition de cette nature entraînera au point de vue du renforcement des ouvrages.

La proposition ne rencontrera pas d'opposition lorsque le nombre de ponts à reconstruire ou à renforcer sera insignifiant, mais il en sera tout autrement quand ce nombre sera considérable.

Mr Bélélubsky. — Je n'insiste pas et je me contente de l'insertion de ma proposition dans notre *Bulletin*.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Mr Bélélubsky a raison de ne pas insister, car une proposition de l'espèce, si elle était admise par nous, rencontrerait certainement une vive opposition de la part des ingénieurs de la traction.

Mr Brière. — Une délibération dans ce sens ne pourrait être prise que par la première et la deuxième section réunies. Mais il est clair que les ingénieurs de la traction repousseraient énergiquement une proposition ayant pour but d'empêcher l'augmentation de la puissance des machines, c'est-à-dire une proposition allant à l'encontre des progrès.

Mr Müntz. — La question n'est pas autre qu'une question financière à débattre par les conseils d'administration.

Si une compagnie constate que l'augmentation des charges d'essieu, alors même qu'elle doit entraîner le remplacement de certains ponts, est avantageuse, il est clair qu'elle n'hésitera pas à entrer dans cette voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Rijperman, Ministère du waterstaat, du commerce et de l'industrie, Pays-Bas. — Mon collègue, Mr Simon, membre du conseil de surveillance des chemins de fer des Pays-Bas, a donné au Congrès de Londres une description de l'appareil Manet, amélioré par l'ingénieur de l'État, Schrœder van der Kolk, qui est chargé des recherches scientifiques et des épreuves périodiques des grands ponts de notre pays.

Cet appareil a subi de nouveau des améliorations très importantes.

J'ai l'honneur de déposer un mémoire des ingénieurs Schrœder van der Kolk et Kist, rédigé en français et en hollandais, qui fait mention de ces améliorations et qui peut être considéré comme supplément aux communications de Mr Simon.

Je serais heureux de voir ce mémoire inséré dans notre *Bulletin* (*voir* annexe I).

M. Bélélubsky. — D'accord avec Mr Goupil, je propose d'émettre le vœu que voici :

« En raison des nombreuses recherches pratiques déjà entreprises pour déterminer le travail effectif des diverses parties des ouvrages métalliques et la tendance manifeste à affranchir ces ouvrages de l'influence des tensions secondaires, le Congrès, sur la proposition de Mrs Bélélubsky et Goupil, propose d'inscrire au programme de la prochaine session les questions suivantes :

« *A*. — Quels procédés ont été employés pour la mesure des efforts effectifs développés dans les divers éléments des constructions métalliques?

« *B*. — Dans quelles proportions les dispositions pratiques prises ont-elles réussi à réaliser une diminution des tensions secondaires dans les diverses parties des ouvrages métalliques? »

Mr le Président. — Cette proposition sera soumise à l'assemblée générale avec les autres conclusions.

Mr de Kounitsky. — Je crois être l'interprète de tous mes collègues en adressant à Mr von Leber de chaleureux remerciements pour le travail remarquable qu'il nous a fourni. (*Applaudissements prolongés.*)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SÉANCE PLÉNIÈRE

Séance du 29 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr ALFRED PICARD.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : Mr L. WEISSENBRUCH.

Mr le Secrétaire général donne lecture du

Rapport de la 1re section.

(Voir *Bulletin* quotidien de la session, n° 10, p. 5.)

« Le rapporteur Mr VON LEBER s'excuse d'avoir retardé, bien malgré lui, le dépôt de son travail afin de le rendre plus complet. Il y a résumé, en même temps que les données de son expérience personnelle, les communications qui lui ont été faites par soixante administrations de chemins de fer.

« Il ajoute à son rapport quelques explications verbales en insistant particulièrement sur l'augmentation continue des surcharges roulantes imposées aux ouvrages par les modifications successives survenues dans le matériel roulant depuis la session de Londres du Congrès.

« Mr VON LEBER insiste sur la tendance manifestée, depuis lors, par divers États, d'étendre l'application des échelles de surcharges équivalentes au calcul des efforts tranchants aussi bien que des moments de flexion dans les ponts de tous types.

« Mr LE PRÉSIDENT ouvre la discussion à laquelle prennent part, avec le rapporteur : Mrs DE KOUNITSKY (*Gouvernement russe*); BÉLÉLUBSKY (*Gouvernement russe*); GOUPIL (*Ouest français*); POST (*État néerlandais*); SIEGLER (*Est français*); SABOURET (*Orléans*); VIANNA (*Gouvernement portugais*); BRIÈRE (*Orléans*); MÜNTZ (*Est français*); POULET (*Sud de la France*).

« La section aborde en premier lieu la question du *choix des procédés de calcul des ouvrages*.

« Mr DE KOUNITSKY insiste vivement sur le caractère de trop grande généralité donné, suivant lui, par le rapport, à l'emploi des échelles de surcharge pour le

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

calcul des ouvrages de toute nature, ainsi que sur l'extension injustifiée attribuée à cette méthode de calcul, de préférence aux méthodes graphiques et aux constatations expérimentales directes. Celles-ci sont plus particulièrement en usage en Russie; elles sont également appliquées dans d'autres pays et semblent devoir se généraliser de plus en plus dans l'avenir.

« Mr Bélélubsky appuie ces observations et signale les travaux antérieurs à 1855, du colonel Jourawsky, sur le calcul des efforts tranchants.

« Mr le Rapporteur répond qu'il n'a pas prétendu faire œuvre de prescription réglementaire, mais de simple constatation des déclarations qui lui ont été faites par les deux tiers des administrations qui ont répondu à son questionnaire.

« Mr Sabouret parle dans le même sens que Mrs de Kounitsky et Bélélubsky. Il explique que si la Compagnie d'Orléans, en particulier, à laquelle il appartient, a généralisé tout d'abord l'application de la méthode des échelles de surcharges équivalentes pour faciliter et rendre plus rapide la revision prescrite par la circulaire française de 1891 du calcul de tous les ouvrages métalliques livrés à l'exploitation, elle a également eu recours à la méthode graphique lorsqu'il s'est agi d'étudier les moyens de conserver intacts ou de renforcer des ouvrages dont la résistance, dans les conditions nouvelles imposées, pouvait inspirer des doutes. On s'est alors trouvé conduit, ne pouvant appliquer les échelles correspondant à des surcharges-types déterminées, à examiner, dans des cas d'espèce nombreux et variés, l'effet des surcharges effectives imposées par les conditions normales de l'exploitation.

« L'usage des appareils de mesure directe des efforts, au moyen d'appareils s'adaptant, comme ceux de Mr Rabut, à des pièces de dimensions très restreintes, a permis de conserver sans modification des ouvrages que le calcul aurait condamnés.

« La considération des courbes d'influence a également rendu de grands services; le personnel s'est familiarisé avec les méthodes graphiques et paraît recourir très volontiers à leur emploi.

« Mr Vianna insiste de son côté dans le sens de la liberté absolue à laisser, quant au choix des méthodes de calcul.

« La discussion se porte ensuite sur l'opportunité de la fixation des charges-types dans les conditions spécifiées par le rapport.

« Mr Bélélubsky, appuyant les observations d'abord présentées à ce sujet par Mr de Kounitsky, insiste d'une façon toute particulière sur les inconvénients d'une fixation trop limitative; ces inconvénients ont été sensibles, en Russie, lors de la mise en vigueur, à des époques très rapprochées, de circulaires fixant des conditions de charge de plus en plus élevées au fur et à mesure des modifications du matériel roulant. Il ne paraît pas possible, du reste, d'appliquer certaines surcharges extra-lourdes à des pays dans lesquels elles ne paraissent pas devoir se réaliser, de longtemps du moins, et il convient de laisser à chaque État toute latitude dans la détermination des types de surcharge.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« Mr le Rapporteur fait remarquer qu'il s'est borné à une constatation statistique à titre d'indication, utile cependant, en raison des relations internationales qui peuvent exister entre certains pays.

« Mr Poulet demande également qu'une plus grande latitude, dans la composition des surcharges-types, soit laissée par la rédaction du paragraphe des conclusions relatif à cet objet.

« La section discute ensuite les *conditions de résistance à exiger du métal* employé dans les ponts.

« Mr de Kounitsky, parlant dans l'intérêt de l'industrie russe, signale qu'il lui paraît prématuré d'exiger des résistances à la rupture de 40 kilogrammes par millimètre carré et demande que cette limite soit abaissée à 35 ou 36 kilogrammes.

« Mr Bélélubsky développe les mêmes considérations.

« Mr le Rapporteur répond qu'il ne s'agit pas de prescrire l'emploi d'acier ayant une résistance absolument déterminée, mais plutôt de préconiser une relation entre les conditions requises de résistance à la rupture et d'allongement correspondant; en un mot, de définir un coefficient de qualité du métal à employer.

« Mr Goupil demande incidemment si des indications pourraient être données quant à la substitution du fer fondu au fer dans la confection des rivets.

« Mr Post demande également si quelques membres possèdent des données touchant l'emploi d'acier au nickel ou d'autres aciers spéciaux qui paraîtraient permettre de grandes réductions dans les poids morts. Ces réductions sont d'une importance économique capitale, si l'on considère que la charge roulante ne dépasse souvent pas 5 p. c. du poids mort pour les grandes travées.

« Il semble résulter des observations présentées par Mrs Bélélubsky et von Leber que l'emploi de l'acier dans les rivets tend à se généraliser, mais dans des conditions et avec des précautions spéciales de fabrication et d'emploi.

« Il n'a pu être fourni aucune réponse à la question posée par Mr Post.

« Le 9° du projet de conclusions ci-après donne lieu à une discussion qui est engagée par Mr Siegler. Les épreuves initiales sont indispensables, mais il n'en est pas de même des épreuves périodiques par voie de surcharge le plus souvent irréalisables sans troubler profondément l'exploitation.

« Il serait également désirable qu'on fît une distinction entre les ponts de faible portée inférieure à 10 mètres, par exemple, et les ponts d'une portée supérieure.

« Mrs Goupil et Müntz insistent sur l'inutilité pour les ouvrages de faible portée des épreuves prescrites pour les grands ouvrages.

« Le 7° des conclusions relatif aux quantités de métal employées dans les ouvrages de portées diverses donne lieu à une discussion à laquelle prennent part Mrs Bélélubsky, von Leber et Brière.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« Mr Bélélubsky craint le parti que, dans ces cas d'espèces, la critique des projets pourrait tirer des écarts considérables qui existent nécessairement entre les limites statistiques indiquées.

« Mrs Brière et von Leber font remarquer qu'il ne s'agit que de constatation de fait ne pouvant donner lieu à aucune interprétation théorique ou de principe et qui répond d'ailleurs à une question posée au Congrès à Londres.

« Diverses additions ou demandes de prise en considération sont soumises à la section au cours de la discussion en vue de faire l'objet soit de compléments aux conclusions proposées, soit de questions à mettre à l'ordre du jour de la prochaine session du Congrès.

« Mr Bélélubsky propose, entre autres, d'attirer l'attention des administrations de chemins de fer sur l'opportunité de ne pas exagérer les surcharges croissantes imposées par les modifications incessantes apportées aux types de locomotion.

« Il est reconnu, à la suite des observations présentées par Mrs Brière, von Leber et Müntz, qu'il serait difficile d'entrer dans une pareille voie; la question économique réservée à l'appréciation des chefs d'administration paraît un frein suffisant aux exagérations qu'on paraît redouter.

« Mr de Kounitsky demande qu'il soit recommandé aux administrations de chemins de fer d'employer des appareils de mesure directe de tension.

« Il résulte d'un échange d'observations qui a lieu à ce sujet qu'il est possible d'amender légèrement dans ce sens le texte du projet de conclusions sans y introduire cependant des spécifications précises d'appareils.

« Mr Bélélubsky demande de mettre à l'ordre du jour de la prochaine session du Congrès l'examen des moyens qui ont pu être adoptés par les administrations de chemins de fer en vue de réduire les efforts secondaires développés dans les divers organes des ouvrages métalliques et des résultats auxquels on est parvenu dans cette voie.

« Il est donné acte à Mr Rijperman (*Gouvernement des Pays-Bas*) du dépôt d'un mémoire descriptif de Mrs Schrœder van der Kolk et Kist, relatif à un appareil employé aux Pays-Bas pour mesurer directement les efforts, appareil sur lequel, à la session de Londres, Mr Simon a déjà appelé l'attention. Il est également donné acte à Mr Manesco (*État roumain*), d'une demande de rectification au rapport de Mr von Leber, en vue de rétablir, au profit exclusif de Mr l'ingénieur en chef de Saligny, la paternité des études du viaduc construit sur le Danube, près Cernawoda (planches 7 et 8 annexées au rapport), études attribuées en commun à Mr l'inspecteur général Yorceanu et à Mr de Saligny.

« La discussion générale étant épuisée, Mr von Leber passe en revue les diverses conclusions de son rapport soumises au Congrès.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« La 1re section a ensuite, sur la proposition de Mr de Kounitsky, voté des remerciments au rapporteur, Mr von Leber, pour son rapport si complet et si documenté.

« Le texte suivant est adopté après un nouvel échange d'observations entre les divers membres ayant déjà pris part à la discussion générale :

CONCLUSIONS.

« 1° Les quantités de fer employées ou à employer pour la construction des ponts « métalliques de chemins de fer sont extrêmement variables, abstraction faite des « conditions de portée et de hauteur imposées à l'ingénieur par les circonstances « locales.

« Pour des ponts de même portée, la quantité de métal par mètre de voie varie « souvent du simple au double, suivant *les surcharges prescrites*, suivant *les limites de* « *travail intérieur* assignées aux diverses pièces, suivant le système de construction « adopté et surtout suivant l'ingénieur qui dresse les projets.

« Les formules générales souvent proposées sur la base de considérations très « logiques, pour estimer d'avance le poids d'un pont, ne sont applicables que pour « des ponts concernant un pays ou une compagnie de chemin de fer. Il est préférable « de faire le relevé des poids d'un grand nombre de ponts construits et de procéder « par voie de comparaison, par approximations successives.

« Les tableaux dressés par le rapporteur pourront, à cet effet, rendre des services « utiles ;

« 2° Les surcharges prescrites, quant au matériel roulant, ont une importance « majeure pour les ponts de faible portée, où elles priment absolument sur les « poids morts et les effets du vent. C'est l'inverse pour les ponts de grande portée, « et lorsque celle-ci atteint 100 mètres, sûrement lorsqu'elle dépasse 120 mètres, « ce sont les deux derniers effets qui jouent le rôle le plus important dans les « calculs de résistance, lesquels, pour des portées exceptionnelles affectent une « forme souvent inattendue.

« Ainsi, pour les grandes travées du pont sur le Forth, avec 521 mètres de portée, « les illustres ingénieurs sir John Fowler et Benjamin Baker, qui en ont dressé les « projets, relatent que la surcharge fournie par deux trains lourds n'excède pas « 5 p. c. du poids mort ;

« 3° On doit recommander de faire, sinon pour chaque pays, du moins pour « chaque grand réseau de chemins de fer, une étude sérieuse des effets de surcharge « provoqués par le matériel roulant en circulation, pour en déduire les prescrip- « tions de surcharge concernant les ponts métalliques à construire ou déjà con- « struits.

« On doit émettre ces prescriptions, soit sous la forme de trains-types de surcharge, « soit sous la forme d'échelles de charges uniformément réparties par mètre de « voie concernant les moments de flexion et les efforts tranchants.

« Dans le premier système, il est recommandable de considérer toujours au moins

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« deux trains-types représentant les deux extrêmes du trafic. On admettra naturel-
« lement les plus grands effets de surcharge résultant de l'un ou de l'autre de ces
« trains supposés placés dans les positions les plus défavorables.

« Le deuxième système est actuellement celui auquel les ingénieurs auront souvent
« recours pour effectuer les calculs courants concernant les ponts à travées libres,
« même si les charges mobiles ont été prescrites sous forme de trains-types. Des
« progrès importants ont été réalisés dans ce genre de calculs, surtout en y intro-
« duisant le principe des longueurs surchargées servant d'entrées aux échelles de
« surcharge et en étendant l'usage de celles-ci aux calculs des poutres transversales
« et des longerons. Toutefois, l'emploi des échelles de surcharge peut être rem-
« placé avec avantage dans beaucoup de cas par des procédés graphiques.

« 4° Le Congrès constate que depuis une dizaine d'années, le poids des locomo-
« tives, tenders et wagons, a notablement augmenté dans presque toute l'Europe
« et surtout aux États-Unis d'Amérique. Le rapporteur a soumis au Congrès un
« projet complet de surcharges qui suffiraient pour tenir compte actuellement des
« trains les plus lourds circulant sur les grandes lignes les plus fatiguées, tant en
« Europe qu'aux Etats-Unis d'Amérique. Il distingue trois groupes de lignes sui-
« vant qu'il s'agit « des trains extra-lourds d'Amérique », « des trains extra-lourds
« d'Europe », ou bien seulement « des trains lourds » en général, et présente, pour
« les trois cas, les prescriptions de surcharge, soit sous la forme de trains-types,
« soit sous celles d'échelles de charges uniformes équivalentes. En comparant ces
« échelles aux prescriptions publiées dernièrement dans divers pays, on reconnaît
« qu'elles ne paraissent pas exagérées et que même pour « les trains extra-lourds »
« elles ont déjà été dépassées dans des cas spéciaux. Il paraît désirable que sur les
« grandes lignes internationales la voie et les ponts aient une résistance suffisante
« pour « les trains lourds », en y supposant des charges d'essieu d'au moins
« 16 tonnes;

« 5° Le Congrès constate que l'emploi du fer fondu (acier doux) pour les ponts
« métalliques se répand de plus en plus, tandis que l'emploi du fer soudé (fer
« puddlé) devient plus rare. On est généralement d'accord maintenant quant aux
« qualités de dureté du fer fondu à préconiser pour les ponts métalliques; celui-ci
« doit avoir environ 25 p. c. d'allongement pour une limite de rupture d'au moins
« 40 kilogrammes par millimètre carré (ou ce qui revient au même, répondre au
« coefficient de qualité 10). Toutefois, pour des ponts de portée exceptionnelle, on
« recherchera un métal plus dur, quitte à surveiller de plus près la fabrication, les
« fournitures et le montage.

« Dans le premier cas, qui est celui des ouvrages courants, on pourra, comme
« pour le fer soudé, admettre des limites de travail de 6 à 9 kilogrammes par milli-
« mètre carré pour le métal, déduction faite des trous de rivets, tandis que pour
« des maîtresses poutres exceptionnellement grandes on pourra élever ces limites
« de 8 à 12 kilogrammes par millimètre carré, avec $^1/_8$ environ en plus pour les
« effets du vent. Il est recommandable, dans tous les cas, que le travail admis ne

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« dépasse jamais la moitié de la limite d'élasticité du métal qu'on emploie; dans « le cas d'efforts alternés, il convient même de réduire encore quelque peu cette « limite;

« 6° Quant à l'action du vent sur les ponts, on est d'accord presque partout pour « se rallier aux coefficients fixés par les ingénieurs en Angleterre vers 1881. Tou- « tefois, les ingénieurs du continent dans les deux mondes ont adouci quelque peu « ces règles en admettant que la pression de 170 kilogrammes par mètre carré « suffit en tant que les trains sont encore en circulation, tandis que par un vent de « 270 kilogrammes par mètre carré le service est forcément interrompu;

« 7° Pour des ponts convenablement construits, conformément aux conditions « citées plus haut, il semble résulter du travail de recensement du rapporteur, « concernant les poids de plus d'un millier de constructions citées par les admi- « nistrations, que les quantités de métal à investir dans les ponts seraient environ « les suivantes :

PORTÉES.	POIDS PAR MÈTRE DE VOIE		
	minimum.	moyen.	maximum.
	Tonnes.	Tonnes.	Tonnes.
[[0 mètres]] (1).	[[0.2]] (1)	[[0.35]] (1)	[[0.5]] (1)
10 —	0.6	1.0	1.4
50 —	1.7	2.6	3.5
100 —	3.0	4.3	5.6
200 —	5.6	7.3	9.0
300 —	8.2	10.3	12.4
400 —	10.8	13.3	15.8
500 —	13.4	16.3	19.2

(1) Les chiffres entre doubles crochets ont été supprimés dans le texte définitif (voir discussion ci-après).

« Toutefois, les poids indiqués ne peuvent être considérés comme justifiés par la « pratique actuelle que jusqu'à des portées de 200 mètres environ, faute d'un nombre « suffisant d'exemples de ponts ayant des portées plus grandes;

« 8° Enfin, le Congrès estime qu'il serait utile d'étudier, dans chaque pays, si les « charges croissantes imposées aux services de la voie et de l'infrastructure, par les « véhicules de plus en plus lourds mis en circulation par le service de la traction, « sont bien justifiées par les bénéfices qui en résultent.

« Cette étude concerne surtout la voie et les ponts métalliques de portée moyenne « dont la reconstruction en cours d'exploitation occasionne des dérangements et des « frais considérables. Pour les ponts métalliques de faible portée, les remplacements « s'effectuent facilement par lancement latéral entre le passage de deux trains. « Pour les travées métalliques de très grande portée, les reconstructions ou rempla- « cements ne s'effectuent presque jamais (Conway, Britannia, Saltash), vu le rôle « peu important qu'y jouent les charges mobiles. Mais pour tous les ouvrages compris

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« entre ces extrêmes ainsi que pour la voie, l'étude dont il s'agit conserve une grande « importance ;

« 9° Les surcharges d'épreuves usitées dans presque tous les pays pour les ponts « métalliques de chemins de fer sont indispensables pour les ouvrages d'au moins « 10 mètres de portée ; elles constituent une garantie de sécurité que l'on doit au « public des voyageurs et au personnel de service.

« Toutefois, les résultats favorables fournis par ces épreuves ne constituent qu'une « indication pour les ingénieurs; ils ne dispensent en aucune façon du service « détaillé de surveillance et d'entretien concernant toutes les parties composantes « de chaque construction.

« Il est recommandable dans tous les cas douteux d'examiner le travail du métal « au moyen de mesures directes appliquées aux pièces elles-mêmes ;

« 10° En raison des nombreuses recherches pratiques déjà entreprises pour « déterminer le travail effectif des diverses parties des ouvrages métalliques et la « tendance manifeste à affranchir ces ouvrages de l'influence des tensions secon- « daires, le Congrès, sur la proposition de Mrs Bélélubsky et Goupil, propose « d'inscrire au programme de la prochaine session les questions suivantes :

« *a*) Quels procédés ont été employés pour la mesure des efforts effectifs déve- « loppés dans les divers éléments des constructions métalliques ?

« *b*) Dans quelles proportions les dispositions pratiques prises ont-elles réussi à « réaliser une diminution des tensions secondaires dans les diverses parties des « ouvrages métalliques (1) ? »

Un Membre. — Ne pourrait-on pas supprimer la première ligne du tableau des quantités de métal à investir dans les ponts (2), car il n'existe pas de ponts ayant une portée de 0 mètre.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Ce pont de 0 mètre de portée n'existe pas, sans doute: il s'agit là d'indiquer les extrémités de nos lignes polygonales, qui, sur le tableau graphique des poids de plus d'un millier de ponts, constituent les valeurs limites ou moyennes résultant de toute cette étude.

Mr le Président. — J'ai entendu demander la suppression de la première ligne du tableau qui indique le poids minimum, le poids moyen et le poids maximum par mètre de voie pour un pont qui n'existe pas. (*Rires.*) Il faudrait trouver une autre formule.

Mr von Leber, *rapporteur*. — Il faudrait changer le texte relatif aux chiffres que je cite et parler des lignes limites. Mais nous sommes pressés, j'accepte la suppression de la première ligne, d'autant plus que le tableau graphique explique la chose.

(1) Ajouter ici dans le texte définitif le 11° indiqué ci-après.
(2) Voir les chiffres placés entre doubles crochets dans le tableau ci-avant.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Cordeiro, Compagnie royale des chemins de fer portugais. — Je voudrais présenter l'amendement suivant au 3° des conclusions :

« 3° bis Le Congrès, tout en admettant que les deux méthodes de calcul au moyen de charges isolées ou en employant des charges uniformes équivalentes peuvent être adoptées indifféremment, constate que ces méthodes ne traduisent pas d'une façon satisfaisante les résultats de l'observation, obtenus soit dans le mesurage des flèches des poutres, soit dans le mesurage direct des tensions et pressions de ces pièces. Il estime cependant que, dans l'état actuel de la science, on peut espérer que la théorie de la résistance des poutres droites soit perfectionnée et mise plus en accord avec les faits observés. »

Cet amendement viendrait se placer entre le 3° et le 4°, et je me permettrai de le justifier en peu de mots.

En Portugal, à la Compagnie royale, nous avons eu dernièrement à construire de nouveaux ponts et à remplacer de vieux tabliers, au total une vingtaine de tabliers nouveaux de 15, 20, 30, 50 et 60 mètres de longueur.

J'ai constaté pendant les épreuves de ces tabliers, que les flèches, calculées en tenant compte de la déformation du treillis, coïncidaient toujours rigoureusement avec les flèches mesurées.

L'influence de cette déformation est considérable. Au pont d'Alviella, de 60 mètres de longueur, elle a atteint 8 millimètres, c'est-à-dire $^1/_5$ de la flèche totale qui a été de 40 millimètres.

Je pense que le même résultat est constaté par tous les ingénieurs qui s'occupent de ce genre de constructions, car les méthodes modernes pour le calcul de la flèche tiennent compte de la déformation du treillis. Mais, par rapport aux calculs des moments, on continue à négliger l'effet de cette déformation. Ceci n'est pas logique et l'erreur que l'on commet peut être grande, malgré l'opinion autorisée de Mr Résal qui la croit toujours petite.

Cette erreur dépend évidemment de la résistance des barres du treillis.

Dans le mémoire que j'ai eu l'honneur de soumettre à l'appréciation du Congrès (*voir* annexe II), je trouve pour le coefficient de travail du viaduc de Saint-Pierre une augmentation maximum de 3.88, ou à peu près 4 kilogrammes par millimètre carré.

Je pense donc qu'on ne doit pas négliger le terme dépendant de l'effort tranchant dans la formule de la déformation des poutres droites, et que l'on doit déduire les équations des moments de la formule complète, comme on le fait pour les flèches.

Mr le Président. — Est-ce que la proposition de Mr Cordeiro a été soumise à la section ?

Des Membres. — Non.

Mr de Kounitsky. — Il faudrait rattacher la question posée par Mr Cordeiro au 10° des conclusions et la soumettre à une prochaine session du Congrès.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr le Président. — La première objection à faire à l'amendement de Mr Cordeiro, c'est qu'il n'a pas été soumis à la section, et que, dans ces conditions, l'assemblée peut difficilement improviser une solution.

Mr Cordeiro. — Je n'avais pas reçu mon mémoire en temps utile pour le soumettre à la section.

Quelques voix. — C'est dommage !

Mr le Président. — On a indiqué aussi que la section proposait l'inscription, au programme de la prochaine session du Congrès, des deux questions figurant sous le 10° dans les conclusions et qu'on pourrait rattacher à ce 10° la question posée par Mr Cordeiro. Cela paraît rationnel, en effet.

Mr Cordeiro. — Je me rallie à cette proposition.

— Les conclusions sont adoptées avec adjonction *in fine* du paragraphe suivant :

ADDITION AUX CONCLUSIONS.

« 11° Le Congrès, tout en admettant que les deux méthodes de calcul au moyen « de charges isolées ou en employant des charges uniformes équivalentes peuvent « être adoptées indifféremment, constate que ces méthodes ne traduisent pas d'une « manière entièrement satisfaisante les résultats de l'observation, obtenus soit dans « le mesurage des flèches des poutres, soit dans le mesurage direct des tensions et « pressions de ces pièces. Il propose donc aussi, à la demande de Mr Cordeiro, « d'inscrire dans le programme de la prochaine session la question des perfection- « nements à apporter à la théorie de la résistance des poutres droites de manière à « la mettre mieux en rapport avec les faits observés. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXES

ANNEXE I.

Description de l'appareil employé dans les Pays-Bas pour enregistrer les tensions dans les ponts de chemins de fer,

Par J. SCHRŒDER VAN DER KOLK,
INGÉNIEUR DU CONSEIL DE SURVEILLANCE DES CHEMINS DE FER DANS LES PAYS-BAS,
et
N. C. KIST,
INGÉNIEUR ADJOINT.

Le but de l'appareil est d'enregistrer les tensions produites par la charge mobile dans une charpente métallique.

Sa disposition est telle, qu'il peut donner à volonté soit une seule courbe indiquant les valeurs maximums du travail, soit un diagramme continu pendant un certain intervalle de temps. Dans le premier cas, l'appareil est simplifié et l'opération se fait plus rapidement.

L'appareil destiné à donner les valeurs maximums du travail se compose de deux parties : l'indicateur et le garde-bande (fig. 1 et 2) qui se fixent à la pièce étudiée au moyen de deux étriers à vis de serrage.

Les deux parties sont réunies par une bande d'acier dont une extrémité est fixée au garde-bande et dont l'autre est reliée à l'indicateur au moyen d'un mécanisme amplificateur.

Ce dernier, qui est placé dans la pièce A de l'indicateur (fig. 4), consiste en un arbre coudé dont le maneton est embrassé par le croc C de la bande d'acier, tandis que l'axe porte l'aiguille B. Un allongement (tension) de la pièce à étudier produit directement un déplacement de l'aiguille. Au contraire, dans le cas d'un raccourcissement (compression) celle-ci est rappelée vers sa position initiale par un ressort D.

Le bras de levier du maneton est de 1.25 millimètre, tandis que la longueur de l'aiguille est de 50 millimètres ; l'amplification est donc égale à $\frac{50}{1.25} = 40$.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 1 à 6. — *Appareil indiquant les valeurs maximums du travail.*

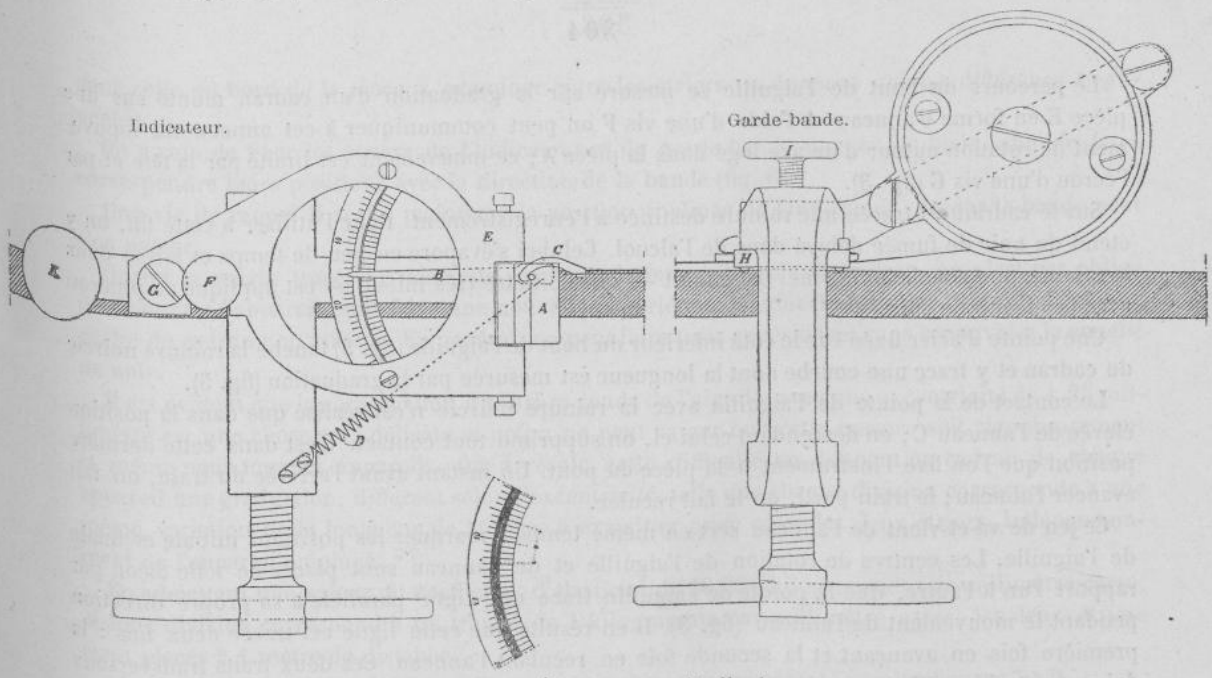


Fig. 1. — Élévation longitudinale.

Fig. 5. — Courbe du travail avec les traits initial et final tracés par l'aiguille.

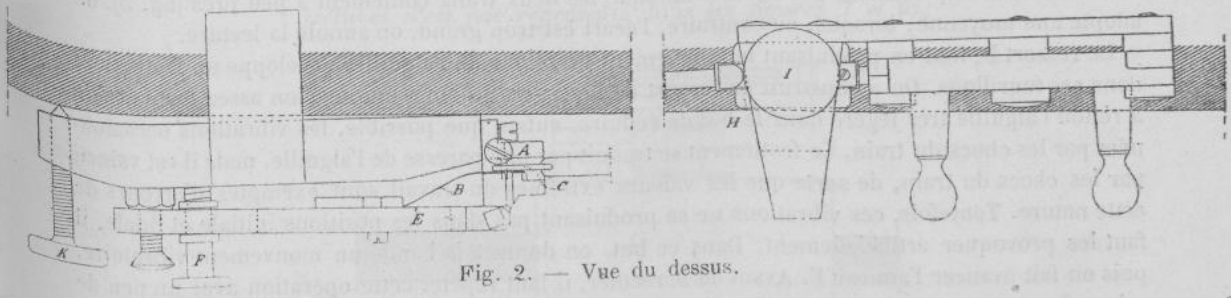


Fig. 2. — Vue du dessus.

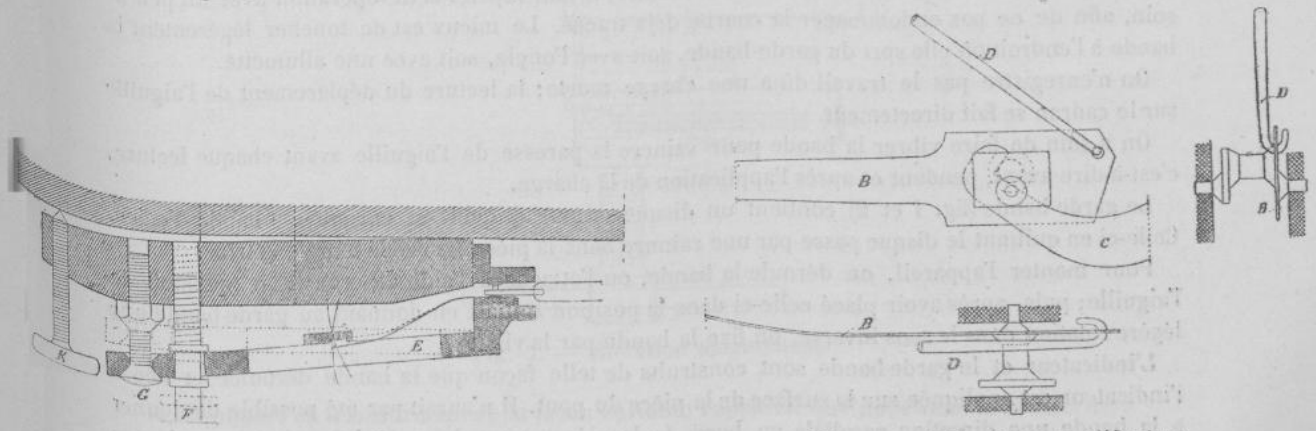


Fig. 3. — Mouvement du cadran.

Fig. 4. — Mécanisme amplificateur.

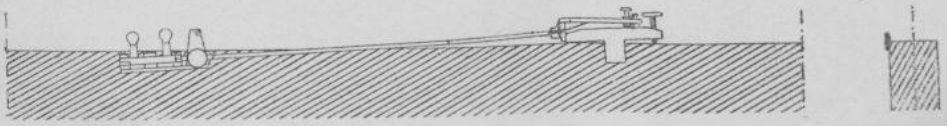


Fig. 6. — Manière de fixer l'appareil.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le parcours du bout de l'aiguille se mesure sur la graduation d'un cadran monté sur une pièce E en forme d'anneau. A l'aide d'une vis F on peut communiquer à cet anneau un mouvement de rotation autour d'un axe logé dans la pièce A ; ce mouvement est limité par la tête et par l'écrou d'une vis G (fig. 3).

Sur le cadran est tracée une rainure destinée à l'enregistrement. Pour l'utiliser à cette fin, on y étend du noir de fumée délayé dans de l'alcool. Celui-ci s'évapore en peu de temps et laisse dans la rainure une couche uniforme. Cet enduit — qui doit être très mince — est appliqué au pinceau avec beaucoup de soin.

Une pointe d'acier fixée sur le côté inférieur du bout de l'aiguille (fig. 3) touche la rainure noircie du cadran et y trace une courbe dont la longueur est mesurée par la graduation (fig. 5).

Le contact de la pointe de l'aiguille avec la rainure noircie n'est réalisé que dans la position élevée de l'anneau C ; en descendant celui-ci, on supprime tout contact. C'est dans cette dernière position que l'on fixe l'instrument à la pièce du pont. Un instant avant l'arrivée du train, on fait avancer l'anneau ; le train parti, on le fait reculer.

Ce jeu de va-et-vient de l'anneau sert en même temps à marquer les positions initiale et finale de l'aiguille. Les centres de rotation de l'aiguille et de l'anneau sont placés de telle façon par rapport l'un à l'autre, que la pointe de l'aiguille trace une ligne parallèle à sa propre direction pendant le mouvement de l'anneau (fig. 3). Il en résulte que cette ligne est tracée deux fois : la première fois en avançant et la seconde fois en reculant l'anneau. Ces deux traits transversaux doivent coïncider. Si, en examinant le cadran, on observe deux traits distincts, on en déduit que les positions initiale et finale ont été différentes, ce qui peut résulter d'une variation de la température ou d'un déplacement des étriers. Lorsque les deux traits coïncident à peu près (fig. 5), on adopte une moyenne ; lorsque, au contraire, l'écart est trop grand, on annule la lecture.

Le ressort D, tout en produisant le mouvement de retour de l'aiguille, développe un frottement dans ses tourillons. On a construit ce ressort de façon qu'il donne une tension assez forte et l'on a rendu l'aiguille très légère dans le but de réduire, autant que possible, les vibrations occasionnées par les chocs du train. Ce frottement se traduit par une paresse de l'aiguille, mais il est vaincu par les chocs du train, de sorte que les valeurs extrêmes du travail sont exemptes d'erreurs de cette nature. Toutefois, ces vibrations ne se produisant pas dans les positions initiale et finale, il faut les provoquer artificiellement. Dans ce but, on donne à la bande un mouvement vibratoire, puis on fait avancer l'anneau E. Avant de le reculer, il faut répéter cette opération avec un peu de soin, afin de ne pas endommager la courbe déjà tracée. Le mieux est de toucher légèrement la bande à l'endroit où elle sort du garde-bande, soit avec l'ongle, soit avec une allumette.

On n'enregistre pas le travail dû à une charge morte ; la lecture du déplacement de l'aiguille sur le cadran se fait directement.

On a soin de faire vibrer la bande pour vaincre la paresse de l'aiguille avant chaque lecture, c'est-à-dire avant, pendant et après l'application de la charge.

Le garde-bande (fig. 1 et 2) contient un disque autour duquel est enroulée la bande d'acier. Celle-ci en quittant le disque passe par une rainure dans la pièce H sous la tête de l'étrier.

Pour monter l'appareil, on déroule la bande, on l'attache à l'aide du croc C au maneton de l'aiguille ; puis, après avoir placé celle-ci dans la position initiale en donnant au garde-bande une légère rotation dans le sens inverse, on fixe la bande par la vis I.

L'indicateur et le garde-bande sont construits de telle façon que la bande déroulée et liée à l'indicateur est appliquée sur la surface de la pièce du pont. Il n'aurait pas été possible de donner à la bande une direction parallèle au bord de la pièce ; on a donc dû lui donner une légère déviation (fig. 6). Il est évident que les variations de la longueur dans la direction de la bande et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dans celle du bord de la pièce à examiner entre les étriers ne donnent qu'une différence négligeable.

On a soin de fixer les étriers de l'indicateur et du garde-bande un peu de biais, afin de faire correspondre leurs positions avec la direction de la bande (fig. 6).

Une vis de rappel K sert à maintenir la position inclinée de l'indicateur ; le garde-bande peut s'en passer.

Quand la courbe tracée ne demande pas toute la longueur utile du cadran, on n'est pas obligé de démonter l'appareil pour faire une nouvelle expérience. Il suffit de ramener l'aiguille dans une partie du cadran non utilisée. En général, on peut faire trois expériences sans renouveler la couche de noir.

Il est évident que la construction de l'arbre coudé de l'aiguille avec une excentricité de 1.25 millimètre est une chose très délicate et qu'on ne peut exiger que cette mesure soit rigoureusement la même pour tous les appareils. On a résolu cette difficulté en donnant au cadran de chaque appareil une graduation, différant selon l'excentricité, telle que chaque division corresponde à une même variation de la longueur de la pièce à examiner prise entre les deux étriers, indépendamment de l'appareil employé.

En admettant une valeur du coefficient d'élasticité de 20,000 kilogrammes par millimètre carré, chaque division correspond à un travail de 1 kilogramme par millimètre carré, les deux étriers étant placés à 1 mètre de distance.

L'appareil destiné à produire un diagramme continu est représenté par les figures 7 à 9.

Fig. 7 à 9. — *Cylindre enregistreur monté sur l'étrier de l'indicateur (celui-ci n'est pas représenté dans les figures 7 et 9).*

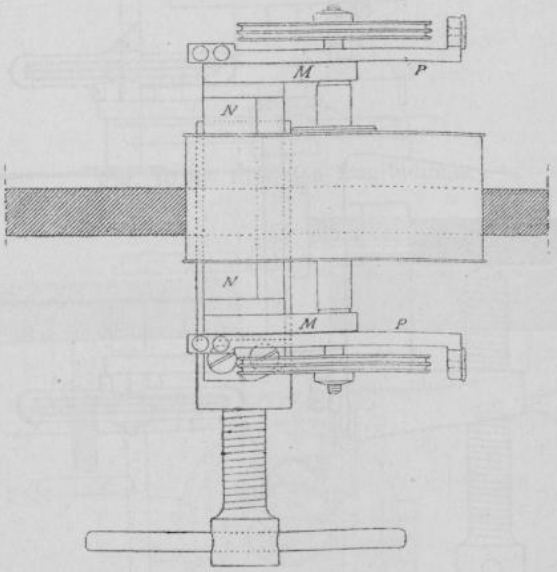


Fig. 7. — Élévation longitudinale.

Il est obtenu en transformant de la façon suivante l'appareil que nous venons de décrire :

On enlève l'aiguille de l'indicateur (fig. 1 et 2) en desserrant une petite vis près de A (fig. 2) et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

on la remplace par une autre aiguille dont la pointe est dirigée vers le haut; puis on fixe le cylindre L sur l'indicateur au moyen de quatre vis passant par les deux bras de support M. Un bras transversal N entre les deux bras M est serré contre l'anneau E, de sorte que celui-ci est rendu immobile (fig. 8).

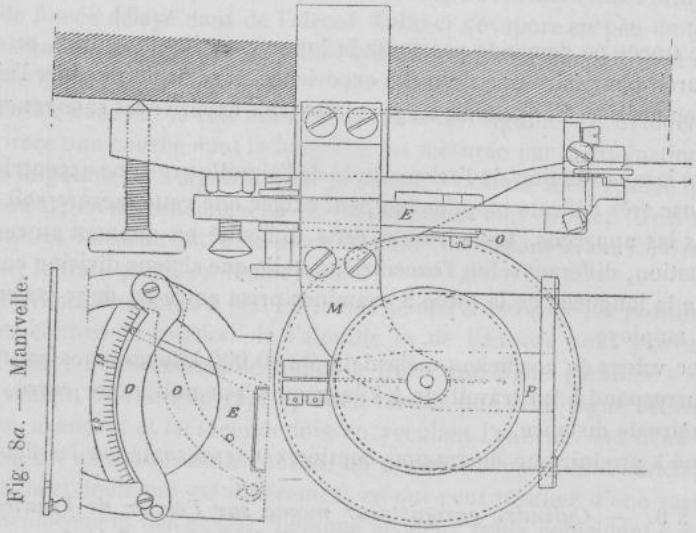


Fig. 8a. — Manivelle.

Fig. 8. — Vue du dessus.

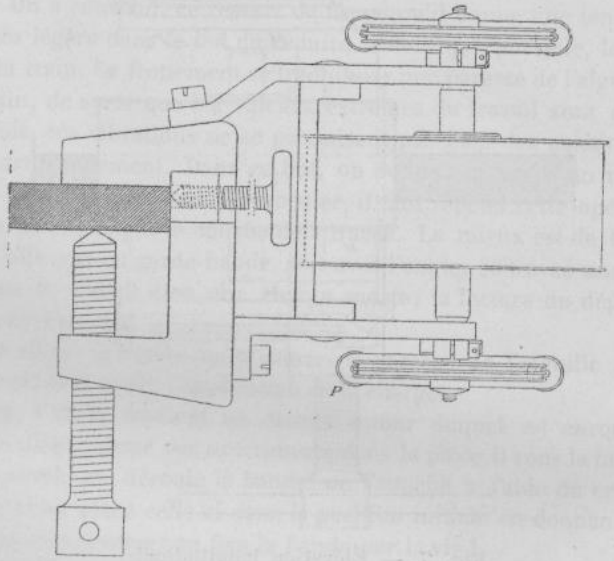


Fig. 9. — Élévation transversale.

On entoure ensuite le cylindre d'une bande d'un papier préparé, qui jouit de la propriété que tout métal, sauf le fer et l'acier, y trace une ligne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La pointe de l'aiguille est un bout de fil très mince d'un alliage d'argent soudé à la surface de l'aiguille. Ce bout de fil est usé après une série d'expériences, mais on le renouvelle facilement.

Afin de supprimer le contact entre la pointe de l'aiguille et la bande de papier, on a introduit une manivelle *o* (fig. 8 et 8*a*) tournant autour d'un axe fixé sur l'anneau E.

Si l'appareil ne sert qu'à produire des diagrammes continus, sa construction est simplifiée, car on peut supprimer l'anneau E. Dans ce cas, la disposition de la manivelle *o* doit être changée.

Fig. 10 à 12. — *Mouvement d'horlogerie commandant le cylindre enregistreur.*

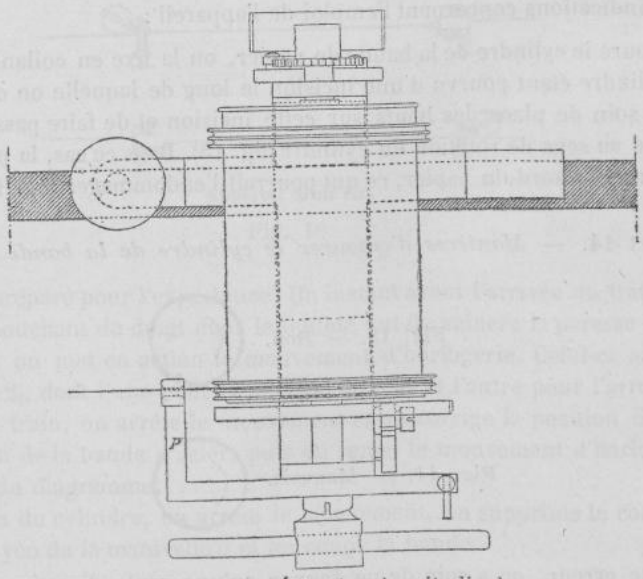


Fig. 10. — Élévation longitudinale.

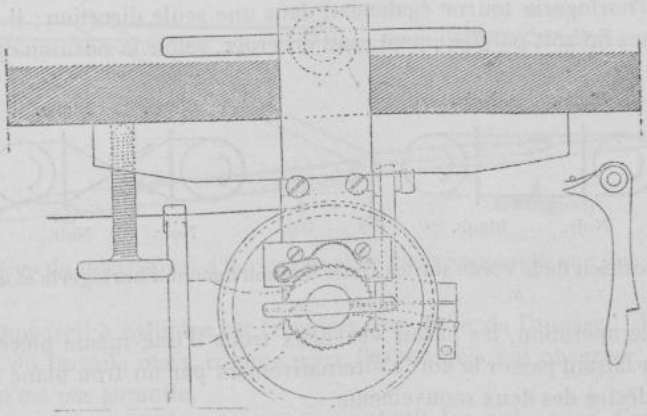


Fig. 11. — Vue du dessus.

Fig. 12. — Appareil pour l'arrêt et pour la mise en marche du mouvement d'horlogerie.

Le cylindre est mis en mouvement par un mécanisme d'horlogerie (fig. 10 et 11) placé sur un

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

troisième étrier. Dans ce but, le mouvement d'horlogerie et le cylindre sont munis de roues à gorge destinées à recevoir une corde sans fin qui transmet le mouvement. Afin de maintenir la corde dans les gorges quand les roues se trouvent dans des plans différents, on a monté sur l'axe de chaque roue une pièce P, tournant librement autour de cet axe et munie de deux trous, par lesquels on fait passer la corde (fig. 7 à 11).

Ces trous, étant arrondis pour éviter tout frottement, permettent aux deux roues de former un angle allant jusqu'à 90 degrés sans nuire au mouvement du cylindre.

Voici quelques indications concernant l'emploi de l'appareil :

Après avoir entouré le cylindre de la bande de papier, on la fixe en collant les deux bouts l'un sur l'autre. Le cylindre étant pourvu d'une incision le long de laquelle on coupe la bande après l'expérience, on a soin de placer les bouts sur cette incision et de faire passer le bout extérieur dans le sens opposé au sens de rotation du cylindre (fig. 13). Dans ce cas, la pointe de l'aiguille ne peut se heurter contre le bord du papier, ce qui pourrait l'endommager (fig. 14).

Fig. 13 et 14. — *Manières d'entourer le cylindre de la bande de papier.*

Fig. 13. — Bon.

Fig. 14. — Mauvais.

Afin d'éviter toute erreur, on a soin de ne donner qu'une seule direction au mouvement du cylindre. Cette direction est indiquée par une flèche au bout du cylindre.

Le mouvement d'horlogerie tourne également dans une seule direction; il en résulte qu'il faut disposer la corde sans fin soit parallèlement, soit en croix, selon la position du mouvement d'horlogerie (fig. 15).

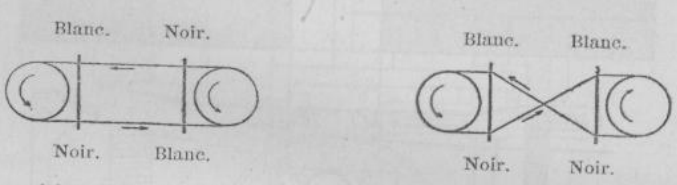


Fig. 15. — Disposition de la corde sur les roues du mouvement d'horlogerie et de l'enregistreur.

Pour faciliter cette opération, les parois des deux trous d'une même pièce sont marquées en noir et en blanc. En faisant passer la corde alternativement par un trou blanc et par un trou noir on obtient l'accord désiré des deux mouvements.

On se procure très facilement une corde sans fin d'une longueur quelconque en exécutant la liaison des extrémités de la corde de la manière indiquée par la figure 18. On donne à la corde une tension modérée; puis on la fait reculer en retenant le cylindre jusqu'au moment où le nœud se trouve près du trou noir.

Le point de départ du diagramme doit être pris près de l'incision du cylindre, ce qu'on réalise

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en tournant celui-ci de façon que son point de repère, marqué par un carré blanc, se trouve en face d'un second carré blanc sur le bras transversal N. En opérant, on retient la corde sans fin. Dans ce cas, le diagramme peut avoir une longueur presque égale à celle de la circonférence du cylindre.

On termine en plaçant l'aiguille au milieu de la bande de papier et on la met en contact avec celle-ci en retirant la manivelle *o* jusqu'à son arrêt.

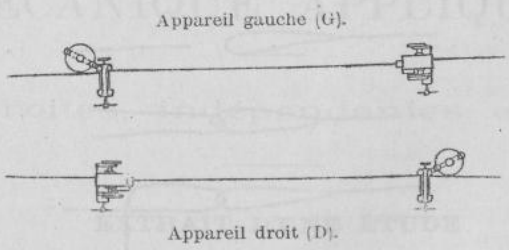


Fig. 16.

L'appareil est ainsi préparé pour l'expérience. Un instant avant l'arrivée du train, on fait vibrer la bande d'acier en la touchant du doigt dans le double but de vaincre la paresse et de marquer la position initiale. Puis on met en action le mouvement d'horlogerie. Celui-ci est muni de deux manivelles (fig. 11 et 12), dont l'une pour la mise en marche et l'autre pour l'arrêt.

Après le passage du train, on arrête le mouvement et on corrige la position finale de l'aiguille en répétant la vibration de la bande d'acier, puis on remet le mouvement d'horlogerie en marche pour tracer l'abscisse du diagramme.

Après une révolution du cylindre, on arrête le mouvement, on supprime le contact de l'aiguille avec le cylindre au moyen de la manivelle *o* et on coupe la bande.

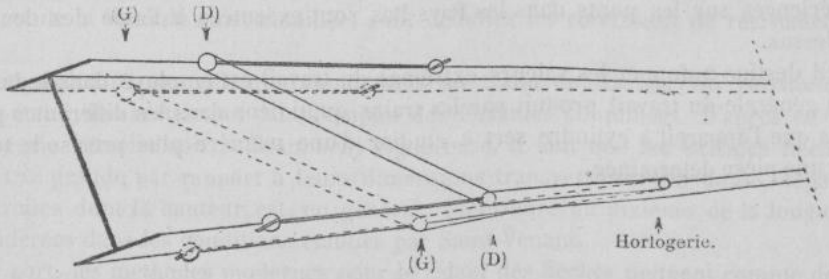


Fig. 17. — Installation du mouvement d'horlogerie et de quatre appareils sur une poutre en I.

L'amplification de l'appareil à cylindre est la même que celle de l'appareil destiné à mesurer les valeurs maximums du travail; mais, comme nous l'avons déjà fait observer, la valeur exacte de cette amplification n'est pas garantie.

Pour corriger l'inexactitude de la construction, on réduit les ordonnées d'après une échelle établie pour chaque appareil. Cette correction se fait également en plaçant les deux étriers de chaque appareil à une distance qui varie selon l'excentricité de l'axe de l'aiguille. Ainsi, l'on peut prendre ces distances telles que, pour tout appareil, une ordonnée de 1 millimètre de longueur corresponde à un travail de 1 kilogramme par millimètre carré.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le but principal des appareils à cylindre est de mesurer les tensions produites au même instant dans différentes parties d'une même pièce. A cette fin, le mouvement d'horlogerie doit être construit de façon à mettre en action plusieurs cylindres.

La figure 17 montre l'installation de quatre appareils à enregistrement avec un mouvement d'horlogerie sur une poutre en forme de I. Deux de ces appareils sont immédiatement en relation avec le mécanisme moteur et transmettent leur mouvement aux deux autres cylindres.

L'installation se simplifie si l'on dispose de deux appareils droits et de deux appareils gauches (fig. 16).

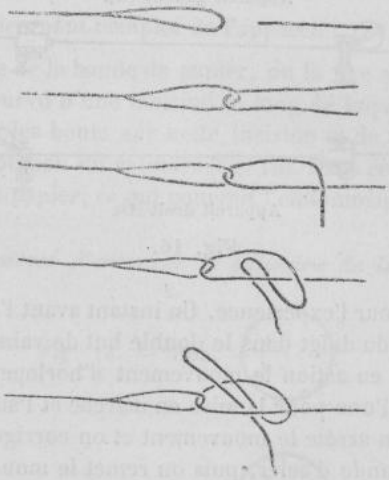


Fig. 18. — Manière de lier les extrémités de la corde sans fin.

Les deux mécanismes d'horlogerie dont nous disposons donnent des vitesses de rotation différentes ; l'un fait une révolution en une minute, l'autre en six secondes.

Les expériences sur les ponts dans les Pays-Bas sont exécutées à l'aide des deux appareils décrits ci-dessus.

L'appareil destiné à donner les valeurs extrêmes du travail est employé dans le but d'obtenir une notion générale du travail produit par les trains quotidiens dans les différentes parties d'un pont, tandis que l'appareil à cylindre sert à étudier d'une manière plus précise le travail développé dans une pièce déterminée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE II.

MÉCANIQUE APPLIQUÉE.

Poutres droites, indépendantes et continues.

EXTRAIT D'UNE ÉTUDE

sur les moments d'élasticité et les efforts tranchants, maximums et minimums, et sur les flèches,

avec des tables numériques pour les poutres de deux à cinq travées.

Par C. XAVIER CORDEIRO,

ANCIEN ÉLÈVE DE L'ÉCOLE DES PONTS ET CHAUSSÉES,
INGÉNIEUR EN CHEF DU SERVICE DE LA VOIE A LA COMPAGNIE ROYALE DES CHEMINS DE FER PORTUGAIS.

Lorsqu'on applique les formules générales de la déformation aux poutres droites reposant sur deux ou plusieurs appuis, ou néglige le terme dépendant de l'effort tranchant, censé, *a priori*, très petit, et de la formule ainsi modifiée, sont déduites les conditions de résistance des mêmes poutres.

Saint-Venant, dans ses célèbres annotations au traité de Navier, *La résistance des corps solides*, a établi une restriction dans l'emploi des formules simplifiées D'après ce savant, pour que la théorie actuelle soit suffisamment rigoureuse, il faut que les prismes fléchis aient une longueur très grande par rapport à leurs dimensions transversales. On doute, cependant, si les poutres droites dont la hauteur est, en général, supérieure au dixième de la longueur, peuvent être considérées dans les conditions établies par Saint-Venant.

D'autre part, les méthodes modernes pour le calcul des flèches tiennent compte de la déformation du treillis, provenant de l'effet de l'effort tranchant. Nous citerons la méthode graphique présentée par M. Maurice Koechlin dans son livre *Applications de la statique graphique*. Les flèches calculées par ce procédé s'accordent toujours avec les flèches observées. Aux expériences du pont d'Alviella, par exemple, dont la longueur est de 60 mètres, la flèche déterminée par la méthode graphique, égale rigoureusement à la flèche mesurée, laquelle a été de 40 millimètres, comprenait 8 millimètres provenant de la déformation du treillis, c'est-à-dire le cinquième de la flèche totale.

Nous concluons que l'effet de l'effort tranchant peut être très important et aussi que le moment d'élasticité effectif de la poutre doit être fonction de la section de l'âme ou du treillis, car

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

la déformation et, par suite, la courbure de la poutre seront d'autant plus grandes que cette section sera moindre.

Le problème est extrêmement compliqué, et d'après Saint-Venant, il se passera, probablement, des siècles avant qu'il soit complètement résolu

Le présent travail est une tentative d'approximation.

Nous étudierons, d'abord, la distribution des forces élastiques aux poutres en treillis, en donnant des formules nouvelles pour la détermination des tensions ou des pressions des nervures et des barres du treillis.

Nous donnerons ensuite une expression du moment d'élasticité, applicable aux deux espèces de poutres, en treillis et en âme pleine, et nous appliquerons ces formules au calcul de résistance de l'ancien pont du Vouga, au chemin de fer du Nord, où il y a eu deux fractures dans la nervure inférieure, l'une en avril 1893 et l'autre en septembre 1894.

Le calcul de la flèche prise par les poutres droites, sous l'action des charges, a une grande importance parce que cette flèche est l'indication la plus sûre des conditions de résistance des mêmes poutres. Il faut, cependant, que ce calcul soit fait avec la plus grande rigueur. La méthode graphique répond bien à cette condition, mais elle a l'inconvénient d'exiger une nouvelle épure à chaque disposition des charges.

La formule que nous présentons, en fonction des sections des nervures et des barres du treillis, permet de calculer préalablement les flèches produites dans un point quelconque de chaque travée, le milieu par exemple, par l'unité de charge agissant isolément sur chaque poutrelle, en sorte que, pour une disposition de charges donnée, il suffira de décomposer ces charges suivant les poutrelles plus proches et de multiplier les composantes respectives par les flèches élémentaires. La somme des produits est la flèche cherchée.

Les opérations précédentes seront détaillées dans quelques applications.

Une conséquence très importante de l'emploi de la formule rigoureuse de la déformation est la généralisation de l'équation dénommée *des trois moments*, due à Clapeyron, dans laquelle nous introduisons la variation des sections des nervures et la déformation du treillis. De cette équation sont déduits les moments statiques sur les appuis, dus à l'unité de charge agissant sur chaque poutrelle.

C'est donc une application de la théorie des lignes d'influence qui a facilité beaucoup les études connues sur le difficile problème des poutres continues.

Nos formules comprennent aussi les moments produits par la dépression ou l'élévation d'un millimètre aux culées ou aux piles, en sorte que, les uns et les autres moments étant calculés préalablement, on aura simplement, pour obtenir les moments totaux, à multiplier les premiers par les charges totales sur les poutrelles, et les seconds par le nombre de millimètres de dépression ou d'élévation.

Le viaduc de Saint-Pierre, sur la ligne de Beira-Baixa, nous donne un exemple très intéressant de ce calcul.

Les moments de flexion et les efforts tranchants, maximums et minimums, produits par les charges en mouvement, sont des éléments indispensables pour donner aux différentes pièces des tabliers métalliques des dimensions en rapport avec les forces et la fatigue qu'elles auront à supporter.

Ce problème est d'une complication extrême, par suite de la variation continuelle de la distribution des charges. Cependant nous l'avons résolu au moyen de deux simplifications.

La première est l'adoption d'un train, que nous appellerons *transformé*, et dont les axes coïncident avec les poutrelles. L'autre est l'abandon de toutes les hypothèses de distribution des

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

charges, adoptées dans la méthode classique, dans lesquelles les trains sont morcelés dans des tronçons éloignés les uns des autres et où l'on charge plusieurs trains, à la fois, de deux en deux.

Il est temps, en effet, de renoncer définitivement à des hypothèses dont le résultat est de répartir le métal d'après une loi très différente de celle qui régit les efforts auxquels les poutres sont réellement assujetties.

Nous appliquerons cette méthode au viaduc de Saint-Pierre.

I

Distribution des forces élastiques dans les poutres à treillis.

Nous considérons une poutre droite, de section quelconque, régulière ou irrégulière, en treillis double, avec ou sans montants, et disposée de façon que les axes ou fibres moyennes des nervures, des barres du treillis et des montants, s'il y en a, concourent aux mêmes points.

On suppose que les charges, en comprenant la charge permanente, sont cumulées aux poutrelles, et qu'en conséquence l'effort tranchant est constant dans toute l'étendue d'un panneau.

Dans ces conditions, nous supposerons aussi que l'effort tranchant est transmis intégralement aux barres du treillis. Cette hypothèse, réalisée rigoureusement pour les poutres articulées, peut être admise, sans erreur sensible, pour les poutres rigides, vu l'identité, presque complète, des deux systèmes.

Examinons le panneau ABA′B′ (fig. 1) dont les montants sont supposés verticaux.

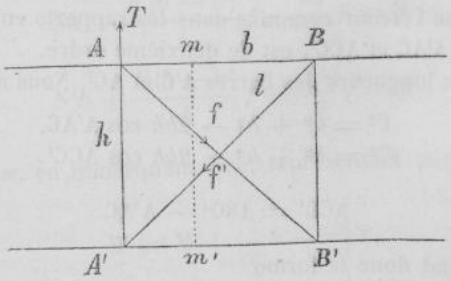


Fig. 1.

Traçons une section transversale mm', entre A et B, et désignons par N et N′ les forces, normales à mm', transmises par les tronçons mB et m'B′ des nervures, à la partie de la poutre à gauche de mm'; par f et f' les forces appliquées aux barres AB′ et A′B, la première étant descendante ou tendue, et la seconde montante ou comprimée; par M et T le moment des forces extérieures et l'effort tranchant au panneau AB; et, finalement, par b, h, l les longueurs AB, AA′ et AB′ des nervures, des montants et des barres.

Les distensions sont considérées positives et les compressions négatives.

Les moments sont négatifs s'ils tendent à faire courber la poutre vers le bas, et positifs dans le cas contraire. Les forces N et N′ sont, l'une positive et l'autre négative, en sorte que leurs moments par rapport à A′ et A sont tous les deux dans le même sens. Il résulte de cette convention que la force N a le même signe que le moment M et la force N′ le signe contraire, c'est-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

à-dire quand le moment M est positif, la nervure supérieure est tendue et l'inférieure comprimée, et *vice versa*.

L'effort tranchant T est considéré toujours positif, ou dans sa valeur absolue.

Après la déformation, la longueur des différentes pièces de la poutre et les angles entre ces pièces subissent des variations, et le panneau ABA'B' n'est plus rectangulaire comme on l'a supposé. On sait aussi, par les travaux de Winckler, qu'en conséquence de la rigidité des liaisons des nervures avec les barres du treillis, celles-ci prennent une certaine courbure sous l'action des charges. Cette déformation, cependant, est inappréciable et les barres peuvent être considérées droites. On néglige aussi la variation des nervures, leur longueur étant moindre que celle des barres, et on suppose les montants invariables.

Dans ces conditions, le panneau AA'BB', après la déformation, prend la figure AA'C'C' (fig. 2), d'un parallélogramme.

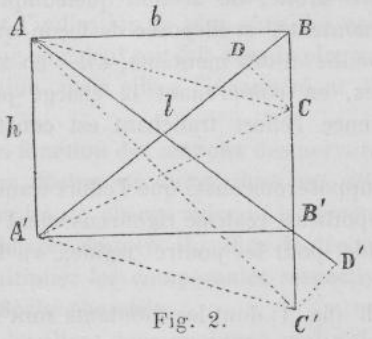


Fig. 2.

On démontre aisément que l'erreur commise dans les rapports entre les lignes de la figure, en supposant droits les angles A'AC et ACC', est de deuxième ordre.

En effet, soient l' et l'' les longueurs des barres A'C et AC'. Nous aurons :

$$l'^2 = b^2 + h^2 - 2bh \cos A'AC,$$
$$l''^2 = b^2 + h^2 - 2bh \cos ACC'.$$

Mais
$$ACC' = 180^\circ - A'AC.$$

La dernière équation prend donc la forme

$$l''^2 = b^2 + h^2 + 2bh \cos A'AC.$$

En faisant la somme des valeurs de l'^2 et l''^2 nous obtenons :

$$b^2 + h^2 = \frac{l'^2 + l''^2}{2}.$$

Prenons CD et C'D' perpendiculaires à A'B et AB'. Les angles C'B'D' et CBD sont égaux, car

$$C'B'D' = A'AB' = A'BB'.$$

Nous avons aussi, par suite du parallélisme des nervures AC et A'C',

$$BB' = CC',$$

ou
$$BC = B'C'.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les triangles BCD et B'C'D' sont donc égaux et BD = B'D'; c'est-à-dire que le raccourcissement de la barre A'B est égal à l', allongement de la barre AB'. Nous pouvons ainsi faire

$$l' = l - \delta l,$$
$$l'' = l + \delta l.$$

En introduisant ces valeurs dans l'équation ci-dessus, il vient :

$$b^2 + h^2 = l^2 + \overline{\delta l}^2.$$

On voit qu'en supprimant le terme $\overline{\delta l}^2$ on obtient l'équation de condition de la forme rectangulaire.

Nous pouvons donc supposer, pour la détermination des rapports entre les forces extérieures et élastiques, que le panneau conserve, après la déformation, la forme de la figure 1. Néanmoins, dans le calcul des flèches, il faudra considérer le panneau comme un parallélogramme car, dans ce cas, les déformations des différents panneaux s'accumulent.

Projetons les forces f, f' et T sur la verticale. Nous trouvons :

$$\frac{h}{l}(f + f') = \mathrm{T}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

Cette équation montre que de l'hypothèse des barres droites, ou f et f' constantes, résulte nécessairement celle de T constant.

Les moments des forces N, N', f et f' par rapport à m et m', nous donnent deux autres équations d'équilibre. En désignant Am ou $A'm'$ par x, et le moment dans mm' par M', nous avons :

$$\mathrm{N}h + \frac{h(b-x)}{l} f - \frac{hx}{l} f' = \mathrm{M}',$$

$$\mathrm{N}'h + \frac{h(b-x)}{l} f' - \frac{hx}{l} f = \mathrm{M}'.$$

Nous pouvons éliminer x, en remarquant que, représentant par M le moment au centre du panneau, c'est

$$\mathrm{M}' = \mathrm{M} + \left(\frac{1}{2} b - x\right) \mathrm{T},$$

ou, en vertu de (1),

$$\mathrm{M}' = \mathrm{M} + \frac{h\left(\frac{1}{2} b - x\right)}{l} (f + f').$$

Les deux équations ci-dessus sont donc réduites à

$$\left.\begin{aligned} \mathrm{N}h &= \mathrm{M} + \frac{1}{2}\frac{bh}{l}(f' - f) \\ \mathrm{N}'h &= \mathrm{M} - \frac{1}{2}\frac{bh}{l}(f' - f) \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

Remarquons que ces équations subsistent pour un point quelconque entre A et B, et que les

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

forces f et f', étant constantes dans toute la longueur des barres, les forces N et N' sont aussi constantes dans toute l'étendue du panneau, c'est-à-dire que les nervures AB et A'B' sont droites, ou, pour mieux dire, des arcs de cercle de grand rayon.

Le parallélisme des nervures nous fournit la quatrième équation nécessaire pour résoudre le problème, vu que les inconnues sont, elles aussi, au nombre de quatre.

Nous avons vu qu'en conséquence de ce parallélisme, la distension de la barre AB' est égale à la compression de la barre A'B. En désignant donc les sections de ces barres par s et s', respectivement, nous aurons :

$$\frac{lf}{Es} = \frac{lf'}{Es'},$$

d'où

$$\frac{f}{s} = \frac{f'}{s'}.$$

En faisant $s + s' = S$, nous déduisons

$$f = \frac{s}{S}(f + f'),$$

ou, en vertu de (1),

$$f = \frac{lT}{hS}s \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

et identiquement

$$f' = \frac{lT}{hS}s' \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

Les équations (2) prennent donc la forme

$$N = \frac{M}{h} + \frac{1}{2}\frac{bT}{S}(s' - s) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

$$N' = \frac{M}{h} - \frac{1}{2}\frac{bT}{S}(s' - s)$$

Déterminons maintenant les pressions et tensions moyennes des nervures.

Nous avons :

$$R = \frac{N}{\omega} \text{ et } R' = \frac{N'}{\omega'},$$

ω et ω' étant les sections des nervures AB et A'B'.

Représentons par v et v' les ordonnées des fibres moyennes des nervures, rapportées au centre de gravité de la section.

Nous avons :

$$v\omega = v'\omega',$$

$$I = \omega v^2 + \omega' v'^2$$

et

$$v + v' = h.$$

Il s'ensuit

$$I = \omega v h = \omega' v' h,$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

et, par les formules (5),

$$R = \frac{v}{I}\left(M + \frac{1}{2}bT\frac{s' - s}{S}\right) \quad \ldots \quad (6)$$

$$R' = \frac{v'}{I}\left(M - \frac{1}{2}bT\frac{s' - s}{S}\right)$$

Ces expressions montrent que la ligne neutre ne passe par le centre de gravité que dans le cas de $s = s'$. On ne peut donc, en général, donner à v et v' les valeurs correspondantes aux points les plus éloignés du centre de gravité. Mais en désignant par z et z' les distances de la ligne neutre aux fibres moyennes des nervures, on a :

$$\frac{R}{R'} = \frac{z}{z'},$$

d'où l'on déduit

$$z = \frac{Rh}{R + R'},$$

$$z' = \frac{R'h}{R + R'},$$

vu que $z + z' = h$.

La position de la ligne neutre étant ainsi déterminée, on pourra calculer les pressions ou tensions maximums par les formules

$$R_1 = \frac{z_1}{z}R, \qquad R_1' = \frac{z_1'}{z'}R' = \frac{z_1'}{z}R. \quad \ldots \quad (8)$$

Le problème se réduit donc à déterminer les moments M au milieu de chaque panneau, et ensuite R_1 et R_1' par les formules (6), (7) et (8).

Dans le cas ordinaire on a $\omega = \omega'$, ou $v = v'$ et $s = s'$, et les formules (6) nous donneront pour les deux nervures,

$$R = \frac{Mv}{I} \quad \ldots \quad (9)$$

v étant l'ordonnée du point le plus éloigné de la ligne neutre, qui, dans ce cas, passe par le centre de gravité.

C'est la formule connue, avec cette différence que le moment M est constant dans chaque panneau et que R varie seulement avec $\frac{I}{v}$, c'est-à-dire, avec le module de résistance de la poutre; tandis que dans la théorie classique, M représente le moment dans un point quelconque du panneau, et par suite R varie avec M et $\frac{I}{v}$.

Dans les panneaux près des appuis, où les variations des moments sont grandes, et dans les poutres continues, aux panneaux proches des points où le moment s'annule, la formule (9) peut donner des tensions ou des pressions très supérieures à celles déterminées par la formule classique.

Jusqu'ici nous avons traité exclusivement de la poutre en treillis double. Cependant l'emploi des treillis multiples est très vulgaire.

Dans ceux-ci le problème est extraordinairement compliqué, parce qu'à l'exception des diagonales du panneau, les autres barres empiètent sur les panneaux voisins.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Soit $2n$ le nombre total de barres coupées par une section transversale quelconque. En substituant au treillis multiple un treillis double dont les barres auront des sections égales à la somme totale des sections des n barres montantes et des n barres descendantes, la flexion de la poutre sera, à peu près, la même, vu que l'effort tranchant se répartit par la même section de fer et que, par suite, l'allongement ou le raccourcissement des deux barres hypothétiques est égal à celui des barres du treillis multiple.

S'il y a variation aux sections des barres des deux groupes dans le panneau, on prendra la moyenne entre les sommes respectives dans chaque groupe.

On devra supposer que les charges sont cumulées aux nœuds principaux, c'est-à-dire à ceux dont les espaces correspondent à des barres entières, et considérer le treillis double formé par ces nœuds.

Les poutres à âme pleine ont été étudiées pour le cas d'une charge uniforme et continue. Mais, dans la pratique, toutes les charges, la permanente comprise, sont en grande partie accumulées sur les poutrelles. Il est donc probable que, dans ces poutres, ait lieu une distribution des forces élastiques semblable à celle que nous avons trouvée dans les poutres à treillis.

En admettant cette hypothèse et en faisant attention à ce que les poutres à âme pleine sont comparables aux poutres à treillis, avec un grand nombre de barres, elles peuvent, comme celles-ci, pour le calcul des tensions ou pressions des nervures, se réduire à un treillis double dont les barres auraient chacune comme section la moitié de la section transversale de l'âme.

II

Moment d'élasticité dans les poutres d'âme pleine et en treillis.

L'équation générale de la déformation appliquée à l'une des travées d'une poutre droite homogène est :

$$y = y_0 + \theta_0 u + \frac{1}{E}\int_o^u \frac{M\,(u-x)}{I}\,dx + \frac{1}{gE}\int_o^u \frac{T dx}{S}. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (10)$$

u étant l'abscisse du point où la flèche est y ; θ_0 la tangente de l'angle de la ligne neutre avec l'horizontale, à l'appui pris pour l'origine des abscisses, et gE le module d'élasticité transversale.

Les y positifs sont dans le sens descendant, et les signes de M et T sont ceux que nous avons déjà établis.

On a présenté contre le dernier terme de la formule (10) l'objection que, par l'effet de l'effort tranchant, les sections primitivement planes et normales à l'axe de la poutre deviennent courbes et obliques, en contradiction avec les hypothèses admises pour la déduction du terme fonction de M.

Mais Saint-Venant a démontré, dans l'ouvrage que nous avons déjà cité, que dans le cas d'un prisme de contexture homogène chargé à l'une de ses extrémités, la courbure des sections, produite par les glissements longitudinaux, ne fait pas varier la loi des pressions ou tensions dues à la flexion; c'est-à-dire qu'entre deux sections très rapprochées les fibres s'allongent ou se raccourcissent dans la même proportion que si les sections restaient planes. Il en conclut que les deux hypothèses mentionnées sont tout à fait inutiles, et nous devons remarquer que sa théorie, indépendante d'hypothèses, est devenue classique (1).

(1) Dans les *Leçons sur la théorie de l'élasticité* de M. H. Poincaré, on trouve une démonstration très complète du célèbre problème de Saint-Venant.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les deux derniers termes de la formule (10) ne sont donc pas incompatibles, et nous pouvons admettre, d'après Saint-Venant, qu'ils s'additionnent en vertu du principe de la superposition des déformations dues à des causes diverses.

Un autre doute sur la rigueur du terme dépendant de T provient de ce qu'on y a supposé que l'effort tranchant se distribue uniformément par toute la section de la poutre, ce qui n'est pas exact.

En effet, M. Boussinesq, dans son ouvrage *Application des potentiels*, a démontré un principe d'après lequel la partie des semelles intéressée dans la transmission de l'effort tranchant est très petite.

Nous pouvons donc négliger la résistance des semelles des nervures, comme nous l'avons fait pour les poutres en treillis, et supposer que la section S est seulement celle de l'âme. Or, on sait que l'effort tranchant se répartit presque uniformément par la section de l'âme.

De ce qui précède, nous concluons que l'équation (10) peut être considérée suffisamment approchée pour les poutres homogènes, et en prenant pour la valeur de S la section de l'âme.

Dans le but d'en déduire l'expression du moment d'élasticité, nous pouvons lui donner d'abord la forme indéfinie

$$y = y_0 + \theta_0 x + \frac{1}{E}\int_o^x dx \int_o^x \frac{M}{I}\,dx + \frac{1}{gE}\int_o^x \frac{T dx}{S},$$

que l'on vérifie en l'intégrant par parties et en faisant $x = u$.

Nous obtenons, en dérivant deux fois,

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = M + \frac{I}{g}\frac{d\left(\frac{T}{S}\right)}{dx} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (11)$$

Quand la charge est continue et distribuée uniformément, nous avons :

$$T = T_0 - px \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

La section S de l'âme est constante, au moins, dans l'étendue de chaque panneau. Donc,

$$\frac{d\left(\frac{T}{S}\right)}{dx} = -\frac{P}{S},$$

et l'équation (11) se réduit à

$$EI\frac{d^2v}{dx^2} = M - \frac{I}{gS}p \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

C'est l'expression générale du moment d'élasticité que nous représenterons par X. Elle n'est pas rigoureuse, mais nous verrons qu'elle est confirmée par les expériences des ponts métalliques.

La formule (13) est aussi applicable aux poutres en treillis, en faisant, tout simplement, varier le coefficient g.

Considérons le panneau déformé AA'CC' (fig. 2). La compression de la barre A'C, égale à l'allongement de la barre AC', a la valeur

$$BD = \frac{lf}{sE}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le déplacement vertical BC, que nous désignons par $\partial\psi$, sera donc, en vertu de la similitude des triangles BCD et ABA', $$\partial\psi = \frac{l}{h}\,\mathrm{BD} = \frac{l^2 f}{sh\mathrm{E}},$$ ou, en appliquant l'expression (3) de f, $$\partial\psi = \frac{l^5\mathrm{T}}{h^2\mathrm{SE}}.$$

Remarquons, maintenant, qu'en supposant les nervures droites, dans chaque panneau, l'abaissement $\partial\psi$ est une fonction linéaire de x, et nous pouvons faire $$\partial\psi = \int_{u'}^{u} \frac{\partial\psi}{b}\,dx = \frac{l^5}{bh^2\mathrm{E}} \int_{u'}^{u} \frac{\mathrm{T}dx}{\mathrm{S}},$$ d'où, $$\psi = \frac{l^5}{bh^2\mathrm{E}} \int_{o}^{u} \frac{\mathrm{T}dx}{\mathrm{S}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (14)$$

Cette expression est le dernier terme de (10) avec le changement de g en $\frac{bh^2}{l^5}$.

Nous pouvons donc appliquer les formules (10) et (13) aux deux cas, en prenant pour g la valeur $$g = \frac{1}{3} \text{ ou } g = \frac{bh^2}{l^5}$$ suivant que la poutre est à âme pleine ou à treillis.

On démontre aisément que ces deux coefficients diffèrent très peu, en général.

Dans le cas, par exemple, des barres inclinées à 45°, nous avons : $$\frac{l^5}{bh} = 2\sqrt{2} = 2.828,$$ et la valeur de $\frac{1}{g}$ est 3.0.

D'ordinaire, les barres sont inclinées sur la verticale à moins de 45°; et le rapport $\frac{l^5}{bh^2}$ se rapproche davantage de 3.0.

Quand les charges sont concentrées sur les poutrelles, et c'est le cas le plus fréquent, on donnera à p la valeur de la charge uniforme qui produira un moment égal à M.

Dans l'appui, le second terme de (11) ou (13) est nul, car, en vertu de (12), la dérivée $\frac{d\mathrm{T}}{dx}$ est nulle pour $x = 0$. Nous concluons qu'aux poutres continues, le moment d'élasticité sur les piles est égal au moment des forces extérieures, en comprenant toutefois dans celles-ci les réactions des appuis, lesquelles dépendent de S, comme nous le verrons.

Donnons à l'équation (13) la forme $$\frac{v\mathrm{X}}{\mathrm{I}} = \frac{v\mathrm{M}}{\mathrm{I}} - \frac{v}{g\mathrm{S}}\,p.$$

Le dernier terme peut être supposé constant dans chaque panneau, vu que les variations de v, s'il y en a, sont toujours très petites.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous considérons donc la quantité $\frac{v}{gS}p$ comme une correction à introduire dans la valeur du coefficient de travail, correspondante aux forces extérieures, pour obtenir le travail effectif du fer.

En ajoutant ce terme aux expressions (6), nous aurons :

$$\left.\begin{aligned} R &= \frac{v}{I}\left(M + \frac{1}{2}bT\frac{s'-s}{S}\right) - \frac{v}{gS}p \\ R' &= \frac{v'}{I}\left(M - \frac{1}{2}bT\frac{s'-s}{S}\right) - \frac{v'}{gS}p \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

Si l'on donne R, on déduit de la première

$$\frac{I}{v} = \frac{M + \frac{1}{2}bT\frac{s'-s}{S}}{R + \frac{v}{gS}p}.$$

Quand M est négatif, R est aussi négatif, et il vient :

$$\frac{I}{v} = \frac{M - \frac{1}{2}bT\frac{s'-s}{S}}{R - \frac{v}{gS}p}.$$

La section de la poutre devra présenter le module de résistance donné par ces formules.

La correction $\frac{v}{gS}p$ augmente, depuis l'appui, où elle est nulle, jusqu'au milieu de la travée, ou plutôt, jusqu'au point où le moment est maximum, en vertu de la diminution de S, ce qui montre l'inconvénient des treillis trop faibles pour la résistance de la poutre à la flexion.

Finalement, nous allons démontrer que le second terme de (13) peut être très important lorsque la hauteur de la poutre sera grande. En effet, le moment d'inertie I est représenté, à peu près, par $\frac{1}{2}h^2\omega$, et le rapport $\frac{2\omega}{S}$ est un nombre abstrait supérieur à l'unité. Nous pouvons donc faire

$$\frac{I}{gS}p = \frac{3}{4}ph^2 \times C.$$

C étant > 1.0. On voit que ce moment est de même ordre que M.

La détermination des moments élastiques dépend de la formule (13) où entre la quantité I fonction de ces mêmes moments.

En général, il suffit de calculer la correction $\frac{v}{gS}p$ du coefficient de travail. La force appliquée aux barres étant $\frac{lT}{h}$, T représentant l'effort tranchant maximum, nous aurons :

$$S = \frac{lT}{rh},$$

r étant le coefficient de travail admis.

Il vient donc :

$$\frac{v}{gS}p = \frac{rh^2}{2glT}p \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PONT DU VOUGA.

Appliquons les formules précédentes aux poutres de l'ancien pont du Vouga, du type Kennard, au chemin de fer du Nord.

Ces poutres avaient 17.8 mètres de longueur entre les axes des appuis. Elles étaient formées de deux nervures inégales, réunies par un treillis double sans montants et avec barres aussi inégales.

La nervure supérieure était composée d'une semelle et deux cornières à branches inégales, formant caisson renversé; la nervure inférieure était formée de deux ou quatre plaques verticales. La hauteur de la poutre était de 1.67 mètre aux extrémités. Il y avait 16 panneaux de 1.10 mètre de longueur. Les montants extrêmes avaient 20 centimètres de largeur.

Cette composition est résumée au tableau suivant :

x	Nervure supérieure.		Nervure inférieure :
	Semelle.	Cornières.	Plaques.
3.0	305×9	$2 \times 152 \times 63 \times 9$	$2 \times 152 \times 13$
5.1	»	» »	$2 \times 152 \times 16$
6.08	»	» »	$4 \times 152 \times 13$
7.3	305×13	$2 \times 152 \times 63 \times 13$	» »
8.9	»	» »	$4 \times 152 \times 16$

Les barres montantes du treillis étaient composées de deux cornières liées par une semelle, sous forme de U, et les descendantes étaient de simples plaques, excepté aux six panneaux centraux où les plaques étaient remplacées par des barres en T. Les sections respectives sont les suivantes :

x	s	s'	S
4 5	0.002652	0.003972	0.006624
5.6	0.001836	»	0.005808
8.9	0.002970	»	0.006942

Les moments d'inertie des différentes sections de la poutre ont été calculés par la formule connue

$$I = \Sigma\alpha\beta y^2 - g\Sigma\alpha\beta y + \frac{1}{12}\Sigma\alpha\beta^3,$$

où α et β représentent les dimensions transversales des pièces; y, les ordonnées des axes ou fibres moyennes des mêmes pièces par rapport à un plan quelconque; et g l'ordonnée rapportée au même plan, du centre de gravité de la section, ou

$$g = \frac{\Sigma\alpha\beta y}{\Sigma\alpha\beta}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les trous de rivets étaient, en général, très élargis. Cependant, nous n'avons déduit que deux trous de 20 dans la nervure supérieure et un dans la nervure inférieure.

Les moments d'inertie et les ordonnées v et v' sont portés au tableau ci-après.

Ces ordonnées sont, comme nous l'avons dit, celles des fibres moyennes des nervures rapportées au centre de gravité. Les distances de ces fibres à l'arête inférieure de la nervure inférieure sont de 1.627 et 0.076, respectivement, la valeur de h étant, par suite, de 1.551.

x	v	v'	I
3.0	0.581	0.970	0.005185
5 1	0.658	0.893	0.005870
6.08	0.798	0.753	0.007118
7.3	0.703	0.843	0.009090
8.9	0.783	0.768	0.010106

Supposons, maintenant, le passage d'un train, formé de deux machines-tender de 58.7 tonnes, dont voici les éléments :

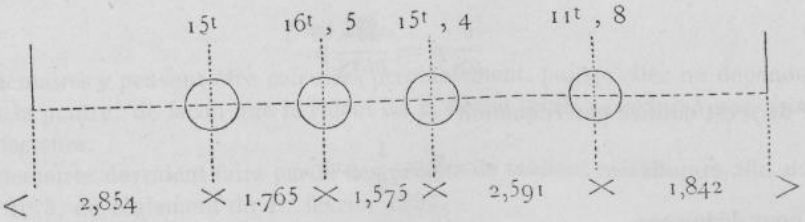


Fig. 3.

Les moments maximums et les efforts tranchants correspondants, produits par ce train et par la charge permanente de 600 kilogrammes par mètre de poutre, au centre des panneaux où il y a changement de section, c'est-à-dire les 3e, 5e, 6e, 7e et 8e, sont les suivants :

u	M	T
2.85	82.647	25.216
5.05	123.282	18.017
6.15	131.318	9.908
7.25	135.400	5.968
8.35	135.696	2.526

Les nervures et les barres du treillis étant inégales, nous employons les formules (6), (7) et (8) pour déterminer les tensions ou pressions des nervures.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce calcul est détaillé au tableau ci-dessous :

u	$\frac{1}{2} b\mathrm{T}\frac{s'-s}{\mathrm{S}}$	R	R′	z	z_1	z_1'	R_1	R_1'
2.85	2.764	8.951	15.978	0.557	0.600	1.070	9.64	17.19
5.05	3.644	13.411	19.319	0.636	0.679	0.991	14.01	20.78
6.15	0.787	14.667	13.976	0.792	0.835	0.835	15.47	15.47
7.25	0.466	10.404	12.675	0.699	0.746	0.928	11.10	13.80
8.35	0.201	10.498	10.328	0.782	0.829	0.845	11.13	11.35

Ce tableau nous montre déjà que le point dangereux de l'ancien pont du Vouga était au 5e panneau; et ce fut, en effet, dans ce panneau qu'il y eut les deux ruptures.

Il nous reste à calculer le terme $\frac{v}{g\mathrm{S}}\,p$ des formules (15).

En introduisant dans ce terme au lieu de g, sa valeur

$$g = \frac{bh^2}{l^3},$$

il vient :

$$\frac{v}{g\mathrm{S}}\,p = \frac{vl^3}{bh^2\mathrm{S}}\,p.$$

La valeur de p est donnée par l'équation

$$\mathrm{M} = \frac{1}{2}\,pxx',$$

de laquelle nous déduisons

$$p = \frac{2\mathrm{M}}{xx'},$$

x' étant égal à $a - x$.

Les valeurs de b, h et l sont :

$$b = 1.1,\ h = 1.551 \text{ et } l = 1.9015.$$

Quant à l'ordonnée v, nous lui donnerons les valeurs de z_1 et z'_1

x	x'	$\frac{2l^3\mathrm{M}z_1}{bh^2\mathrm{S}xx'}$	$\frac{2l^3\mathrm{M}z'_1}{bh^2\mathrm{S}xx'}$	Pression de la nervure supérieure.	Tension de la nervure inférieure.
2.85	14.95	0.91	1.63	10.55	18.82
5.05	12.75	1.16	1.70	15.17	22.48
6.15	11.65	1.15	1.15	16.62	16.62
7.25	10.55	0.99	1.23	12.09	15.03
8.35	9.45	1.07	1.09	12.20	12.44

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le coefficient 22.48 surpasse la limite de l'élasticité du fer. Il n'est donc pas étonnant que la répétition de la charge maximum pendant plus de trente ans ait produit la rupture de la nervure inférieure.

Nous ferons remarquer, finalement, que le calcul précédent est fait dans l'hypothèse que le pont du Vouga remplissait les conditions établies pour les ponts en treillis, d'après lesquelles les fibres moyennes des nervures et des barres du treillis doivent concourir aux mêmes points. Ces conditions ne se réalisaient pas au pont du Vouga, puisque les axes des barres se coupaient en dehors des nervures.

Il n'est pas douteux que de telles conditions affaiblissaient la poutre plus que le calcul ne nous l'a indiqué.

IV

Flèches.

Examinons le cas général d'une poutre continue, assise sur $n + 1$ appuis non nivelés, dont une travée se trouve chargée avec une charge unique, égale à l'unité et appliquée sur une poutrelle.

Désignons par y la flèche produite par cette charge dans un point donné de la poutre, le milieu d'une travée, par exemple. En faisant parcourir toutes les poutrelles ou une partie d'elles par la charge-unité, on obtiendra la flèche totale, au même point, due à des charges quelconques agissant sur lesdites poutrelles, par l'expression

$$f = \Sigma P y. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (27)$$

Les flèches élémentaires y peuvent être calculées préalablement, puisqu'elles ne dépendent que des dimensions de la poutre, de façon que le calcul de la flèche totale se réduit à une somme de produits de deux facteurs.

Ces flèches élémentaires devraient faire partie des projets de tabliers métalliques afin de satisfaire à l'article 1er n° 3, du règlement du 1er février 1897.

Considérons la travée k (fig. 4).

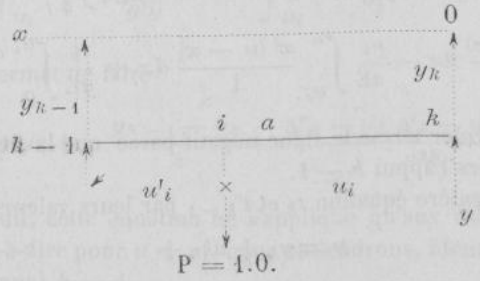


Fig. 4.

Plaçons l'origine des coordonnées au point 0, sur la verticale passant par l'appui k.

Désignons par $y_o y_k y_n$ les ordonnées de la ligne neutre, aux appuis okn ;

x et x' les abscisses des points de la travée k, prises, la première, à partir de l'appui k et, la seconde, à partir de l'appui $k - 1$, en sorte que $x' = a - x$;

$u_1 u_i u_v$ les abscisses des poutrelles, v étant le nombre de panneaux de la travée k, c'est-à-dire la valeur de u_v étant $u_v = a_k$;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

μ_{k-1}, μ_k, les moments de flexion produits aux appuis $k-1$ et k par la charge-unité appliquée sur la poutrelle i;

t_k et t'_{k-1} les efforts tranchants aux appuis, le premier étant pris à gauche de k et le second à droite de $k-1$.

Entre k et i l'effort tranchant est constant et égal à t_k, et entre i et $k-1$, sa valeur est aussi constante et égale à t'_{k-1}.

Les équations des moments dans les deux régions précédentes sont :

$$\left.\begin{aligned} \mu &= \mu_k - x t_k, \\ \mu &= \mu_{k-1} - x' t'_{k-1}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

Les valeurs des efforts tranchants t_k et t'_{k-1} sont :

$$\left.\begin{aligned} t_k &= \frac{\mu_k - \mu_{k-1} + u'_i}{a}, \\ t'_{k-1} &= \frac{\mu_{k-1} - \mu_k + u_i}{a}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

En introduisant ces valeurs dans (28) nous obtenons :

$$\left.\begin{aligned} \mu &= \frac{x'}{a}\mu_k + \frac{x}{a}\mu_{k-1} - \frac{x}{a}u'_i, \\ \mu &= \frac{x}{a}\mu_{k-1} + \frac{x'}{a}\mu_k - \frac{x'}{a}u_i, \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

Appliquons ces expressions à l'équation (10), en remarquant que pour tous les points compris entre i et $k-1$, la première valeur de μ doit être prise entre o et u_i et la seconde entre u_i et u. Il vient donc :

$$y = y_k + u\theta_k + \frac{\mu_k}{aE}\int_o^u \frac{x'(u-x)}{I}\,dx + \frac{\mu_{k-1}}{aE}\int_o^u \frac{x(u-x)}{I}\,dx -$$

$$- \frac{u'_i}{aE}\int_o^{u_i} \frac{x(u-x)}{I}\,dx - \frac{u_i}{aE}\int_{u_i}^u \frac{x'(u-x)}{I}\,dx + \frac{t_k}{gE}\int_o^{u_i}\frac{dx}{S} - \frac{t'_{k-1}}{gE}\int_{u_i}^u \frac{dx}{S}.$$

Nous avons donné au dernier terme le signe négatif parce que la flèche due à la déformation du treillis diminue de u_i vers l'appui $k-1$.

En substituant dans la dernière équation t_k et t'_{k-1} par leurs valeurs (29) nous trouvons :

$$y = y_k + u\theta_k +$$

$$+ \frac{\mu_k}{aE}\left\{\int_o^u \frac{x'(u-x)}{I}\,dx + \frac{1}{g}\int_o^{u_i}\frac{dx}{S} + \frac{1}{g}\int_{u_i}^u \frac{dx}{S}\right\} +$$

$$+ \frac{\mu_{k-1}}{aE}\left\{\int_o^u \frac{x(u-x)}{I}\,dx - \frac{1}{g}\int_o^{u_i}\frac{dx}{S} - \frac{1}{g}\int_{u_i}^u \frac{dx}{S}\right\} -$$

$$- \frac{u'_i}{aE}\left\{\int_o^{u_i} \frac{x(u-x)}{I}\,dx - \frac{1}{g}\int_o^{u_i}\frac{dx}{S}\right\} - \frac{u_i}{aE}\left\{\int_{u_i}^u \frac{x'(u-x)}{I}\,dx + \frac{1}{g}\int_{u_i}^u \frac{dx}{S}\right\},$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ou finalement,

$$y = y_k + u\theta_k + \left\{ \begin{aligned} &+ \frac{\mu_k}{aE}\int_0^u \left(\frac{x'(u-x)}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx + \frac{\mu_{k-1}}{aE}\int_0^u \left(\frac{x(u-x)}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx - \\ &- \frac{u'_i}{aE}\int_0^{u_i} \left(\frac{x(u-x)}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx - \frac{u_i}{aE}\int_{u_i}^u \left(\frac{x'(u-x)}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx. \end{aligned} \right. \quad . \; . \quad (31)$$

Pour déterminer θ_k nous ferons $u = a$. Il vient $y = y_{k-1}$ et par conséquent

$$\theta_k = \frac{y_{k-1} - y_k}{a} - \left\{ \begin{aligned} &\frac{\mu_k}{a^2E}\int_0^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx - \frac{\mu_{k-1}}{a^2E}\int_0^a \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx + \\ &+ \frac{u'_i}{a^2E}\int_0^{u_i} \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx + \frac{u_i}{aE}\int_{u_i}^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx. \end{aligned} \right. \quad . \; . \quad (32)$$

Éliminons θ_k entre (31) et (32). Nous désignerons par la lettre Δ les déterminants que l'on trouve dans l'élimination, ou soit :

$$\left\{ \begin{aligned} \Delta_k &= u\int_0^a \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx - a\int_0^u \left(\frac{x(u-x)}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx, \\ \Delta'_k &= u\int_0^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx - a\int_0^u \left(\frac{x'(u-x)}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx, \\ \Delta''_k &= u'_i\left\{u\int_0^{u_i} \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx - a\int_0^{u_i} \left(\frac{x(u-x)}{I} - \frac{1}{gS}\right)dx\right\} + \\ &+ u_i\left\{u\int_{u_i}^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx - a\int_{u_i}^u \left(\frac{x'(u-x)}{I} + \frac{1}{gS}\right)dx\right\}. \end{aligned} \right. \quad . \; . \; . \quad (33)$$

Cette notation nous permet de faire

$$y = y_k + u\,\frac{y_{k-1} - y_k}{a} + \frac{\Delta''_k - \mu_k\,\Delta'_k - \mu_{k-1}\,\Delta_k}{a^2E}. \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (34)$$

Comme nous l'avons dit, cette équation ne s'applique qu'aux valeurs de $u > u_i$. Dans l'autre partie de la travée, c'est-à-dire pour $u < u_i$, nous obtiendrons, identiquement, en plaçant l'origine des coordonnées sur l'appui $k - 1$,

$$y = y_{k-1} + u'\,\frac{y_k - y_{k-1}}{a} + \frac{\Delta''_{k-1} - \mu_{k-1}\,\Delta'_{k-1} - \mu_k\,\Delta_{k-1}}{a^2E}. \quad . \; . \; . \quad (35)$$

Δ_{k-1} Δ'_{k-1} et Δ''_{k-1} étant des déterminants de la forme (33), avec le seul changement de x en x' et u en u' et *vice versa*.

Quand $u = u_i$ les formules (34) et (35) doivent donner la même valeur y. Nous aurons donc :

$$\Delta_{k-1} = \Delta'_k, \qquad \Delta'_{k-1} = \Delta_k, \qquad \Delta''_{k-1} = \Delta''_k. \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (36)$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les deux premières identités sont générales, puisque Δ et Δ' sont indépendants de i; il y aura donc à peine quatre déterminants distincts, dont deux variables avec la position de la charge sur la travée et les autres constants. Plus loin nous vérifierons ces identités.

En vertu des mêmes identités, la formule (36) peut s'écrire sous la forme

$$y = y_{k-1} + u' \frac{y_k - y_{k-1}}{a} + \frac{\Delta''_{k-1} - \mu_{k-1}\Delta_k - \mu_k \Delta'_k}{a^2 E}. \quad . \quad . \quad . \quad (37)$$

Les expressions (33) sont susceptibles de simplification.

Remarquons que l'on a

$$ux' - au + ax = -ux + ax = u'x.$$

En appliquant cette égalité à (33), nous trouvons :

$$\left.\begin{aligned}
\Delta_k &= u\int_u^a \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right) dx + u'\int_o^u \left(\frac{x^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx,\\
\Delta'_k &= u\int_u^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx + u'\int_o^u \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right) dx,\\
\Delta''_k &= u'_i\, u'\int_o^{u_i} \left(\frac{x^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx +\\
&+ u_i \left\{ u\int_u^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx + u'\int_{u_i}^u \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right) dx \right\}.
\end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (38)$$

On voit que ces expressions ne dépendent que de trois intégrales. Nous les représenterons par la lettre e, en faisant :

$$\left.\begin{aligned}
e &= \int_o^u \left(\frac{x^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx,\\
e' &= \int_o^u \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx,\\
e'' &= \int_o^u \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right) dx.
\end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (39)$$

Quand $u = a$, ces intégrales sont désignées respectivement par E_k, E'_k et E''_k, la lettre E signifiant qu'elles sont prises à gauche de l'appui K.

Étant données les valeurs des intégrales (39), pour toutes les valeurs de u, on peut facilement en déduire les intégrales semblables d, d', d'', D_{k-1}, D'_{k-1}, D''_{k-1} rapportées à l'appui $k-1$ et prises à droite de cet appui.

Nous avons, en effet,

$$d = \int_o^{u'} \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx' = \int_u^a \left(\frac{x'^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx = E'_k - e'.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

et identiquement

$$d' = \int_o^{u'} \left(\frac{x^2}{I} + \frac{1}{gS}\right) dx' = E_k - e,$$

$$d'' = \int_o^{u'} \left(\frac{xx'}{I} - \frac{1}{gS}\right) dx' = E''_k - e''.$$

Pour $u = o$ ou $u' = a$, nous avons :

$$e = e' = e'' = o,$$

et conséquemment :

$$D_{k-1} = E'_k, \qquad D'_{k-1} = E_k, \qquad D''_{k-1} = E''_k. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (41)$$

Ces dernières intégrales entrent aussi dans les équations des moments, comme nous le verrons.
Avec les notations précédentes les valeurs (40) de Δ_k et Δ'_k prennent la forme

$$\left.\begin{aligned} \Delta_k &= u\,(L''_k - e'') + u'e', \\ \Delta'_k &= u\,(E'_k - e') + u'e''. \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (42)$$

Dans ces expressions on trouve la vérification des deux premières identités (36). Nous avons, en effet, pour Δ_{k-1} :

$$\Delta_{k-1} = u'\,(D''_{k-1} - d'') + ud.$$

Mais

$$D''_{k-1} = E''_k,\ d'' = E''_k - e''\ \text{et}\ d = E'_k - e'.$$

Donc,

$$\Delta_{k-1} = u'e'' + u\,(E'_k - e') = \Delta'_k.$$

De même nous trouverions $\Delta'_{k-1} = \Delta_k$.
Prenons maintenant la valeur de Δ''_k :

$$\Delta''_k = u'_i u' e_i + u_i\,[u\,(E'_k - e') + u'\,(e'' - e''_i)] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (43)$$

En introduisant dans la parenthèse le déterminant Δ_k, il vient :

$$\Delta''_k = u'_i u' e_i + u_i\,(\Delta'_k - u'e''_i).$$

Cette formule peut devenir plus commode pour le calcul, en faisant

$$u'_i e_i - u_i e''_i = \Delta^i_k - u_i E''_k$$

Δ^i_k étant la valeur de Δ_k pour $u = u_i$.
Nous aurons ainsi :

$$\Delta''_k = u'\,\Delta^i_k + u_i\,(\Delta'_k - u'E''_k) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (44)$$

Pour Δ''_{k-1} on trouve :

$$\Delta''_{k-1} = u\Delta^i_{k-1} + u'_i\,(\Delta'_{k-1} - uD''_{k-1}),$$

ou

$$\Delta''_{k-1} = u\Delta^i_k + u'_i\,(\Delta_k - uE''_k) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (45)$$

en vertu de (36) et (41).
Si nous faisons $u = u_i$ les expériences (44) et (45) deviennent identiques, comme il fallait.
Il nous reste à déterminer les intégrales (39).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Remarquons d'abord que l'on peut faire :

$$xx' = ax - x^2,$$

et

$$x'^2 = a^2 - 2ax + x^2,$$

Nous pouvons donc donner à e'' et e' la forme

$$\left.\begin{aligned} e'' &= a\int_o^u \frac{x}{\mathrm{I}}\,dx - e, \\ e' &= a^2\int_o^u \frac{dx}{\mathrm{I}} - e - 2e''. \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (46)$$

Le problème est ainsi réduit à calculer des intégrales de la forme générale

$$\int_o^u \frac{x^{m-1}}{\mathrm{I}}\,dx,$$

et

$$\int_o^u \frac{dx}{\mathrm{S}}.$$

Désignons par x_1, x_2, x_n les abscisses des points où la section de la poutre varie, de sorte que la valeur de I soit

I_1 entre o et x_1
I_2 entre x_1 et x_2
.....
I_n entre x_{n-1} et x_n.

L'intégrale $\int_o^u \frac{x^{m-1}}{\mathrm{I}}\,dx$ peut donc prendre la forme

$$\int_o^u \frac{x^{m-1}}{\mathrm{I}}\,dx = \Sigma_o^u \frac{1}{\mathrm{I}_k}\int_{x_{k-1}}^{x_k} x^{m-1}\,dx = \frac{1}{m}\,\Sigma_o^u \frac{x_k^m - x_{k-1}^m}{\mathrm{I}_k}$$

Pour l'abscisse u, comprise entre x_{i-1} et x_i, nous aurons, en développant la somme et en isolant le terme u :

$$\int_o^u \frac{x^{m-1}}{\mathrm{I}}\,dx = \frac{1}{m}\left\{\frac{x_1{}^m}{\mathrm{I}_1} + \frac{x_2{}^m - x_1{}^m}{\mathrm{I}_2} + \ldots \frac{u^m - x_{i-1}^m}{\mathrm{I}_i}\right\}$$

$$= \frac{1}{m}\,\Sigma_1^{i-1} x_k^m \left(\frac{1}{\mathrm{I}_k} - \frac{1}{\mathrm{I}_{k+1}}\right) + \frac{1}{m}\,\frac{u^m}{\mathrm{I}_i}$$

Nous ferons :

$$\frac{1}{\mathrm{I}_k} - \frac{1}{\mathrm{I}_{k+1}} = \mathrm{J},$$

et

$$\int_o^u \frac{x^{m-1}}{\mathrm{I}}\,dx = \gamma^m.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On aura :

$$\gamma \overset{m}{=} \frac{1}{m} \Sigma_1^{i-1} x^m \mathrm{J} + \frac{1}{m} \frac{u^m}{\mathrm{I}_i} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (47)$$

L'intégrale $\int_o^u \frac{dx}{\mathrm{S}}$ est aussi, comme nous l'avons vu, une somme de la forme

$$b\Sigma_o^u \frac{1}{\mathrm{S}}.$$

Au moyen de cette notation et en vertu de (45), les intégrales (39) peuvent prendre la forme suivante :

$$\left.\begin{aligned} e &= \gamma^3 + \frac{b}{g} \Sigma_o^u \frac{1}{\mathrm{S}}, \\ e'' &= a\gamma^2 - e, \\ e' &= a^2\gamma - e - 2e'' \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (48)$$

Les formules (34), (37), (42), (44), (45), (47) et (48) résolvent le problème. Pour la régularité du calcul on en formera un tableau auxiliaire contenant les données suivantes : x, u, $\frac{1}{\mathrm{I}}$, J, $\frac{1}{\mathrm{I}_i}$, $x\mathrm{J}$, $\frac{u}{\mathrm{I}_i}$, γ, $\frac{1}{2} x^2\mathrm{J}$, $\frac{1}{2} \frac{u^2}{\mathrm{I}_i}$, γ^2, $\frac{1}{3} x^3\mathrm{J}$, $\frac{1}{3} \frac{u^3}{\mathrm{I}_i}$, γ^3, $\frac{b}{g} \Sigma \frac{1}{\mathrm{S}}$, e, e'', e', Δ_k, Δ'_k, Δ''_k, μ_{k-1} μ_k, y.

Les moments μ_{k-1} et μ_k sont censés déterminés d'avance.

Le déterminant Δ''_k doit être calculé seulement jusqu'au point dont on cherche la flèche et remplacé ensuite par Δ''_{k-1}.

Les moments d'inertie I et les sections S sont les totaux, sans déduction des trous de rivets, car les déformations des différentes pièces de la poutre étant proportionnelles aux longueurs respectives et les trous représentant une partie très petite de ces longueurs, la flèche n'est pas influencée sensiblement par les mêmes trous.

Nous remarquerons aussi que le dénominateur $a^2\mathrm{E}$ des formules (34) et (35) contient le facteur 10^{11}, en supposant que a représente des dizaines. En rapportant donc les charges à l'unité-tonne et les flèches aux millimètres, ce qui revient à multiplier le second membre des formules par 10^6, ce facteur-là sera réduit à 10^5, et on supprimera encore celui-ci en divisant le numérateur par 100 : 000, ce qui s'obtient en employant dans toutes les formules les abscisses x et u réduites au dixième. De cette façon les déterminants Δ'' seront, en effet, divisés par 10^5, puisqu'ils sont de cinquième ordre, en ayant soin, toutefois, de diviser par 10 les produits $\mu_k \Delta'_k$ et $\mu_{k-1} \Delta_k$, car les déterminants Δ et Δ' ne sont que de quatrième ordre.

Le terme $\frac{b}{g} \Sigma \frac{1}{\mathrm{S}}$ doit être divisé par 1,000, vu que les valeurs de e, e' et e'' sont de 3e ordre.

Par ce procédé, pour obtenir les flèches exactes jusqu'aux dixièmes de millimètre il suffit de faire le calcul avec quatre décimales.

Les formules (36) et (37) sont très utiles pour connaître l'état de conservation d'un pont. On sait en effet que, dans une construction métallique, le module d'élasticité dépend non seulement de la qualité du fer ou de l'acier y employés, mais encore de sa fatigue et du degré de perfection de la construction. E étant donc déterminé pour une construction régulière, nous pouvons bien évaluer l'état de conservation d'un tablier métallique au moyen du module d'élasticité respectif.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

V

Flèche aux travées indépendantes.

Dans les travées indépendantes les moments μ_k et μ_{k-1} sont nuls et es formules (34) et (37) deviennent

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{\Delta''_1}{a^2 E} \\ y &= \frac{\Delta''_0}{a^2 E} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (49)$$

les termes, fonctions des ordonnées des appuis, ayant été supprimés parce que, dans ce cas, ils n'ont pas d'importance.

La première formule (49) est applicable à la partie de la travée comprise entre la charge et l'appui o, c'est-à-dire, aux valeurs de $u > u_i$, et la seconde à la partie comprise entre l'appui 1 et la charge, ou pour $u < u_i$.

En général, il existe une parfaite symétrie aux sections de la poutre en partant des extrémités vers le centre, ce qui réduit les deux équations à une seule, et si l'on prétend à peine obtenir la flèche au milieu de la travée, les opérations sont très simplifiées.

Faisons dans la valeur (43) de Δ''_k

$$k = 1,\ u'_i = a - u_i \text{ et } u' = \frac{1}{2}\, a.$$

Nous trouvons :

$$\Delta''_1 = \frac{1}{2}\, a\, [a e_i + u_i (E'_1 - e' + e'' - e_i - e''_i)].$$

Mais, en vertu de la première équation (40) et en raison de la symétrie de la poutre,

$$E'_1 - e' = d = e,$$

et par la seconde équation (55)

$$e + e'' - e_i - e''_i = a\,(\gamma^2 - \gamma_i^2).$$

Nous aurons donc :

$$\Delta''_1 = \frac{1}{2}\, a^2\, [e_i + u_i\,(\gamma^2 - \gamma_i^2)].$$

En introduisant cette valeur dans l'expression de y et en remplaçant e_i par sa valeur (48), nous obtenons :

$$y = \frac{u_i\,(\gamma^2 - \gamma_i^2) + \gamma_i^3 + \dfrac{b}{g}\,\Sigma_1^i \dfrac{1}{S}}{2E} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (50)$$

Cette formule est facile à calculer, car les intégrales γ n'ont besoin d'être déterminées que jusqu'au milieu de la poutre.

Passons à quelques applications.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PONT DE L'ALVIELLA.

Le pont sur la rivière d'Alviella, placé au kilomètre 88,361 de la ligne de l'Est, a une seule travée de 60 mètres entre les axes des appuis.

Il est de tablier inférieur. Les poutres ont 6 mètres de hauteur entre les semelles des nervures. Le nombre des panneaux est de 15. Le treillis est double.

La section courante de la poutre est composée de :

$$\begin{aligned} &2 \text{ semelles de } 500 \times 8 \\ &4 \text{ cornières de } \frac{90 \times 90}{10} \\ &2 \text{ âmes de } 500 \times 12. \end{aligned}$$

Il y a six semelles de renfort dans chaque nervure, dont les trois inférieures sont de 10 millimètres, et les trois supérieures de 8 millimètres.

Les points où il y a changement de section et les moments d'inertie respectifs sont indiqués au tableau suivant :

x	I	$\frac{1}{\mathrm{I}}$
0.49	0.223334	4.4776
0.74	0.314116	3.1835
1.03	0.405501	2.4661
1.36	0.497492	2.0101
1.66	0.571522	1.7497
2.04	0.645942	1.5481
3.0	0.720753	1.3874

La valeur de g est $\frac{bh^2}{l^5}$; nous aurons donc :

$$\frac{b}{g}\Sigma_1^i \frac{1}{\mathrm{S}} = \frac{l^5}{h^2}\Sigma_1^i \frac{1}{\mathrm{S}}.$$

Comme nous l'avons dit, ce terme doit être divisé par 10^5, vu que les abscisses x et u sont divisées par 10.

Les valeurs de b, h et l sont :

$$b = 4.0,\ h = 6.0 \text{ et } l = \sqrt{\frac{-2\ -2}{6.0 + 4.0}}$$

ou

$$l = \sqrt{52} = 7.2111.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Par conséquent,

$$\frac{l^3}{10^3 h^2} = 0.0104159.$$

Les abscisses des montants, les sections des barres du treillis et les sommes

$$\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma_1^i \frac{1}{S}$$

sont les suivantes :

u	S	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \times \frac{1}{S}$	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$
0.4	0.023364	0.445815	0.4458
0.8	0.021264	0.489844	0.9357
1.2	0.020064	0.519141	1.4548
1.6	0.017600	0.591820	2.0466
2.0	0.015600	0.667694	2.7143
2.4	0.013424	0.775926	3.4902
2.8	0.011600	0.897934	4.3882

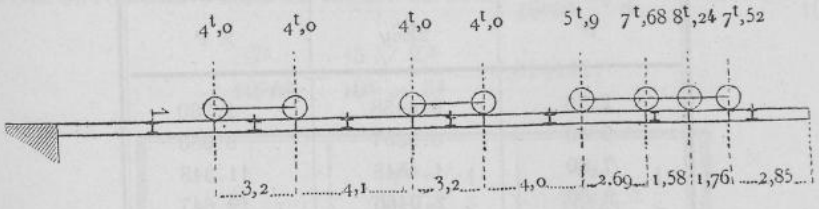
Avec les données des deux tableaux précédents nous en avons organisé un autre donnant les flèches élémentaires y au milieu de la poutre. La valeur donnée à E est de 16×10^9.

x	u	$\frac{1}{I}$	J	$\frac{1}{I_i}$	$\frac{1}{2} x^2 J$	$\frac{1 u^2}{^2 I_i}$	γ^2	$\frac{1}{3} x^3 J$	$\frac{1 u^3}{^3 I_i}$	γ^3	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$	y
...	0.40	...	...	4.4776	...	0.3582	0.3582	...	0.0955	0.0955	0.4458	0.1086
0.49	...	4.4776	1.2941	...	0.1554	...	...	0.0508	...	...	...	...
0.74	0.80	3.1835	0.7174	2.4661	0.01964	0.7882	1.1410	0.0969	0.4209	0.5686	0.9357	0.2107
1.03	1.20	2.4661	0.4560	2.0101	0.2419	1.4473	2.0410	0.1661	1.1578	1.4711	1.4548	0.3033
1.36	1.60	2.0101	0.2604	1.7497	0.2408	2.2396	3.0741	0.2183	3.3889	2.9210	2.0466	0.386
1.36	2.00	1.7497	0.2016	1.5481	0.2778	3.0962	4.2085	0.3074	4.1280	4.9675	2.7143	0.4576
2.04	2.40	1.5481	0.1607	1.3874	0.3244	3.9957	5.4424	0.4548	6.3934	7.6874	3.4902	0.5179
...	2.80	...	...	»	...	5.4386	6.8853	...	10.1528	11.4464	4.3882	0.5652
3.0	...	1.3874	1.3874	...	6.2433	...	7.6900	12.4866	...	13.7809	...	...

Aux expériences de ce pont on a employé deux trains composés chacun d'une machine-tender de 58.600 tonnes de poids, précédée de deux wagons chargés à 16 tonnes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ces machines ont été placées au milieu de la travée, symétriquement, comme il est indiqué au diagramme ci-après :



Les charges portées par les poutrelles sont :

1re	1.38 tonne.
2e	4.80 tonnes.
3e	3.90 —
4e	4.80 —
5e	5.73 —
6e	15.94 —
7e	8.79 —

Pour le calcul de la flèche, nous doublerons ces charges, en vertu de la symétrie. On obtient les valeurs suivantes de Py et f :

P	y	Py
2.76	0.1086	0.300
9.60	0.2107	2.023
7.80	0.3033	2.366
9.60	0.3860	3.706
11.46	0.4576	5.244
31.88	0.5179	16.511
17.58	0.5652	9.936
		$f = 40.086$

La flèche mesurée aux expériences a été de 40 millimètres.

Pour déterminer la partie de cette flèche due à la compression du treillis, nous remarquerons que sa valeur, dans la formule (50), est

$$\delta y = \frac{b}{2gE} \Sigma_1^i \frac{1}{S}.$$

En prenant les valeurs de $\frac{b}{g} \Sigma_1^i \frac{1}{S}$ ou $\frac{l^3}{10^5 h^2} \Sigma_1^i \frac{1}{S}$ au tableau respectif, en les multipliant par P et en divisant leur somme par $2E = 32$, nous obtiendrons la flèche demandée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce calcul est détaillé au tableau suivant :

P	$2E\delta y$	$\times$ P
2.76	0.4458	1.230
9.60	0.9357	8.983
7.80	1.4548	11.348
9.60	2.0466	19.647
11.66	2.7143	31.106
31.88	3.4902	111.267
17.58	4.3882	77.144
	Somme . .	260.725

La valeur de la flèche est donc :

$$\frac{260.725}{32} = 8.15,$$

ou supérieure à $\frac{1}{5}$ de la flèche totale.

PONT DU JAMOR.

Le pont sur la rivière Jamor, sur la ligne de Cascaes, est le premier construit en Portugal en acier doux Martin-Siemens.

Ce pont n'a qu'une seule travée de 50 mètres de longueur entre les axes des appuis. Les poutres, de 5 mètres de hauteur, sont à treillis double avec des montants et sont divisées en dix panneaux de 5 mètres d'étendue.

La composition des poutres est de :

2 semelles de 400×11

4 cornières de $\frac{120 \times 120}{11}$

2 âmes de 500×11.

Les semelles de renfort, de 400×11, sont au nombre de quatre, dans chaque nervure. Les abscisses des points où la section change et les moments d'inertie correspondants sont :

X	I	$\frac{1}{I}$
0.25	0.180811	5.3306
0.50	0.236540	4.2276
0.80	0.292756	3.4158
1.20	0.349463	2.8615
2.50	0.406663	2.4590

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les barres du treillis sont composées de cornières et plaques. Leurs sections sont données au tableau suivant où l'on trouve aussi les valeurs du terme $\frac{l^3}{10^5 h^2} \Sigma_1^i \frac{1}{S}$, le coefficient $\frac{l^3}{10^5 h^2}$ étant

$$\frac{l^3}{10^5 h^2} = \frac{(5 \vee 2.5}{10^5 \times 5^2} = 0.014142.$$

S	$\frac{l^3}{10^5 h^2} \times \frac{1}{S}$	$\frac{l^3}{10^5 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$
0.026936	0.52503	0.5250
0.021656	0.65304	1.1781
0.017936	0.78848	1.9666
0.014016	1.00900	2.9756
0.011916	1.18682	4.1624

Il s'ensuit le tableau des flèches élémentaires. E étant inconnu pour les constructions en acier, nous avons calculé les produits Ey et déduit des expériences de ce pont le module d'élasticité de l'acier.

X	U	$\frac{1}{I}$	I	$\frac{1}{I_i}$	$\frac{1}{2} x^2 J$	$\frac{1}{2} \frac{u^2}{I_i}$	γ^2	$\frac{1}{3} x^3 J$	$\frac{1}{3} \frac{u^3}{I_i}$	γ^3	$\frac{l^3}{10^5 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$	Ey
0.25	0.50	5.5300	.3030	4.2276	0.0407	0.5284	0.5691	0.0038	0.1761	0.1829	0.5250	2.2842
0.50	...	4.2276	0.8118	...	0.1015	...	...	0.0338	...	...	...	...
0.80	1.00	3.4158	0.5343	2.8615	0.1774	1.4307	0.9538	0.0946	0.9538	1.0890	1.1781	4.4046
1.20	1.50	2.8615	0.4025	2.4590	0.2898	2.7664	2.7664	0.2318	2.7664	3.1334	1.9666	6.2388
...	2.00	...	...	"	...	4.9180	6.5573	...	6.5573	6.9243	2.9756	7.7166
2.50	...	2.4590	2.4590	...	7.6844	...	...	12.8073	...	13.1743	4.1624	8.6688

Les expériences ont été faites avec un train composé de deux machines-tender de 58.6 tonnes et deux wagons chargés de chaque côté. On a placé la roue d'avant d'une machine au milieu de la travée. Les charges appliquées aux poutrelles dans cette position du train sont :

1re	poutrelle	5.4 tonnes
2e	—	4.8 —
3e	—	6.4 —
4e	—	13.0 —
5e	—	15.4 —
6e	—	12.0 —
7e	—	15.4 —
8e	—	6.5 —
9e	—	5.2 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En additionnant les charges symétriques et en les multipliant par Ey, nous obtenons les résultats ci-dessous :

P	Ey	PEy
10.6	2.2842	24.210
11.3	4.4046	49.770
21.8	6.2388	136.008
25.0	7.7166	192.924
15.4	8.6688	133.488
		536.400

Aux expériences on a trouvé une flèche de 30 millimètres, d'où il résulte :

$$E = \frac{536.400}{30} = 18.$$

Le module d'élasticité de l'acier est donc :

$$18 \times 10^9.$$

PONT DU MONDEGO.

Le nouveau tablier du pont du Mondego, qui a remplacé le primitif du type Kennard, est, comme celui-ci, formé de cinq travées indépendantes de 30.70 mètres de longueur entre les appuis.

Les poutres sont à treillis double avec des montants de 3.10 mètres de hauteur. Les barres du treillis sont inclinées à 45°. La section normale des poutres comprend :

2 semelles de 400×10

4 cornières de $\frac{120 \times 120}{12}$

2 âmes de 650×15.

Les semelles de renfort sont au nombre de deux de 400×12 dans chaque nervure. Les points où il y a changement de section et les moments d'inertie correspondants sont les suivants :

X	I	$\frac{1}{I}$
0.345	0.074446	13.4326
0.605	0.094040	10.6338
1.535	0.113885	8.7808

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les sections des barres du treillis et le terme $\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$, dans lequel

$$\frac{l^3}{10^3 h^2} = 0.00876812,$$

résultent du tableau ci-après :

S	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \times \frac{1}{S}$	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$
0.021260	0.41242	0.4124
0.016380	0.53529	0.9477
0.013024	0.67523	1.6209
0.010400	0.84309	2.4640
0.010400	0.84309	3.3071

Les flèches élémentaires sont calculées au tableau suivant pour $E = 18 \times 10^9$, vu que le pont est en acier.

x	u	$\frac{1}{I}$	J	$\frac{1}{I_i}$	$\frac{1}{2} x^2 J$	$\frac{1}{2} \frac{u^2}{I_i}$	η^2	$\frac{1}{3} x^3 J$	$\frac{1}{3} \frac{u^3}{I_i}$	η^3	$\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$	y
...	0.295	...	...	13.4326	...	0.5845	0.5845	...	0.1149	0.1149	0.4124	0.0976
0.345	0.605	13.4326	2.7988	10.6338	0.1666	1.6271	1.7937	0.0383	0.7849	0.8232	0.9477	0.1990
0.605	0.915	10.6338	1.8530	8.7808	0.2835	3.6757	4.1258	0.1701	2.2422	2.4506	1.6209	0.2804
...	1.225	...	...	»	...	6.5883	7.0384	...	5.3805	5.5889	2.4640	0.3485
1.535	...	8.7808	8.7803	...	10.2570	...	10.7071	10.5861	...	10.7945	3.3071	0.3917

Pour les expériences on a employé un train composé d'une machine à quatre essieux couplés, ayant un poids total de 72 tonnes, tender compris, suivie d'un wagon chargé pesant 16 tonnes de chaque côté.

Voici la distribution des charges sur les poutrelles, dans l'hypothèse de la troisième roue de la machine coïncidant avec le milieu de la poutre :

1re	poutrelle	3.87 tonnes.
2e	—	4.08 —
3e	—	6.35 —
4e	—	3.75 —
5e	—	14.05 —
6e	—	7.30 —
7e	—	1.73 —
8e	—	4.00 —
9e	—	2.27 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En ajoutant les charges symétriques et en multipliant les sommes par les flèches élémentaires correspondantes, on obtient les résultats qui suivent :

P	y	Py
6.14	0.0976	0.599
8.08	0.1990	1.608
8.08	0.2804	2.266
11.05	0.3485	3.851
14.05	0.3917	5.504
		$f = 13.828$

La flèche mesurée aux expériences a été de 14 millimètres.

VI

Moments sur les appuis.

Appliquons la notation (39) à l'équation (32), donnant la valeur de la tangente de l'angle fait par la ligne neutre avec l'horizontale, à l'appui k. En remarquant que les deux derniers termes de (32) sont la valeur de $\frac{\Delta'_k}{a^2_k E'}$, déduite de (38) pour $u = u_i$, nous obtenons :

$$\theta_k = \frac{y_{k+1} - y_k}{a_k} - \frac{\mu_k E'_{k+1} + \mu_{k+1} E''_{k+1} - \Delta'_k}{a^2_k E},$$

le déterminant Δ'_k étant relatif à la poutrelle où la charge-unité est appliquée.

Considérons, maintenant, la travée $k+1$. Nous trouverons pour θ_k une autre expression avec la même valeur absolue, mais affectée du signe négatif, parce que l'angle respectif est supplémentaire de celui pris à la travée k. En remarquant encore que la travée $k+1$ est supposée déchargée, nous aurons, en vertu de (41) :

$$\theta_k = -\frac{y_{k+1} - y_k}{a_{k+1}} + \frac{\mu_k E_{k+1} + \mu_{k+1} E''_{k+1}}{a_{k+1} E}.$$

En égalant les deux valeurs de θ_k il vient :

$$E\left(\frac{y_{k-1} - y_k}{a_k} + \frac{y_{k+1} - y_k}{a_{k+1}}\right) + \frac{\Delta'_k}{a^2_k} = \mu_{k-1}\frac{E''_k}{a^2_k} + \mu_k\left(\frac{E'_k}{a^2_k} + \frac{E_{k+1}}{a^2_{k+1}}\right) + \mu_{k+1}\frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}}. \quad (15)$$

C'est l'équation dénommée des trois moments, généralisée, vu qu'elle contient des termes en fonction de S.

Appliquée aux deux travées $k-1$ et k, en supposant toujours la charge sur la travée k, et en vertu de

$$\Delta'_{k-1} = \Delta_k,$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

on obtient :

$$E\left(\frac{y_{k-2}-y_{k-1}}{a_{k-1}}+\frac{y_k-y_{k-1}}{a_k}\right)+\frac{\Delta_k}{a^2_k}=\mu_{k-2}\frac{E''_{k-1}}{a^2_{k-1}}+\mu_{k-1}\left(\frac{E'_{k-1}}{a^2_{k-1}}+\frac{E_k}{a^2_k}\right)+\mu_k\frac{E''_k}{a^2_k}. \quad (52)$$

Dans la détermination des moments, nous supposons, comme nous l'avons déjà dit, que la travée k est la seule chargée avec la charge-unité agissant sur une poutrelle ; et aussi que l'appui k est le seul abaissé ou relevé. Faisons donc

$$y_{k-1}=y_{k+1}=0,$$

et appliquons les équations (51) et (52) aux groupes successifs de deux travées 1 et 2, 2 et 3, ... $n-1$ et n. Désignons par la lettre Q les seconds membres des équations $k-1$, k et $k+1$, ou soit :

$$\left.\begin{aligned} E\frac{y_k}{a_k}+\frac{\Delta_k}{a^2_k}&=Q_{k-1}\\ -Ey_k\left(\frac{1}{a_k}+\frac{1}{a_{k+1}}\right)+\frac{\Delta'_k}{a^2_k}&=Q_k\\ E\frac{y_k}{a_{k+1}}&=Q_{k+1}\end{aligned}\right\} \quad (53)$$

Nous obtenons le système suivant de $n-1$ équations :

$$\mu_1\left(\frac{E'_1}{a^2_1}+\frac{E_2}{a^2_2}\right)+\mu_2\frac{E''_2}{a^2_2}=0$$

$$\mu_1\frac{E''_2}{a^2_2}+\mu_2\left(\frac{E'_2}{a^2_2}+\frac{E_3}{a^2_3}\right)+\mu_3\frac{E''_3}{a^2_3}=0.$$

. . . . . .

$$\left.\begin{aligned} \mu_{k-2}\frac{E''_{k-1}}{a^2_{k-1}}+\mu_{k-1}\left(\frac{E'_{k-1}}{a^2_{k-1}}+\frac{E_k}{a^2_k}\right)+\mu_k\frac{E''_k}{a^2_k}&=Q_{k-1}\\ \mu_{k-1}\frac{E''_k}{a^2_k}+\mu_k\left(\frac{E'_k}{a^2_k}+\frac{E_{k+1}}{a^2_{k+1}}\right)\mu_{k+1}\frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}}&=Q_k\\ \mu_k\frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}}+\mu_{k+1}\left(\frac{E'_{k+1}}{a^2_{k+1}}+\frac{E_{k+2}}{a^2_{k+2}}\right)+\mu_{k+2}\frac{E''_{k+2}}{a^2_{k+2}}&=Q_{k+1}\end{aligned}\right\} \quad (54)$$

. . . . . .

$$\mu_{n-3}\frac{E''_{n-2}}{a^2_{n-2}}+\mu_{n-2}\left(\frac{E'_{n-2}}{a^2_{n-2}}+\frac{E_{n-1}}{a^2_{n-1}}\right)+\mu_{n-1}\frac{E''_{n-1}}{a^2_{n-1}}=0$$

$$\mu_{n-2}\frac{E''_{n-1}}{a^2_{n-1}}+\mu_{n-1}\left(\frac{E'_{n-1}}{a^2_{n-1}}+\frac{E_n}{a^2_n}\right)=0.$$

Dans la résolution de ces équations, nous adoptons la méthode de Bresse.

Déduisons des $k-2$ premières équations les valeurs des rapports

$$\frac{\mu_2}{\mu_1},\ \frac{\mu_3}{\mu_1}\ldots$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Identiquement, nous déduisons des $n - k - 2$ dernières équations les valeurs des rapports

$$\frac{\mu_{n-2}}{\mu_{n-1}} \quad \frac{\mu_{n-3}}{\mu_{n-1}} \cdots$$

Désignons les premiers rapports par r et les derniers par r'; de sorte que nous aurons, en général :

$$\left.\begin{aligned} r_m &= \frac{\mu_n}{\mu_1} \\ r'_{n-m} &= \frac{\mu_m}{\mu_{n-1}} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (55)$$

Les valeurs de r_m et r'_{n-m} sont données par les équations

$$\left.\begin{aligned} r_{m-2}\frac{E''_{m-1}}{a^2_{m-1}} + r_{m-1}\left(\frac{E'_{m-1}}{a^2_{m-1}} + \frac{E_m}{a^2_m}\right) + r_m \frac{E''_m}{a^2_m} &= 0 \\ r'_{n-m}\frac{E''_{m+1}}{a^2_{m+1}} + r'_{n-m-1}\left(\frac{E'_{m+1}}{a^2_{m+1}} + \frac{E_{m+2}}{a^2_{m+2}}\right) + r'_{n-m-2}\frac{E''_{m+2}}{a^2_{m+2}} &= 0 \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad (56)$$

d'où

$$\left.\begin{aligned} r_m &= -\frac{a^2_m E'_{m-1} + a^2_{m-1} E_m}{a^2_{m-1} E''_m} r_{m-1} - \frac{a^2_m E''_{m-1}}{a^2_{m-1} E''_m} r_{m-2}, \\ r'_{n-m} &= -\frac{a^2_{m+1} E'_{m+1} + a^2_{m+1} E_{m+2}}{a^2_m E''_{m+1}} r'_{n-m-1} - \frac{a^2_{m+1} E''_{m+2}}{a^2_{m+2} E''_{m+1}} r'_{n-m-2}. \end{aligned}\right\} \quad (57)$$

Ces séries commencent toutes les deux par l'unité, car leurs premiers termes sont

$$\frac{\mu_1}{\mu_1} = \frac{\mu_{n-1}}{\mu_{n-1}} = 1.0.$$

Leurs derniers termes sont r_n pour $m = n$, et r'_n pour $m = o$.

Nous remarquerons aussi que leurs termes sont alternativement positifs et négatifs, parce que, étant

$$E''_{m-1} < E'_{m-1} \text{ et } E''_{m+2} < E_{m+2},$$

en vertu de (46), il suffira que deux termes quelconques, mais successifs, des séries r_{m-1} et r_{m-2} par exemple, soient affectés de signes contraires, pour que r_m et r_{m-1} aient aussi des signes contraires. Or, r_1 étant positif, r_2 sera négatif, vu que $r_1 = 0$.

Introduisons dans les équations $k - 1$ et $k + 1$ du système (54) les valeurs

$$\mu_{k-2} = \frac{r_{k-2}}{r_{k-1}} \mu_{k-1} \text{ et } \mu_{k+2} = \frac{r'_{n-k-2}}{r'_{n-k-1}} \mu_{k+1}.$$

Nous obtenons :

$$\mu_{k-1}\left(\frac{E'_{k-1}}{a^2_{k-1}} + \frac{E_k}{a^2_k} + \frac{E''_{k-1} r_{k-2}}{a^2_{k-1} r_{k-1}}\right) + \mu_k \frac{E''_k}{a^2_k} = Q_{k-1},$$

$$\mu_k \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k-1}} + \mu_{k+1}\left(\frac{E'_{k+1}}{a^2_{k+1}} + \frac{E''_{k+2}}{a^2_{k+2}} + \frac{E''_{k+2}}{a^2_{k+2}} \frac{r'_{n-k-2}}{r'_{n-k-1}}\right) = Q_{k+1}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais nous avons, en vertu de (56),

$$\frac{E'_{k-1}}{a^2_{k-1}} + \frac{E_k}{a^2_k} + \frac{E''_{k-1}}{a^2_{k-1}} \frac{r_{k-2}}{r_{k-1}} = -\frac{E''_k}{a^2_k} \frac{r_k}{r_{k-1}},$$

$$\frac{E'_{k+1}}{a^2_{k+1}} + \frac{E_{k+2}}{a^2_{k+2}} + \frac{E''_{k+2}}{a^2_{k+2}} \frac{r'_{n-k-2}}{r'_{n-k-1}} = -\frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} \frac{r'_{n-k}}{r'_{n-k-1}}.$$

Donc,

$$-\mu_{k-1} \frac{E''_k}{a^2_k} \frac{r_k}{r_{k-1}} + \mu_k \frac{E''_k}{a^2_k} = Q_{k-1},$$

$$\mu_k \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} - \mu_{k+1} \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} \frac{r'_{n-k}}{r'_{n-k-1}} = Q_{k+1};$$

ou

$$\left.\begin{aligned} \mu_k r_{k-1} - \mu_{k-1} r_k &= a^2_k r_{k-1} \frac{Q_{k-1}}{E''_k}, \\ \mu_k r'_{n-k-1} - \mu_{k+1} r'_{n-k} &= a^2_{k+1} r'_{n-k-1} \frac{Q_{k+1}}{E''_{k+1}}. \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad (58)$$

Éliminons maintenant μ_{k+1} entre cette dernière équation et celle de l'ordre k du système (54). On trouve :

$$\mu_{k-1} \frac{E''_k}{a^2_k} + \mu_k \left(\frac{E'_k}{a^2_k} + \frac{E_{k+1}}{a^2_{k+1}} + \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} \frac{r'_{n-k-1}}{r'_{n-k}} \right) = Q_k + Q_{k+1} \frac{r'_{n-k-1}}{r'_{n-k}}.$$

En vertu de la seconde de (56) la parenthèse peut prendre la forme

$$-\frac{E''_k}{a^2_k} \frac{r'_{n-k+1}}{r'_{n-k}}.$$

Nous aurons donc :

$$\mu_{k-1} \frac{E''_k}{a^2_k} - \mu_k \frac{E''_k}{a^2_k} \frac{r'_{n-k+1}}{r'_{n-k}} = Q_k + Q_{k+1} \frac{r'_{n-k-1}}{r'_{n-k}}.$$

ou

$$\mu_{k-1} r'_{n-k} - \mu_k r'_{n-k+1} = a^2_k \frac{Q_k r'_{n-k} + Q_{k+1} r'_{n-k-1}}{E''_k}. \quad . \quad . \quad (59)$$

Des deux équations (58) et (59) entre μ_k et μ_{k-1} on peut déduire les valeurs de ces moments. Elles sont :

$$\left.\begin{aligned} \mu_k &= a^2_k \frac{r'_{n-k} (Q_{k-1} r_{k-1} + Q_k r_k) + Q_{k+1} r_k r'_{n-k-1}}{E''_k (r_{k-1} r'_{n-k} - r_k r'_{n-k+1})} \\ \mu_{k-1} &= a^2_k \frac{r_{k-1} (Q_{k-1} r'_{n-k+1} + Q_k r'_{n-k} + Q_{k+1} r'_{n-k-1}}{E''_k (r_{k-1} r'_{n-k} - r_k r'_{n-k+1})} \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad (60)$$

Ces équations peuvent être simplifiées au moyen des équations (56). Nous avons, en effet, en faisant dans la première $m = k + 1$ et dans la seconde $m = k - 1$,

$$\frac{E''_k}{a^2_k} r_{k-1} + r_k \left(\frac{E'_k}{a^2_k} + \frac{E_{k+1}}{a^2_{k+1}} \right) + \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} r_{k+1} = 0,$$

$$\frac{E''_k}{a^2_k} r'_{n-k+1} + r'_{n-k} \left(\frac{E'_k}{a^2_k} + \frac{E_{k+1}}{a^2_{k+1}} \right) + \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}} r'_{n-k+1} = 0,$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous en déduisons,

$$\frac{E''_k}{a^2_k}(r_{k-1}\,r'_{n-k} - r_k\,r'_{n-k+1}) = \frac{E''_{k+1}}{a^2_{k+1}}(r_k\,r'_{n-k-1} - r_{k+1}\,r'_{n-k}).$$

Cette égalité montre que le dénominateur des formules (60) est constant dans toutes les travées.

Cette propriété, démontrée par M. Collignon pour le cas de la section constante, présente, comme on le voit, la plus grande généralité.

Lorsque $k = n$, l'égalité ci-dessus se réduit à

$$\frac{E''_k}{a^2_k}(r_{k-1}\,r'_{n-k} - r_k\,r'_{n-k+1}) = -\frac{E''_n}{a^2_n}\,r_n,$$

et pour $k = 1$

$$\frac{E''_k}{a^2_k}(r_{k-1}\,r'_{n-k} - r_k\,r'_{n-k+1}) = -\frac{E''_1}{a^2_1}\,r'_n.$$

Il en résulte l'égalité

$$\frac{E''_n}{a^2_n}\,r_n = \frac{E''_1}{a^2_1}\,r'_n \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (61)$$

qui peut être utile pour la vérification du calcul des r et r'.

Les valeurs de μ_k et μ_{k-1} prennent ainsi la forme

$$\left.\begin{aligned} \mu_k &= -a^2_1\,\frac{r'_{n-k}(Q_{k-1}\,r_{k-1} + Q_k\,r_k) + Q_{k+1}\,r_k\,r'_{n-k-1}}{E''_1\,r'_n} \\ \mu_{k-1} &= -a^2_1\,\frac{r_{k-1}(Q_{k-1}\,r'_{n-k+1} + Q_k\,r'_{n-k} + Q_{k+1}\,r'_{n-k-1})}{E''_1\,r'_n} \end{aligned}\right\} \quad (62)$$

Considérons séparément les deux cas de la charge isolée et de la dépression de l'appui k.

Nous avons pour le premier cas, en vertu de (53) et en faisant $y_k = 0$,

$$Q_{k-1} = \frac{\Delta_k}{a^2_k},\quad Q_k = \frac{\Delta'_k}{a^2_k},\quad Q_{k+1} = 0.$$

Les valeurs de μ_k et μ_{k-1} sont donc :

$$\left.\begin{aligned} \mu_k &= -\frac{a^2_1}{a^2_k}\,\frac{r'_{n-k}(\Delta_k\,r_{k-1} + \Delta'_k\,r_k)}{E''_1\,r'_n} \\ \mu_{k-1} &= -\frac{a^2_1}{a^2_k}\,\frac{r_{k-1}(\Delta_k\,r'_{n-k+1} + \Delta'_k\,r'_{n-k})}{E''_1\,r'_n} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots \quad (63)$$

Les moments d'indice supérieur à k et inférieur à $k - 1$ sont donnés par les rapports

$$\left.\begin{aligned} \mu_{k+m} &= \frac{r'_{n-k-m}}{r'_{n-k}}\,\mu_k, \\ \mu_{k-m} &= \frac{r_{k-m}}{r_{k-1}}\,\mu_{k-1} \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (64)$$

Quand $k = 1$, on a $r_{k-1} = 0$ et $r_k = 1$.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il vient donc, en vertu de la première équation (63) :

$$\mu_1 = -\frac{r'_{n-1}\,\Delta'_1}{E''_1 r'_n} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (65)$$

Pour $k = n$, nous avons $r'_{n-k} = 0$ et $r'_{n-k+1} = 1$. Par conséquent,

$$\left.\begin{aligned} \mu_{n-1} &= -\frac{a^2_1}{a^2_n}\frac{r'_{-n}\Delta_1}{E''_1 r_n} \\ \text{ou} \qquad \mu_{n-1} &= -\frac{r_{n-1}\Delta_n}{E''_n r_n}, \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (66)$$

à cause de (61).

D'ordinaire, les poutres sont symétriques et on a :

$$a_1 = a_n,\ E''_n = E''_1,\ r = r',\ \Delta_n = \Delta_0 = \Delta'_1 \text{ et } \mu_{n-1} = \mu_1.$$

Dans le cas de la dépression de l'appui k, il faudra faire dans les formules (62)

$$Q_{k-1} = E\frac{y_k}{a_k},\ Q_k = -Ey_k\left(\frac{1}{a_k} + \frac{1}{a_{k+1}}\right),\ Q_{k+1} = E\frac{y_k}{a_{k+1}}.$$

Nous obtenons, en désignant ces moments par la lettre ψ,

$$\psi_k = y_k \frac{a^2_1 E}{a_k a_{k+1}} \frac{a_{k+1} r'_{n-k}(r_k - r_{k-1}) + a_k r_k (r'_{n-k} - r'_{n-k-1})}{r'_n E''_1} \quad . \quad . \quad (67)$$

Les moments ψ_{k-1} et ψ_{k+1} sont donnés par les formules (58), d'où :

$$\left.\begin{aligned} \psi_{k-1} &= \frac{r_{k-1}}{r_k}\left(\psi_k - a_k\frac{Ey_k}{E''_k}\right) \\ \psi_{k+1} &= \frac{r'_{n-k-1}}{r'_{n-k}}\left(\psi_k - a_{k+1}\frac{Ey_k}{E''_{k+1}}\right) \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (68)$$

Quand la dépression est dans la culée, c'est-à-dire quand $k = o$, la dernière formule (68) nous donne :

$$\psi_1 = -a_1\frac{r'_{n-1}}{r'_n}\frac{Ey_0}{E''_1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (69)$$

Cette valeur est positive, comme il fallait, parce que r'_{n-1} et r'_n ont des signes contraires. Si au lieu d'une dépression nous avions une élévation, comme cela arrive aux viaducs sur des piliers métalliques, le signe de ψ_k deviendrait négatif.

Les moments ψ sont proportionnels à y_k et peuvent être alors calculés préalablement pour un millimètre de dépression ou d'élévation, de façon que, pour obtenir le moment total, il n'y ait qu'à les multiplier par le nombre de millimètres effectifs.

Remarquons que, d'après la méthode suivie, le dénominateur de (67) est divisé par 10^5. Il faut donc, dans le numérateur, diviser E par 10^5 ou par 10^9, afin de rapporter y aux millimètres et ψ aux tonnes.

Appliquons les formules précédentes au viaduc de Saint-Pierre, au chemin de fer de Beira Baixa.

Ce viaduc a trois travées, dont les extrêmes ont l'étendue de 50 mètres et l'intermédiaire de 60 mètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le tablier est formé par deux poutres continues de 6 mètres de hauteur, divisées en panneaux de 2.50 mètres. Le nombre de panneaux est donc de 20 à la première et à la troisième travée et de 24 dans la deuxième.

Les piliers sont métalliques et ont une hauteur de 35.50 mètres.

La plus petite section de la poutre est composée de :

$$\begin{aligned} &2 \text{ semelles de } 500 \times 10 \\ &4 \text{ cornières de } \frac{100 \times 100}{12} \\ &2 \text{ âmes de } \quad 600 \times 12. \end{aligned}$$

Au tableau ci-dessous, on a indiqué les points où il y a changement de sections et les moments d'inertie respectifs. Les abscisses sont prises dans chaque travée à partir de l'appui k vers l'appui $k-1$.

TRAVÉES.	X	I	$\frac{1}{I}$
Première travée	0.12	0.536464	1.8641
	0.40	0.485327	2.0605
	0.58	0.348023	2.8734
	1.82	0.275348	3.6318
	3.92	0.366252	2.7303
	5.0	0.275348	3.6318
Deuxième travée	0.12	0.536464	1.8641
	0.37	0.485327	2.0605
	0.55	0.348023	2.8734
	2.08	0.275348	3.6318
	4.11	0.348023	2.8734
	5.88	0.485327	2.0605
	6.0	0.536464	1.8641

Comme on le voit, les poutres sont renforcées à la deuxième travée, près de l'appui 1, à cause du lançage du tablier. Ce renfort enlève la symétrie de la poutre et nous force à calculer les deux séries r et r'.

Quant au treillis, les nœuds principaux étant éloignés de 5 mètres, nous aurons 10 panneaux aux travées extrêmes et 12 dans celle du centre.

Le calcul des termes $\frac{l^3}{10^3 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$ est présenté au tableau ci-après. Les valeurs de S sont les moyennes dans chaque panneau. La valeur de l est :

$$l = \sqrt{\overline{5.0}^2 + \overline{6.0}^2} = 7.81025$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Panneaux.	S	$\frac{l^5}{10^5 h^2} \times \frac{1}{S}$	$\frac{l^5}{10^5 h^2} \Sigma \frac{1}{S}$
1	0.024117	0.54875	0.54875
2	0.020225	0.65436	1.20311
3	0.016715	0.79176	1.99487
4	0.012610	1.04951	3.04438
5	0.009305	1.42228	4.46666
6	0.007580	1.74596	6.21262
7	0.007580	1.74596	7.95858
8	0.009305	1.42228	9.38086
9	0.012610	1.04951	10.43037
10	0.016715	0.79176	11.22213
11	0.020225	0.65436	11.87649
12	0.024117	0.54875	12.42524

Avec ces éléments, nous avons organisé deux tableaux auxiliaires, l'un pour les travées extrêmes et l'autre pour la travée centrale.

Nous présentons d'abord les valeurs de γ, γ^2 et γ^3, calculées par la formule (47), aussi bien que les coefficients e, e' et e'' déduits des formules (48).

Nous croyons superflu de présenter le calcul des γ, vu que nous avons déjà donné des exemples de ce calcul.

Pour la facilité des opérations, nous avons divisé par 10 les coefficients e, e' et e'', en évitant ainsi l'emploi de nombres trop grands.

Première et troisième travées.

Poutrelles.	γ	γ^2	γ^3	$\frac{1}{10} e$	$\frac{1}{10} e''$	$\frac{1}{10} e'$
0.5	1.0879	0.2928	0.1022	0.0651	0.0813	2.4920
1.0	2.8431	1.6219	1.1438	0.2347	0.5762	5.7206
1.5	4.6590	3.8918	4.0190	0.6014	1.3445	8.3571
2.0	6.3126	6.7597	8.9256	1.1970	2.1828	10.2189
2.5	7.6777	9.8313	15.9653	2.0432	2.8724	11.4062
3.0	9.0429	13.5854	26.3175	3.2529	3.5398	12.2747
3.5	10.4080	18.0222	40.5673	4.8526	4.1585	12.8504
4.0	11.8453	23.4271	61.1225	7.0503	4.6632	13.2365
4.5	13.6612	31.1417	93.9600	10.4390	5.1318	13.4504
5.0	15.4721	39.7702	134.9691	14.6191	5.2660	13.5416

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Deuxième travée.

Poutrelles.	γ	γ^2	γ^3	$\frac{1}{10}e$	$\frac{1}{10}e''$	$\frac{1}{10}e'$
0.5	1.1123	0.3022	0.1059	0.0655	0.1158	3.7072
1.0	2 8903	1.6442	1.1547	0.2358	0.7507	8.6679
1.5	4.7062	3.9141	4.0299	0.6025	1.7460	12.8478
2.0	6.5221	7.0919	9.6289	1.2673	2.9878	16.2367
2.5	8.0195	10.4483	17.1846	2.1651	4.1039	18.4973
3.0	9.4562	14.3992	28.0796	3.4292	5.2103	20.1925
3.5	10.8929	19.0685	43.2847	5.1243	6.3168	21.4565
4.0	12.3296	24.4561	63.5182	7.2899	7.3838	22.3291
4.5	13.4492	29.1973	83.6190	9.4049	8.1135	22.7852
5.0	14.4795	34.0909	106.8855	11.8108	8.6437	23.0280
5.5	15.5097	39.4998	135.3032	14.7180	8.9819	23.1531
6.0	16.5164	45.2837	168.5558	18.0981	9.0781	23.2047

Les derniers termes des trois dernières colonnes sont les valeurs $\frac{1}{10}E_k$, $\frac{1}{10}E''_k$ et $\frac{1}{10}E'_k$ entrant dans les expressions des moments.

Ces coefficients ont les valeurs suivantes :

K	$\frac{1}{10}E_k$	$\frac{1}{10}E'_k$	$\frac{1}{10}E''_k$
1	14.6191	13.5416	5.2660
2	18.0981	23.2047	9.0781
3	13.5416	14.6191	5.2660

En les introduisant dans les formules (57), nous obtenons :

$$r_2 = -\frac{a^2_2E'_1 + a^2_1E_2}{a^2_1E''_2} = -4.161615,$$

$$r_3 = -\frac{a^2_3E'_2 + a^2_2E_3}{a^2_2E''_3}\, r_2 - \frac{a^2_3E''_2}{a^2_2E''_3} = 22.1267,$$

$$r'_{n-1} = r'_2 = -\frac{a^2_3E'_2 + a^2_2E_3}{a^2_3E''_2} = -4.704123.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La valeur de $r'_n = r'_3$ est la même que celle de r_3, vu que les travées extrêmes ont des dimensions égales; ce que l'on vérifie aisément par la formule (61).

En appliquant les coefficients précédents aux formules (63), il vient.

pour la première travée :

$$\mu_1 = -\frac{r'_2}{r_3 E''_1}\,\Delta'_1 = 0.403721\,\Delta'_1;$$

pour la deuxième travée :

$$\mu_2 = -\frac{a^2_1}{a^2_2}\,\frac{\Delta_2 + r_2\Delta'_2}{r_3 E''_1} = 0.246837\,\Delta_2 - 0.059599\,\Delta_2,$$

$$\mu_1 = -\frac{a^2_1}{a^2_2}\,\frac{\Delta'_2 + r'_2\Delta_2}{r_3 E''_1} = 0.280361\,\Delta_2 - 0.059599\,\Delta'_2;$$

pour la troisième travée :

$$\mu_2 = -\frac{r_2\,\Delta'_1}{r_3 E''_1} = 0.355445\,\Delta'_1.$$

Les coefficients de Δ dans les formules précédentes ont été multipliés par 10, car E''_1 est de troisième ordre, tandis que Δ' en est de quatrième.

Aux tableaux ci-après, on trouve les valeurs de $\frac{1}{10}\,\Delta$, $\frac{1}{10}\,\Delta'$, Δ'', μ_k, μ_{k-1} et y, données par les formules (42), (44), (45), (63), (34) et (37).

Première et troisième travées.

Poutrelles.	$\frac{1}{10}\,\Delta_k$	$\frac{1}{10}\,\Delta'_k$	μ_k	μ_{k-1} 3e travée.	Δ''_k	y	y 3e travée.
0.5	2.8852	5.8906	2.378	2.093	68.903	0.0978	0.1372
1.0	5.6286	10.1258	4.088	3.598	114.260	0.1577	0.1822
1.5	7.9871	12.4824	5.039	4.435	189.995	0.3173	0.3177
2.0	9.7374	13.1938	5.326	4.688	230.525	0.4096	0.4006
2.5	11.0920	12.5195	5.054	4.448	261.163	0.4947	0.4947
3.0	11.6844	10.5793	4.271	3.759	323.022	0.4239	0.4446
3.5	11.1551	8.6569	3.495	3.076	185.327	0.3539	0.3877
4.0	9.4615	5.8539	2.363	2.080	125.617	0.2401	0.2795
4.5	5.8234	2.9592	1.194	1.051	63.615	0.1217	0.1527

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Deuxième travée.

Poutrelles.	$\frac{1}{10}\Delta_k$	$\frac{1}{10}\Delta'_k$	μ_k	μ_{k-1}	Δ''_k	y
0.5	4.8413	10.3856	2.275	0.738	132.405	0.1826
1.0	9.5064	18.2903	3.948	1.575	259.254	0.2991
1.5	13.7093	23.3923	4.957	2.449	372.777	0.3874
2.0	17.2498	25.8872	5.362	3.293	466.158	0.4696
2.5	20.0193	26.1321	5.257	4.055	536.409	0.5518
3.0	21.8910	24.6675	4.784	4.667	579.726	0.6243
3.5	22.4752	21.9007	4.066	4.996	523.439	0.5592
4.0	21.3570	18.2700	3.237	4.899	441.234	0.4817
4.5	18.4480	14.0579	2.371	4.334	341.588	0.3963
5.0	13.9828	9.5272	1.518	3.352	232.383	0.2969
5.5	7.8881	4.7747	0.708	1.927	116.525	0.1700

Ces tableaux nous permettent de calculer tout de suite les moments sur les appuis, dus à la charge permanente, supposée constante dans toute l'étendue du tablier, en prenant les sommes $\Sigma\mu_k$ et $\Sigma\mu_{k-1}$ et en y ajoutant les moments produits à l'appui 1 par la charge de la troisième travée et à l'appui 2 par la charge de la première travée, donnés par les rapports :

$$\mu_1 = \frac{\Sigma\mu_2}{r_2}, \quad \mu_2 = \frac{\Sigma\mu_1}{r'_2}.$$

Dans notre cas, nous avons $\mu_1 = \mu_2$, en vertu des valeurs (65) et (66).
Les résultats de ce calcul sont les suivants :

Travées chargées.	$\Sigma\mu_1$		$\Sigma\mu_2$	
	Plus.	Moins.	Plus.	Moins.
1	33.208	...	...	7.052
2	36.285	...	38.433	...
3	...	7.052	29.228	...
	69.393	7.052	67.711	7.052
	62.441		60.659	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La charge permanente admise dans le projet de ce viaduc est de 1,100 kilogrammes par mètre courant de poutre, ce qui nous donne sur chaque poutrelle 5.500 tonnes. Les moments totaux provenant de la charge permanente sont donc :

Au premier appui	$62.441 \times 5.5 = 343.426.$
Au deuxième appui	$60.659 \times 5.5 = 333.624.$

La différence entre ces moments provient du renfort donné à la poutre, dans la deuxième travée, près de l'appui 1, à cause du lançage du tablier. La moyenne entre les deux moments est de 338.525.

Au projet, le moment calculé dans l'hypothèse de la section constante et du treillis indéformable est de 335.228.

Cette concordance, véritablement remarquable, est expliquée par cette circonstance que la variation des sections de la poutre fait augmenter les moments sur les appuis, tandis que la déformation du treillis les diminue.

Sans doute une telle concordance n'est que casuelle, puisqu'il n'y a aucun rapport entre les deux effets. Dans une poutre de section constante, ou dont le treillis serait trop faible, elle ne subsisterait plus. Mais dans les conditions régulières des tabliers métalliques il n'y a pas de raison pour que la compensation entre l'effet de la variation du treillis n'ait pas lieu toujours, dans le calcul des moments, c'est-à-dire qu'on pourra maintenir, sans grande erreur, les hypothèses de la section constante et de l'invariabilité du treillis, comme on le fait dans la théorie classique.

Il nous reste à déterminer, au moyen des formules (67) et (68), les moments dus à la dépression des appuis.

Ces formules sont réduites aux suivantes, en faisant $y_k = 1$ millimètre et en vertu des valeurs $r_1 = r'_1 = 1,\ 0,\ a_1 = a_3$.

Pour $k = 0$:

$$\psi_1 = -a_1 \mathrm{E} \frac{r'_2}{r_3 \mathrm{E}''_1},\quad \psi_2 = \frac{r'_1}{r'_2}\psi_1.$$

Pour $k = 1$:

$$\psi_1 = \frac{a_1 \mathrm{E}}{a_2} \frac{r'_2 (a_1 + a_2) - a_1}{r_3 \mathrm{E}''_1},$$

$$\psi_2 = \frac{\psi_1 \mathrm{E}''_2 - a_2 \mathrm{E}}{r'_2 \mathrm{E}''_2}.$$

Pour $k = 2$:

$$\psi_2 = \frac{a_1 \mathrm{E}}{a_2} \frac{r_2 (a_1 + a_2) - a_1}{r_3 \mathrm{E}''_1},$$

$$\psi_1 = \frac{\psi_2 \mathrm{E}''_2 - a_2 \mathrm{E}}{r_2 \mathrm{E}''_2}.$$

Pour $k = 3$:

$$\psi_2 = -a_1 \mathrm{E} \frac{r_2}{r_3 \mathrm{E}''_3},\quad \psi_1 = \frac{\mu_2}{r_2}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Voici le résultat du calcul :

k	ψ_1	ψ_2
0	3.230	— 0.687
1	— 6.493	4.101
2	3.959	— 5.900
3	— 0.687	2.844

Ce tableau montre que le changement de température ne fait pas varier sensiblement les moments. En effet, la hauteur des piliers étant de 35.5 et, en évaluant à 30 le changement de température du fer au-dessus ou en dessous de celle constatée lors du montage, la dépression ou l'élévation des piliers sera de :

$$35.5 \times 0.0000122 \times 30 = 0.013.$$

Les moments respectifs seront :

Au premier pilier . . . . . $(6.493 - 3.959) \times 13 = 32.942.$

Au deuxième pilier. . . . . $(5.900 - 4.101) \times 13 = 23.387.$

Ces moments sont positifs dans le cas d'une élévation et négatifs dans le cas d'une dépression.

VII

Moments fléchissants et efforts tranchants, maximums et minimums, aux poutres continues.

Lorsqu'un tablier métallique est parcouru par un train de chemin de fer, il se produit, à chaque point, une série de moments fléchissants, parmi lesquels il y a un maximum, positif ou négatif, et un minimum de même signe, ou deux maximums, l'un positif et l'autre négatif. Par convention, on dénomme maximum le plus grand et minimum le plus petit de deux moments extrêmes, dans sa valeur absolue.

Ces moments résultent de la composition de la charge permanente avec la surcharge, en comprenant celle agissant dans d'autres travées, lorsque le train en couvre deux ou davantage, antécédentes ou subséquentes à celle considérée.

Les maximums positifs et négatifs, produits par la surcharge, et les moments dus à la charge permanente étant ainsi déterminés, le problème sera résolu.

On peut bien établir deux formules générales donnant les moments totaux maximums et minimums; mais ces formules sont peu pratiques et ne remplissent pas le but que l'on a en vue, lequel consiste à obtenir les moments élémentaires permettant de calculer les maximums ou les minimums au moyen de simples multiplications, quelle que soit la disposition des charges.

Nous commencerons par les moments positifs et négatifs produits par la surcharge appliquée à la travée k.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les moments dus à la charge-unité agissant sur chaque poutrelle isolément sont donnés par les équations (28) :

$$\mu = \mu_k - xt_k,$$
$$\mu = \mu_{k-1} - x't'_{k-1};$$

la première étant applicable entre l'appui k et la poutrelle u_i, et la seconde entre cette poutrelle et l'appui $k - 1$.

Si l'on connaît la disposition des charges produisant les moments maximums et minimums, on peut déterminer ceux-ci par les sommes de la forme :

$$\mathrm{M}' = \Sigma \mathrm{P}\mu'$$
$$\mathrm{M}'' = \Sigma \mathrm{P}\mu'',$$

en désignant par μ' et M' les moments positifs et par μ'' et M'' les moments négatifs.

Les moments sur les appuis k et $k - 1$, produits par la surcharge appliquée à une autre travée quelconque, peuvent être représentés par les expressions :

$$\Sigma \mathrm{P}\mu_k \text{ et } \Sigma \mathrm{P}\mu_{k-1},$$

μ_k et μ_{k-1} étant donnés par les rapports (64).

Les moments intermédiaires sont déterminés très aisément par les formules (30), en y supprimant les termes en u_i et u'_i. Nous obtenons ainsi :

$$\mathrm{M} = \frac{x'}{a} \Sigma \mathrm{P}\mu_k + \frac{x}{a} \Sigma \mathrm{P}\mu_{k-1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (71)$$

ou encore, en faisant :

$$a = nb \text{ et } x = \left(i + \frac{1}{2}\right) b,$$

$$\mathrm{M} = \Sigma \mathrm{P}\mu_k - \frac{\Sigma \mathrm{P}\mu_k - \Sigma \mathrm{P}\mu_{k-1}}{2n} (2i + 1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (72)$$

Ces moments sont positifs ou négatifs selon les signes de μ_k et μ_{k-1} et d'après les valeurs de x et i.

Finalement, les moments dus à la charge permanente, dont la forme la plus générale est

$$\Sigma_1^n \Sigma p\mu,$$

sont donnés par l'équation

$$m = \Sigma_1^n \Sigma p\mu_k - x\Sigma_1^n \Sigma pt_k + \Sigma_0^x p\,(x - u).$$

Remplaçons t_x par sa valeur (29) :

$$t_k = \frac{\mu_k - \mu_{k-1} + u'}{a_k}.$$

Nous trouvons :

$$m = \frac{x'}{a_k} \Sigma_1^n \Sigma p\mu_k + \frac{x}{a_k} (\Sigma_1^n \Sigma p\mu_{k-1} - \Sigma_0^a pu') + \Sigma_0^x p\,(x - u).$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais,

$$-\frac{x}{a_k}\,\Sigma_0^a\,pu' + \Sigma_0^x\,p\,(x-u) = -\frac{x}{a_k}\,\Sigma_x^a\,pu' - \frac{x}{a_k}\,\Sigma_0^x\,pu' + \Sigma_0^x\,p\,(x-u)$$

$$= -\frac{x}{a_k}\,\Sigma_x^a\,pu' + \frac{x}{a_k}\,\Sigma_0^x\,pu - \Sigma_0^x\,pu = -\frac{x}{a_k}\,\Sigma_x^a\,pu' - \frac{x'}{a_k}\,\Sigma_0^x\,pu.$$

Donc,

$$m = \frac{x'}{a_k}\,(\Sigma_1^n\,\Sigma p\mu_k - \Sigma_0^x\,pu) + \frac{x}{a_k}\,(\Sigma_1^n\,\Sigma\mu_{k-1} - \Sigma_x^a\,pu') \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (74)$$

Quand la charge permanente est constante dans toute la longueur de la poutre, les moments

$$\Sigma_1^n\,\Sigma p\mu_k \text{ et } \Sigma_1^n\,\Sigma p\mu_{k-1}$$

peuvent être calculés en dressant un tableau semblable au 2e tableau de la page VI-350 et en multipliant les moments obtenus par p.

Les sommes de m avec M′, M″ ou M‴ nous donnent les moments totaux maximums et minimums, en ayant en vue que sur le pont il n'y a jamais qu'un seul train et que par suite, à l'exception du cas du moment maximum sur un appui, dans lequel il faut supposer que le train couvre les deux travées contiguës, le maximum ou le minimum provient de l'occupation partielle de la travée considérée ou de l'occupation totale d'une travée adjacente.

Pour les moments de la première travée il faut considérer aussi la charge sur la troisième afin d'obtenir les maximums négatifs aux poutrelles proches de l'appui 1.

Passons aux efforts tranchants.

Considérons chargées toutes les poutrelles entre les appuis $k-1$ et k.

L'effort tranchant au panneau i est :

$$-\Sigma_k^{k-1}\,\mathrm{P}t_k + \Sigma_k^i\,\mathrm{P}.$$

Cette expression peut prendre la forme

$$-\Sigma_{k-1}^{i-1}\,\mathrm{P}t_k + \Sigma_k^i\,\mathrm{P}\,(1-t_k),$$

ou

$$-\Sigma_{k-1}^{i-1}\,\mathrm{P}t_k + \Sigma_k^i\,\mathrm{P}t'_{k-1}.$$

Le premier terme est négatif. Il s'ensuit que l'effort tranchant maximum négatif a lieu quand le second terme est nul, c'est-à-dire quand la travée est déchargée entre i et k, et le maximum positif, quand la partie déchargée est entre $k-1$ et $i-1$.

Les valeurs de ces maximums sont donc :

$$-\Sigma_{k-1}^{i-1}\,\mathrm{P}t_k.$$

et

$$\Sigma_k^i\,\mathrm{P}t'_{k-1}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour que ces efforts soient les maximums absolus, il faut aussi qu'aux plus grandes valeurs de t_k et t_{k-1} correspondent les plus grandes de P.

Aux efforts tranchants précédents on doit ajouter ceux dus à la charge permanente, dont la valeur est :

$$-\frac{m_k - m_{k-1} + \Sigma_o^a pu'}{a_k} + \Sigma_k^i p.$$

On aura ainsi, en général, pour une position donnée du train :

$$T = -\Sigma_k^{k-1} Pt_k - \frac{m_k - m_{k-1} + \Sigma_o^a pu'}{a_k} + \Sigma_k^i (P + p) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (75)$$

Les efforts tranchants maximums positifs et négatifs sont donnés par les formules

$$T' = \Sigma_k^i Pt'_{k-1} - \frac{m_k - m_{k-1} + \Sigma_o^a pu'}{a_k} + \Sigma_k^i p. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (76)$$

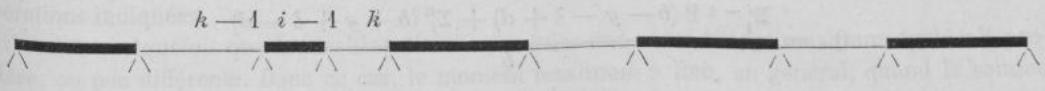
$$T'' = -\Sigma_{k-1}^{i-1} Pt_k - \frac{m_k - m_{k-1} + \Sigma_o^a pu'}{a_k} + \Sigma_k^i p.$$

Il est évident que puisqu'il n'y a qu'un seul train sur le pont, il n'y a pas à considérer, pour le calcul des efforts tranchants, la charge des autres travées.

Dans la théorie classique, ce calcul était assez compliqué, inutilement. En effet, les efforts tranchants provenant d'autres travées étant représentés par l'expression

$$-\frac{\Sigma P\mu_k - \Sigma P\mu_{k-1}}{a_k}$$

il s'ensuit que pour obtenir les maximums négatifs, par exemple, lesquels sont donnés, comme nous l'avons vu, par les charges situées entre $k-1$ et $i-1$, il faudra que μ_k soit positif et μ_{k-1} négatif; c'est-à-dire que dans un pont de huit travées comme celui du Tage (ligne de Lisbonne à Badajoz), nous aurions la distribution suivante :



exigeant cinq trains, ou la division du train en cinq tronçons. De telles hypothèses sont tout à fait inutiles, car elles ne se réalisent jamais dans la pratique.

Il nous reste à examiner l'application du train sur la poutre.

Pour les efforts tranchants, nous composerons un train hypothétique en plaçant le premier axe d'avant sur une poutrelle et en décomposant les charges des autres axes par les poutrelles plus proches, de façon que les axes du nouveau train, que nous appellerons *transformé*, coïncident toujours avec les poutrelles.

Supposons que le train transformé se meuve de k vers $k-1$ et occupe à un certain moment la

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

partie de la travée comprise entre i et k. L'effort tranchant au panneau i est positif et sa valeur sera

$$\Sigma_i^k \, P t'_{k-1}.$$

Si le train s'avançait de façon que l'axe de l'avant vint se placer entre u_i et u_{i-1}, la charge P serait décomposée selon les deux poutrelles, et les charges P_1 P_2..... du train étant décroissantes, il s'ensuivrait que les valeurs de t'_{k-1} seraient, dans la nouvelle position du train, multipliées par des charges dont la valeur moyenne est forcément inférieure à celle de la première position. Dans le cas où l'avancement du train donnerait lieu à l'entrée, dans la travée, d'un nouvel axe, ou davantage, les charges correspondantes seraient multipliées par les valeurs très petites de t'_{k-1} et n'altéreraient pas la moyenne générale. Donc, les efforts tranchants maximums positifs, et, pour les mêmes raisons, les négatifs, seront obtenus avec le train transformé.

Considérons maintenant les moments positifs aux appuis, pour lesquels on doit charger les deux travées contiguës, et les moments positifs et négatifs, quand la travée est chargée dans toute son étendue, ou seulement en partie.

Pour ces cas, nous formerons un second train transformé, en cherchant la charge la plus grande que puisse supporter une poutrelle, et en supposant cette charge celle d'un axe du train transformé.

La charge maximum sur une poutrelle est déterminée comme il suit :

Soient P_1, P_{i-1} les charges placées à gauche de la poutrelle m, et P_i, P_n les charges placées à droite; d_{i-1} d_i d_n, les distances des charges P_{i-1} P_i P_n à la charge P_1 ; g la distance à la même origine P_1 du centre de gravité G du système, et δ la distance du centre de gravité à la poutrelle m.

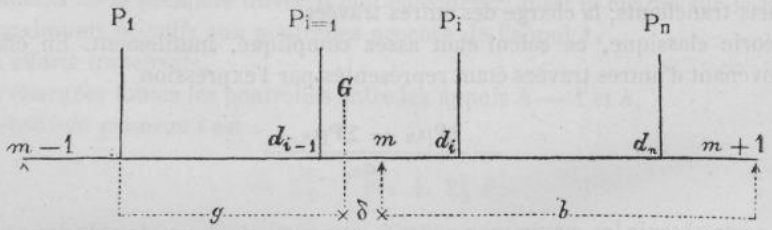


Fig. 5.

La charge résultante sur m est :

$$Q_m = \frac{\Sigma_1^{i-1} P (b - g - \delta + d) + \Sigma_i^n (b + g + \delta - d)}{b}.$$

On a aussi :

$$\Sigma_1^{i-1} P (g - d) = \Sigma_i^n P (d - g).$$

Nous pouvons donc donner à Q_m la forme :

$$Q_m = \Sigma_1^n P - \frac{2 \Sigma_1^{i-1} P (g - d) + \delta (\Sigma_1^{i-1} P - \Sigma_i^n P)}{b}.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Supposons $\Sigma_1^{i-1} P > \Sigma_i^n P$, d'accord avec la figure 5. Pour qu'il y ait un maximum, il faut que δ soit nul.

On en conclut que la charge sur la poutrelle m est maximum quand le centre de gravité des charges $P_1 \ldots P_n$ coïncide avec la même poutrelle.

La valeur de cette charge maximum est :

$$Q_m = \Sigma_1^n P - \frac{2\,\Sigma_1^{i-1} P\,(g-d)}{b}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad (77)$$

la valeur de g étant :

$$g = \frac{\Sigma_1^n Pd}{\Sigma_1^n P}.$$

La charge de la poutrelle $m-1$ sera :

$$Q_{m-1} = \frac{\Sigma_1^{i-1} P\,(g-d)}{b} = \frac{\Sigma_1^n P - Q_m}{2}.$$

La composante de $\Sigma_1^n P$ sur la poutrelle $m+1$ a, conséquemment, la même valeur.

Supposons donc un train transformé, dont la longueur soit celle de deux travées et dont la charge maximum soit déterminée avec les axes de la deuxième machine en partant de l'avant, les autres charges étant les résultantes de la décomposition des charges des axes restants du train par les poutrelles correspondantes.

Pour obtenir le moment maximum à l'appui k, par exemple, on placera les machines sur la travée k, tournées du côté de l'appui $k-1$, de façon que la charge maximum coïncide avec la plus grande valeur de μ_k, et en prolongeant le train jusqu'à l'appui $k+1$. On refera le calcul en supposant les machines à la travée $k+1$ et le train prolongé jusqu'à l'appui $k-1$. Le plus grand des deux moments sera le maximum cherché.

En effet, les moments élémentaires μ_k étant décroissants, en deçà et au delà du maximum, dans les deux travées, et en supposant que les charges diminuent aussi à partir de la charge maximum, d'un côté et de l'autre, il ne peut pas y avoir de doute que le moment maximum est obtenu par les opérations indiquées.

Il arrive quelquefois que la machine d'avant produise une autre charge maximum égale à la première, ou peu différente. Dans ce cas, le moment maximum a lieu, en général, quand la somme des deux valeurs de μ_k correspondant aux deux plus grandes charges sera maximum.

Ces mêmes règles s'appliquent à la détermination des moments maximums négatifs. Nous devons toutefois avertir qu'aux travées extrêmes dont les moments élémentaires maximums se trouvent près des culées, il convient d'essayer le premier train transformé, qui souvent donne des moments plus grands.

Nous ferons l'application de la méthode que nous venons d'exposer, au viaduc de Saint-Pierre.

Présentons, en premier lieu, les tableaux des moments élémentaires de chaque travée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

TABLEAUX DES MOMENTS ÉLÉMENTAIRES

Première travée.

u	μ_1	t_1	x										t_0	u'
			2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	30	32.5	37.5	42.5	47.5	
5	2.378	0.9476	0.000	—2.227	—1.935	—1.703	—1.441	—1.179	— 1.048	—0.917	—0.655	—0.393	—0.131	0.0524	45
10	4.088	0.8818	1.884	—2.525	—4.432	—3.841	—3.250	—2.659	— 2.364	—2.068	—1.477	—0.886	—0.295	0.1182	40
15	5.039	0.8038	3.037	—0.967	—4.971	—6.474	—5.478	—4.482	— 3.984	—3.486	—2.490	—1.494	—0.498	0.1992	35
20	5.326	0.7065	3.560	0.027	—3.505	—7.038	—8.071	—6.604	— 5.870	—5.136	—3.669	—2.201	—0.734	0.2935	30
25	5.054	0.6011	3.551	0.546	—2.460	—5.465	—8.471	—8.971	— 7.978	—6.977	—4.984	—2.990	—0.997	0.3989	25
30	4.271	0.4854	3.057	0.630	—1.797	—4.224	—6.651	—9.078	—10.292	—9.005	—6.432	—3.859	—1.286	0.5146	20
35	3.495	0.3699	2.570	0.721	—1.129	—2.978	—4.828	—6.677	— 7.602	—8.527	—7.876	—4.726	—1.575	0.6301	15
40	2.363	0.2473	1.745	0.308	—0.798	—1.905	—3.201	—4.438	— 5.056	—5.674	—6.911	—5.645	—1.882	0.7527	10
45	1.194	0.1239	0.884	0.265	—0.355	—0.974	—1.594	—2.213	— 2.833	—3.453	—4.072	—4.690	—2.190	0.8761	5

Deuxième travée.

u	μ_1	t_1	x										t'_2	μ_2
			2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	30	32.5	37.5	42.5	47.5	52.5	57.5		
5	1.927	0.9570	—0.416	—2.601	—2.286	—1.971	—1.656	—1.341	— 1.183	—1.026	—0.711	—0.396	—0.081	0.236	0.551	0.0430	0.708
10	3.332	0.8939	1.102	—3.127	—4.947	—4.266	—3.585	—2.905	— 2.565	—2.225	—1.544	—0.864	—0.183	0.497	1.178	0.1061	1.518
15	4.334	0.7527	2.377	—1.536	—5.450	—6.864	—5.778	—4.691	— 4.148	—3.605	—2.518	—1.432	—0.345	0.741	1.828	0.2473	2.371
20	4.899	0.6044	3.163	—0.302	—3.781	—7.253	—8.223	—6.695	— 5.931	—5.167	—3.639	—2.111	—0.583	0.945	2.473	0.3956	3.237
25	4.906	0.5088	3.499	0.505	—2.489	—5.483	—8.477	—8.973	— 7.970	—6.967	—4.931	—2.955	—0.949	1.057	3.063	0.4912	4.066
30	4.667	0.4080	3.422	0.932	—1.558	—4.048	—6.538	—9.028	—10.274	—9.021	—6.511	—4.001	—1.491	1.019	3.529	0.5920	4.784
35	4.055	0.3066	3.061	1.081	—0.903	—2.886	—4.869	—6.852	— 7.843	—8.835	—5.303	—5.286	—2.286	0.732	3.749	0.6934	5.257
40	3.293	0.2083	2.546	1.052	—0.442	—1.936	—3.430	—4.924	— 5.461	—6.418	—7.912	—6.909	—3.403	0.103	3.609	0.7917	5.362
45	2.449	0.1079	1.929	0.888	—0.154	—1.195	—2.236	—3.277	— 3.797	—4.317	—5.338	—6.400	—4.941	—0.682	2.978	0.8921	4.957
50	1.575	0.1271	1.257	0.622	—0.014	—0.649	—1.285	—1.920	— 2.238	—2.556	—3.191	—3.827	—4.462	—2.599	1.766	0.8729	3.948
55	0.733	0.0577	0.594	0.305	0.017	—0.272	—0.560	—0.849	— 0.993	—1.137	—1.426	—1.714	—2.003	—2.291	—0.081	0.9423	2.275

Troisième travée.

u	μ_2	t_2	x										t'_3
			2.5	7.5	12.5	17.5	22.5	27.5	30	32.5	37.5	42.5	47.5	
5	2.003	0.9419	—0.262	—2.469	—2.170	—1.883	—1.598	—1.307	— 1.162	—1.017	—0.726	—0.436	—0.145	0.0581
10	3.598	0.8720	1.418	—2.942	—4.800	—4.160	—3.520	—2.880	— 2.560	—5.240	—1.000	—0.760	—0.320	0.1280
15	4.435	0.7887	2.463	—1.480	—5.424	—6.367	—5.311	—4.254	— 4.226	—3.698	—2.641	—1.585	—0.528	0.2113
20	4.688	0.6938	2.954	—0.515	—3.984	—7.453	—8.420	—6.889	— 6.124	—5.358	—3.827	—2.296	—0.765	0.3062
25	4.448	0.5890	2.975	0.030	—2.915	—5.860	—8.805	—9.247	— 8.220	—7.192	—5.137	—3.082	—1.027	0.4110
30	3.759	0.4762	2.571	0.195	—2.181	—4.557	—6.933	—9.309	—10.496	—9.184	—6.560	—3.935	—1.312	0.5248
35	3.076	0.3615	2.172	0.305	—1.443	—3.250	—5.058	—6.865	— 7.769	—8.673	—7.981	—4.784	—1.588	0.6385
40	2.090	0.2415	1.476	0.298	—0.940	—2.148	—3.356	—4.564	— 5.168	—5.772	—6.380	—6.980	—3.583	0.7585
45	1.451	0.1210	0.743	0.143	—0.462	—1.067	—1.672	—2.277	— 2.579	—2.882	—3.187	—3.492	—3.797	0.8790

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La charge permanente est, comme nous l'avons dit, sur chaque poutrelle,

$$p = 1.1 \times 5 = 5.5 \text{ tonnes.}$$

Pour la surcharge, nous prendrons le train-type du règlement du 1er février 1896, lequel, dans les conditions prescrites, donne lieu aux deux trains transformés ci-après. Nous ajoutons un troisième train formé par une machine isolée.

Premier train.	Deuxième train.	Machine isolée.
19	4	3
13	22	23
10	10	10
18	10	7
15	23	
10	10	
7	9	
6	6	
6	7	
7	6	
5	7	
4	6	
5	5	
	7	
	6	
	5	
	7	
	6	
	5	
	3	

Commençons par les efforts tranchants maximums et minimums.
Calculons d'abord, par la formule (75), ceux provenant de la charge permanente, aux appuis. Les moments m_1 et m_2 sont donnés à la page VI-351. Leurs valeurs sont :

$$m_1 = 343.426$$
$$m_2 = 333.625.$$

La somme $\Sigma_o^a pu'$, qu'on peut traduire par l'expression $pa\,\frac{n-1}{2}$, donne, pour les travées extrêmes,

$$\Sigma_o^a\, pu' = 1237.5,$$

et, pour la travée centrale,

$$\Sigma_o^a\, pu' = 1815.0.$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous aurons donc, à la première travée :

$$T_1 = -\frac{343.426 + 1237.5}{50} = -31.6185$$

$$T_0 = 49.5 - 31.6185 = 17.8815,$$

à la deuxième travée,

$$T_1 = -\frac{343.426 - 333.625 + 1815}{60} = -30.4133$$

$$T_2 = 60.5 - 30.4133 = 30.0867,$$

à la troisième travée,

$$T_2 = -\frac{333.625 + 1237.5}{50} = -31.4225$$

$$T_3 = 49.5 - 31.4225 = 18.0775.$$

Avec ces données, et en appliquant le train transformé n° 1 aux valeurs de t_k et t'_{k-1}, nous obtenons les résultats portés aux tableaux ci-dessous. Nous y donnons aussi les coefficients de travail déduits de la formule (25)

$$R = R_0 \left(1 + \frac{1}{2}\frac{A}{B}\right),$$

dans laquelle nous ferons $R_0 = 5$, puisque la limite établie par le règlement du 1er février 1887 est de 5.5

Première travée.

Panneaux à partir de la pile 1.	Charge permanente.	Surcharge.		T		R
		Négatifs.	Positifs.	Maximums.	Minimums.	
1	— 31.618	— 68.880	...	— 100.498	— 31.618	5.79
2	— 26.118	— 58.804	0.946	— 84.922	— 25.174	5.74
3	— 20.618	— 48.037	2.927	— 68.655	— 17.691	5.64
4	15.118	— 37.698	5.845	— 52.816	— 9.273	5.44
5	— 9.618	— 27.739	10.291	— 37.357	0.673	4.96
6	— 4.118	— 18.733	16.300	— 22.851	12.182	3.67
7	1.382	— 11.481	23.781	25.163	— 10.099	4.00
8	6.882	— 6.309	32.470	39.352	0.573	5.04
9	12.382	— 2.354	42.355	54.737	10.028	5.46
10	17.882	...	53.331	71.213	17.882	5.63

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Deuxième travée.

Panneaux à partir de la pile 1.	Charge permanente.	Surcharge.		T		R
		Négatifs.	Positifs.	Maximums.	Minimums.	
1	— 30.413	— 70.318	...	— 100.731	— 30.413	5.76
2	— 24.913	— 60.255	1.197	— 85.168	— 27.716	5.70
3	— 19.413	— 50.348	3.405	— 69.761	— 16.008	5.57
4	— 13.913	— 40.897	6.528	— 54.810	— 7.385	5 34
5	— 8.413	— 31.993	11.126	— 40.406	2.713	4.83
6	— 2.913	— 23.837	18.298	— 26.750	15.385	3.56
7	2.587	— 16.655	24.392	27.249	— 14.068	3.71
8	8.087	— 10 693	32.565	40.652	— 2.606	4.85
9	13.587	— 6 185	41.496	55.083	7.492	5.34
10	19.087	— 3.175	51.019	70.106	15.912	5.57
11	24.587	— 1.093	60.994	85.581	23.494	5.68
12	30.087	...	70.075	101.162	30.087	5.74

Troisième travée.

Panneaux à partir de la pile 2.	Charge permanente.	Surcharge.		T		R
		Négatifs.	Positifs.	Maximums.	Minimums.	
1	— 31.423	— 67.900	...	— 99.323	— 31.423	5.19
2	— 25 923	— 57.521	1.104	83.444	— 24.819	5.74
3	— 20.423	— 47.133	3.187	— 67.556	— 17.236	5.64
4	— 14.923	— 36.932	6.260	— 51.855	— 8.263	5.40
5	— 9.423	— 27.147	10.890	— 36.570	1.467	4.90
6	— 3.923	— 18.322	17 078	— 22.245	13.155	3.52
7	1.577	— 11.219	24.681	26.258	— 9.642	4.08
8	7.077	— 6.163	33.432	40.509	0.914	5.06
9	12.577	— 2.299	43.307	55.844	10.278	5.46
10	18.077	...	54.214	72.291	18.077	5.62

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Afin de connaître les conditions de résistance du treillis du viaduc par rapport aux charges considérées dans notre calcul, nous multiplierons les efforts tranchants maximums de la seconde moitié de la deuxième travée par le coefficient 1.3017, représentant le quotient

$$\frac{l}{h} = \frac{7.81025}{6},$$

et diviserons les produits par les sections moyennes des panneaux, diminuées dans la proportion de $\frac{1}{10}$, pour tenir compte des trous des rivets.

On obtient les résultats suivants :

Panneaux.	T × 1.3017.	Sections.	R
1	131.683	21.705	6.07
2	111.405	18.203	6.12
3	91.257	15.044	6.07
4	71.702	11.349	6.32
5	52.917	8.375	6.32
6	35.470	6.822	5.20

On voit qu'à l'exception des panneaux 6 et 7, où le coefficient de travail devrait être réduit à 3.56 et 3.71, d'après la formule de Weyrauch, le treillis se trouve dans de bonnes conditions.

Calculons maintenant les moments statiques maximums et minimums.

Nous déterminerons d'abord les moments dus à la charge permanente au moyen de la formule (74), et ensuite ceux produits par la surcharge, en appliquant les trains transformés aux tableaux des moments élémentaires. En dernier lieu, nous chercherons par la formule (72) les moments provenant des charges agissant dans les travées contiguës.

Les moments maximums et minimums sont déduits des précédents.

Ce calcul est décrit aux tableaux ci-après, dont une colonne contient les valeurs du coefficient de travail admissible dans chaque panneau, déduites de la formule de Weyrauch,

$$R = R_0 \left(1 + \frac{1}{2}\frac{A}{B}\right).$$

Quant à la valeur de R_0, nous prendrons $R_0 = 8.5$, attendu que nous avons adopté pour l'acier le coefficient 10.5 et que la différence entre les deux, au règlement, est de 2.0.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Première travée.

x	u	$p\Sigma_1^{i-1} u$	$p\Sigma_i^a u'$	m	M′		2e travée.	3e travée.	Maximums.	Minimums.	R
0	...	...	...	343.426	614.059	...	423.372	—87.977	957.485	255 449	9.63
2.5	5.0	...	1237.5	264.380	258.860	...	402.203	—83.578	666.583	180.802	9.60
7.5	10.0	27.5	990	120.037	39.964	— 83.240	359.866	—74.780	479.903	36 797	8.82
12.5	15.0	82.5	770	3.194	...	—280.038	317.529	—65.983	320.723	—276.874	4.84
17.5	20.0	165	577.5	— 86.148	...	—441.667	275.192	—57.185	—527.815	189.044	6.97
22.5	25.0	275	412.5	—147.991	...	—548.549	232.855	—48.387	—696.540	84.864	7.98
27.6	30.0	412.5	275	—182.333	...	—593.774	190.517	39.590	—776.107	8.184	8.45
30.0	35.0	412.5	275	—192.630	...	—608.962	169.349	—35.191	—801.592	— 23.281	8.62
32.5	40.0	577.5	165	—189.176	...	—566.543	148.180	—30.792	—755.719	— 40.996	8.73
37.5	45.0	770	82.5	—168.519	...	—486.164	105.843	—21.994	—654.683	— 62.676	8.91
42.5		990	27.5	—120.361	...	—352.467	63.506	—13.196	—672.828	— 56.855	9.01
47.5		1237.5	...	— 44.704	...	—133.311	21.169	— 4.399	—178.015	— 23.535	9.06

Le moment M′ à l'appui a été obtenu en plaçant les machines dans la travée considérée et en prolongeant le train jusqu'à l'appui 2.

Au troisième panneau, le moment M″ résulte de l'application de la machine isolée,

Dans les deux derniers panneaux, les moments M″ ont été donnés par le train n° 1.

Deuxième travée.

x	u	$p\Sigma_1^{i-1} u$	$p\Sigma_i^a u'$	m	M′	M″	1re travée.	2e travée.	Maximums.	Minimums.	R
0	...	...	...	343.426	614.052	...	416.041	—87.977	957.485	255.431	9.63
2.5	5	...	1815	267.393	279.979	...	395.021	—69.072	662.414	198.321	9.77
7.5	10	27.5	1512.5	129.076	70.589	— 97.247	352.980	—31.221	482.056	31.829	8.78
12.5	15	82.5	1237.5	— 18.259	...	—295.056	310.940	6.629	329.199	—276.797	4.92
17.5	20	165	990	— 69.228	...	—456.956	268.909	44.480	—526.184	199.672	6.89
22.5	25	275	770	—120.874	...	—577.560	226.859	82.330	—698.434	105.935	7.85
27.5		412.5	577.5	—149.191	...	—630.178	184.819	120.181	—779.369	35.628	8.31
30	30	»	»	—156.474	...	—648.813	163.799	139.106	—805.287	7.325	8.46
32.5	35	577.5	412.5	—150.008	...	—617.507	142.778	158.031	—767.515	8.023	8.46
37.5	40	770	275	—123.325	...	—563.426	100.738	195.882	—686.751	72.527	8.05
42.5	45	990	165	69.141	...	—450.360	58.698	233.732	—519.401	164.591	7.15
47.5	50	1237.5	82.6	12.542	...	—273.223	16.657	271.583	284.125	—260.681	4.60
52.5	55	1512.5	27.5	121.726	...	— 83.266	—25.383	309.433	431.159	38.460	8.88
57.2		1815	...	258.408	...	...	—67.424	347.284	605.692	190.984	9.84
60	...	...	...	333.625	...	...	—88.444	366.209	936.237	245.181	9.61

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Troisième travée.

x	u	$p\Sigma_1^{i-1} u$	$p\Sigma_i^a u'$	m	M′	M″	2e travée.	1re travée.	Maximums.	Minimums.	R
0	...	...	...	333.625	602.612	...	454.574	—88.444	936.237	245.181	9.61
2.5	5	...	1237.5	255.069	214.482	...	431.845	—84.022	686.914	171.047	9.56
7.5	10	27.5	990	26.706	11.751	— 95.947	386.388	—75.177	413.094	— 69.241	7.79
12.5	15	82.5	770	— 4.165	...	—315.107	340.931	—66.330	336.775	—319.263	4.44
17.5	20	165	577.5	— 97.519	...	—473.119	295.473	—57.489	—570.638	197.954	7.03
22.5	25	275	412.5	—153.881	...	—575.168	250.016	—48.644	—729.049	96.135	7.94
27.5		412.5	275	—186.744	...	—614.963	204.588	—39.800	—801.707	17.814	8.42
30	30	»	»	—196.550	...	—627.736	181.830	—35.378	—824.286	— 14.720	8.58
32.5	35	577.5	165	—192.606	...	—583.018	159.101	—30.955	—775.264	— 33.505	8.68
37.5	40	770	82.5	—170.969	...	—496.474	113.644	—22.111	—667.305	— 57.325	8.87
42 5	45	990	27.5	—121.831	...	—359 061	68.186	—13.267	—480.922	— 53.645	8.97
47.5		1237.5	...	— 45.194	...	—135.508	22.729	— 4.422	—180.702	— 22.465	9.03

Le calcul de ces tableaux ne présente pas la moindre difficulté.

Souvent il faudra calculer aussi les efforts tranchants pour toutes les positions du train transformé, afin d'obtenir le coefficient de travail effectif du fer, au moyen de la formule (15). Dans ce cas, on applique la formule (75).

Nous n'avons pas besoin de cette détermination-là, parce que le terme de la formule (15), qui contient T, ou $\frac{1}{2} b \mathrm{T} \frac{s' - s}{\mathrm{S}}$, peut être négligé sans grande erreur. En effet, les plus grandes sections des barres, près des appuis, sont :

$$s' = 0.012876, \text{ et } s = 0.011600.$$

On aura donc :

$$\frac{1}{2} b (s' - s) = 0.003190.$$

Mais $\frac{\mathrm{T}}{\mathrm{S}}$ est du même ordre que les coefficients de travail. Il s'ensuit que la valeur de R ne peut être modifiée par le dit terme qu'aux millièmes. Nous nous bornerons ainsi à calculer les quantités $\frac{v}{g\mathrm{S}} p$, ou, en vertu de la valeur de g, $\frac{vl^3}{bh^2\mathrm{S}} p$.

Les valeurs de $\frac{l^3}{h^2\mathrm{S}}$ sont données, divisées par 1,000, au 1er tableau de la page VI-347. On obtiendra

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

donc : $\frac{vl^3}{10^3 bh^2 S}$, en les multipliant par $\frac{v}{b} = 0.6$. En rapportant le p aux tonnes, le produit sera divisé par 10^6, c'est-à-dire représentera des kilogrammes par millimètre carré, ce qu'il fallait.

Quant à la valeur de p, remarquons que les moments positifs dus à la surcharge sont donnés, en général, par la charge des travées contiguës ou par la charge partielle de la travée considérée. En tout cas, la dérivée correspondante $\frac{dt}{dx}$ est nulle, et la valeur de p reste réduite à la charge permanente, ou $p = 1.10$.

Aux moments négatifs, la charge p est calculée par la formule

$$p = \frac{M''}{b\Sigma\mu},$$

la division par b provenant de ce que la charge $\frac{M''}{\Sigma\mu}$ est concentrée aux poutrelles, tandis que p est la charge uniforme par mètre courant.

Les valeurs de I sont données au tableau de la page VI-346. Aux panneaux où il y a changement de section, nous avons pris la moindre valeur de I, de laquelle nous avons déduit la partie relative à un trou de 25 millimètres dans chaque nervure.

Les tableaux suivants contiennent ces opérations :

Première travée.

Panneaux.	$\Sigma\mu$	p	$\frac{vl^3}{bh^2S}$	$\frac{vl^3}{bh^2S} \times 1.1$	$\frac{vl^3}{bh^2S}(1.1+p)$	I	v	$\frac{Mv}{I}$	R
0	...	...	...	...	...	0.518734	3.037	5 61	5.61
1	...	...	0.329	0.36	...	0.334403	3.018	6.02	5.66
2	...	...	0.393	0.43	...	0.265364	3.010	5 44	5.01
3	...	...	0.475	0.52	...	"	"	3.64	3.12
4	34.662	2.54	0.630	...	2.29	"	"	5.99	8.28
5	42.985	2.56	0.853	..	3.12	0.351722	3.020	5.98	9.10
6	46.301	"	1.048	...	3.84	"	"	6.66	10.50
30	46.717	2.60	"	...	3.88	"	"	6.88	10.76
7	44.623	2.54	"	...	3.82	"	"	6.49	10.31
8	37.946	2.56	0.853	...	3.12	0.265364	3.010	7.43	10.55
9	26.266	2.68	0.630	...	2.38	"	"	5.36	7.74
10	9.588	2.58	0.475	...	1.75	"	"	2.02	3.77

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Deuxième travée.

Panneaux.	$\Sigma\mu$	p	$\frac{vl^3}{bh^2S}$	$\frac{vl^3}{bh^2S} \times 1.1$	$\frac{vl^3}{bh^3S}(1.1+p)$	I	v	$\frac{Mv}{I}$	R
0	...	...	..	...	...	0.518734	3.037	5.61	5.61
1	...	...	0.329	0.46	...	0.465263	3.031	4.32	3.96
2	..	..	0.393	0 43	...	"	"	3.14	2.77
3	...	..	0.475	0.52	...	"	"	2.14	1.62
4	36.823	2.68	0.630	...	2.38	"	"	3.43	5.81
5	46.638	2.50	0.853	..	3.07	0.334403	3.018	6.30	9.37
6	51.455	"	1.048	...	3.77	"	"	7.03	10.80
30	51.410	2.48	"	...	3.75	"	"	7.27	11.02
7	51.274	2.52	"	...	3.79	"	"	6.93	10.72
8	46.091	2.50	0.853	...	3.07	"	"	6.20	9.27
9	35.912	2.44	0.630	...	2.23	0.265364	3.010	5.89	8.12
10	...	...	0.475	0.52	..	"	"	3.22	2.70
11	...	...	0.393	0.43	...	"	"	4.89	4.46
12	...	...	0.329	0.36	...	0.334503	3.018	5.47	5.11
60	...	...	...	...	...	0.518734	3.037	4.48	5.48

Troisième travée.

Panneaux.	$\Sigma\mu$	p	$\frac{vl^3}{10^3bh^2S}$	$\frac{vl^3}{10^3bh^2S} \times 1.1$	$\frac{vl^3}{10^7bh^2S}(1.1+p)$	I	v	$\frac{Mv}{I}$	R
0	...	...	...	...	...	0.518734	3.037	5.48	5.48
1	...	...	0.329	0.36	...	0.334403	3.018	6.20	5.84
2	...	...	0.393	0.43	...	0.265364	3.010	4.69	4.26
3	...	...	0.475	0.52	...	"	"	3.82	3.30
4	37.250	2.54	0.630	...	2.29	"	"	6.47	8.76
5	45.173	2.54	0.853	...	3.11	0.351722	3.020	6.26	9.57
6	48.092	2.56	1.048	...	3.24	"	"	6.88	10.12
30	48 304	2.60	"	...	3.88	"	"	7.08	10.96
7	46 016	2 54	"	...	3.82	"	"	6.66	10.48
8	38.939	2.56	0.853	...	3.12	0.265364	3.010	7.57	10.69
9	26.864	2.56	0.630	...	2.31	"	"	5.46	7.77
10	9.786	2.80	0.475	...	1.85	"	"	2.05	3.90

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les tableaux précédents rendent bien évidente la mauvaise distribution du fer, résultant de l'application de la théorie classique au calcul primitif du viaduc.

On voit, en effet, que les poutres présentent un excès de résistance aux piliers et dans les régions voisines où les moments sont positifs, tandis qu'au centre des travées elles sont relativement moins résistantes. Cependant le coefficient maximum, au milieu de la deuxième travée, ne surpasse pas 11.02, et si nous considérons que le train-type du règlement est plus lourd que les trains actuels de nos chemins de fer, nous pouvons conclure que ce coefficient ne sera pas atteint de sitôt.

CONCLUSIONS.

De l'étude que nous venons de terminer nous croyons pouvoir déduire les conséquences principales suivantes :

1. — Aux poutres droites en treillis double, l'effort tranchant est constant dans chaque panneau et se décompose suivant les barres proportionnellement à leurs sections transversales par les formules (3) et (4).

Cette proportion n'est pas tout à fait exacte, comme on le reconnaît par la considération que la déformation du treillis dépend de la courbure de la poutre due, en partie, à la même déformation et par suite de ce que f et f' doivent aussi être des fonctions du moment d'élasticité. Mais la coïncidence des flèches, observées dans un grand nombre d'expériences, avec celles calculées au moyen de nos formules montre que ces formules sont suffisamment exactes, tout au moins dans les conditions ordinaires des tabliers métalliques.

2. — Quand, dans les mêmes poutres, les sections des nervures sont constantes dans chaque panneau, le moment d'élasticité est aussi constant et est composé de deux parties, dont la première, donnée par la formule (6), provient des forces extérieures et dont la deuxième, représentée par le dernier terme de (13), est due à la déformation du treillis.

Le coefficient de travail R, donné par la formule (15), est de même constant.

Quand I varie dans un panneau, le moment d'élasticité et le coefficient de travail sont aussi variables et, dans ce cas, on doit prendre pour I leur moindre valeur, qui donne le maximum de R au panneau considéré.

Remarquons que les variations de I sont brusques et que, par suite, le moment d'élasticité ainsi que le coefficient de travail varient brusquement. Il s'ensuit que dans les projets de tabliers métalliques, il convient de faire coïncider les changements de section des nervures avec les verticales passant par l'axe des montants.

3. — Le moment $\frac{I}{gS}p$, provenant de la déformation du treillis, augmente avec la longueur et la hauteur de la poutre, pouvant atteindre des valeurs qu'il n'est pas permis de négliger. Ainsi, tandis qu'à la travée du pont du Vouga, de 18 mètres de longueur, l'effet de la déformation du treillis n'était que $\frac{1}{13}$ du moment total élastique, au pont d'Alviella de 60 mètres, cet effet est de $\frac{1}{5}$, et au viaduc de Saint-Pierre, de $\frac{1}{3}$ à la deuxième travée, aussi de 60 mètres.

4. — Les poutres à treillis multiple peuvent être assimilées, à peu près, aux poutres en treillis

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

double, dont les barres auraient des sections égales aux sommes des sections des barres montantes et des barres descendantes, coupées par un plan vertical près de chaque montant; ou égales aux moyennes des sommes correspondant à différents plans, dans le cas de variation des sections des barres.

Les poutres à âme pleine, comparables à celles en treillis avec un grand nombre de barres égales, pourront aussi se réduire au treillis double, dont les barres auront une section égale à la moitié de la section de l'âme.

5. — Le calcul des moments statiques maximums dans les travées indépendantes est très simplifié en formant, préalablement, une table des valeurs de d, ΣP et $q = \frac{\Sigma dP}{\Sigma P}$, pour chaque train, et en appliquant les formules (16) et (18).

Il est certain que, par ce procédé, on n'obtient pas toujours le plus grand des moments maximums, car souvent il y a plus d'un axe satisfaisant aux inégalités (16). Mais cette recherche est toujours laborieuse et n'a pas d'utilité réelle. Effectivement, ce qui nous importe c'est d'avoir en vue les actions principales du problème dont les effets peuvent être très grands.

Les actions secondaires, de résultats définis et limités, n'ont pas d'importance.

6. — La détermination de la flèche dans un point donné d'une poutre, assujettie à des charges quelconques, peut être réduite à une somme des produits des charges appliquées aux poutrelles par des coefficients calculés préalablement et représentant les flèches élémentaires produites au même point par la charge-unité agissant successivement sur chaque poutrelle.

Cette opération nous donne la déformation de la poutre plus rapidement et plus commodément que le procédé graphique.

Aux poutres indépendantes, lorsqu'on prétend seulement obtenir la flèche au milieu, donnée par la formule (50), notre méthode est extrêmement simple.

Les flèches élémentaires devraient faire partie des projets des ponts, afin de faciliter le calcul des déformations des poutres aux épreuves qu'elles auront à subir.

7. — Le module d'élasticité du fer varie entre 18×10^9 et 20×10^9, la moyenne de 19×10^9 pouvant être admise.

Cependant on a reconnu dans diverses expériences, parmi lesquelles nous citerons les études faites par Mr Eiffel à la superstructure de l'exposition universelle de 1867 que, dans les constructions, le coefficient d'élasticité descend à 16×10^9, ce que nous avons vérifié au pont d'Alviella. On en conclut que les liaisons des différentes pièces des tabliers métalliques absorbent une partie du module d'élasticité représentée par 3×10^9.

Pour l'acier, Baussinger, Spangenberg, Mercadier, etc., ont trouvé un coefficient compris entre 19×10^9 et 23×10^9, dont la moyenne est 21×10^9. En déduisant de celle-ci la partie absorbée par les liaisons, que nous supposerons de 3×10^9, à peu près, on obtient pour les constructions en acier le coefficient 18×10^9.

C'est, en effet, le coefficient rencontré dans les applications que nous avons faites aux ponts du Jamor et du Mondego.

8. — Dans les poutres continues, les moments sur les appuis calculés par la formule (63), où l'on tient compte de la variation des sections des membrures et de la déformation du treillis, sont, dans une construction régulière, à peu près égaux à ceux déterminés avec les hypothèses classiques de la section constante et du treillis incompressible.

Cette égalité résoud bien la question du calcul préalable des moments fléchissants dans un

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

projet, lequel était considéré par Bresse comme un problème de fausse position dont on profitait seulement de la première tentative. On en conclut que ce procédé n'est pas si hardi que le supposait le dit savant.

Sans doute, dans le cas de la section constante ou dans celui d'un treillis trop faible, la concordance mentionnée ne subsistera plus. Mais alors l'idée de Bresse sera réalisée; c'est-à-dire qu'on obtiendra la même approximation que l'on supposait dans la méthode classique.

9. — Le problème de la détermination des moments maximums et minimums produits par un train en mouvement est beaucoup simplifié par l'adoption de deux trains transformés et par la suppression de toutes les hypothèses, exclusivement théoriques, comme celles de la considération de plusieurs trains sur le pont ou de la division du train en différents tronçons.

Les ponts de routes peuvent se trouver chargés en même temps sur plus d'une travée, de façon que, dans ceux-ci, la seconde des susdites simplifications semble ne pas être applicable. Cependant l'influence des travées antécédentes ou subséquentes à la travée considérée, à l'exception des travées contiguës, est très petite, et la combinaison théorique des charges produisant les moments maximums n'aura lieu que rarement. Il n'y a donc pas d'inconvénient à négliger cette influence-là.

10. Les coefficients-limites du travail du fer dans les différentes pièces d'un tablier métallique doivent être en rapport avec le degré de rigueur de la méthode adoptée pour le calcul.

Ainsi, dans la circulaire française du 9 juillet 1877, basée sur l'emploi des charges uniformément distribuées, on fixait la limite du travail, pour une pièce quelconque du tablier, à 6 kilogrammes par millimètre carré.

Dans le règlement du 29 août 1891 on a adopté, pour les nervures, le coefficient 6.5, pouvant atteindre 8.5 quand la longueur de la poutre surpasse 30 mètres.

L'augmentation du coefficient de 6 à 6.5 et 8 est justifiée par la circonstance qu'on impose, pour le calcul de résistance, l'emploi de trains-types au lieu des charges uniformes, ce qui représente une plus grande approximation des conditions effectives des tabliers métalliques.

D'un autre côté, le coefficient de travail des poutrelles, longerons et barres de treillis, a été abaissé à 5.5, parce qu'on a reconnu par les travaux de Phillips, Boussinesq, etc., que les effets des vitesses et des chocs dus aux irrégularités de la voie sont très importants pour les pièces mentionnées, mais très difficiles à être déterminés rigoureusement.

Les expériences de Woehler, Baussinger et d'autres ont fait baisser jusqu'à 4 le coefficient du travail du fer aux barres du treillis supportant des efforts alternatifs de traction et compression.

Dans nos formules on tient compte de la variation des sections de la poutre et de la déformation du treillis. Il nous paraît donc que l'on pourra admettre des coefficients plus élevés. Ainsi, dans l'exemple que nous avons présenté d'une poutre en acier indépendante de 30 mètres de longueur, calculée, d'après le règlement, avec un coefficient de 8.4, le travail effectif était de 11 selon nos formules. Au pont du Forth le coefficient de travail a atteint 15.75 dans les pièces supportant des efforts constants et permanents.

11. Dans toutes les applications présentées, nous avons adopté, pour la description des résultats du calcul, la forme de tableaux au lieu des diagrammes ou épures des moments que l'on adopte pour les projets des ponts.

Rien n'empêche que l'on procède de la même façon pour les moments d'élasticité donnés par la formule (13); mais les tableaux ont l'avantage de nous donner le coefficient de travail dans chaque panneau.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

12. La présente étude n'est pas, à la rigueur, une innovation, puisque nous nous sommes borné à donner à la théorie une homogénéité qu'elle n'avait point. En effet, il n'était pas logique de tenir compte de la déformation du treillis dans le calcul de la flèche et de négliger l'influence de cette déformation dans la détermination des moments. Nous pensons ainsi avoir avancé d'un pas dans la traduction théorique des faits observés.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

[628.113] QUESTION VII.

Raccordement des inclinaisons différentes du profil.

Meilleurs moyens de raccorder les inclinaisons différentes du profil.

Rapporteurs :

Mr Hohenegger, directeur de la construction des chemins de fer Nord-Ouest autrichiens.

Mr Amadeo (Laurent), ingénieur, chef de section principal de l'entretien des chemins de fer italiens de la Méditerranée, direction de l'exploitation.

Mr Sabouret, ingénieur principal de la voie et des travaux à la Compagnie des chemins de fer de Paris à Orléans.

Mr Van Bogaert, ingénieur principal aux chemins de fer de l'État belge.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION VII.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
Exposé n° 1, par Mr Sabouret. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1170.)	VII — 3
Exposé n° 2, par Mr Hohenegger. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1177.)	VII — 11
Exposé n° 3, par Mr Laurent Amadeo. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1183.)	VII — 17
Exposé n° 4, par Mr Van Bogaert. (Voir le *Bulletin* de mai 1900, 1er fasc., p. 1794.)	VII — 45
Discussion en section	VII — 73
Rapport de la 1re section	VII — 74
Discussion en séance plénière	VII — 74
Conclusions	VII — 74
Annexe : Errata à l'exposé n° 3 par Mr Laurent Amadeo	VII — 76
— — n° 4 par Mr Van Bogaert	VII — 76

N. B. — Voir aussi le tiré à part (à couverture brune) n° 18.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.115]

EXPOSÉ N° 1

Par Mr SABOURET,

INGÉNIEUR EN CHEF DES PONTS ET CHAUSSÉES,
INGÉNIEUR PRINCIPAL DE LA VOIE ET DES TRAVAUX AU CHEMIN DE FER DE PARIS A ORLÉANS.

I. — Résumé des réponses.

Les administrations adhérentes ont été consultées sous la forme habituelle d'un questionnaire par les soins du secrétariat général du Congrès et les résultats de cette consultation ont été groupés par M. Van Bogaert en un tableau très clair, qu'on trouve annexé au rapport de cet ingénieur.

Questions et réponses peuvent se résumer ainsi :

QUESTION 1. — *Comment définissez-vous le tracé des courbes de raccordement?*

Sur ce premier point, les réponses frappent tout d'abord par leur discordance. Beaucoup d'administrations déclarent s'en rapporter uniquement au coup d'œil des poseurs; tel est le cas notamment de la plupart des grandes compagnies anglaises.

Des administrations qui font usage d'une courbe de raccordement définie, les unes préfèrent le raccordement circulaire, d'autres le raccordement parabolique; une, enfin, se sert d'une parabole aux points bas du profil et d'une hyperbole aux sommets.

Très peu de réponses sont accompagnées de la formule des courbes employées; une seule contient la justification du raccordement adopté.

Si l'on compare entre elles les courbes dont la formule est donnée, arcs de cercle ou de parabole, on constate que le rayon de courbure minimum varie de 1,000 à 10,000 mètres, sans qu'aucun indice toutefois permette d'entrevoir les raisons locales qui expliquent de tels écarts.

QUESTION 2. — *Quelles règles suivez-vous pour maintenir les courbes de raccordement dans l'entretien courant?*

Presque partout le maintien des courbes de raccordement est abandonné à l'appréciation des poseurs.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Quelques administrations, en très petit nombre, donnent des tables à leurs agents; d'autres, plus nombreuses, prescrivent de gagner un millimètre de déclivité par rail. Nous connaissons d'ailleurs des compagnies qui ont inséré des règles de ce genre dans leurs instructions et qui, dans la pratique, s'en remettent entièrement au coup d'œil des agents de l'entretien, sans exiger d'eux l'application rigoureuse du règlement.

Question 3. — *Existe-t-il une relation quelconque entre la forme adoptée pour le raccordement des déclivités, d'une part, et, d'autre part, la composition et la vitesse des trains, l'empattement et le système des machines ou des voitures?*

Toutes les réponses sont négatives, à l'exception d'une seule. Il semble que jamais les services de traction se soient préoccupés des courbes adoptées par les services de la construction ou de l'entretien pour le raccordement des déclivités. Seule, la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'État explique que le rayon de 2,000 mètres admis comme minimum pour ces raccordements est déterminé en vue de la circulation des voitures à trois essieux avec 7 mètres d'empattement.

Question 4. — *Avez-vous dû exécuter des travaux après coup pour rectifier des raccordements défectueux?*

Une seule compagnie déclare avoir dû modifier un petit aqueduc ouvert.

Question 5. — *Avez-vous constaté des accidents imputables à des raccordements trop brusques?*

Quelques compagnies américaines ou anglaises signalent des ruptures d'attelage à des points hauts du profil.

D'autres administrations ont constaté des déformations de voies à des changements brusques de déclivité, quand ces changements coïncidaient avec une origine de courbe ou un appareil de voie.

En résumé, on obtient des raccordements satisfaisants en employant des règles très diverses, ou même sans formuler aucune règle définie : le maintien des raccordements une fois établis est laissé à l'appréciation des poseurs; les ingénieurs de traction ne tiennent jamais compte des raccordements appliqués sur leurs réseaux; enfin, si quelques rares incidents se sont produits à des changements brusques de déclivité, on n'a jamais songé à les expliquer par la difficulté qu'on éprouvait à établir en ces points des raccordements convenables.

La conclusion qui se dégage de tout cela est que le raccordement des déclivités ne soulève aucune complication réelle et qu'une question sur un tel sujet ne présente pas un intérêt bien grand.

II. — Comparaison des raccordements verticaux et des raccordements en plan.

Alors que le raccordement en plan des alignements et des courbes a provoqué souvent les recherches des ingénieurs et plus fréquemment encore a exercé la verve des géomètres, on chercherait vainement un travail de quelque importance sur les raccordements verticaux.

Un rapide examen nous donnera l'explication de cette différence de traitement.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Et d'abord, en théorie, le raccordement plan est compliqué, parce qu'il fait intervenir à la fois la variation de courbure de l'axe du tracé et la variation du devers, qui est elle-même fonction de la vitesse des trains, de la souplesse des machines, etc. Si l'on peut trouver un grand nombre de courbes donnant une solution plus ou moins complète, la plus simple est encore très compliquée et dépasse de beaucoup l'intelligence des agents d'exécution. D'où la nécessité de définir ces raccordements par des tables.

Le raccordement vertical de deux déclivités se réduit, au contraire, à l'opération la plus élémentaire; il est à peu près indépendant de la vitesse des trains et il n'a d'autre but que de remplacer un angle, toujours très obtus, par une courbe dont le rayon minimum soit compatible avec l'élasticité du matériel roulant dans le plan vertical. Ce rayon déterminé, il n'y a aucun motif de ne pas l'étendre au raccordement tout entier : le raccordement théorique est donc un arc de cercle, c'est-à-dire une courbe que tous les agents connaissent et appliquent journellement.

En pratique, les deux raccordements ne diffèrent pas moins qu'en théorie. Le raccordement en plan exige, pour être satisfaisant, que l'arc de cercle à raccorder soit rapproché de son centre d'une quantité notable : par exemple, avec la parabole cubique de Nordling, qui est très employée en France, l'axe de la voie doit être reporté vers le centre de 87 centimètres dans une courbe de 300 mètres de rayon et de 1.50 mètre dans une courbe de 250 mètres. Or, de tels déplacements ne sont nullement négligeables dans un tracé sinueux, sur un flanc de coteau escarpé, dans le cas, par conséquent, où un bon raccordement est le plus utile; ils ne peuvent être appliqués après coup et doivent être prévus dans le piquetage du tracé, l'implantation des ouvrages d'art et le calcul des terres. En outre, un bon raccordement parabolique demande, entre deux courbes de sens contraires, un alignement minimum dont la longueur est d'autant plus grande que les courbes à raccorder sont plus raides, c'est-à-dire, dans les conditions de tracé où l'allongement des alignements est le plus coûteux.

Rien de tout cela quand il s'agit du raccordement vertical; il ne modifie la cote de la plate-forme qu'en des points très rares et à un degré si minime qu'il n'est pas nécessaire de s'en préoccuper dans le calcul des terres et qu'il n'atteint que bien rarement et bien faiblement les ouvrages d'art. Il n'est jamais une cause de gêne ou de dépense dans l'exécution d'un chemin de fer.

III. — Faible intérêt des raccordements verticaux. Ses causes.

Après avoir constaté le faible intérêt qui s'attache à cette question des raccordements verticaux, il peut paraître superflu d'en rechercher la cause. Faisons-le cependant, parce que l'étude n'en sera ni longue ni difficile.

Le rayon minimum de 2,000 mètres est prescrit par l'Association des chemins de fer allemands. Il est appliqué sur des lignes très accidentées, à grande fréquentation, comme le Saint-Gothard et certaines artères du Nord Empereur Ferdinand, de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Vladicaucase, du Midi français, etc. On peut donc affirmer qu'il a reçu la consécration de l'expérience et qu'il se concilie, sur des lignes parfaitement exploitées, avec l'emploi du matériel roulant le plus long et le plus lourd.

Dans sa réponse très complète, la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'État, à défaut d'une justification réelle, donne de ce rayon minimum l'explication suivante, la seule d'ailleurs qu'on trouve dans l'ensemble des réponses. « Nous admettons, dit-elle, que le déplacement vertical relatif de l'essieu du milieu d'un wagon de trois essieux à 7 mètres d'empattement ne doit pas dépasser 3.5 millimètres; or, cette flèche de 3.5 millimètres pour une corde de 7 mètres donne un rayon de cercle de 1,750 mètres, soit, en nombre rond, de 2,000 mètres. »

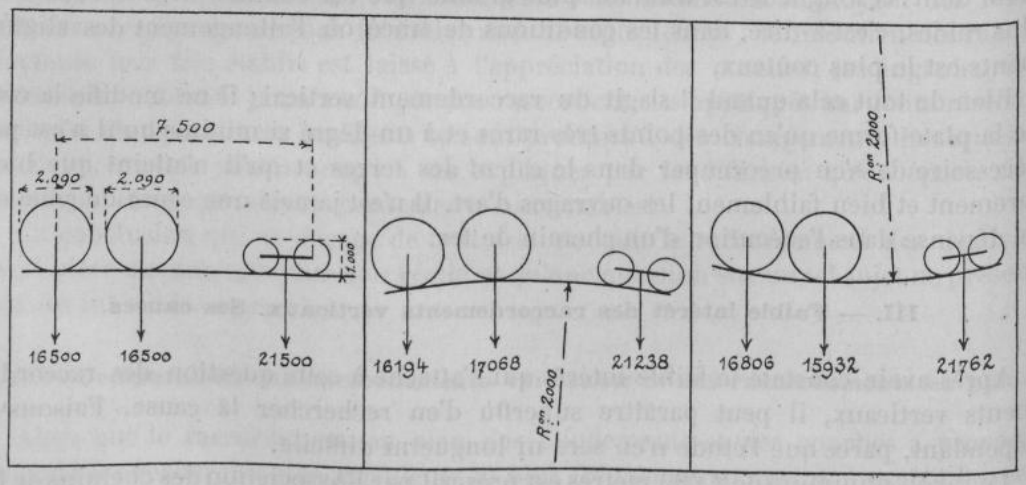
Mais pourquoi limite-t-on à 3.5 millimètres le déplacement relatif de l'essieu médian? C'est ce qu'on ne dit pas.

Il est évident, d'autre part, que la courbe du raccordement n'exerce aucune influence sur la répartition des charges avec les voitures à deux essieux ou deux bogies : elle n'agit que sur leurs attelages et dans une mesure très faible.

Nous avons recherché de notre côté de quelle façon l'inscription sur une courbe verticale de 2,000 mètres de rayon modifiait la répartition des charges entre les divers essieux de la locomotive de la Compagnie d'Orléans, qui est le plus sensible à l'action d'une telle courbe.

Cette locomotive est une machine d'express, très puissante, compound à quatre cylindres, avec bogie à l'avant et deux essieux moteurs accouplés : elle est du type que toutes les compagnies françaises emploient actuellement pour la traction des trains les plus rapides.

Les schémas ci-dessous montrent les effets produits soit par une courbe concave, soit par une courbe convexe de 2,000 mètres de rayon.



L'essieu le plus atteint est celui du milieu dont la charge varie, en plus ou en moins, de 568 kilogrammes, soit de 3.4 p. c. de sa valeur normale.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

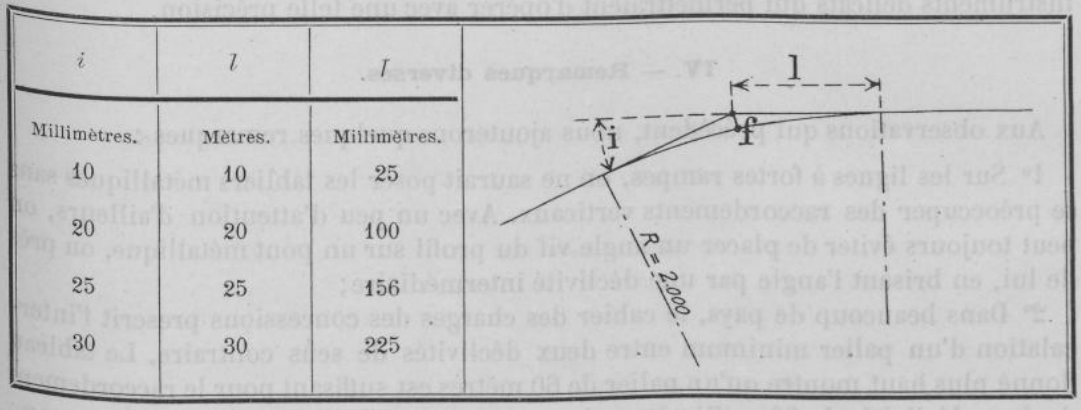
Or, il est incontestable que l'équilibre des charges est à chaque instant modifié dans une plus large mesure par le moindre incident de la circulation : mouvement de lacet ou de galop de la machine, entrée dans une courbe, passage sur un appareil de voie, sur un joint bas, sur une traverse mal bourrée.

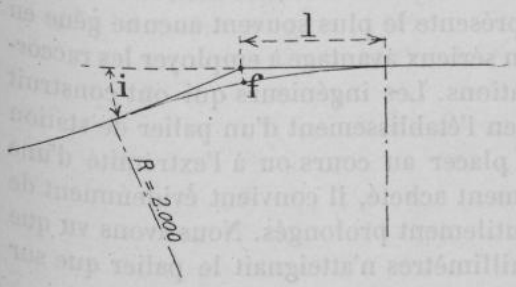
Pourquoi s'inquiéter d'une flèche de 3.5 millimètres sur une corde de 7 mètres, alors que la dénivellation du joint, par rapport au milieu des rails, dépasse souvent 10 millimètres au passage des trains, sur des voies réputées excellentes? Dans une note publiée par la *Revue générale des chemins de fer* (juillet 1897), M. Coüard, ingénieur à la Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée, a publié des renseignements aussi nombreux qu'intéressants sur les déformations permanentes de la voie. Les constatations qu'il a relevées nous apprennent mieux que tout raisonnement théorique qu'un train franchit très souvent, sur les meilleures voies, des éléments de courbes verticales, dont le rayon de courbure descend bien au-dessous de 2,000 mètres.

Après avoir reconnu qu'un rayon de 2,000 mètres assure un bon raccordement, voyons dans quelle mesure son application modifie le tracé de la voie, par exemple à la rencontre d'un palier avec une pente ou une rampe de 10, 20, 25 et 30 millimètres par mètre (1).

Dans le tableau ci-dessous, nous donnons, pour chacune de ces déclivités i, la longueur l qu'atteint le raccordement de part et d'autre du sommet de l'angle et la flèche au sommet f, qui correspond au maximum d'abaissement ou de relèvement du rail.

i	l	f
Millimètres.	Mètres.	Millimètres.
10	10	25
20	20	100
25	25	156
30	30	225





(1) Quand les déclivités sont exprimées en millimètres par mètre et que les courbes sont définies par la longueur du rayon en mètres, la demi-longueur l du raccordement et sa flèche f, pour R=2,000 mètres, sont données par les formules suivantes, très simples, i étant l'inclinaison relative des deux déclivités à raccorder.

$$l = 1{,}000\,i \qquad F = \frac{1{,}000\,i^2}{4}$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ainsi, sur une ligne dont la déclivité maximum ne dépasse pas 10 millimètres par mètre, le raccordement le plus long est de 20 mètres, n'intéressant que deux ou trois rails et le relèvement ou l'abaissement au sommet de l'angle n'est que de 25 millimètres; il est donc inutile d'en tenir compte dans l'établissement de la plate-forme.

Cette observation suffit à nous expliquer l'absence de toute instruction précise que nous avons constatée dans les réponses des grandes compagnies anglaises, qui n'exploitent que des lignes à faibles pentes. Quand une aussi petite retouche de la voie donne une bonne solution, il est certain qu'on peut s'en remettre à l'expérience des agents de l'entretien sans leur imposer une courbe précise. Arc de cercle, parabole, hyperbole, raccordement progressif par longueur de rail, tout cela devient une complication sans objet, dont il est préférable de se débarrasser.

Il ne serait pas sage cependant d'étendre ce laisser-aller aux lignes à fortes pentes. Un abaissement de 100 millimètres appauvrirait trop la couche inférieure du ballast, si la plate-forme n'avait pas été elle-même abaissée au préalable. Mais pour dresser ainsi la plate-forme et pour régler ensuite le niveau des rails, il semble suffisant de déterminer la longueur du raccordement, la flèche au sommet d'angle, et de réunir ces trois points par une courbe aussi régulière que possible, tracée à l'œil. On se trompe, par exemple, quand on demande aux poseurs de mesurer une différence de 1 millimètre sur une longueur de rail, différence inférieure à la déformation permanente de beaucoup de rails et alors que ces agents n'ont pas à leur disposition les instruments délicats qui permettraient d'opérer avec une telle précision.

IV. — Remarques diverses.

Aux observations qui précèdent, nous ajouterons quelques remarques :

1° Sur les lignes à fortes rampes, on ne saurait poser les tabliers métalliques sans se préoccuper des raccordements verticaux. Avec un peu d'attention d'ailleurs, on peut toujours éviter de placer un angle vif du profil sur un pont métallique, ou près de lui, en brisant l'angle par une déclivité intermédiaire;

2° Dans beaucoup de pays, le cahier des charges des concessions prescrit l'intercalation d'un palier minimum entre deux déclivités de sens contraire. Le tableau donné plus haut montre qu'un palier de 60 mètres est suffisant pour le raccordement de deux déclivités de 30 millimètres par un arc de cercle de 2,000 mètres de rayon;

3° Si l'allongement du raccordement ne présente le plus souvent aucune gêne en pleine voie, on peut trouver, au contraire, un sérieux avantage à employer les raccordements les plus courts aux abords des stations. Les ingénieurs qui ont construit des lignes de montagnes savent tous combien l'établissement d'un palier de station est gros de conséquences quand on doit le placer au cours ou à l'extrémité d'une déclivité longue et forte. Et ce palier chèrement acheté, il convient évidemment de ne pas le réduire par des raccordements inutilement prolongés. Nous avons vu que le raccordement avec une déclivité de 30 millimètres n'atteignait le palier que sur

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

30 mètres de longueur, quand on se contente d'un rayon de 2,000 mètres. On doit donc critiquer les raccordements de 100 mètres et plus qu'on rencontre sur certaines lignes très accidentées;

4° Il importe de ne pas placer un changement brusque de déclivité à l'origine d'une courbe raide : on évite aisément cette coïncidence par l'addition d'une déclivité intermédiaire.

CONCLUSIONS.

En résumé, le problème du raccordement des déclivités est très simple; il n'a jamais embarrassé ni constructeur ni agent d'entretien.

Son intérêt est nul sur les lignes à faibles pentes, où le plus sage est de s'en remettre au coup d'œil des poseurs. Il convient de n'en tenir compte dans l'établissement de la plate-forme que quand les déclivités dépassent 15 millimètres par mètre et, dans ce cas même, le raccordement est limité à une faible longueur et à une faible dénivellation, si l'on s'en tient à un arc de cercle de 2,000 mètres de rayon, minimum que l'expérience a démontré être largement suffisant sur les lignes accidentées à grande fréquentation.

Paris, 31 octobre 1899.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.113]

EXPOSÉ N° 2

Par WENZEL HOHENEGGER,

DIRECTEUR DE LA CONSTRUCTION DES CHEMINS DE FER NORD-OUEST AUTRICHIENS ET JONCTION SUD-NORD ALLEMANDE.

QUESTION 1.

En général, quelle est la courbe que votre administration a adoptée pour les raccordements des différentes inclinaisons du profil, et aussi lorsqu'une pente (ou une rampe) rencontre soit un palier, soit une autre pente (ou une autre rampe) d'inclinaison différente?

Sur 60 administrations, il y en a trente-deux qui appliquent les courbes de raccordement circulaires ou paraboliques :

4	administrations	avec	un	maximum de rayon de	10,000 mètres;
7	—	—	—		5,000 —
6	—	—	—		3,000 —
9	—	—	—		2,000 —
6	—	—	—		1,000 —

Les 28 administrations restantes n'ont pas prescrit de rayon déterminé.

QUESTION 2.

Votre administration a-t-elle dressé des tableaux contenant les ordonnées des différents points des courbes de raccordement circulaires ou paraboliques? Ou bien les poseurs de voies suivent-ils la méthode des courbes à flèches proportionnelles, comme l'indique, par exemple, M. Henri Salin, inspecteur de la voie des chemins de fer d'Orléans, dans son excellent Manuel pratique des poseurs de voies, *pages 73 et suivantes (Paris, Dunod, 1889)? Ou bien votre administration laisse-t-elle les poseurs se régler d'après le coup d'œil?*

Vingt-six administrations font usage de tables pour le tracé de courbes de raccordement circulaires ou paraboliques; deux administrations appliquent la formule Henri Salin et les autres se règlent d'après le coup d'œil.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 3.

Jusqu'à quelle limite, dans l'étude du profil de construction des lignes et dans la construction des ouvrages d'art, tient-on compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons? Ou bien fait-on le raccordement seulement au moment de la pose de la voie?

Trente-trois administrations tiennent compte, dans le profil en long, des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons, tandis que les autres ne le font pas.

QUESTION 4.

Quelle est la vitesse maximum des trains aux points de changement de profils?

Aucune administration n'a une limitation de vitesse; celle-ci est déterminée uniquement par le degré d'inclinaison de la ligne.

QUESTION 5.

Les trains sont-ils quelquefois remorqués en double traction avec une locomotive devant et l'autre derrière le train; ou bien avec les deux locomotives devant?

Cinq administrations ne remorquent jamais les trains que par une seule locomotive;

Dix-neuf administrations emploient deux locomotives, mais seulement en tête du train;

Quarante administrations qui emploient la double traction placent leurs locomotives : dans les trains de voyageurs, toutes les deux devant; dans les trains de marchandises, sur les rampes, une devant et l'autre derrière; sur les pentes, toutes les deux devant le train.

Seul, le « Pittsburgh & Western Railway » a, par moments, une quadruple remorque : deux locomotives devant et deux locomotives derrière le train.

QUESTION 6.

a) Quel est le plus grand empattement des locomotives circulant sur les voies à profil accidenté?
b) Quel est le nombre maximum d'essieux couplés?
c) Quelle est leur distance?

Les empattements les plus remarquables des locomotives circulant sur les voies à profil accidenté se rencontrent sur les chemins de fer Paris-Lyon-Méditerranée : *a)* 7.875 mètres, *b)* 4, *c)* 5.730 mètres; Nord Empereur Ferdinand : *a)* 9.225 mètres, *b)* 3, *c)* 3.700 mètres; London, Tilbury & Southend Railway : *a)* 30 pieds 9 1/2 pouces (9.385 mètres), *b)* 2, *c)* 8 pieds 9 pouces (2.667 mètres); Great Northern Railway (Angleterre) : *a)* 26 pieds 4 pouces (8.026 mètres), *b)* 3, *c)* 17 pieds 7 pouces (5.359 mètres).

QUESTION 7.

Est-il arrivé à votre administration d'exécuter des travaux d'une certaine importance (et dans ce cas, de quelle nature?) pour supprimer des angles saillants ou rentrants existant au point de rencontre de différentes inclinaisons du profil? Cela s'est-il produit sur des ponts en maçonnerie ou en métal, ou dans des tunnels, etc.?

A cette question, les administrations citées ci-après ont répondu dans les termes suivants :

Illinois Central. — Pas de travail spécial, sauf des tranchées dans la terre ou le roc. La construc-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tion de ponts à treillis en bois avec châssis convenables, l'arrangement des traverses sur les longues travées en acier, par suite de la courbure.

Central suisse. — A l'entrée de la station de Sommerau, un ponceau a été abaissé afin de pouvoir mieux arrondir l'angle au point de transition.

Chemins de fer de l'État hongrois. — Sur la ligne de Czegled-Szeged, au point où, entre les stations de Dacozma et de Szeged, cette ligne est traversée par la ligne Nagy-Varad-Szabadka, on a dû procéder à l'exhaussement du niveau de la voie, par suite du trop brusque changement d'inclinaison du profil, étant donné qu'on passait sans transition d'une pente de 6.2 p. m. à une rampe de 8.5 p. m.

Depuis, par suite de l'intercalation d'un palier de 100 mètres, on passe d'une pente de 3 p. m. à une rampe de 3 p. m.

Il n'y a pas d'ouvrage d'art en ce point et la voie est en alignement droit.

Chemin de fer Koursk-Kharkov-Sébastopol. — S'il est nécessaire d'exécuter sur une courbe ou sur un point de rupture de profil des travaux importants, tels que : construction d'un nouveau pont, d'un nouveau tuyau en pierre, reconstruction d'un tuyau de fer de fonte en tuyau de pierre, on a alors, généralement, recours à un circuit, qu'on a soin de placer en dedans ou en dehors de la courbe, se conformant en cela aux conditions locales.

Au point de rencontre de courbes d'un circuit et de la voie principale, les moindres rayons des courbes doivent atteindre 150 sagènes (320 mètres).

L'organisation d'un circuit admet une pente de 0.012 = 12 p. m.

Chesapeake & Ohio Railway. — Quelques travaux d'importance considérable (nos raccordements aux bassins), pour lesquels des plans ont été dressés, comportent des courbes verticales à tous les changements d'inclinaisons sur les ponts et les autres infrastructures.

Les autres administrations répondent négativement à la question et déclarent qu'aux ponts en métal on n'admet jamais d'angles.

QUESTION 8.

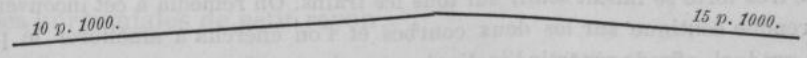
Est-il survenu, sur votre réseau, des cas de déraillement ou d'autres inconvénients dans la marche des trains, aux endroits où il y a un trop brusque changement d'inclinaison du profil? Dans l'affirmative, a-t-on constaté qu'aux dits endroits, ou dans leur voisinage, il y eût le passage d'une courbe à une ligne droite ou vice versa, *ou bien un changement de voie ou quelque autre singularité de la voie?*

A cette question ont répondu les administrations suivantes :

Paris-Lyon-Méditerranée. — Nous avons eu à constater des déformations de voies dans les fonds de bateau, c'est-à-dire à la rencontre de deux déclivités versant leurs eaux au même point, et pour y remédier, nous y renforçons les voies en augmentant le nombre des traverses et des attaches.

Compagnie d'Orléans. — Nous avons eu des déformations de voies à des points où il y avait coïncidence dans les changements de courbure et de déclivité, et nous avons dû retoucher légèrement ces points sur des lignes très accidentées, qui avaient été médiocrement construites.

Chemin de fer de la Sicile. — Sur le changement d'inclinaison



à la suite de la rupture de l'attelage, quelques trains de marchandises se sont divisés en deux parties.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Illinois Central. — Non. Le danger principal, en ces endroits, c'est que dans les trains longs un attelage se brise et que les parties scindées se heurtent.

On croit que les raccordements empêchent cet accident.

Southern Pacific. — Parfois les attelages se brisent et les trains de marchandises se scindent en passant sur des points culminants, mais aucune autre difficulté n'a été constatée dans l'exploitation.

North Eastern Railway. — Parfois le bris des chaînes d'accouplement.

Pittsburgh & Western Railway. — En général, une courbe verticale n'est pas une cause de déraillement si elle aboutit à deux parties droites d'au moins une longueur de train; mais la combinaison d'une courbe verticale avec une courbe horizontale ne peut être permise.

Chemins de fer de l'Australie du Sud. — Aucun accident sérieux ne s'est produit depuis que les courbes ont été introduites, mais il y a eu une absence marquée des chocs qui se produisaient aux changements marqués d'inclinaison.

Chemins de fer de l'État hongrois. — Sur la ligne de Czegled-Szeged, il s'est produit, le 20 juin 1895, une rupture de train, causée, ainsi que cela a été constaté, par le trop brusque changement d'inclinaison du profil.

Au mois de juin de l'année dernière, on a eu aussi à enregistrer une rupture de train sur la ligne de Zágrâb-Fiume, entre les stations de Skrad et de Delnice, dans le tunnel de Kupyak, en un point où le profil passe directement d'une rampe de 16 p. m. à une pente de 4 p. m.

L'enquête faite à ce sujet a établi que la cause de la rupture était exclusivement due au changement trop brusque, soit au passage direct d'une rampe de 16 p. m. à une pente de 4 p. m.

En ce point, la ligne comporte une courbe de 300 mètres de rayon se raccordant à un alignement droit, et il n'y a pas d'ouvrage d'art.

Chemin de fer privilégié du Nord-Ouest autrichien et Jonction Sud-Nord allemande. — Il n'y a pas eu de déraillements, jusqu'à présent, à des endroits où il y a un brusque changement d'inclinaison du profil. Dans des cas tout à fait exceptionnels, on rencontre des changements de voie en des endroits où il y a à la fois brusque changement d'inclinaison et passage d'une courbe à un alignement.

Denver & Rio-Grande Railroad. — Pas de déraillements. Parfois les attelages se sont brisés au moment du passage de longs trains sur un passage d'une pente à une rampe; l'introduction de courbes verticales n'est donc pas considérée comme désavantageuse en pareil cas.

New York, New Haven & Hartford Railroad — Non. Nous ne nous rappelons aucun déraillement en des endroits où il y a changement brusque d'inclinaison. Il arrive, cependant, que les trains brisent leurs attelages quand le changement d'inclinaison est considérable et que les conditions sont telles qu'une longueur convenable de courbe parabolique ne puisse pas être employée en raccordant les inclinaisons.

Chemins de fer du gouvernement de la Nouvelle-Galles du Sud. — Aucun déraillement ne s'est produit en des endroits tels que ceux mentionnés; mais dans un cas où il y avait un changement d'inclinaison sur un alignement très court situé entre des courbes horizontales de sens contraire, une secousse très forte se faisait sentir sur tous les trains. On remédia à cet inconvénient; l'inclinaison fut rendue continue sur les deux courbes et l'on chercha à améliorer le profil par un mouvement graduel, afin de répartir l'inclinaison sur les courbes contiguës aux alignements.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer de Vladicaucase. — Il n'y a pas eu de cas de déraillement ou d'autres incidents avec les trains sur notre ligne, ayant pour cause des passages tranchants sur des raccordements de pentes avec des plans horizontaux et de pentes de différentes raideurs.

Nous n'avons pas constaté non plus de pareils cas, ni des détériorations de la voie dans ces raccordements au passage d'une courbe à une ligne droite et *vice versa*.

Chemin de fer Koursk-Kharkov-Sébastopol. — En cas de déraillement sur une courbe ou sur une rupture de profil de chemin de fer, on prend toutes les mesures nécessaires à un prompt rétablissement d'une circulation semblable à celle qui existe sur le restant de la ligne.

Rarement la circulation a lieu sur la seconde voie (même dans les sections à double voie), et alors on établit une circulation sur une seule voie dans les endroits où certains trains doivent en dépasser d'autres. En cas de déraillement sur une section à voie unique, on arrange une voie de détour provisoire, et si cette dernière est impossible, on interrompt la circulation jusqu'à la réparation complète de la voie endommagée.

Chemins de fer de l'État russe. — On a constaté à la fin des longues inclinaisons, au point de raccordement de la rampe avec le palier, un dérangement plus fréquent de la voie et une plus grande usure des rails.

Chesapeake & Ohio Railroad. — Nous n'avons pas eu de déraillements dus à un changement d'inclinaison.

Dans quelques cas, de longs trains (d'une longueur de 2,600 pieds [792 mètres]) se sont scindés en deux, qu'il y eût ou qu'il n'y eût pas jonction de courbes horizontales l'une avec l'autre, avec ou sans interposition d'un alignement.

Chemin de fer de la Méditerranée. — Il arrive, en réalité, très rarement qu'il y ait une inflexion de la ligne au point de rencontre du pied d'une rampe avec une autre inclinaison.

Cela s'est produit, cependant, en un point où, au pied de la rampe, il y avait l'origine d'une courbe, et en un autre point où, au pied de la rampe, on avait placé en palier le changement de voie d'entrée en station.

Compagnie royale des chemins de fer portugais. — On n'a jamais constaté des cas de déraillement dont la cause puisse être attribuée à un trop brusque changement d'inclinaison du profil de la voie. Il y a certainement des secousses désagréables au passage des changements d'inclinaison les plus accentués, surtout quand le palier est court et que les inclinaisons sont à la limite, et, en sens inverse, d'un côté et de l'autre, mais les effets sur le matériel, jusqu'à présent, n'ont pas été tels que les services s'en inquiètent.

Les autres administrations répondent négativement à cette question.

Résumé.

Des réponses à la question 8, que j'ai reproduites textuellement, il faut conclure que des ruptures d'attelage se produisent dans les cas où de fortes rampes sont contiguës à de fortes pentes et que des déraillements se produisent quand le profil passe d'une forte pente à une forte rampe sans que, dans les deux cas, les changements d'inclinaison soient raccordés par de longues courbes verticales correspondantes. Des déraillements se produisent encore dans les cas où de fortes pentes sont contiguës à des courbes horizontales de petit rayon.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le *Verein* des chemins de fer allemands prescrit, pour ces cas, ce qui suit dans les arrangements techniques pour la construction des lignes principales :

§ 27.

1° En règle générale, le maximum de l'inclinaison longitudinale ne peut dépasser 25 p. m. (1 : 40);

2° Les changements d'inclinaison doivent être raccordés suivant un arc d'un rayon minimum de 5,000 mètres. Ce chiffre ne peut être réduit à 2,000 mètres que sur les sections situées dans la proximité immédiate des stations;

3° Entre des inclinaisons de sens inverse de plus de 5 p. m. (1 : 200) et pour autant que la longueur d'une de celles-ci dépasse 1,000 mètres, on intercalera une section dont l'inclinaison est inférieure à 5 p. m. (1 : 200) et, si possible, cette section aura la longueur d'un train de marchandises; elle pourra d'ailleurs être comprise dans le raccordement;

4° Sur les sections à grande inclinaison il est recommandable de disposer les déclivités longitudinales de telle façon que, dans les alignements et les courbes, la résistance du train soit autant que possible constante.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.115]

EXPOSÉ N° 3

Par LAURENT AMADEO,
INGÉNIEUR,
CHEF DE SECTION PRINCIPAL DE L'ENTRETIEN DES CHEMINS DE FER ITALIENS DE LA MÉDITERRANÉE.

Par suite de l'accroissement progressif de la vitesse des trains, du poids des locomotives et des véhicules, ainsi que de leur empattement, on a cherché à diminuer toutes les causes pouvant produire des mouvements anormaux du matériel roulant, ou tout au moins à atténuer ces mouvements, dans la mesure du possible, au moyen de dispositions spéciales.

C'est ce qui est arrivé pour les angles aux points de rencontre de deux pentes différentes du profil en long. Ils purent d'abord être tolérés dans les lignes qui étaient déjà construites, ou même être admis sur les nouvelles constructions, sans que l'on dût trop s'en préoccuper. On reconnut ensuite la nécessité de les raccorder convenablement par des courbes ou par une suite de plans inclinés, en tâchant, en outre, d'éviter, dans les nouveaux travaux, que de fortes pentes et contre-pentes se succédassent sans l'intercalation d'un palier ou bien d'une faible inclinaison, de longueur suffisante. Dès 1867, M. de Nordling, dans son « Mémoire sur le raccordement des déclivités et des courbes des voies de chemins de fer », publié dans les *Annales des ponts et chaussées* (année 1867, p. 312), a relevé les inconvénients causés par les brusques changements des pentes, recommandant la courbe parabolique pour le raccordement vertical.

Aujourd'hui, les traités de chemins de fer et les manuels ne manquent pas de s'en occuper; plusieurs administrations ont publié à ce sujet des instructions concernant la construction des lignes nouvelles et l'entretien des lignes existantes. L'Union des chemins de fer allemands a également formulé des règles déterminées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En Italie, la commission nommée par le ministère des travaux publics pour l'unification de la voie et de la superstructure s'en est occupée dans les séances de 1877; les résultats sont consignés dans le rapport du 6 juin 1877 de son président M. F. Biglia.

Il en est aussi question au chapitre XIV, 1re partie, de la note de Max Edler von Leber, insérée dans le volume II du *Compte rendu général de la quatrième session du Congrès international des chemins de fer* (p. IX-B/260 et suiv.), note qui, de même que celle de M. Nordling, s'occupe plus particulièrement des raccordements planimétriques.

La question figure au programme de la sixième session du Congrès. La Commission internationale a adressé à ce sujet aux chemins de fer adhérents un questionnaire détaillé, auquel soixante-sept administrations, représentant environ 150,000 kilomètres de chemins de fer, ont répondu en fournissant les renseignements demandés. Six autres ont déclaré que la question n'était pas d'application sur leurs lignes et qu'elles n'étaient pas à même de fournir des renseignements.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à toutes ces administrations.

On aperçoit les conséquences nuisibles à la marche des trains résultant de l'existence des angles non arrondis dans le profil vertical de la voie.

Quelques-unes de ces conséquences se produisent particulièrement pour les machines et véhicules ayant plus de deux essieux non placés sur bogies, et qui ne peuvent, par conséquent, avoir d'autres mouvements en sens vertical que celui des ressorts de suspension; il s'ensuit que les inégalités de niveau de la voie, auxquelles s'oppose la rigidité du châssis de la locomotive ou du véhicule, produisent une variation plus sensible dans le poids que chaque roue transmet au rail.

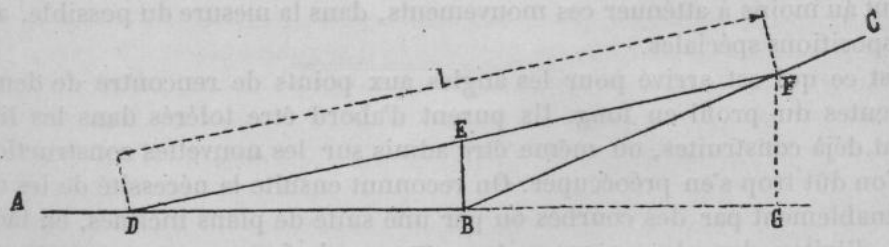


Fig. 1.

Prenons une voiture à trois essieux dont l soit l'écartement entre les deux essieux extrêmes et supposons qu'elle passe d'un palier AB (fig. 1) à une montée BC de P par mètre non raccordée avec le palier et donnant, par suite, lieu à l'angle rentrant ABC.

Si, au moment où l'essieu du milieu passe sur le point B, il n'y avait pas de ressorts de suspension, l'essieu se détacherait des rails de la quantité

$$BE = \frac{1}{4} lP$$

car, en pratique, on peut considérer que DG équivaut à DF, c'est-à-dire à l.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ce détachement est éliminé par le ralentissement que subissent les ressorts de suspension de l'essieu intermédiaire et par l'aplatissement des ressorts correspondant aux autres essieux, ce qui ne peut avoir lieu sans un sensible déchargement de l'essieu intermédiaire et un surcroît de poids sur les deux autres; il y aura peut-être ainsi un danger de déraillement si BE est trop fort.

Cela est d'autant plus à craindre que d'autres circonstances défavorables pourraient se présenter, telles qu'une traverse peu bourrée ou d'autres défauts de la voie, le tassement inégal du ballast ou du remblai causé par les pluies, et même l'existence d'une courbe à court rayon. Cela serait pis encore, si au point B ou à proximité se trouvait le passage d'une courbe à une droite, ou *vice versa*, les deux rails n'étant plus ainsi dans le même plan pour les différents points d'appui du véhicule (1).

On voit que la tendance au déplacement vertical de l'essieu du milieu augmente en raison du produit de la pente et de l'écartement des essieux extrêmes. Avec les longueurs des voitures employées de nos jours et avec les limites auxquelles on parvient dans les pentes, même sur les chemins de fer ordinaires, le produit $\frac{1}{4}\ lP$ atteint bientôt des valeurs telles que, sans le raccordement, les accidents seraient inévitables.

Prenons, par exemple, la voiture à trois essieux de 7 mètres d'empattement, qu'on peut considérer comme un maximum sur beaucoup de réseaux, et la voiture à trois essieux de 9 mètres, qui fait partie des trains rapides du réseau autrichien du Nord Empereur Ferdinand, ligne de Vienne à Cracovie (2).

Nous allons chercher les valeurs de BE pour chacune de ces voitures dans le cas d'une rampe non raccordée avec le palier.

Rampe non raccordée avec le palier :

Par mille	35	30	25	20	15	10	5	4	3	2	1

Valeur de BE *pour la voiture à écartement de 7 mètres .*

Millimètres. . . .	61	52	44	35	26	17	9	7	5	3 1/2	1 3/4

Valeur de BE *pour la voiture à écartement de 9 mètres :*

Millimètres. . . .	79	67	56	45	34	22	11	9	7	4 1/2	2 1/4

Il y aurait donc un déplacement vertical de 52 millimètres pour la voiture de 7 mètres, et de 67 millimètres pour celle de 9 mètres au passage du palier à la

(1) Voir *Bulletin de la Commission internationale du Congrès des chemins de fer*, mars 1898, p. 327, note de M. Struck, inspecteur des constructions et de l'exploitation à Graudenz, sur le déraillement de deux wagons sur une ligne secondaire de la Prusse occidentale (d'après le journal *Zeitung des Vereins*, n° 83, du 23 octobre 1897, p. 803).

(2) *Compte rendu de la cinquième session du Congrès des chemins de fer*, volume II, p. I/266 et VII/42.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

rampe de 30 p. m., c'est-à-dire un déraillement presque certain, même dans le cas où les ressorts de suspension et les conditions de la charge permettraient une telle oscillation. On voit aussi qu'au passage de la pente zéro à celle de 3 p. m., on arrive déjà au déplacement de 5 et 7 millimètres, limites qu'on ne saurait admettre en voie ordinaire.

Il est vrai qu'un tassement brusque de 5 millimètres et plus peut être regardé comme une chose fréquente même sur les voies bien entretenues, mais c'est là un fait inévitable qui ne justifie pas le maintien, et bien moins encore l'introduction, dans les nouvelles constructions, de défauts permanents qu'on peut fort bien éviter, d'autant plus qu'ils pourraient coïncider avec les défauts éventuels de la voie et y ajouter leurs effets.

Ce qui vient d'être dit relativement à l'angle rentrant entre un palier et une rampe peut aussi s'appliquer, avec des conséquences analogues, entre deux rampes et entre deux pentes. Un angle saillant ne serait pas moins nuisible. Celui-ci provoquerait pour l'essieu antérieur une tendance à se soulever, et par l'action des ressorts de suspension il produirait un déchargement du même essieu, ce qui pourrait être dangereux, car l'essieu antérieur est celui qui guide le véhicule et dont l'action latérale contre les rails est la plus importante.

De tels angles rentrants ou saillants, même créés au moment de la construction d'une voie, disparaissent heureusement jusqu'à un certain point d'eux-mêmes sous l'action d'aplatissement des trains favorisée par la souplesse du ballast et de l'ensemble de la voie. Ils disparaissent surtout grâce aux soins des équipes qui enlèvent d'instinct les angles brusques dans le plan horizontal autant que dans le plan vertical. J'ai eu l'occasion de vérifier moi-même sur maintes lignes que de brusques angles de rencontre entre des pentes assez différentes avaient été arrondis par le personnel de sa propre initiative, en faisant des courbes qui, sans être parfaitement régulières, étaient cependant admissibles en pratique, suivant dans leur ensemble un arc circulaire de 2,000 à 3,000 mètres de rayon.

Cette correction, pour ainsi dire spontanée, ne serait absolument pas possible sur des grands ponts en fer et présenterait des difficultés dans d'autres circonstances.

On reconnaît aisément que si par les raccordements en plan vertical il ne s'agissait que d'éliminer l'inconvénient que nous venons d'indiquer, c'est-à-dire la tendance au déplacement vertical des essieux centraux des longs véhicules ou des locomotives, on atteindrait le but même par de courts raccordements. En nous bornant aux voitures de 7 et de 9 mètres nous donnons ci-après les flèches correspondant à des cordes de cette longueur pour des arcs circulaires d'un rayon de 15,000 mètres à 1,000 mètres.

Rayon en mètres	15,000	14,000	13,000	12,000	11,000	10,000
Flèche en mill. pour la corde de 7 mètres.	0.41	0.44	0.47	0.51	0.56	0.61
— — — de 9 — .	0.67	0.72	0.78	0.84	0.92	1.01

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Rayon en mètres	9,000	8,000	7,000	6,000	5,000	4,000
Flèche en mill. pour la corde de 7 mètres.	0.68	0.77	0.87	1.02	1.22	1.53
— — — de 9 — .	1.12	1.27	1.45	1.69	2.02	2.53
Rayon en mètres	3,000	2,000	1,500	1,000		
Flèche en mill. pour la corde de 7 mètres	2.04	3.06	4.08	6.12		
— — — de 9 —	3.37	5.06	6.75	10.12		

Avec le rayon de 3,000 mètres on voit que le déplacement de l'essieu intermédiaire se réduirait à 2 millimètres pour la voiture de 7 mètres et à 3 millimètres pour celle de 9 mètres.

La plupart des administrations qui ont répondu au questionnaire admettent dans les trains lourds et dans les fortes rampes la locomotive en queue. On se demande s'il peut en résulter quelque inconvénient au passage des angles qui existeraient dans le profil en long, surtout aux abords d'une gare, où finit la rampe à laquelle succède le palier. C'est là sans doute un point défavorable, car au changement de la pente s'ajoutent les appareils de la gare avec leurs angles et leurs sinuosités. Supposons qu'il n'y ait pas de raccordement entre la rampe et le palier. Au moment où le dernier véhicule du train est déjà sur le palier et que la machine de queue est encore sur la rampe, nous aurions la composante verticale de la poussée de la machine qui, agissant sur les tampons du véhicule de queue, tendrait à soulever sa partie postérieure et son essieu correspondant. Cette composante, si l'on n'a pas de chocs, n'atteindrait jamais une valeur appréciable dans ses effets, même en supposant que la locomotive agisse à ce point de toute sa force. En effet, en admettant même une rampe de 30 p. m. et la poussée de 7,500 kilogrammes (qui est le maximum des plus fortes machines à marchandises des chemins de fer italiens de la Méditerranée), cette composante ne serait que de 225 kilogrammes, valeur qui est bien au-dessous des variations de poids subies par les essieux des véhicules lorsqu'un train est en mouvement. Mais il en serait bien autrement dans le cas d'un choc comme celui que produirait le trop brusque arrêt de la locomotive de tête. Dans ce cas, la machine de queue agirait de toute sa force vive contre les tampons du dernier véhicule, de sorte que la composante verticale prendrait évidemment une valeur importante qui pourrait causer des déraillements. En raccordant l'angle de la rampe avec le palier, on échappe à ce danger, mais il faudrait développer toute la courbe avant d'arriver aux aiguilles. S'il en était autrement, les parties extrêmes des voies de la gare se trouveraient inclinées, ce qui gênerait les manœuvres, tandis que les changements de voie seraient disposés sur une surface courbe, ce qui constituerait un défaut dans leur pose.

Il faudra donc ne pas perdre de vue la courbe de raccordement dans l'étude du profil en long ou tout au moins s'en préoccuper, en établissant le changement d'inclinaison à une distance suffisante des aiguilles extrêmes de la gare. Cela ne peut présenter que très rarement des difficultés, même dans des terrains fort inégaux, puisque le déplacement ne serait que de quelques dizaines de mètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Je citerai, en peu de mots, un inconvénient qui surviendrait au cas où il n'y aurait pas de raccordement entre une descente et un palier. Il se produirait un choc entre chaque roue de la locomotive et des véhicules et les rails par suite du brusque changement de direction dans le mouvement de translation, et comme des centaines de milliers d'essieux passent annuellement sur chaque point d'une ligne n'ayant même qu'un trafic peu important, il en résulterait peut-être des suites fâcheuses surtout lorsque l'angle se trouverait sur un pont en fer. Comme nous l'avons déjà fait remarquer, on ne pourrait d'ailleurs, dans ce dernier cas, pratiquer d'arrondissement d'angles sans modifier le profil en long.

Il existe d'autres inconvénients produits par les brusques changements d'inclinaison, que l'on ne peut entièrement éviter par de courtes courbes de raccordement, et qui, pour être éliminés ou tout au moins atténués, exigent l'intercalation d'un palier ou d'une faible inclinaison sur une longueur suffisante, surtout lorsque les deux déclivités successives sont en sens contraire.

« Sur les paliers placés au pied des fortes descentes », ainsi s'exprime M. de Nordling dans son mémoire, « les trains arriveraient un peu à la façon des boulets tirés à ricochet, et y provoqueraient, en raison de leur puissance vive, de fortes réactions entre les rails et les bandages. Enfin, des réactions non moins inquiétantes se développeraient entre les tampons des divers véhicules, par suite des variations plus ou moins subites de la vitesse. »

Il va sans dire que ces phénomènes, qui nuisent à la marche régulière des trains, se font sentir davantage lorsque, au pied des descentes, il existe des courbes d'un rayon étroit ou, ce qui est pis encore, le passage d'une courbe à une droite ou *vice versa*.

Je tiens à rappeler la déclaration faite à ce propos par M. Brière, ingénieur en chef du chemin de fer de Paris à Orléans, lors de la discussion de la question II, littéra D, de la session de Paris 1889 du Congrès [1], en parlant de la ligne de Toulouse, où les pentes atteignent jusqu'à 16 p. m. et sont couramment de 12 p. m. avec des courbes de 300 mètres de rayon. C'est que les déformations de la voie ne sont point occasionnées sur cette ligne par les trains les plus rapides, mais par les trains à marchandises à la descente. Voici le texte de ses paroles :

Les ripages sont généralement produits par les trains de marchandises à la descente, les trains longs occupent souvent deux courbes en sens contraire; nous nous servons peu de freins à main, et c'est par la contre-vapeur que nous retenons le train; dès lors, le train tout entier pèse sur la machine, et c'est alors que se produisent les ripages. Nous avons dû organiser un service de gardiennage pour exercer une surveillance active sur cette partie de la voie.

On peut dire que nous avons un ripage à peu près tous les mois. Quant à sa nature, ce n'est pas l'attache du coussinet qui manque, c'est la voie tout entière qui est ripée.

Nous avons employé divers moyens pour y parer; aucun n'a réussi. Nous avons planté des piquets au bout des traverses. Cela n'a pas fait grand'chose. Nous avons renforcé la banquette

---

[1] *Compte rendu de la troisième session*, vol. Ier, p. II-D/32 et suiv.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

extérieure du ballast dans les courbes; nous avons employé un ballast exceptionnel; tout cela n'a guère produit de résultat.

Les ripages sont parfois considérables; nous en avons eu qui ont atteint jusqu'à 12 centimètres après le passage d'un seul train; puis il se passait un mois, deux mois, sans qu'il s'en produisît des nouveaux.

Les effets de cette poussée des véhicules s'accentuent naturellement davantage dans les fonds de bateau, comme on les appelle ordinairement, c'est-à-dire à l'endroit où une descente est suivie d'une rampe à peu de distance.

Les sommets ou points de rencontre d'une rampe avec un palier et plus encore avec une descente ont au contraire bien peu d'effet sur la voie. Ils ont une action bien plus importante sur les attelages des trains, car il se produit alors un si violent effort de tension de la partie antérieure du train sur la partie postérieure, que les attelages risquent de se briser.

Les différents inconvénients que, dans leurs réponses au questionnaire, les administrations ont déclaré s'être produits ou être plus probables dans les changements trop sensibles du profil en long, se rapportent moins au déplacement vertical des essieux d'une machine ou d'un véhicule considéré comme isolé qu'aux irrégularités de la marche du train considérée dans son ensemble, c'est-à-dire à l'adossement excessif des véhicules contre la machine au pied des descentes et aux violents efforts des attelages aux sommets des rampes.

Parmi les administrations qui ont répondu affirmativement à la huitième question du questionnaire détaillé, il y en a neuf qui éprouvèrent des ruptures de trains au bout de fortes montées; cinq accusent des dérangements de la voie à la rencontre des descentes avec des paliers ou avec des rampes, ou bien des secousses trop vives; une autre déclare avoir subi des déraillements au pied des descentes où le changement d'inclinaison coïncidait avec le passage en planimétrie d'une ligne droite à une courbe, ou bien avec les aiguilles d'entrée d'une gare.

Parmi ces administrations, les chemins de fer de l'État hongrois déclarent que sur la ligne Czegléd-Szeged, entre les stations de Dorozsma et Szeged, on dut procéder à l'exhaussement du niveau de la voie par suite du trop brusque changement d'inclinaison du profil, étant donné qu'on passait sans transition d'une pente de 6.2 p. m. à une rampe de 8.5 p. m. Depuis, par suite de l'intercalation d'un palier de 100 mètres, on passe d'une pente de 3 p. m. à une rampe de 3 p. m. Il n'y a aucun ouvrage d'art en ce point et la voie est en alignement droit.

Les chemins de fer de l'État belge déclarent que, sur la ligne de Bruxelles (Q.-L.) à Arlon, on étudie actuellement quels seraient les mesures à prendre et les travaux à faire pour éviter les chocs dus à ce que des raccords en profil vertical se font trop brusquement. Cette administration n'a pas constaté d'autres inconvénients. Cependant, elle rappelle, dans les instructions données au personnel, qu'il faut éviter, en général, de placer l'origine d'une courbe en un point où se trouve déjà un changement d'inclinaison, sinon l'aspect de la voie devient fort mauvais et les véhicules subissent des mouvements anormaux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les chemins de fer de l'Ouest français déclarent que, dans certains cas particuliers, notamment dans les paliers courts intercalés entre de fortes déclivités, les raccordements font l'objet d'une étude spéciale.

Sur les chemins de fer de l'État russe Moscou-Koursk, Moscou-Nijni-Novgorod et Mourom, si deux inclinaisons contiguës sont en sens inverse, on les sépare par un palier, dont la longueur minimum est de 213 mètres.

Les chemins de fer de Vladicaucase suivent à peu près la même règle.

Les chemins de fer anglais du « North Eastern » placent un palier entre deux déclivités raides en sens contraire; ainsi procèdent également les chemins de fer du « Great Eastern », qui adoucissent, en outre, les fortes montées, à leurs sommets, par des traits d'une inclinaison plus légère.

Les chemins de fer de l'Australie de l'Ouest emploient aussi une horizontale entre deux déclivités opposées et relèvent des inconvénients possibles dans le cas où le changement brusque de pente retombe sur une courbe raide.

Les « South Australian Railways », par l'adoption de courbes convenables de raccordement, ont évité les chocs qu'on éprouvait auparavant aux brusques ruptures d'inclinaison.

Les « New South Wales Railways » déclarent que, dans la pratique, lorsque les trains de marchandises s'engagent dans un fond de bateau, c'est-à-dire qu'ils passent d'une pente à une rampe, ils marchent avec le maximum de la vitesse, afin que les attelages soient parfaitement tendus et évitent, de la sorte, les inconvénients de l'adossement des wagons. Ces inconvénients sont bien moins à craindre avec des trains de voyageurs ou de bestiaux, dont les attelages sont plus serrés. La même administration a amélioré le tracé vertical aux points où des pentes remarquables n'avaient pas été suffisamment raccordées avec des montées successives. A un endroit où un changement d'inclinaison coïncidait avec la rencontre de deux courbes en sens contraire, on éprouvait une forte secousse au passage de tous les trains; on a éliminé ce défaut en donnant aux deux courbes une inclinaison constante raccordée graduellement aux pentes contiguës.

Ainsi, le « Pittsburgh & Western Railway » (États-Unis d'Amérique) déclare qu'on ne devrait jamais admettre de changements dans le profil vertical coïncidant avec le changement de direction en planimètrie. Au pied de pentes opposées, on évite les irrégularités dans la marche des trains en faisant agir les freins pneumatiques.

Les ingénieurs allemands se préoccupent beaucoup de ce qui se passe dans la marche des trains où il y a des contre-pentes.

Voici les dispositions de l'Union des chemins de fer allemands à cet égard (1) :

§ 28. — 1° En général, la pente longitudinale maximum ne pourra être supérieure à 25 p. m. (1 : 40);

(1) *Conventions techniques relatives à la construction et à l'exploitation des chemins de fer de premier ordre*, publiées par l'Union des chemins de fer allemands. Berlin, le 1er janvier 1889. (Édition française de Wiesbaden, par G. W. Kreidel, 1890.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2° Les changements de pente doivent être raccordés par des courbes aussi ouvertes que possible. On recommande de raccorder les changements de pente avec un rayon qui ne sera pas inférieur à 2,000 mètres ;

3° On intercalera entre les contre-pentes (lorsque la longueur d'une seule d'entre elles dépasse 1,000 mètres), ou entre les contre-rampes de 5 p. m. (1 : 200) et au delà, une ligne à peu près horizontale. Si la chose est possible, la longueur de cette ligne sera égale à celle d'un train de marchandises.

Cette dernière condition ne sera que bien difficilement réalisable avec des terrains accidentés comme ceux où passent maintes lignes de l'Italie.

D'ailleurs, pour en revenir aux réponses des administrations relativement aux pentes suivies de contre-pentes, il n'est point admissible que des constructeurs de chemins de fer, même dépourvus d'instructions officielles, perdent de vue aujourd'hui la nécessité d'intercaler un palier, ou, tout au moins, une faible inclinaison d'une longueur suffisante, entre deux déclivités en sens contraire.

Dans leurs réponses aux trois premières questions du questionnaire, quelques administrations ont déclaré qu'elles suivaient, quant à la forme des raccordements, l'arc de cercle; d'autres, l'arc de parabole du 2e degré; d'autres, enfin, la succession de plans d'inclinaison graduellement croissante. Dans la pratique, tous ces procédés sont équivalents. Tous les auteurs de traités de chemins de fer traitent cette question, et il serait difficile de dire quelque chose de nouveau à cet égard; un abrégé géométrique de ces raccordements peut, cependant, intéresser nos lecteurs, qui ne regretteront pas qu'on leur rappelle ce qui leur est déjà connu.

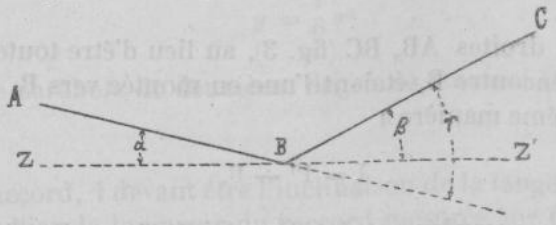


Fig. 2.

Soit à raccorder entre elles les deux inclinaisons AB, BC (fig. 2), et soient I', I'' leurs inclinaisons par rapport à l'horizontale ZZ'; appelons I l'inclinaison de BC sur AB; nous aurons :

$$\text{tang. } \alpha = I' ; \quad \text{tang. } \beta = I'' ; \quad \text{tang. } \gamma = I ;$$

et étant

$$\gamma = \alpha + \beta .$$

nous obtiendrons :

$$\text{tang. } \gamma = \frac{\text{tang. } \alpha + \text{tang. } \beta}{1 - \text{tang. } \alpha \text{ tang. } \beta}$$

ou

$$I = \frac{I' + I''}{1 - I' I''} \qquad (a)$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais, dans les limites de notre question, I′ et I″ sont des quantités très petites, en sorte que le produit I′I″ est négligeable. Un cas qui serait, par exemple, assez défavorable et qui ne se produira probablement jamais, c'est celui de I′ = 0.030, I″ = 0.030. On aurait alors I′I″ = 0.0009, qu'on peut regarder comme un maximum en pratique. Dans ce cas, la valeur exacte de I donnée par la formule (*a*) serait de 0.060054, et en prenant I = I′ + I″ = 0.060, nous commettrions donc une erreur de 0.000054, absolument négligeable. La formule (*a*) peut donc être remplacée par celle-ci :

$$I = I' + I'',$$

c'est-à-dire que le raccordement entre les deux inclinaisons I′ et I″ est pratiquement identique à celui d'une inclinaison I′ + I″ avec l'horizontale.

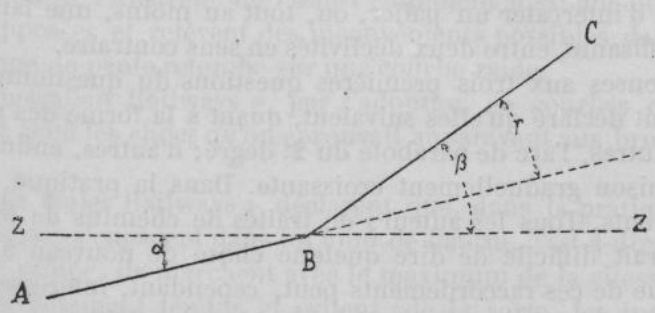


Fig. 3.

Si les deux lignes droites AB, BC (fig. 3), au lieu d'être toutes deux en descente vers leur point de rencontre B, étaient l'une en montée vers B, l'autre en descente, on arriverait de la même manière à

$$I = I'' - I',$$

ce qui signifie que le raccordement des deux inclinaisons I′ et I″, l'une en montée, l'autre en descente vers leur point de rencontre, est également, dans la pratique, identique au raccordement de l'horizontale avec une inclinaison égale à la différence entre les deux inclinaisons données.

Si l'angle B entre les deux inclinaisons, au lieu d'être rentrant, était saillant, cela ne changerait en rien la situation, les deux figures 1 et 2 demeurant identiques, mais renversées.

Nous pouvons donc nous borner à considérer le cas d'une horizontale AB (fig. 4) à raccorder avec une rampe BC, dont nous appellerons I l'inclinaison par rapport à l'horizontale, c'est-à-dire la tangente de l'angle CB*x*. Il convient de ne pas oublier que ce que nous allons exposer servira aussi à la combinaison de deux déclivités quelconques.

La manière la plus naturelle de faire le raccordement c'est d'intercaler entre les deux lignes droites AB, BC, une courbe qui leur soit tangente et dont l'inclinaison

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de la tangente par rapport à l'horizontale varie d'une manière constante depuis l'origine jusqu'à la fin du raccordement.

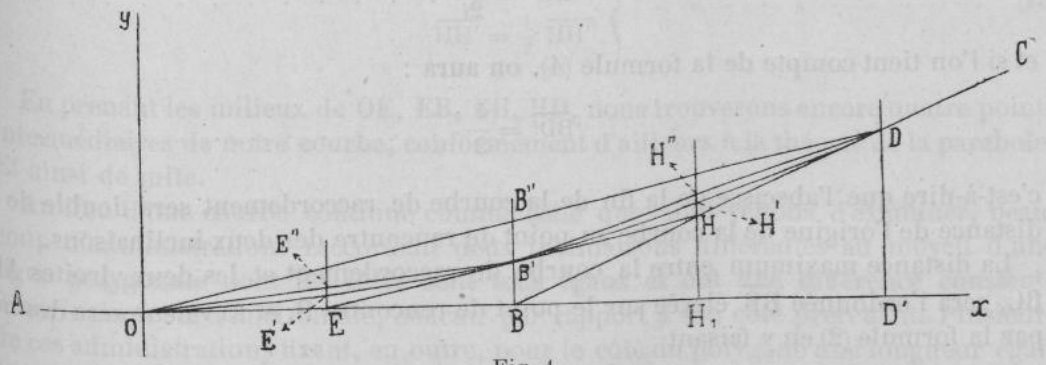


Fig. 4.

Nommons i la variation de la tangente à chaque mètre de projection de la courbe sur AB. Prenons AB comme axe des abscisses et le point O, origine de la courbe, comme origine des coordonnées orthogonales.

Nous aurons :

$$\frac{dy}{dx} = ix \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (1)$$

d'où l'équation de notre courbe

$$y = \frac{i}{2} x^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

qui sera donc une parabole de deuxième degré de sommet O, d'axe Oy et de paramètre $\frac{2}{i}$.

A la fin D du raccord, I devant être l'inclinaison de la tangente, si nous appelons l l'abscisse de D ou bien la longueur du raccord mesurée sur Ox, nous déduisons de la formule (1)

$$I = il \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

et

$$l = \frac{I}{i} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

De la formule (2) nous tirons :

$$\overline{DD'} = \frac{i}{2} l^2. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

ou

$$\overline{DD'} = \frac{I^2}{2i}; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (6)$$

on voit, d'après la figure, que

$$\overline{DD'} = \overline{BD'} \times I;$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

cette égalité combinée avec la formule (6) donne :

$$\overline{BD'} = \frac{I}{2i}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (7)$$

et si l'on tient compte de la formule (4), on aura :

$$\overline{BD'} = \frac{l}{2}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (8)$$

c'est-à-dire que l'abscisse de la fin de la courbe de raccordement sera double de la distance de l'origine de la courbe au point de rencontre des deux inclinaisons.

La distance maximum entre la courbe de raccordement et les deux droites AB, BC, sera l'ordonnée $\overline{BB'}$ élevée sur le point de rencontre B, et sa valeur sera donnée par la formule (2) en y faisant

$$x = \frac{l}{2},$$

d'où nous tirons :

$$\overline{BB'} = \frac{il^2}{8} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (9)$$

qui est l'exhaussement de la voie au milieu du raccord

Les formules (5) et (9) montrent que

$$\overline{BB'} = \frac{1}{4}\overline{DD'}; \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (10)$$

et comme la figure donne

$$\overline{BB''} = \frac{1}{2}\overline{DD'},$$

on obtiendra :

$$\overline{BB'} = \frac{1}{2}\overline{BB''} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (11)$$

c'est-à-dire qu'en tirant la corde OD entre les points extrêmes du raccord et la verticale BB″, ou bien, ce qui est la même chose, la médiane du triangle OBD, notre courbe passe par le milieu de la verticale ou médiane.

De même, avec les formules obtenues jusqu'ici et en considérant la figure 4, si nous prenons le milieu E de OB et que nous tirons OB′, EB′ et la verticale EE″ qui sera médiane du triangle OEB′, nous obtiendrons :

$$\left.\begin{aligned} \overline{EE'} &= \frac{1}{4}\overline{BB'}, \\ \overline{EE'} &= \frac{1}{2}\overline{EE''}, \end{aligned}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad (12)$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

De la même manière

$$\left.\begin{aligned}\overline{HH'} &= \tfrac{1}{4}\,\overline{BB'},\\ \overline{HH'} &= \tfrac{1}{2}\,\overline{HH''}.\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

En prenant les milieux de OE, EB, BH, HD, nous trouverons encore quatre points intermédiaires de notre courbe, conformément d'ailleurs à la théorie de la parabole. Et ainsi de suite.

Au lieu d'une courbe continue comme celle que nous venons d'examiner, beaucoup d'administrations raccordent deux inclinaisons différentes au moyen d'une ligne polygonale dont les côtés sont tous égaux et ont une différence constante d'inclinaison sur l'horizontale, chacun par rapport à son côté précédent. Plusieurs de ces administrations fixent, en outre, pour le côté du polygone une longueur égale à celle du rail dont elles font usage, simplifiant ainsi le mesurage et facilitant les autres opérations que les équipes doivent exécuter pour la formation et pour l'entretien des raccords. Le polygone ainsi obtenu peut être considéré dans la pratique comme circonscrit (ou inscrit) à une parabole égale à celle que nous avons indiquée ci-dessus.

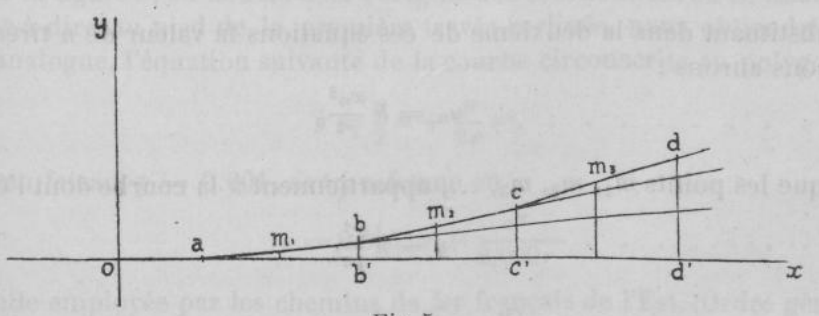


Fig. 5.

Soient Ox, Oy (fig. 5), deux axes orthogonaux et Oy une horizontale, et soit r la longueur du rail ; prenons

$$Oa = \frac{1}{2}\,r,$$

et considérons une ligne polygonale *abcd*... dont les côtés soient tous de longueur égale à r et disposés de manière que leur inclinaison par rapport à l'horizontale Ox, c'est-à-dire la tangente de leur angle avec Ox, augmente de p à chaque côté, en sorte que les pentes respectives de

$$ab, \quad bc, \quad cd\ldots,$$

soient

$$p, \quad 2p, \quad 3p\ldots,$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Considérons les points du milieu

$$m_1, \quad m_2, \quad m_3 \ldots,$$

des côtés successifs. On peut poser :

$$\overline{ab'} = \overline{ab}, \quad \overline{b'c'} = \overline{bc}, \quad \overline{c'd'} = \overline{cd}, \quad \text{etc.},$$

ce qui permettra d'écrire les abscisses de chacun des points m_1, m_2, m_3..., sous la forme de multiples de r; en prenant, en outre, pour simplifier

$$\frac{rp}{2} = k,$$

la figure 5 nous donne aussitôt les ordonnées des points mêmes; nous aurons :

Pour le point m_1 : $x_1 = r$, $\quad y_1 = k$;
— — m_2 : $x_2 = 2r$, $\quad y_2 = k + 3k = 4k$;
— — m_3 : $x_3 = 3r$, $\quad y_3 = k + 3k + 5k = 9k$.

Ainsi, pour le milieu du côté d'ordre n, nous aurons :

$$x_n = nr$$
$$y_n = k + 3k + 5k + \ldots\ldots + (2n - 1)\, k = n^2 k.$$

En substituant dans la deuxième de ces équations la valeur de n tirée de la première, nous aurons :

$$y_n = k \frac{x_n^2}{r^2};$$

On voit que les points m_1, m_2, m_3, ..., appartiennent à la courbe dont l'équation est

$$y = k \frac{x^2}{r^2},$$

ou en substituant à k sa valeur $\frac{rp}{2}$,

$$y = \frac{p}{2r} x^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

Cette courbe est tangente à chacun des côtés du polygone ab, bc, cd, ..., dans leurs points du milieu, car nous aurons :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{r} x,$$

Cette équation, appliquée par exemple au point m_3 où $x = 3r$, donnera :

$$\frac{dy}{dx} = 3p;$$

or, $3p$ est précisément l'inclinaison que nous avons donnée au côté cd par rapport

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

à $0x$. Ainsi, la tangente de la courbe correspondante au milieu du n^{me} côté sera np, qui coïncide avec l'inclinaison du même côté par rapport à $0x$.

En comparant la formule (2) à la formule (14), on s'aperçoit qu'elles sont identiques. En effet, p étant la variation de la tangente à chaque rail de longueur r, si l'on admet que la projection de chaque rail sur l'horizontale soit toujours égale à r (égalité que nous avons admise dans les limites de notre question), $\frac{p}{r}$ sera la variation de l'inclinaison à chaque mètre de longueur de l'abscisse, par conséquent $\frac{p}{r} = i$, d'où

$$\frac{i}{2} = \frac{p}{2r},$$

ce qui établit l'identité de la formule (2) avec la formule (14).

Si nous supposons $i = 0.0001$, il en sera comme si, avec une voie formée de rails de 10 mètres, nous fixions, comme le font précisément plusieurs administrations, le raccord polygonal en augmentant l'inclinaison de 0.001 à chaque rail. L'on tombera ainsi dans la parabole de paramètre $\frac{2}{i}$, ou $\frac{2r}{p}$, ou 20 000.

Si, dans la figure 5, au lieu de fixer l'origine des coordonnées en O, nous la fixions en a, c'est-à-dire au pied de la première travée inclinée, nous obtiendrions, d'une manière analogue, l'équation suivante de la courbe circonscrite au polygone :

$$y = \frac{p}{2}x + \frac{p}{2r}x^2, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

laquelle en faisant $p = 0.001$, se transforme en

$$y = 0.0005x + \frac{x^2}{2{,}000r}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

qui est celle employée par les chemins de fer français de l'Est. (Ordre général I-I du 20 octobre 1881.)

D'ailleurs, les deux courbes d'équation (14) et (15) sont identiques.

Le résultat auquel on parvient en adoptant tout simplement pour le raccord en question un arc de cercle est aussi, pratiquement, identique.

En effet, dans la figure 4, en supposant que OB'D, au lieu d'un arc de parabole soit un arc de cercle de rayon R et avec son centre sur $0y$, l'équation sera

$$x^2 - 2Ry + y^2 = 0,$$

d'où

$$y = \frac{x^2}{2R} + \frac{y^2}{2R} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

Mais, comme dans les limites de notre question R est toujours très grand par rapport à y, on peut négliger la quantité $\frac{y^2}{2R}$, et écrire :

$$y = \frac{x^2}{2R} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Si nous supposons

$$\frac{1}{2R} = \frac{i}{2},$$

ou bien

$$R = \frac{1}{i}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (19)$$

l'équation (2) coïncidera avec la formule (18); c'est-à-dire que pratiquement la parabole se confondra avec notre cercle, dont le rayon sera naturellement la moitié du paramètre $\frac{2}{i}$ de la parabole.

(Dans le cas de $i = 0.0001$, c'est-à-dire quand on varie l'inclinaison de 1 millimètre tous les 10 mètres, on aura :

$$R = \frac{1}{0.0001} = 10{,}000 \text{ mètres.}$$

Tous les rapports déjà obtenus pour la parabole subsistent donc approximativement aussi pour le cercle de rayon R.

En nous arrêtant aux dimensions les plus importantes, l'équation (4), en y faisant $\frac{1}{i} = R$, donnera la longueur totale du raccord, une fois le rayon fixé,

$$l = I \times R; \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (20)$$

d'où l'on tire le rayon du raccord, dès que la longueur a été préalablement établie,

$$R = \frac{l}{I} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (21)$$

. . . . . .

Ici encore le raccord s'étendra sur des longueurs égales des deux côtés de la rencontre des deux inclinaisons, et le déplacement vertical au point de milieu du raccord, soit en correspondance de la rencontre des deux inclinaisons, sera

$$\overline{BB'} = \frac{l^2}{8R} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (22)$$

Tous les rapports entre BB″, BB′, EE″, EE′, HH″, HH′, etc., auront aussi lieu approximativement, et, comme nous le verrons bientôt, ils donneront une méthode pratique pour tracer la courbe.

On obtient un arc de cercle à très peu près identique en considérant directement l'angle formé par les deux inclinaisons à raccorder et en passant de la première à la seconde, moyennant un certain nombre de plans d'égale longueur dont chacun fassé avec le précédent (et le premier aussi bien que le dernier avec les inclinaisons à raccorder) des angles égaux. Cela conduit à considérer les angles au lieu de leurs tangentes, ce qui est, dans le cas actuel, pratiquement admissible.

Les rapports (20), (21), (22), servent au choix de notre raccordement suivant les différentes circonstances locales, qui peuvent nous obliger à ne point dépasser une

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

certaine limite dans la longueur de l ou dans le déplacement vertical $\overline{BB'}$, tandis que, d'autre part, pour ce qui regarde la marche des trains, on devrait préférer les grandes valeurs de R, sans cependant aller trop loin, afin d'éviter des difficultés pratiques dans le tracé altimétrique et dans sa conservation.

A proximité des aiguilles d'une station, par exemple, ainsi que nous l'avons déjà dit, il faudra souvent reculer le raccordement pour ne pas créer des embarras aux manœuvres et ne pas vicier le tracé des appareils. De même, aux abords d'un ouvrage d'art et surtout d'un pont en fer on devra raccourcir la longueur l; dans un tunnel, nous ne pourrons guère admettre une valeur un peu forte de l'exhaussement ou de l'abaissement de la voie, etc.

Voyons maintenant les réponses que les différentes administrations ont données relativement aux rayons de raccordement qu'elles ont adoptés. D'après ce que nous avons déjà dit, nous ne ferons pas de distinction entre une courbe parabolique et une courbe circulaire; nous envisagerons aussi comme des raccords circulaires ceux des administrations se servant d'une succession de plans graduellement inclinés, de la longueur d'un rail, ou bien de 10 mètres de longueur, etc., dont l'inclinaison varie de 0.001, ou 0.002, etc., de l'un à l'autre. Il n'est pas douteux que sur les lignes de ces administrations le très petit angle entre deux plans consécutifs est arrondi, comme le font précisément les administrations qui adoptent la courbe.

Remarquons qu'une des administrations, le « Pittsburgh & Western Railway » (États-Unis d'Amérique), se sert de la parabole au pied des rampes et de l'hyperbole au sommet. Les conditions géométriques suivies par cette administration dans la construction de cette courbe n'étant pas indiquées dans sa réponse, il faut nous borner à cette notice.

Le plus grand rayon figurant dans les réponses est celui de 12,000 mètres des chemins de fer français de l'Ouest et de 11,000 mètres des chemins de fer français du Midi, qui l'emploient dans les voies construites avec des rails de 12 ou 11 mètres.

Le rayon employé par les chemins de fer russes de l'État, Moscou-Koursk, Moscou-Nijni-Novgorod et Mourom, atteint aussi le maximum de 10,000 à 11,000 mètres; il en est de même du South Australian Railway, où le rayon varie cependant suivant les différences des inclinaisons à raccorder.

Sept autres administrations ont adopté le rayon de 10,000 mètres; quelques-unes ajoutent pourtant que sur les lignes de construction ancienne, elles ont des courbes plus étroites. Deux ont un maximum de rayon de 9,000 mètres, trois autres de 6,000 mètres, en y comprenant celui de 20,000 pieds (6,096 mètres) donné par deux compagnies américaines. Cinq ont un rayon de 5,000 mètres, quatre de 3,500 à 3,000 mètres.

Le rayon minimum indiqué ne descend pas en dessous de 2,000 mètres; les chemins de fer de l'État français admettent, exceptionnellement, un minimum de 1,000 mètres, ainsi que les chemins de fer russes du Transcaucase.

Le Central suisse a une seule courbe d'un tel rayon et même moindre, située à

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'entrée d'une station; cette administration a pourtant, en général, un rayon minimum normal de 2,500 mètres.

Quelques lignes, de conditions tout à fait spéciales ou d'écartement réduit, atteignent aussi cette limite de 1,000 mètres.

Ce qui est certain, c'est que pour les lignes n'ayant que des trains à petite vitesse et établies dans des conditions particulières d'inclinaison, de superstructure et de matériel roulant, il doit exister même des rayons en dessous de 1,000 mètres.

Nous avons déjà vu que l'Union des chemins de fer allemands ne fixe pas de rayon de raccord normal; elle n'indique que le minimum de 2,000 mètres. Ce rayon correspond à la flèche de 3.06 millimètres pour l'essieu de milieu d'une voiture à trois essieux de l'écartement de 7 mètres.

Si cependant, on considérait ce déplacement de 3 à 3 $^1/_2$ millimètres comme un maximum, cette limite de 2,000 mètres deviendrait un peu étroite lorsqu'on étendrait l'emploi des voitures à trois essieux d'un plus grand écartement, ainsi que celles de 9 mètres; il faut encore ajouter qu'il y a déjà des locomotives d'un écartement supérieur à 7 mètres dépourvues de dispositions permettant que deux ou plusieurs essieux se trouvent sur un plan d'inclinaison différente de celui de l'ensemble des autres essieux, en faisant, bien entendu, abstraction de l'action des ressorts de suspension.

Il semble qu'on peut quelquefois dépasser cette limite de 3 $^1/_2$ millimètres, car les tassements inégaux de la voie surpassent les 3 millimètres et même les 5 millimètres, comme nous l'avons vu plus haut. Cela prouve que, même dans des dispositions permanentes, cette limite peut être admise par exception, et même dépassée.

Si d'ailleurs quelques administrations ayant des lignes d'une importance primaire et, par suite, un matériel roulant de toutes longueurs, ont des rayons de 1,000 mètres, il est évident que l'on peut atteindre impunément la flèche de 6 millimètres sur 7 mètres d'écartement. Ces mêmes administrations qualifient cependant ce rayon d'exceptionnel, et ce minimum se trouve peut-être sur leurs lignes aux abords de quelques stations, où les trains ralentissent leur marche, ainsi que l'a déclaré le Central suisse.

En revenant aux réponses des administrations sur le rayon de raccordement qu'elles ont adopté, trente d'entre elles, parmi lesquelles presque toutes celles des pays de langue anglaise, ont déclaré ne pas avoir de règles fixes et choisir, suivant les circonstances, le raccordement le plus convenable. C'est d'ailleurs ce qui doit avoir lieu aussi chez les administrations déclarant se servir d'un rayon de courbure réglementaire, surtout lorsque celui-ci a une certaine grandeur, car il leur arrivera souvent de descendre beaucoup en dessous, eu égard à des conditions locales qui ne permettraient pas de longs raccordements. Par exemple, une administration qui ferait normalement ce raccord avec un rayon de 9,000 mètres devra se contenter, dans ses lignes de montagnes ou de terrains accidentés, qu'elles soient anciennes ou en construction, d'un rayon de 3,000 mètres et même moindre.

On ne peut, en effet, espacer partout les changements d'inclinaison de manière

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

qu'il en résulte une longueur d'une centaine de mètres, et même plus, pour y placer la courbe de raccordement. En matière de chemins de fer, comme en bien d'autres choses, il faut souvent renoncer aux règles absolues.

Plusieurs administrations, particulièrement en Russie, n'ayant pas de fortes inclinaisons sur leurs lignes, n'emploient pas de courbes de raccordement.

Le questionnaire détaillé, à la troisième question, demande jusqu'à quelle limite, dans l'étude des projets et dans la construction des ouvrages d'art, on tient compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons.

D'après les réponses de beaucoup d'administrations, on ne peut guère conclure si elles tiennent compte des raccords dans l'étude des projets, ou bien si elles s'en occupent seulement pendant la construction des ouvrages d'art et des terrassements, ou, enfin, si l'on en laisse le soin aux poseurs de la voie.

Cependant, de l'ensemble de leurs réponses, on est porté à croire que bien peu d'administrations ont jugé convenable de tenir compte des raccordements des inclinaisons qui ne diffèrent pas sensiblement entre elles.

Les chemins de fer de l'État autrichien déclarent en tenir compte dans l'étude du profil en long et dans l'exécution des ouvrages d'art, sans excepter formellement les petites différences d'inclinaison. Les chemins de fer du Sud de l'Autriche et le Nord Empereur Ferdinand ne s'occupent des raccords, dans les projets, que lorsque les différences d'inclinaison sont très sensibles, tandis que le Nord-Ouest autrichien n'en tient compte que dans la construction des ouvrages d'art.

La Société autrichienne-hongroise des chemins de fer de l'État ne s'occupe pas, dans les projets, du raccordement de différences d'inclinaison ne dépassant pas 2 p. m.; les chemins de fer de l'État hongrois s'en préoccupent particulièrement dans le cas où le changement de déclivité a lieu sur un ouvrage d'art.

Aux Etats-Unis d'Amérique, le « Pittsburgh & Western », le « New York, New Haven & Hartford », le « Southern Pacific », le « Chesapeake & Ohio » et le « Lehigh Valley » en tiennent compte lorsque la différence est fort sensible.

En France, le chemin de fer du Midi trouve indispensable de se préoccuper du raccordement dans les ouvrages d'art et dans les terrassements, lorsque la différence entre les deux inclinaisons est supérieure à 5 p. m. Les chemins de fer de l'Est s'expriment ainsi dans leur ordre général I-I déjà cité :

§ 27. — Lorsque les pentes sont faibles, il est facile d'établir le raccordement des déclivités en réglant convenablement l'épaisseur du ballast sans modifier la plate-forme des terrassements.

On peut augmenter l'épaisseur du ballast d'une dizaine de centimètres pour raccorder deux déclivités formant un angle rentrant; mais lorsque les déclivités forment un angle saillant, il faut réduire, au contraire, l'épaisseur du ballast, et l'on ne peut pas admettre une diminution d'épaisseur de plus de 5 centimètres.

En dehors de ces limites, la plate-forme devra être modifiée au raccordement des deux déclivités.

Dans la construction des nouvelles lignes, on devra tenir compte des exigences du raccordement des déclivités.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les chemins de fer de l'Ouest tiennent compte des rencontres de deux inclinaisons dans la rédaction des projets de détails des ouvrages d'art, ainsi que dans l'exécution des terrassements où le changement est très marqué.

Sur les chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée, la plate-forme des terrassements est réglée et les ouvrages d'art sont construits en tenant rigoureusement compte des courbes de raccordement.

Dans le Royaume-Uni de Grande-Bretagne et d'Irlande, le « Great Eastern » évite les changements dans le profil en long sur les ouvrages d'art.

Le « London & South Western » tient compte des raccordements dans la rédaction des projets; le « North British », dans l'étude du profil en long entre deux fortes inclinaisons de sens contraire, ménage un palier qui est transformé en une courbe lorsqu'on construit la plate-forme définitive.

Dans les colonies anglaises, le « New Zealand », le « South Australian », le « New South Wales » et le « Natal » s'en préoccupent également.

Sur le « West Australian Railway », les raccordements sont tracés au moment de la formation de l'infrastructure.

En Italie, les chemins de fer de la Méditerranée tiennent compte des raccordements dans la rédaction des projets et dans la construction, lorsque la différence à raccorder est fort prononcée et que la rencontre se fait dans un tunnel. Les chemins de fer méridionaux (réseau de l'Adriatique), dans l'étude du profil des lignes et dans la construction des ouvrages d'art, tiennent compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons jusqu'à la limite de 10 p. m.

Les chemins de fer de l'État de Norvège en tiennent compte, même dans la construction des terrassements.

La Compagnie royale des chemins de fer Portugais suit la même règle.

Les chemins de fer russes évitent que les ruptures dans le profil en long coïncident aux points où il y a des ouvrages d'art, qui sont même, le plus souvent, construits en palier.

Les chemins de fer de l'État serbe en tiennent compte pour les différences de 12 p. m. ou au-dessus.

En Suisse, le chemin de fer du Gothard tient compte de la courbe de raccordement lorsqu'un grand pont métallique est intéressé par la courbe même; à part ce cas, il n'en tient jamais compte dans les travaux d'infrastructure.

Sur les chemins de fer d'Yverdon à Sainte-Croix, de Viège à Zermatt (à crémaillère) et sur le chemin de fer rhétique (écartement de 1 mètre), les raccordements ont été étudiés sur le profil en long et rapportés sur le terrain. C'est précisément ce qu'il faut faire partout où les différences d'inclinaison sont d'une importance extraordinaire.

Les chemins de fer non mentionnés ci-dessus n'ont pas répondu d'une manière catégorique, ou bien ont déclaré ne point tenir compte des raccordements des inclinaisons; plusieurs ont ajouté qu'ils n'ont pas besoin de recourir à cette courbe, n'ayant pas des inclinaisons sensibles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On peut cependant retenir que la plupart des administrations, qui ont répondu négativement, ont voulu faire comprendre qu'elles n'avaient pas de règles officielles à cet égard. Sans doute, les ingénieurs et les agents sous leurs ordres raccordent, de leur propre initiative, les inclinaisons, même lorsque les dessins qu'on leur remet ne portent pas les indications des raccordements, tant dans les tracés des ouvrages d'art que des terrassements. Bien plus, les ingénieurs, au moment de l'exécution des travaux, ne manquent pas de déplacer légèrement les points de rupture du profil en long, surtout lorsqu'il s'agit de s'éloigner d'un pont en fer, des aiguilles d'entrée d'une station, etc.

Quelques administrations, qui déclarent ne tenir aucun compte des changements d'inclinaison, remarquent d'autre part que les ingénieurs et les agents techniques sous leurs ordres, en établissant la plate-forme ont soin de se conformer à des courbes convenables de raccordement et de fournir les données ainsi que les instructions nécessaires aux poseurs de la voie.

Il est certain aussi que toutes les administrations évitent les changements d'inclinaison dans le profil en long sur les ponts métalliques et que, dans les rares circonstances où il faut absolument les admettre, elles adoptent des dispositions spéciales dans les détails des travées.

S'il n'en était pas ainsi, on ne pourrait expliquer l'uniformité des réponses données à la septième question du questionnaire; car il en résulte, qu'à l'exception de quelques cas isolés indiqués ailleurs, il ne s'est jamais présenté de travaux de quelque importance pour supprimer les angles dans les changements d'inclinaison. Ceci témoigne du soin que les constructeurs apportent à arrondir ces angles.

Il est inutile d'observer que les administrations sont tout à fait sans crainte quant à ce détail de leurs lignes, car elles ont répondu presque toutes à la quatrième question, qu'en aucun point de rencontre de deux différentes inclinaisons, elles n'ont dû adopter des diminutions de vitesse, et, quant à celles, en petit nombre, qui ont prescrit des réductions de vitesse, on peut fort bien supposer qu'elles les ont adoptées pour d'autres raisons et non pas à cause du manque ou de l'insuffisance de courbes de raccordement.

Par exemple, le « Chesapeake & Ohio » déclare qu'au bas de deux contre-pentes la vitesse autorisée est de 97 kilomètres (60.3 milles) par heure, et qu'en haut de deux contre-rampes elle est de 40 à 55 kilomètres (24.9 à 34.2 milles) par heure. Il semble que la première vitesse ne puisse être regardée comme une limitation; quant à la seconde, elle peut s'expliquer par la raison qu'on donne aux trains à la montée une vitesse moindre qu'à la descente, ou bien qu'on fut porté à réduire la vitesse pour éviter la rupture des attelages.

Quoi qu'il en soit, comme pratiquement ces courbes de raccord sont nécessaires dans les changements sensibles et qu'elles sont effectivement pratiquées, il semble à propos de les prévoir lors de l'établissement du profil en long. Cette mesure doit moins avoir pour but de les indiquer sur le profil, parce que sur les lignes accidentées il en pourrait résulter de la confusion, que d'éviter les ruptures de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

niveau aux endroits où elles gêneraient le constructeur en l'obligeant à avoir recours à d'autres moyens, même au détriment de la parfaite régularité du tracé.

En étudiant les ouvrages d'art, il conviendrait aussi de se préoccuper des raccordements; comme, par exemple, quand il s'agit d'un pont même en maçonnerie. Car si l'on construisait sans en tenir compte, l'abaissement de la voie pourrait présenter des difficultés et être même impossible, tandis qu'un exhaussement causerait une surcharge de ballast. L'on aurait, en outre, dans les deux cas, l'inconvénient de la hauteur non uniforme des parapets relativement à la voie. Il faut remarquer que, sans exagérer dans la longueur des rayons de raccordement, le déplacement vertical de la voie sur des lignes ayant des pentes de 15 p. m. peut atteindre 22 centimètres et arriver jusqu'à 45 centimètres avec des pentes de 30 p. m., ainsi qu'on le voit dans le tableau ci-après. Je vais maintenant parler des moyens adoptés par les différentes administrations pour que les équipes des poseurs obtiennent de bons raccordements, soit au moment de la pose de la voie, soit pendant l'entretien. De toutes les administrations qui ont répondu à la deuxième question, trente ont déclaré que les équipes se règlent d'après le coup d'œil; d'autres remettent aux poseurs des tableaux; d'autres chargent les ingénieurs de fixer sur place les ordonnées de points assez rapprochés; d'autres enfin se bornent à prescrire la longueur du raccordement et la valeur de l'exhaussement ou de l'abaissement de la voie au milieu de la courbe. Il y en a qui, au moment de l'établissement de la plate-forme des terrassements, placent des piquets auxquels se rapportent les poseurs de la voie.

Les deux administrations françaises des chemins de fer de l'État et d'Orléans suivent la règle des flèches proportionnelles, comme on l'appelle ordinairement, en citant précisément le manuel de Henri Salin, où cette méthode est mise à la portée des chefs d'équipe (1).

Max Edler von Leber, dans sa note citée au commencement de ce rapport, recommande aussi cette méthode. Elle est tellement pratique que je ne puis m'empêcher de la transcrire telle qu'elle est exposée dans le manuel susdit, ce qui ne peut manquer d'être de quelque utilité à ceux qui auront à s'occuper plus ou moins directement de la pose et de l'entretien des voies.

M. Salin se rapporte naturellement à la règle de 1 millimètre par 10 mètres en vigueur sur le réseau de son administration. Mais il va sans dire que cette méthode peut être appliquée à des raccordements de tout rayon qui diffère de 10,000 mètres. La règle est fondée sur les propriétés de la parabole qui s'étendent, dans notre cas, à l'arc de cercle, ainsi que nous l'avons exposé.

---

(1) *Manuel pratique des poseurs de voies de chemins de fer*, par Henri Salin, inspecteur de la voie au Chemin de fer d'Orléans. Nouvelle édition, Paris, Dunod, 1889 (p. 71 et suiv.) *Voir* aussi *Handbuch für specielle Eisenbahn Technick*, par Heusinger von Waldegg, 1877, t. I, chap. VIII, § 3, où est reproduite, d'après une instruction du chemin de fer d'Orléans, une méthode numérique du tracé des raccordements avec le rayon de 10,000 mètres. Pour étendre cette méthode aux autres rayons, il faudra cependant avoir pour chacun d'eux une épure distincte.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Lorsque la voie arrive à un changement de pente, il ne faut pas passer brusquement de l'une à l'autre, mais on doit les raccorder par une succession de plans ayant chacun 10 mètres de longueur pour chaque différence de pente de 1 millimètre.

Le raccordement est toujours établi, moitié en deçà, moitié au delà du point d'intersection indiqué par le piquet ou le poteau de changement de pente.

Cette précaution est surtout importante pour les angles rentrants du profil en long, comme, par exemple, pour le passage d'un palier à une rampe.

Cependant il faut raccorder de même les angles saillants, tels que ceux qui existent au passage d'un palier à une pente, en réduisant si l'on veut dans ce cas la longueur du raccordement (1).

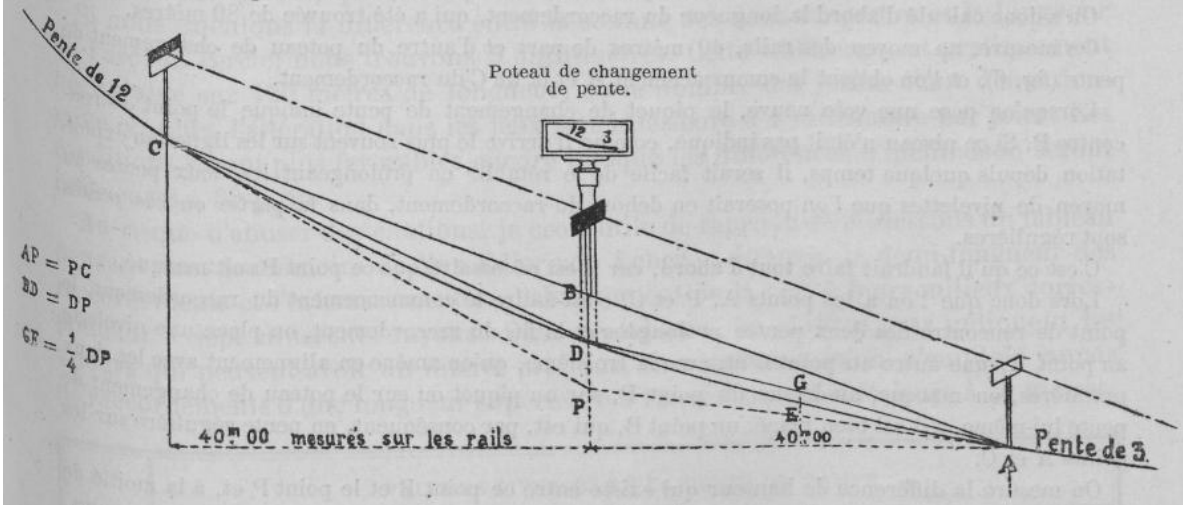


Fig. 6. — Raccordement d'une pente de 3 millimètres et d'une pente de 12 millimètres. Profil en long.

Pour les raccordements des pentes, on peut se servir de la courbe à flèches proportionnelles... Rien n'est plus pratique ni plus simple, car il ne faut aucun calcul difficile, et les seuls instruments à employer sont les nivelettes de poseurs.

La première chose à faire est de déterminer la longueur du raccordement. Supposons qu'il s'agisse d'une pente de 3 millimètres et d'une pente de 12 millimètres, à la rencontre desquelles il se forme un angle rentrant P (fig. 6).

D'après ce qui a été dit plus haut, il faut faire le raccordement moitié dans la direction de la pente de 12 millimètres et moitié vers la pente de 3 millimètres. Ce raccordement doit avoir autant de fois 10 mètres de longueur qu'il y a de millimètres compris entre 3 et 12, c'est-à-dire huit fois 10 mètres, ou 80 mètres.

Le raccordement qui aura 80 mètres de longueur se fera donc sur 40 mètres de chaque côté du poteau indicateur de changement de pente, ou, ce qui est la même chose, du point de rencontre P des deux pentes prolongées.

On peut maintenant établir la règle suivante : la longueur du raccordement s'obtient en faisant la différence des deux pentes, en retranchant 1 et en multipliant par 10.

(1) D'après ce que j'ai exposé, en fixant la longueur du raccordement, je ne ferai pas de distinction entre l'angle rentrant et l'angle saillant.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Exemples : Raccordement entre les pentes de 3 et de 12.

$$12 - 3 = 9; \qquad 9 - 1 = 8$$
$$8 \times 10 = 80 \text{ mètres.}$$

Raccordement entre un palier et une pente de 10.

$$10 - 0 = 10; \qquad 10 - 1 = 9$$
$$9 \times 10 = 90 \text{ mètres.}$$

On a donc calculé d'abord la longueur du raccordement, qui a été trouvée de 80 mètres.

On mesure, au moyen des rails, 40 mètres de part et d'autre du poteau de changement de pente (fig. 6), et l'on obtient le commencement A et la fin C du raccordement.

Lorsqu'on pose une voie neuve, le piquet de changement de pente indique le point de rencontre P. Si ce niveau n'était pas indiqué, comme il arrive le plus souvent sur les lignes en exploitation depuis quelque temps, il serait facile de le rétablir en prolongeant les deux pentes au moyen de nivelettes que l'on poserait en dehors du raccordement, dans la partie où ces pentes sont régulières.

C'est ce qu'il faudrait faire tout d'abord, car il est nécessaire que ce point P soit marqué.

Lors donc que l'on a les points A, P et C, c'est-à-dire le commencement du raccordement, le point de rencontre des deux pentes prolongées et la fin du raccordement, on place une nivelette au point A, une autre au point C et, avec la troisième, qu'on amène en alignement avec les deux premières, on marque, au-dessus du point P, sur un piquet ou sur le poteau de changement de pente lui-même, s'il est bien placé, un point B, qui est, par conséquent, en pente régulière sur les points A et C.

On mesure la différence de hauteur qui existe entre ce point B et le point P et, à la moitié de cette hauteur, on a le niveau D, auquel le rail devra être amené.

On a trouvé, par exemple, de P à B, 18 centimètres. Le milieu sera donc à 9 centimètres de ces deux points. Cette dernière cote est à retenir.

On rapporte les nivelettes aux points A et D et au milieu de la corde AD on marque sur un piquet, avec la troisième nivelette, le point G. Au-dessous de ce point et au quart de la flèche précédente DP, on obtient un nouveau point de hauteur de la voie, E.

Le quart de 9 centimètres est de 2 1/4 centimètres; par conséquent, le point E est à 2 1/4 centimètres au-dessous du point G marqué avec la nivelette.

On continue ainsi des deux côtés du poteau de changement de pente, en rapprochant les points autant qu'on le veut et en prenant toujours au milieu des lignes successives, ou cordes, tracées par les nivelettes, le quart de la flèche précédente. Lorsqu'on a tous les points marqués sur des piquets, on amène la voie à hauteur avec la règle et la bulle en face de chacun des piquets, et l'on raccorde à l'œil, ensuite, d'un piquet à l'autre. On procède de la même façon dans tous les cas et il est tout aussi facile de tracer le raccordement des angles saillants que des angles rentrants du profil en long. Il faut seulement, dans tout cela, un peu d'attention et de méthode. Ainsi, on commence par planter, à 2 mètres du rail, tous les piquets sur lesquels on veut marquer le niveau de la voie. Dans l'exemple de la figure 6, on planterait des piquets au commencement A, à la fin du raccordement C, et au changement de pentes P, puis d'autres piquets au milieu de ces divisions nouvelles; de sorte que les piquets seraient à 10 mètres les uns des autres. Il est inutile de les rapprocher davantage.

Les piquets une fois plantés, le reste va tout seul.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pendant l'entretien, surtout des lignes de construction ancienne, il arrive souvent que l'on ait à régler le raccordement aux points de rencontre de différentes déclivités. Cela amène naturellement à une petite altération dans la voie; les poseurs ne trouvent pas de difficultés dans ce travail, car, au moyen de petites variations dans les jeux des joints, cette légère différence se rachète pour ainsi dire d'elle-même sans que les équipes la relèvent. Supposons le cas assez rare de la rencontre d'un palier avec une pente de 30 p. m. Pour ne pas exagérer la longueur du raccordement, fixons-la à 120 mètres, qui correspondent au rayon de 4,000 mètres.

Si nous calculons la différence entre la somme des deux tangentes et la longueur de l'arc de cercle, nous trouvons 9 millimètres. Cette différence est pratiquement négligeable sur 120 mètres de longueur, où le nombre des joints étant d'une douzaine ou plus, l'altération dans les jeux sera inférieure à 1 millimètre par joint. Les conditions seront plus favorables encore lorsque les différences d'inclinaison seront inférieures à 30 p. m.

Au risque d'abuser des citations, je crois utile de reproduire ci-dessous un tableau figurant dans le mémoire de Max Edler von Leber et donnant la demi-longueur des raccordements et l'exhaussement ou l'abaissement de la voie à leurs milieux correspondant à sept différents rayons. Dans ce tableau, les chiffres gras indiquent les valeurs qui peuvent avoir un intérêt pratique, en admettant qu'on n'emploie jamais de raccordements d'une longueur supérieure à 120 mètres, ni inférieure à 20 mètres.

RAYONS.	VALEURS DIVERSES DE LA PENTE OU RAMPE.																	
	0.030		0.025		0.020		0.015		0.010		0.005		0.004		0.003		0.002	
	Demi-longueurs des raccordements (mètres); valeurs des exhaussements ou abaissements de la voie (centimètres).																	
m.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.	m.	cm.
12,000	180	135	150	94	120	60	90	34	**60**	**15**	**30**	**4**	**24**	**2**	**18**	**1**	**12**	**1**
8,000	120	90	100	62	80	40	**60**	**22**	**40**	**10**	**20**	**3**	**16**	**2**	**12**	**1**	8	...
6,000	90	67	75	47	**60**	**30**	**45**	**17**	**30**	**7**	**15**	**2**	**12**	**1**	9	1	6	...
4,000	**60**	**45**	**50**	**31**	**40**	**20**	**30**	**11**	**20**	**5**	**10**	**1**	8	1	6	...	4	...
3,000	**45**	**34**	**37.5**	**23**	**30**	**15**	**22.5**	**8**	**15**	**4**	7.5	1	6	1	4.5	...	3	...
2,000	**30**	**22**	**25.0**	**16**	**20**	**10**	**15.0**	**6**	**10**	**2**	5.0	1	4	...	3.0	...	2	...
1,500	**22.5**	**17**	**18.7**	**12**	**15**	**7**	**11.2**	**4**	7.5	**2**	3.7	...	3	...	2.2	...	1.5	...

Ces limites données, M. von Leber conseille l'adoption de quatre rayons seulement, selon le maximum de pente (P) et la vitesse des trains (V) qui parcourent les lignes :

R = 1,500 mètres, pays de montagnes, avec $0.015 < P < 0.050$ et 30 km. $> V >$ 10 km.
R = 3,000 — terrain accidenté, — $0.010 < P < 0.030$ et 60 — $> V >$ 30 —
R = 6,000 — — inégal, — $0.005 < P < 0.015$ et 80 — $> V >$ 60 —
R = 12,000 — pays de plaine, — $0.000 < P < 0.005$ et 100 — $> V >$ 80 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour les pays de montagnes, il faudrait, à mon avis, considérer R = 1,500 mètres comme un minimum qu'on ne doit adopter que lorsque de plus grands rayons ne sont pas possibles. C'est sans doute dans ce but que M. Max Edler von Leber a proposé ce rayon. Il faut effectivement remarquer que sur les lignes à fortes pentes les véhicules des autres lignes circulent généralement aussi, et que bien souvent dans les descentes la vitesse des trains dépasse la vitesse réglementaire, quelle que soit la surveillance exercée.

Il semble donc à propos de faire des raccordements moins raides toutes les fois que la chose sera possible.

RÉSUMÉ.

Lorsque deux inclinaisons différentes du profil ne sont point raccordées ou bien qu'elles le sont d'une manière insuffisante, il en résulte, pour un véhicule à trois essieux, une tendance de l'essieu du milieu à se soulever toutes les fois que l'angle est rentrant; tandis que cette tendance existe dans l'essieu antérieur lorsque l'angle est saillant.

La même chose a lieu pour les machines et les véhicules ayant plus de trois essieux, lorsque ceux-ci ne sont pas subdivisés en groupes, de manière qu'il soit possible à une partie des essieux de se ranger sur un plan incliné autre que celui sur lequel se trouvent les autres essieux.

Cet effet se réduit à des valeurs admissibles même pour des courbes d'un rayon modéré, par exemple de 2,000 mètres, qui, pour des véhicules à trois essieux de 7 mètres d'écartement total, porte à 3 millimètres la flèche en correspondance de l'essieu du milieu.

Un angle saillant assez marqué et sans raccordement, au sommet d'une forte rampe suivie du palier d'une station, par exemple, pourrait être dangereux pour un train ayant une machine en queue, et cela surtout au moment où tout le train, à l'exception de la machine de queue, se trouve déjà sur le palier. Celle-ci, dans un arrêt trop brusque de la machine de tête, agirait de sa puissance vive sur le dernier véhicule, dont la partie postérieure pourrait se soulever et se détacher des rails.

Un angle rentrant assez marqué et sans raccordement au pied d'une forte pente suivie immédiatement d'un palier serait nuisible surtout sur un pont en fer, à cause des chocs qui se répètent à chaque passage de roue.

On peut éviter ces deux inconvénients par des courbes d'un rayon modéré.

A l'endroit où une pente longue et sensible est suivie d'un palier, la partie postérieure du train s'adosse sur la partie antérieure et tout le train sur la machine, en causant des mouvements anormaux du train, des efforts anormaux contre les rails et parfois des dérangements de la voie.

A l'endroit où une forte rampe est suivie d'un palier, il se produit un violent effort de traction de la machine sur tout le train, ainsi que de la partie d'avant du train sur celle d'arrière, en causant parfois la rupture des attelages et la division du train en deux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Par les courbes de raccordement, même d'un grand rayon, on n'évite qu'en partie ces deux derniers inconvénients. Ce que le constructeur peut faire, c'est de séparer les contre-pentes en ménageant une ligne à peu près horizontale, d'une longueur convenable et, si possible, égale à celle d'un train de marchandises.

Si la rencontre de deux différentes inclinaisons du profil et le passage d'une ligne droite à une courbe, dans le plan horizontal, ou *vice versa*, coïncident ou sont à proximité l'une de l'autre, il en résultera une circonstance défavorable à la marche des trains.

Les administrations qui ont spécifié la forme des raccordements adoptés ont mentionné le cercle, la parabole et la succession de plans graduellement inclinés. J'ai jugé intéressant d'exposer dans mon rapport les éléments de ces raccordements, qui peuvent être tous considérés comme circulaires de rayons déterminés.

Cela étant, les rayons adoptés varient entre des limites très grandes, c'est-à-dire depuis 12,000, 11,000, 10,000 jusqu'à 3,000 et 2,000 mètres.

Quelques administrations même, ayant des lignes d'une grande importance, ont exceptionnellement des raccordements du rayon de 1,000 mètres; on laisse de côté, bien entendu, les lignes à conditions particulières de pentes, de superstructure et de matériel roulant, sur lesquelles on peut employer normalement un rayon de 1,000 mètres et même moindre.

Pour les lignes ordinaires, comme il existe déjà, avec le rayon de 2,000 mètres, une flèche de 3 millimètres sur 7 mètres de corde, et qu'on a des voitures à écartement rigide supérieur à 7 mètres et atteignant sur certains réseaux 9 mètres, j'estime qu'il conviendrait d'élever à 3,000 mètres le minimum ordinaire et de réserver les rayons inférieurs aux cas où l'on ne peut absolument ménager des courbes plus grandes. C'est seulement aux endroits où les trains marchent toujours à une vitesse réduite, que l'on peut descendre à un rayon de 1,000 mètres.

J'ai résumé dans mon rapport les réponses des administrations indiquant ce qu'elles font pour obtenir et conserver de bons raccordements. Ces réponses sont très différentes les unes des autres. En effet, en ce qui concerne l'étude des projets et leur exécution, on va depuis les administrations qui tiennent compte des raccordements dans l'étude du profil en long jusqu'à celles qui n'y songent qu'au moment de la pose de la voie, et en ce qui concerne l'entretien, depuis les compagnies qui fixent au moyen de piquets les ordonnées des raccordements jusqu'à celles qui s'en remettent au coup d'œil du personnel.

Tous ces systèmes mènent à des raccordements pratiquement admissibles. On n'a jamais dû, en effet, sauf dans quelques cas tout à fait isolés, exécuter de travaux d'une certaine importance sur des lignes en exploitation pour supprimer des angles trop brusques dans le profil vertical; de même, on n'a jamais dû recourir à des réductions de vitesse dans la marche des trains à la rencontre de deux différentes inclinaisons.

Il serait pourtant à souhaiter que, dans l'étude des profils en long, les ingénieurs songeassent à la nécessité des courbes de raccordement pour en faciliter la construc-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tion au moment de la pose de la voie, sans qu'on soit obligé d'avoir recours à des expédients, même au détriment de la parfaite régularité du tracé. Quant à l'entretien, toute méthode qui, par sa simplicité, est à la portée des chefs d'équipe, est sans nul doute la préférable : telle est notamment la méthode des flèches proportionnelles, adoptée par les chemins de fer français de l'État et d'Orléans.

CONCLUSIONS.

I

a) On obtient le raccordement de deux différentes inclinaisons au moyen de courbes ou de séries de plans inclinés, qui, en pratique, coïncident avec des arcs de cercles d'un rayon variant de 12,000 à 2,000 mètres; ce n'est que par exception que le rayon descend jusqu'à 1,000 mètres;

b) Dans les nouvelles constructions et dans les renouvellements de la voie, le rayon minimum ordinaire de 3,000 mètres semble le mieux indiqué.

II

Dans la rédaction des projets, il est désirable que les ingénieurs se préoccupent de la nécessité des raccordements entre les différentes inclinaisons du profil et qu'ils cherchent à :

a) Séparer les contre-pentes sensibles par une ligne horizontale, ou à peu près, d'une longueur suffisante, et égale, si la chose est possible, à celle d'un train de marchandises;

b) Éviter que la rencontre de deux inclinaisons du profil coïncide avec le passage en plan d'un alignement droit à une courbe, ou *vice versa*. Espacer convenablement ces points, de manière à éviter que la courbe de raccordement des deux inclinaisons entre dans le champ du raccordement du dévers du rail extérieur de la courbe en planimétrie;

c) Espacer les changements d'inclinaison dans le profil en long de manière à laisser une place suffisante pour des courbes régulières de raccordement vertical;

d) Placer le changement d'inclinaison de manière que la courbe de raccordement puisse se développer sans intéresser les aiguilles d'entrée des stations ou les ouvrages d'art les plus importants, surtout s'il s'agit de ponts en fer.

Si la rencontre de deux inclinaisons ou la courbe de raccordement tombait sur un ouvrage d'art important, il faudrait en tenir compte dans l'étude des détails de cet ouvrage, lorsqu'il s'agit de différences sensibles d'inclinaison. On ne peut jamais s'en dispenser quand il s'agit d'un pont métallique d'une certaine portée.

III

Tous les systèmes employés par les administrations pour effectuer le tracé des raccordements conduisent à des résultats satisfaisants. La méthode des flèches proportionnelles est particulièrement recommandable par sa simplicité.

Septembre 1899.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.113]

EXPOSÉ N° 4

Par M. VAN BOGAERT,

INGÉNIEUR PRINCIPAL AUX CHEMINS DE FER DE L'ÉTAT BELGE.

Un questionnaire détaillé reproduit à l'annexe n° 2, a été établi par les rapporteurs et envoyé aux administrations faisant partie de l'Association du Congrès; soixante-sept d'entre elles ont bien voulu nous faire parvenir les renseignements demandés, lesquels ont été résumés dans l'annexe n° 3.

Il semblait probable, et il résulte d'ailleurs des réponses de ces administrations, que la question présente peu d'intérêt pour les lignes à inclinaisons faibles (ne dépassant pas sensiblement $^1/_{100}$); aussi, nombre d'administrations de chemins de fer, où les vitesses des trains sont pourtant des plus fortes, n'ont pas de règle pour la pose des raccordements verticaux en profil; elles laissent ces raccordements se faire par le service d'exécution qui juge d'après le coup d'œil; d'autres administrations raccordent par une courbe de rayon constant, ou par un palier de longueur constante, quelle que soit l'inclinaison. Cela ne donne lieu à aucun inconvénient pour les lignes à faibles inclinaisons. Le « London & North Western Railway, » où les vitesses sont grandes, a adopté un rayon constant de 1,000 mètres seulement, ce qui donne une flèche de 10 millimètres sur la longueur de l'empattement de la plus grande locomotive (9 mètres).

Examinons d'abord le raccord d'une pente à un palier ou à une rampe.

Nous annexons à notre rapport une note de M. Ramaeckers, secrétaire général du ministère des chemins de fer de Belgique et président de la Commission des gares de Bruxelles, étudiant les conditions dans lesquelles les fortes inclinaisons doivent être raccordées aux paliers; il s'agit dans cette note du raccordement d'une *pente à un*

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

palier au sortir d'une station importante où tous les trains font arrêt. L'auteur de la note recherche, théoriquement, quelles doivent être, pour un rayon R de courbe et une longueur L de train, les conditions de circulation pour que les véhicules soient tous reliés par des attelages tendus. Dans ces conditions, il n'y aurait aucun choc à craindre pour une pente de $^1/_{50}$. M. Ramaeckers démontre, le train étant supposé homogène, qu'il suffit que la valeur de R soit de 2,500 mètres, lorsqu'on suppose une force de remorque de 3,000 kilogrammes.

Mais les conditions sont tout autres en pleine voie pour des trains roulant à de grandes vitesses; il est intéressant d'examiner un diagramme donnant la vitesse et la force de remorque d'un express de 190 tonnes, sans la locomotive, ainsi que le profil de la voie du « North Eastern Railway » (1). Cette administration est une de celles qui ont répondu à la première question : on intercale entre les pentes et les rampes une partie de niveau; mais il n'y a pas de règle.

Entre Little Mill et Fallowden, il existe une pente de $^1/_{150}$ sur 4 kilomètres de longueur environ suivie d'un palier : on voit que la force de remorque à 2 kilomètres de part et d'autre du pied de la pente est sensiblement constante et égale à 1 $^5/_8$ de tonne, la vitesse relevée en ce point était de 104 kilomètres à l'heure.

L'examen du diagramme montre aussi qu'il y a des changements assez brusques dans la force de remorque aux sommets des rampes; la courbe de la force de remorque y présente des sommets; mais ces perturbations ne sont pas comparables aux changements brusques produits en pleine voie par un ralentissement et un arrêt devant un signal fermé : la force de remorque passe de 2 tonnes à 0 pour remonter à 6 tonnes, puis retomber à 0; tout cela sur une longueur de 300 mètres; de même, on voit en certains points, en pleine voie, la force de remorque tomber, sans que rien le justifie dans le profil, de 2 $^3/_8$ tonnes à 0 pour remonter à 4 tonnes. C'est probablement la fermeture du modérateur qui produit ces à-coups. Ce diagramme donne la démonstration, beaucoup mieux qu'aucun calcul ne pourrait le faire, de la suffisance des moyens adoptés par la Compagnie du « North Eastern Railway » pour raccorder les pentes aux rampes et inversement.

Supposons maintenant des inclinaisons plus fortes comprises entre $^1/_{100}$ et $^1/_{50}$. Si la pente est longue et si le train est lancé déjà à grande vitesse en abordant la pente, il viendra un moment où le machiniste ne pourra plus accélérer sa vitesse, parce qu'elle deviendrait dangereuse, et alors la force de remorque deviendra nulle puis négative; en effet, les voitures ont un coefficient de résistance au roulement à peu près de moitié de celui de la locomotive : ce coefficient est compris entre 1.6 et 10 kilogrammes par tonne, croissant avec la vitesse; il s'ensuit que si la vitesse est déjà très grande, quand un train aborde une pente de plus de $^1/_{100}$ et si la pente est assez longue, les voitures auront un mouvement accéléré par rapport à la locomotive, la force de remorque s'annulera ou deviendra négative. Il se peut aussi que la vitesse

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, septembre 1899, page 1244, article de M. Walter M. Smith,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

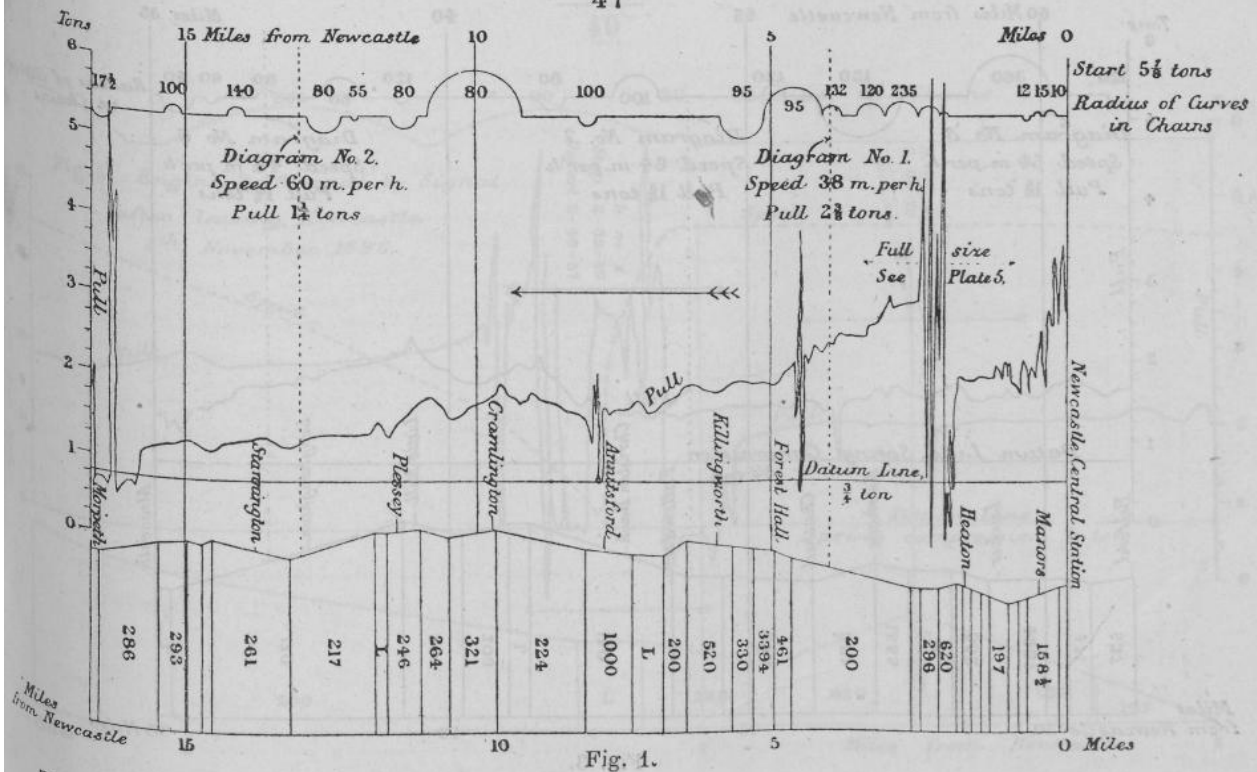


Fig. 1.

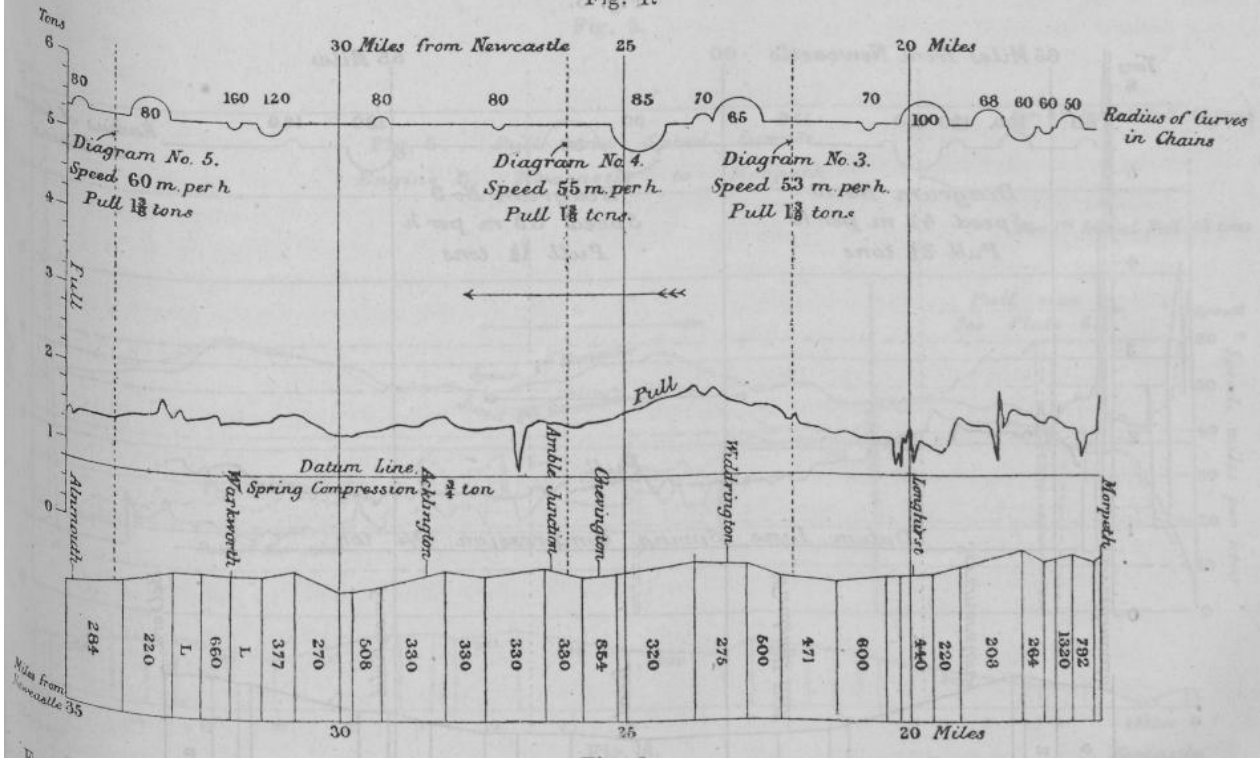


Fig. 2.

EXPLICATION DES TERMES ANGLAIS. — *Tons* = Tonnes. *Miles from* = Milles à partir de. *Speed, m. per h.* = Vitesse, milles par heure. *Pull* = Effort de traction. *Full size* = Grandeur naturelle. *See Plate* = Voyez figure. *Datum Line* = Ligne de terre. *Start* = Départ. *Radius of Curves in Chains* = Rayons des courbes en chaînes (1 chaîne = 20 mètres). *Spring Compression* = Compression des ressorts.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

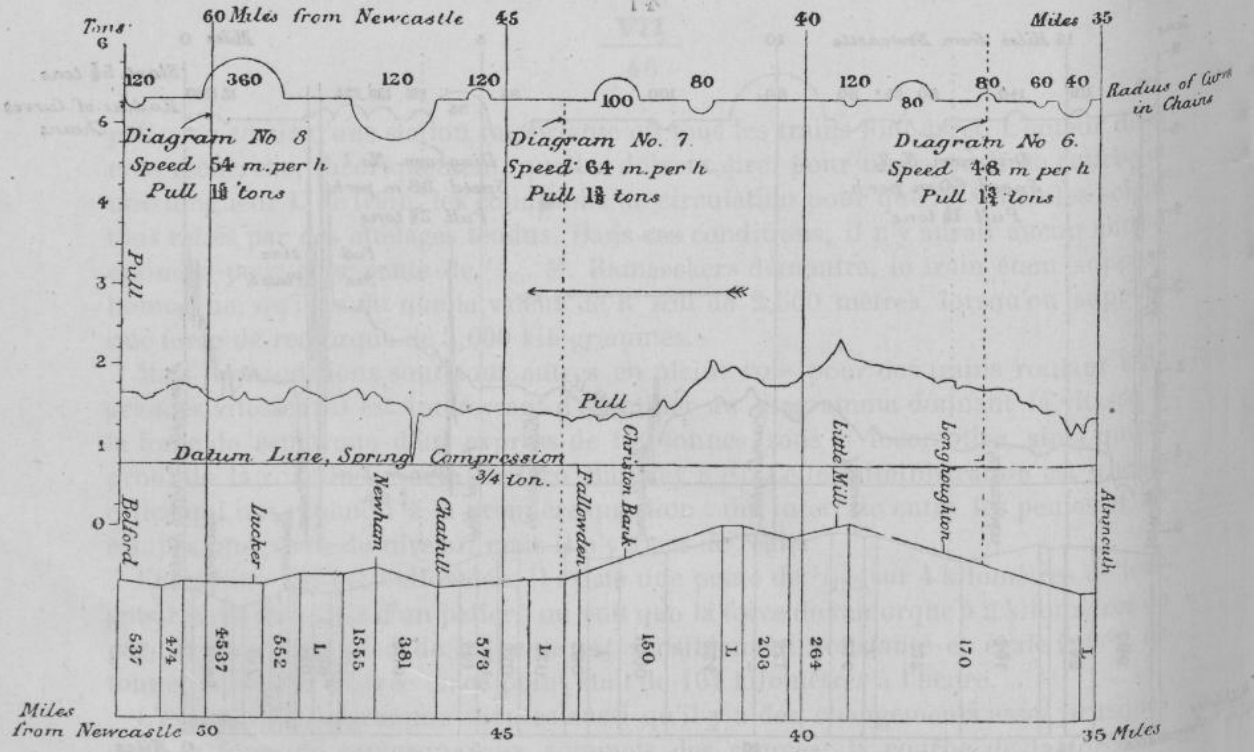


Fig. 3.

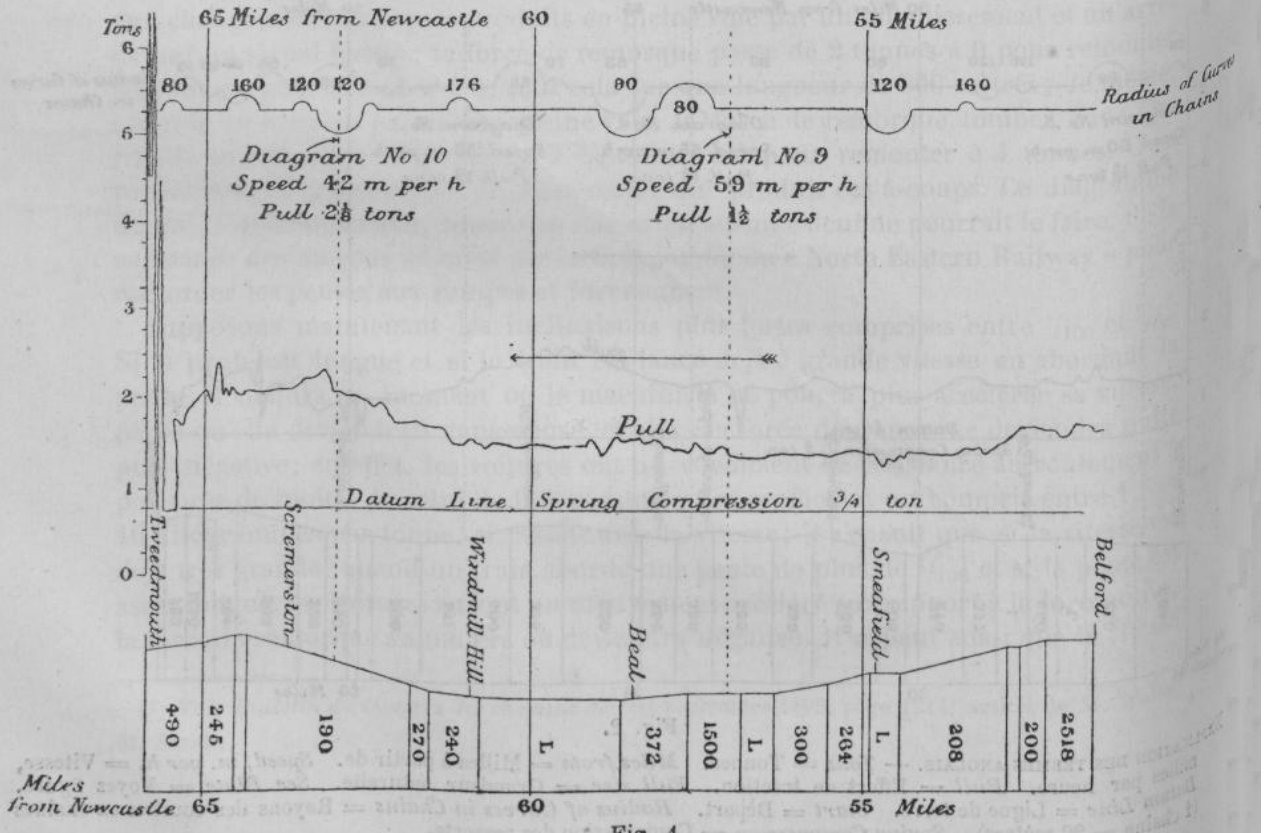


Fig. 4.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

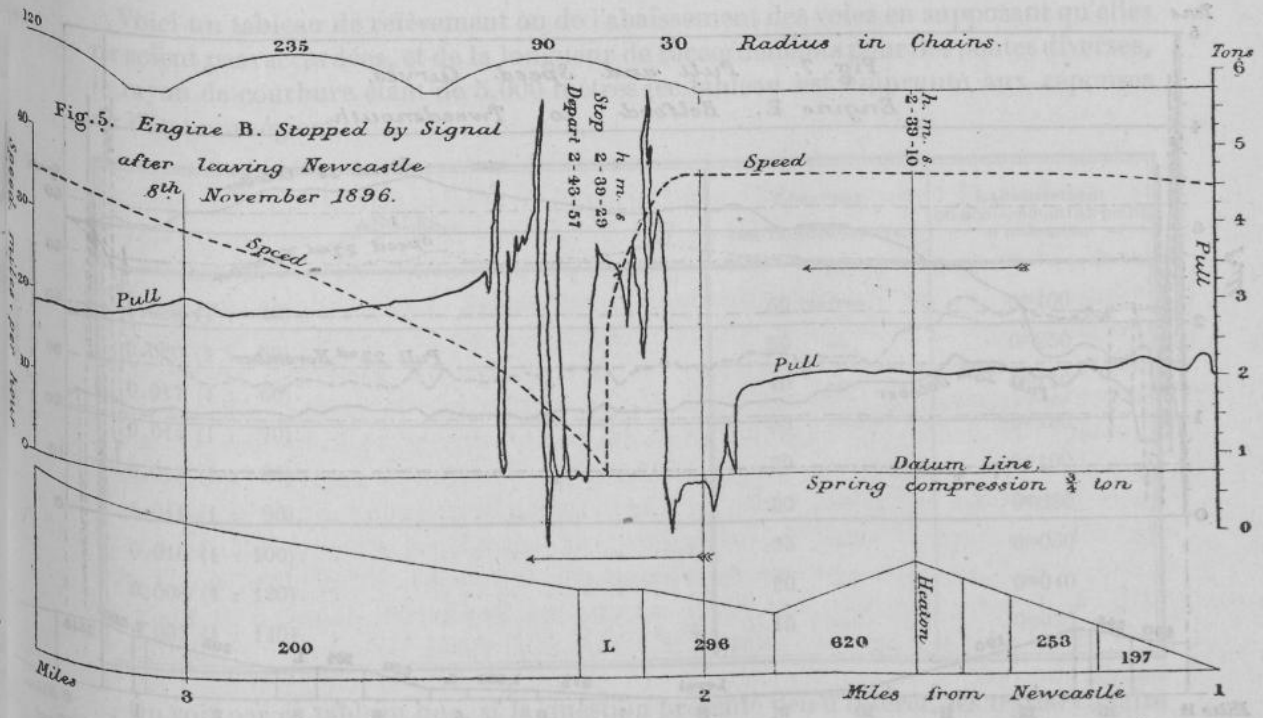


Fig. 5.

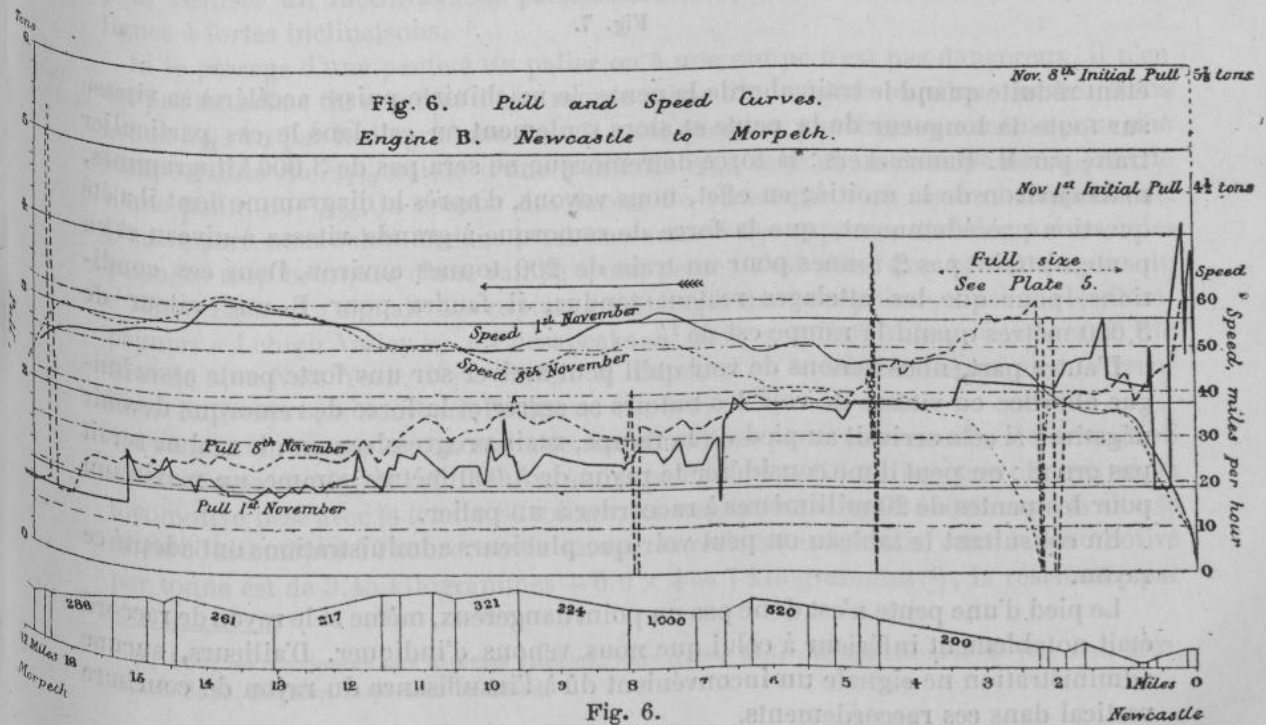


Fig. 6.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

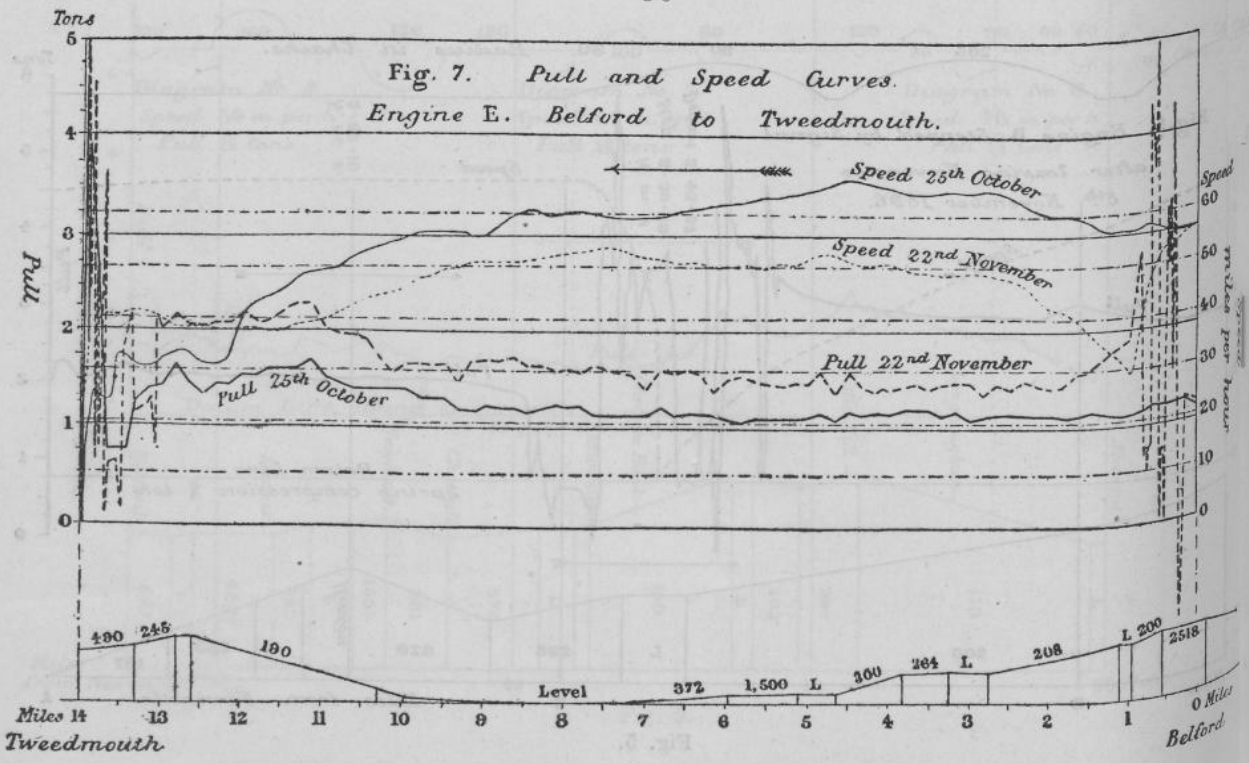


Fig. 7. *Pull and Speed Curves. Engine E. Belford to Tweedmouth.*

Fig. 7.

étant réduite quand le train aborde la pente, le machiniste puisse accélérer sa vitesse sur toute la longueur de la pente et alors seulement on est dans le cas particulier traité par M. Ramaeckers : la force de remorque ne sera pas de 3,000 kilogrammes, mais environ de la moitié ; en effet, nous voyons, d'après le diagramme dont il a été question précédemment, que la force de remorque à grande vitesse à niveau et en pente n'atteint pas 2 tonnes pour un train de 200 tonnes environ. Dans ces conditions, pour que les attelages restent tendus, il faudra pour R une valeur de 5,000 mètres quand la rampe est de $^1/_{50}$.

D'autre part, nous venons de voir qu'il peut arriver sur une forte pente assez longue abordée en vitesse de voir les butoirs se serrer et la force de remorque devenir négative ; si cela arrivait au pied de la rampe, mais progressivement, le mal ne serait pas grand ; on peut donc considérer le rayon de 5,000 mètres comme un maximum pour les pentes de 20 millimètres à raccorder à un palier.

En consultant le tableau on peut voir que plusieurs administrations ont adopté ce rayon.

Le pied d'une pente n'est donc pas un point dangereux, même si le rayon de raccord était notablement inférieur à celui que nous venons d'indiquer. D'ailleurs, aucune administration ne signale un inconvénient dû à l'insuffisance du rayon de courbure vertical dans ces raccordements.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Voici un tableau de relèvement ou de l'abaissement des voies en supposant qu'elles ne soient pas raccordées, et de la longueur de raccordements pour des pentes diverses, le rayon de courbure étant de 5,000 mètres (ce tableau est emprunté aux réponses de l'Etat norvégien) :

ANGLES.	Longueur des raccordements.	Exhaussement ou abaissement du point d'inflexion.
0.025 (1 : 40)	60 mètres.	0m400
0.020 (1 : 50)	50 —	0m250
0.017 (1 : 60)	40 —	0m170
0.014 (1 : 70)	35 —	0m130
0.013 (1 : 80)	30 —	0m100
0.011 (1 : 90)	30 —	0m080
0.010 (1 : 100)	25 —	0m060
0.008 (1 : 120)	20 —	0m040
0.007 (1 : 140)	15 —	0m030

On voit par ce tableau que, si la question présente peu d'intérêt, les travaux à faire pour réaliser un raccordement parfait seraient peu considérables même pour les lignes à fortes inclinaisons.

Si le passage d'une pente à un palier ou à une rampe n'est pas dangereux, il n'en est pas de même du sommet d'une rampe suivie d'un palier ou d'une pente. Nous avons déjà vu par le diagramme dont il a été question plus haut que même pour une rampe faible de $^1/_{170}$ suivie d'une pente de $^1/_{264}$ et pour une rampe de $^1/_{203}$ suivie d'une pente de $^1/_{150}$, la courbe des forces de remorque varie assez brusquement. D'autre part, nous relevons dans le tableau annexé des ruptures d'attelages dues à des passages trop brusques d'une rampe à une pente : c'est ainsi que la Compagnie du « North Eastern » signale des ruptures d'attelages dans ces points, ainsi que les Compagnies « Lehigh Valley », « Chesapeake & Ohio », « Taff Vale », « Denver & Rio Grande », « New York, New Haven & Hartford », « Western Australia Government Railways », « Southern Pacific ».

Prenons un exemple : un train de marchandises passe sans courbe de transition d'une rampe de $^1/_{250}$ (4 millimètres) à une pente de $^1/_{63}$ (16 millimètres par mètre), la locomotive pèse avec le tender 80 tonnes, les wagons remorqués 400 tonnes ; la vitesse est de 50 kilomètres à l'heure ; sur la rampe, la résistance du train, sans la locomotive par tonne est de 3.45 kilogrammes $+ 0.9 \times 4 = 7$ kilogrammes [1] ; la résistance par

[1] Pour les résistances aux diverses vitesses, voir *Revue générale des chemins de fer*, avril 1897, article de M. Barbier, inspecteur au Nord.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tonne de la locomotive sera d'environ le double, le crochet du premier wagon subira un effort de 2,800 kilogrammes aussi longtemps que la locomotive est sur la rampe; sur la pente l'effort de traction de la locomotive augmente de $(16 + 4)\ 0.9 \times 80 = 1{,}480$ kilogrammes, c'est-à-dire qu'il augmente brusquement de plus de la moitié.

Autre exemple : un train de voyageurs de 200 tonnes roulant à 100 kilomètres sur une rampe de 4 millimètres offre une résistance au crochet de traction de la locomotive de $(200 \times 4)\ 0.9 + 200 \times 8.50 = 720 + 1{,}700 = 2{,}420$ kilogrammes (le travail développé en ce moment par la locomotive est de 1,000 à 1,100 chevaux, ce qui suppose une machine extraordinairement puissante). L'effort de la locomotive, (qui pèse de 80 à 100 tonnes), augmente brusquement de 1,480 kilogrammes.

Ces deux exemples font voir que, s'il doit y avoir des variations brusques de l'effort de traction au sommet d'une rampe peu ou mal raccordée, elles ne sont pourtant pas comparables à celles produites par le serrage des freins pour un arrêt ou même par la fermeture du modérateur. La question ne pourrait être élucidée qu'en faisant des expériences avec un wagon dynamométrique sur une ligne à fortes déclivités, parcourue par des trains rapides; car, outre la variation de l'effort de traction, les secousses peuvent être imprimées par la voie à la locomotive, parce que celle-ci, d'un fort empattement, roule sur une courbe verticale de rayon trop faible; dire ou calculer *a priori* quelles sont la nature et la valeur de ces perturbations me paraît hasardé; nous ne fixerons pas un chiffre pour le rayon maximum de la courbe. Il résulte aussi de renseignements fournis par les administrations que quand les courbes horizontales de faible rayon existent aux abords des changements de profil, il se produit des chocs; ce dispositif est donc à éviter.

Résumé.

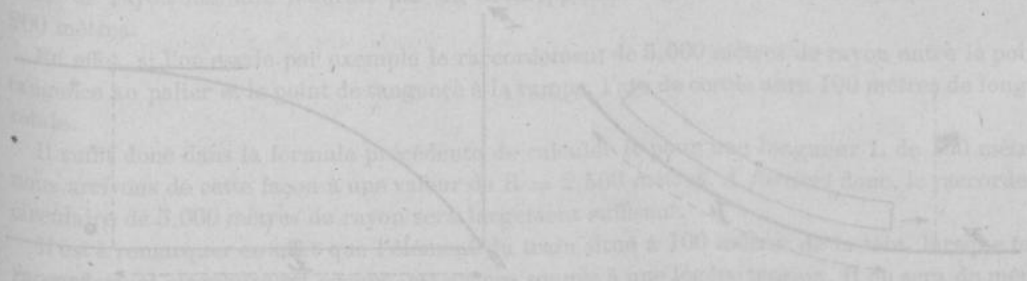
La question du raccordement d'une pente à un palier ou à une rampe présente peu d'intérêt :

Une courbe verticale de 5,000 mètres est amplement suffisante, même pour des inclinaisons de $^1/_{50}$, pour éviter toute secousse provenant d'une variation brusque de l'effort de traction.

Le raccordement imparfait d'une rampe à un palier ou à une pente a déjà donné lieu à des accidents; pour des lignes à forte déclivité dépassant $^1/_{100}$, il conviendrait d'étudier pratiquement, au moyen du wagon dynamométrique, quel est le rayon qu'il faut adopter pour éviter des secousses en ces points; pour les autres lignes, la question, quoique plus importante que la première, ne présente pas d'intérêt. Il est désirable de n'avoir pas de courbes horizontales de faible rayon aux abords des changements de profil.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXES



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE I.

Conditions dans lesquelles les fortes inclinaisons doivent être raccordées aux paliers dans les profils de chemins de fer, au moyen de courbes circulaires.

A l'occasion du projet d'établissement d'un petit plan incliné de 20 millimètres par mètre à l'entrée de la gare de Bruxelles (Nord), des doutes ont été émis au sujet de la possibilité de franchir cette partie de la voie sans s'exposer à des chocs dangereux, bris de ressorts d'attache et même à des ruptures d'attelages.

Le but de la présente note est de rechercher les conditions dans lesquelles ces inclinaisons doivent être raccordées aux paliers pour éviter ces effets fâcheux.

Je suppose, *a priori*, que le raccordement se fera dans tous les cas par une courbe circulaire, la plus facile à réaliser, et je recherche quelles doivent être pour un rayon R de courbe et une longueur L de train, les conditions de circulation pour que les véhicules soient tous reliés par des attelages tendus.

Il va de soi que dans ces conditions, aucun choc et, par conséquent, aucune rupture d'attelage n'est à redouter.

La figure 8 ci-dessous indique un raccordement de l'espèce de rayon R parcouru par un train de longueur L, remorqué par la force F minimum nécessaire pour atteindre le résultat indiqué plus haut.

La figure 9 représente une courbe dont les abscisses sont proportionnelles aux distances mesurées à partir de la tête de ce train et dont les ordonnées représentent les forces variables F de remorque afférentes aux parties du train considéré, d'une longueur égale à chacune de ces distances.

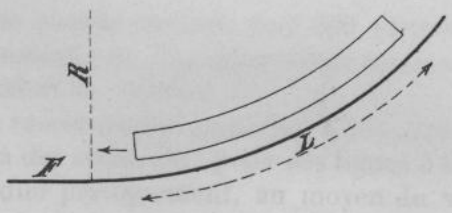


Fig. 8.

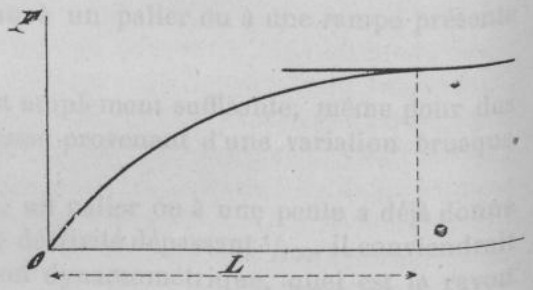


Fig. 9.

Comme on le voit, pour la longueur L, c'est-à-dire pour $x = L$, la tangente de la courbe est parallèle à l'axe des x, c'est-à-dire que $\frac{dF}{dx} = 0$.

Il doit en être ainsi, parce que dans toutes les parties de la courbe comprises entre O et L, les forces de remorque vont toujours en augmentant et, par conséquent, chaque élément nouveau ajouté au train nécessite une tension ; au délà de la longueur L, la force F irait en diminuant, ce qui implique de la part des éléments ajoutés une poussée. Cela est contraire à mon hypothèse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Si j'appelle dF une force agissant sur un élément placé à la distance x de la tête du train et C, une constante à déterminer, l'équation suivante montrera que la force accélératrice agissant sur chacun des éléments du train supposé homogène est constante par unité de masse.

$$(I)\ dF - 5 \times 1.5\ dx + \frac{1,000x}{R} 1.5\ dx = C dx.$$

Le deuxième terme du premier membre exprime la résistance de frottement pour un train homogène.

Le troisième terme du premier membre exprime la puissance due à la pesanteur de 1.50 tonne par mètre courant.

$$(II)\ dF = C dx + 7\ 5\ dx - \frac{1,500x}{R} = dx.$$

Ainsi que nous l'avons vu plus haut pour $x = L$ $\frac{dF}{dx}$ doit être égale à O, d'où $C = \frac{1,500L}{R} - 7.5$

Cette valeur de C étant introduite dans l'équation différentielle (II) et celle-ci intégrée, on trouve la formule :

$$(III)\ R = \frac{(3,000L - 1,500x)\ x}{2F}$$

et pour :

$$x = L.$$

$$(IV)\ R = \frac{750L_2}{F}.$$

Si je fais F = 3,000 kilogrammes et L = 200 mètres, je trouve R = 10,000 mètres.

Il n'est évidemment pas difficile avec un peu d'attention de la part du machiniste, de descendre le plan incliné en donnant au train une force de remorque de 3,000 kilogrammes.

Il est à remarquer que dans le cas particulier du plan incliné de Bruxelles (Nord) un raccordement circulaire de 10,000 mètres de rayon ne sera même pas nécessaire, attendu qu'un raccordement de rayon moindre n'aurait pas un développement égal à toute la longueur du train de 200 mètres.

En effet, si l'on essaie par exemple le raccordement de 5,000 mètres de rayon entre le point de tangence au palier et le point de tangence à la rampe, l'arc de cercle aura 100 mètres de longueur totale.

Il suffit donc dans la formule précédente de calculer R pour une longueur L de 100 mètres et nous arrivons de cette façon à une valeur de R = 2,500 mètres. *A fortiori* donc, le raccordement circulaire de 5,000 mètres de rayon sera largement suffisant.

Il est à remarquer en effet que l'élément du train situé à 100 mètres de la tête, lorsque tout le raccordement circulaire est occupé, est encore soumis à une légère tension. Il en sera de même de tous les éléments placés au délà du point de tangence sur une ligne ayant par rapport à l'horizontale la même inclinaison que le dernier élément.

Les calculs qui précèdent ont été faits dans l'hypothèse d'un train parfaitement homogène pesant 1.5 tonne par mètre courant, mais il est facile de se servir de la formule (IV) pour déterminer, dans l'hypothèse d'un train hétérogène, les valeurs de L et de F correspondant au rayon R = 10,000 mètres, ou un chiffre quelconque fixé *a priori*.

En effet, on peut supposer le train divisé en une série de portions de densités différentes.

Appelons n le nombre de ces portions $d_1 d_2 d_3 \ldots d_n$ la densité, $l_1 l_2 l_3 \ldots l_n$, la longueur de chacune d'elles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il suffira alors de déterminer la partie de la force totale F afférente à chaque portion soit $f_1 f_2 f_3 \ldots f_n$ et de sommer $S = f_1 + f_2 + f_3 + \ldots f_n$, nous aurons de la sorte la force de remorque correspondant au train considéré.

La détermination de la partie de la force F afférente à une portion de train déterminée peut se faire de la façon suivante :

Je suppose qu'il s'agisse de calculer la force f_4. On appliquera la formule suivante tirée de l'équation différentielle (I) dans laquelle les paramètres a et b seront établis pour la densité unité.

$$F = \left(\frac{aL - bx}{R}\right) x.$$

Soit F_1 la force calculée d'après la formule pour $x = l_1 + l_2 + l_3$, F_2 la force calculée pour $x = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$.

On voit immédiatement que $f_4 = d_4 (F_2 - F_1)$. Appliquons cette formule aux deux cas particuliers assez simples qui se présentent le plus souvent.

Supposons que sur les 100 premiers mètres de la longueur du train la charge soit de 1 tonne par mètre courant et de 2 tonnes sur les 100 derniers.

Dans cette hypothèse, la force f_1 afférente à la première moitié sera de 1,000 kilogrammes, la force f_2 afférente à la seconde moitié sera de 1,500 kilogrammes.

La force de remorque totale sera donc de 2,500 kilogrammes.

Si l'on adoptait l'hypothèse inverse c'est-à-dire la première moitié à 2 tonnes par mètre courant et la seconde moitié à 1 tonne, on trouverait $f_1 = 3{,}000$ kilogrammes et $f_2 = 500$ kilogrammes.

Il résulte de là que lorsqu'un train est plus lourd, par unité de longueur, vers l'arrière que vers l'avant, la force de remorque nécessaire pour maintenir les attelages tendus, sur une courbe circulaire de 10,000 mètres de rayon, est moindre que dans un train homogène.

Le contraire se présente lorsque la première moitié est, par unité de longueur, plus lourde que la seconde.

Le secrétaire général,
président de la Commission des gares de Bruxelles.
(*Signé*) CH. RAMAECKERS.

ANNEXE II.

Questionnaire détaillé relatif à la question VII.

1. En général, quelle est la courbe que votre administration a adoptée pour les raccordements des différentes inclinaisons du profil, et aussi lorsqu'une pente (ou une rampe) rencontre soit un palier, soit une autre pente (ou une autre rampe) d'inclinaison différente?

2. Votre administration a-t-elle dressé des tableaux contenant les ordonnées des différents points des courbes de raccordement circulaires ou paraboliques? Ou bien les poseurs de voies suivent-ils la méthode

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des courbes à flèches proportionnelles, comme l'indique, par exemple, M. Henri Salin, inspecteur de la voie des chemins de fer d'Orléans, dans son excellent *Manuel pratique des poseurs de voies*, page 73 et suivantes (Paris, Dunod, 1889)? Ou bien votre administration laisse-t-elle les poseurs se régler d'après le coup d'œil?

3. Jusqu'à quelle limite, dans l'étude du profil de construction des lignes et dans la construction des ouvrages d'art, tient-on compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons? Ou bien fait-on le raccordement seulement au moment de la pose de la voie?

4. Quelle est la vitesse maximum des trains aux points de changement de profils?

5. Les trains sont-ils quelquefois remorqués en double traction avec une locomotive devant et l'autre derrière le train; ou bien avec les deux locomotives devant?

6. Quel est le plus grand empattement des locomotives circulant sur les voies à profil accidenté et quel est le nombre maximum d'essieux couplés et leur distance?

7. Est-il arrivé à votre administration d'exécuter des travaux d'une certaine importance (et dans ce cas, de quelle nature?) pour supprimer des angles saillants ou rentrants existant au point de rencontre de différentes inclinaisons du profil? Cela s'est-il produit sur des ponts en maçonnerie ou en métal, ou dans des tunnels, etc.?

8. Est-il survenu sur votre réseau des cas de déraillement ou d'autres inconvénients dans la marche des trains aux endroits où il y a un trop brusque changement d'inclinaison du profil? Dans l'affirmative, a-t-on constaté qu'aux dits endroits, ou dans leur voisinage, il y eût le passage d'une courbe à une ligne droite ou *vice versa*, ou bien un changement de voie ou quelque autre singularité de la voie?

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE III.

Résumé des réponses au questionnaire détaillé.

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.
ARGENTINE				
Buenos-Ayres Great Southern Railway.	Courbe parabolique.	La courbe parabolique change de longueur suivant les inclinaisons.	On fait le raccordement après l'achèvement de la construction de la ligne.	70 kilomètres à l'heure.
AUTRICHE				
Chemins de fer de l'État. . . .	Rayon : 3,000 mètres.	Pas de table de Sarasin et Oberbeck.	Raccordement calculé d'avance.	Le train ne ralentit pas en ce point.
Chemins de fer du Sud de l'Autriche.	Rayon : 3,000 mètres.	Cela se fait au coup d'œil.	Quand les inclinaisons sont fortes on tient compte des courbes dans les projets de chemins de fer.	La vitesse n'est limitée que par les courbes horizontales de petit rayon et ne dépend pas des courbes verticales.
Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'Etat.	Rayon : 10,000 mètres.	Quand on ne peut pas faire autrement on admet comme limite extrême 2,000 mètres.	Dans l'établissement de la plate-forme verticale on tient compte des courbes verticales.	La vitesse des trains n'est pas modifiée en ces points.
Chemin de fer du Nord Empereur Ferdinand.	Grands chemins de fer : R = 5,000. Voies secondaires : R = 3,000. Chemins de fer locaux : R = 2,000.	L'ingénieur donne les ordonnées aux agents de la voie.	On tient compte des courbes dans l'établissement de la plate-forme quand les différences sont sensibles.	On marche à 90 kilomètres là où les inclinaisons ne dépassent pas 5.5 p. m. et à 70 kilomètres.
Chemin de fer Nord-Ouest autrichien et Jonction Sud-Nord allemande.	Arcs de cercle.	Arc de cercle de 3,000 à 5,000 mètres, d'après le degré d'inclinaison.	Pour les ouvrages d'art on tient compte des courbes verticales, mais ailleurs ces courbes ne font loi de la pose de la voie.	65 à 75 kilomètres d'après suivant les sections, mais on ne tient pas aux changements d'inclinaison.
HONGRIE				
Chemins de fer de l'État	Rayon : 5,000 mètres.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Raccordement se fait au moment de la pose de la voie.	Vitesses déterminées par inclinaisons des sections voisines.
BELGIQUE				
Chemins de fer de l'État. . . .	Aucune règle spéciale n'a été suivie jusqu'en ces derniers temps (différents renseignements).	Suivant Salin H., ou bien les poseurs se règlent d'après le coup d'œil.	Les pentes, rampes et paliers sont raccordés par des courbes verticales d'un développement convenable.	Les trains ne marchent pas leur vitesse, excepté aux points où le profil en long présente un changement d'allure.
Chemin de fer Nord belge . . .	Raccordements sont faits à l'œil en abaissant le point culminant.	Tableaux contenant les ordonnées des différents points de raccordement par courbes paraboliques.	Raccordement est fait au moment de la pose.	Vitesse peut atteindre 112.500 kilomètres l'heure.

ANNEXE III.

QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
Rarement deux locomotives devant ; sur les rampes une locomotive pousse.	3 essieux couplés ; empattement, 7m50.	Les déclivités de la ligne ne sont pas assez fortes pour avoir dû faire ces courbes sur ponts et dans tunnels.	Non.	
La double traction se fait de deux manières.	Empattement, 6m80 ; empattement de 4 essieux couplés, 4m30.	Ces travaux ne se sont pas présentés.	Pas d'inconvénients.	50 millimètres.
Double traction pour voyageurs de plus de 20 p. m., deux locomotives devant pour les trains de 12 p. m. et une locomotive poussant pour des rampes plus fortes.	3 et 4 essieux couplés sur les lignes à fortes rampes ; le 4e essieu a un jeu latéral de 14 millimètres de chaque côté.	Non.	Non.	25 millimètres.
Oui.	Empattement, 4m60 et 5m70, 4 essieux couplés.	N'avons pas exécuté de pareils travaux.	Le cas ne s'est jamais présenté.	Lignes principales . . 10 millimètres. — secondaires . . 35.5 —
Deux locomotives en tête pour trains de voyageurs pour marchandises une locomotive pousse.	Empattement, 9m23, 3 essieux couplés.	Non.	Non.	Lignes principales . . 17.7 millimètres. — secondaires . . 32.3 — Chemins de fer locaux . 28.5 —
Les deux locomotives devant et on limite la vitesse à 65 kilomètres par heure.	Empattement, 7m42.	Non.	Pas d'accident. Dans les stations on trouve des courbes verticales là où il existe des courbes horizontales.	40 millimètres.
Deux machines en avant ou une en avant et une à l'arrière.	Empattement, 6m030 et 4m600 ; essieux couplés ; trois distances, 1,700 et 1,750 millimètres ; 4 essieux couplés ; distances, 1,450 et 1,450 et 1,700 millimètres.	Ligne de Czegled-Szeged ; entre Dorozsma et Szeged on a dû exhausser la voie.	Deux ruptures de trains.	25 millimètres.
Deux locomotives en avant ou une en avant et une à l'arrière.	Renseignements sont indiqués au tableau joint au questionnaire. Les locomotives sont de types divers.	L'Administration n'a pas encore fait des travaux d'une certaine importance pour supprimer les angles saillants ou rentrants. Actuellement à l'étude.	Non.	18 millimètres.
Trains jamais remorqués en double traction.	Plus grand empattement, 7m33 ; 4 essieux accouplés, distance 4m25.	Non.	Non.	10.44 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.
ESPAGNE				
Chemins de fer de Madrid à Saragosse et à Alicante.	Le cercle.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Le raccordement est fait au moment de la pose de la voie.	Ne fixons pas cette v
Chemin de fer de Medina del Campo à Zamora et d'Orense à Vigo.	N'employons aucune courbe pour raccorder les différentes inclinaisons de la voie.	...		49 kilomètres.
ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE				
Southern Pacific Railway . . .	Courbe circulaire.	Il y a une règle qui fait dépendre le rayon de l'angle formé par les deux inclinaisons.	Dans l'établissement de la plate-forme on tient compte de ces courbes verticales.	Vitesse 50 milles (8 mètres).
Illinois Central Railroad. . . .	6,000 mètres de rayon environ.	Pour la pose de la voie on donne des piquets de hauteur pour les abords des rails.	On en tient compte en cas de remblais et de déblais.	60 milles (95.6 kilom à l'heure.
Denver & Rio Grande Railroad. .	Une courbe parabolique ou circulaire de 90 à 180 mètres de longueur.	L'ingénieur fait un dessin, sur un papier gradué au $\frac{1}{100}$ de pied, de manière à raccorder le mieux possible.	Les courbes se font après que la plate-forme de la voie est terminée.	Dans les courbes v les jusque 60 milles kilomètres) à l'heu
New York, New Haven & Hartford-Railroad.	Courbe parabolique.	Pas de table, on calcule les courbes et on met des piquets tous les 50 pieds (15 mètres.)	La plate-forme est réglée suivant les courbes verticales d'après des piquets de hauteur.	Là où l'on fait usa courbes approprié n'y a pas de rest de vitesse.
Chesapeake & Ohio Railway . .	Courbe parabolique.	D'après une formule qui tient compte des degrés de déclivité.	On tient compte de ces courbes verticales dans la construction des lignes.	A l'intersection de pentes, 60 mille kilomètres) l'heur l'intersection de rampes, 25 à 35 (40.2 à 56.3 kilomè
Lehigh Valley Railroad	On raccorde par courbes verticales, mais il n'y a pas de règles fixes.	*Voir* réponse à la question 1.	Pour des changements d'inclinaison importants on emploie trois courbes verticales pour déterminer le niveau de la plate-forme, sans cela une courbe.	La vitesse ordinai
Pittsburgh-Western Railway . .	La parabole pour le pied des pentes et l'hyperbole pour les sommets des rampes.	Pas de table.	La plate-forme est dressée suivant les courbes verticales.	On maintient la vi mais sur les pen on serre les freins

QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
ux locomotives en tête ux tête en tête et une en queue.	4 essieux couplés; distance 4m140.	Non.	Non.	28 millimètre
ux locomotives devant.	Empattement, 4m610; 4 essieux couplés.	Ce cas ne s'est jamais présenté.	Non.	24 millimètres.
Dans ce cas de double traction se présentent, où la vitesse est limitée à 25 milles, soit 56,3 kilomètres.	Empattement, 7m60; 4 essieux couplés.	On évite les raccordements verticaux sur les ponts.	Sur les sommets des rampes il est arrivé des ruptures d'attelages.	33 millimètres.
Deux locomotives en tête.	Plus grand empattement, 5m00; 4 essieux accouplés à 2 mètres, 1m50, 1m50.	Pas d'ouvrages spéciaux en dehors des terrassements. Sur les ponts on donne la cambrure voulue en réglant la longueur des tiges de support.	Non. On croit que les accidents (rupture d'attelage) n'ont pas lieu à cause des précautions prises dans le profil.	
Trains de voyageurs, les deux locomotives tirent; trains marchandises, une machine pousse.	Locomotives voyageurs; empattement roues motrices, 4 mètres; 3 essieux couplés.	Dans certains travaux.	Pas de déraillement, mais des ruptures d'attelages pour de longs trains sur des sommets de rampes, courbes verticales et horizontales ensemble.	
Deux modes de double traction sont usités.	Empattement, 7m20; 4 essieux couplés.	Oui, des travaux considérables ont été exécutés pour réaliser des courbes paraboliques.	Il y a eu des ruptures d'attelages là où, pour des motifs déterminés, il avait été impossible de raccorder par des courbes paraboliques assez longues.	
Pour les moments trains en double traction avec deux locomotives de front. Exceptionnellement une locomotive seule.	Empattement, 7m80; 4 essieux couplés (marchandises); 3 essieux couplés (voyageurs).	Dans certains ouvrages des intersections de pentes et rampes se trouvent sur ponts.	Pas de déraillement, mais de longs trains de 780 mètres se scindaient aux changements d'inclinaisons, aussi bien aux points où existaient des courbes horizontales qu'aux lignes droites.	
Quelquefois les deux machines en tête, d'autres fois une machine pousse.	De toutes catégories.	Pas de changement d'inclinaison sur les ponts, mais il y a des sommets dans les tunnels.	De longs trains se scindent fréquemment où les inclinaisons changent avec trop peu de transition.	40.7 millimètres.
En traction : deux locomotives en tête ; deux locomotives en queue.	4m80 d'empattement pour les locomotives de moins de 80 tonnes.	Pas de courbes verticales sur les ponts, mais bien en tunnel et autres ouvrages d'art.	Non ; mais il n'est pas permis d'avoir une courbe horizontale avec une courbe verticale.	Ligne principale : 16 millimètres. Lake Division : 10 millimètres. Northern Division : 20 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.	QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
FRANCE									
Chemins de fer de l'État. . . .	Rayon ne descend jamais au-dessous de 1,000 mèt.	On applique la méthode Salin.	Le raccordement se fait au moment de la pose.	La vitesse n'est pas réduite en ces endroits.	Deux locomotives en tête, rarement une en tête et une en queue.	Plus grand empattement, 7m330; deux essieux accouplés, distants de 3 mètres.	Non.	Non.	15 millimètres.
Chemin de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée.	Ordinairement courbes circulaires de 10,000 mètres de rayon. Ne jamais descendre au-dessous de 2,000 mètres.	Poseurs règlent la voie d'après les hauteurs indiquées sur des piquets par des agents de la Compagnie.	On tient compte des courbes de raccordement.	N'imposons aucune limitation à la vitesse maximum des trains aux points de changement de profils.	Une locomotive en tête et une en queue.	Plus grand écartement, 7m675 et 3 essieux accouplés; 4 essieux accouplés avec écartement de 5m730.	Non.	Avons constaté des déformations de voies à la rencontre de deux déclivités versant leurs eaux au même point. Pour y remédier, nous y renforçons les voies.	20 millimètres.
Chemin de fer de Paris à Orléans .	Raccordements sont paraboliques ou circulaires.	Nos agents emploient l'instruction du manuel de M. Salin.	Ingénieurs agissent comme ils le jugent nécessaire et préférable.	On ne ralentit pas aux endroits.	Deux locomotives devant en une devant et une derrière.	Écartement, 5m500; 4 essieux couplés.	Jamais, pour les raccordements de déclivité seulement.	Avons eu des déformations de voies.	35 millimètres.
Chemin de fer de l'Ouest. . . .	Notre Compagnie adopte une ligne polygonale inscrite dans cette courbe.	Pentes, rampes et paliers sont raccordés entre eux par une succession de plans inclinés ayant chacun 12 mètres de longueur pour chaque différence de pente de 1 millimètre.	On tient compte des courbes de raccordement.	La vitesse n'est pas réduite en ces endroits.	Deux locomotives en tête, rarement une en tête et une en queue.	Plus grand empattement, 4m450 et 3 essieux accouplés sans bogie et 7m860 à 3 essieux accouplés avec bogie.	Non.	Non.	38 millimètres.
Chemin de fer de l'Est	Raccordement se fait par une succession de plans inclinés ayant chacun une longueur de 6 mètres pour chaque différence de pente de 1/1,000e.	*Voir* annexe n° 4 de notre ordre général I-I.	Il est tenu compte de ces courbes.	Vitesse ne change pas en ces endroits.	Deux locomotives en tête ou une en tête et une en queue.	Plus grand empattement, 5m220 et 3 roues accouplées, et 3m050 avec 4 roues accouplées.	on.	Non.	20 millimètres.
Chemin de fer du Midi	Courbe est une parabole du deuxième degré. Dans certains cas exceptionnels le raccordement se fait avec un rayon de 2,000 mètres.	Les poseurs se règlent d'après le coup d'œil.	Le raccordement peut se faire au moyen de ballast. Dans les terrassements on tient compte des déclivités dont la somme ou la différence est supérieure à 0m005.	C'est la même que ci-dessus question de la ligne considérée.	Deux locomotives en tête ou une en tête et une en queue.	Empattement, 7m600; 3 essieux couplés; distances, 3m900; 4 essieux couplés; empattement, 9m.40; distance, 4m140.	Des travaux semblables n'ont pas encore été exécutés.	Non.	35 millimètres.
GRANDE-BRETAGNE & IRLANDE									
London & North Western Railway.	...	La courbe est déterminée par le « way inspector », d'après un dessin de l'ingénieur.	...	Cela dépend de la longueur des inclinaisons et de leur degré, mais en général les trains ne ralentissent pas.	Les deux locomotives sont placées en tête du train.	Empattement, 7m20; 4 essieux couplés.	Pour effectuer des travaux, il est arrivé de devoir faire des changements d'inclinaison sur des ponts métalliques, non dans des tunnels.	Non.	Lignes à voyageurs. . 71 millimètres. — à marchandises 29,5 —
North Eastern Railway	Pas de courbes déterminées, on intercale un petit palier entre deux inclinaisons.	Les niveaux des rails sont déterminés par le « resident engineer ».	...	En certains cas, 40 mètres (96.6 kilom.) à 2	Pour les trains de voyageurs deux locomotives en tête; pour les marchandises en rampe, une pousse et, en pente, deux poussent.	Empattement, 5 mètres; 3 essieux couplés.	Non.	Quelquefois des ruptures d'attelages.	Lignes à voyageurs . . 28 millimètres. — à marchandises . 46 —
North British Railway	Pas de règle.	Pas de table.	Aux inclinaisons fortes on intercale, lors de la construction, un palier qui se raccorde en courbe dans la passe de la voie.	La vitesse varie dans les rampes, pour courbes, etc.	Les deux modes de double traction sont usités.	Empattement, 6m65; 3 essieux couplés.	Non.	Non.	43.5 millimètres

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.
GRANDE-BRETAGNE & IRLANDE. (*Suite.*)				
Great Eastern Railway	Il n'y a pas de règles générales.	Dans les constructions nouvelles, ces raccordements se font au coup d'œil ; les pentes sont faibles.	On ne fait pas des changements d'inclinaison dans les stations et sur les ponts ; pour le reste, cela a peu d'importance.	70 milles (112.7 kilomètres) à l'heure.
Great Northern Railway. . . .	On n'a pas de courbe ni de gradation pour raccorder les profils.	*Voir* réponse à la question 1.	*Voir* réponse à la question 1.	La vitesse n'est jamais limitée en ces endroits.
London & South Western Railway.	Pas de règle fixe, mais on raccorde par des courbes paraboliques.	Le « permanent way », détermine les éléments des courbes verticales.	On tient compte pendant la construction des niveaux des courbes verticales.	70 milles (112.7 kilomètres) à l'heure.
Great Central Railway	Pas de règle, les inclinaisons étant faibles.	Laissé au « permanent way inspector ».	*Voir* réponse à la question 1.	40 à 50 milles (64.4 à 80.5 kilomètres) à l'heure.
Great Northern Railway (Ireland) .	Pas de raccordement spécial.	*Voir* réponse à la question 1.	*Voir* réponse à la question 1.	Non consultée.
Belfast & Northern Counties Railway.	Pas de courbe fixe.	La pose se fait au coup d'œil.	Se fait après que la plateforme est terminée.	60 milles (96.6 kilomètres) à l'heure.
Furness-Railway.	Pas de règle pour les courbes.	Elles se règlent par le coup d'œil.	On ne tient compte de ces courbe qu'à la pose de la voie.	30 milles (48.3 kilomètres) à l'heure.
Cheshire Lines Committee . . .	La courbe de raccord varie suivant la vitesse des trains et le tracé de la voie.	Les agents de la voie règlent les courbes sous la direction de l'ingénieur.	On ne fait les raccords qu'après la terminaison des travaux.	75 milles (120.7 kilomètres) à l'heure.
Taff Vale Railway	Une courbe tangente aux deux inclinaisons est adoptée.	Pas de règle. Les poseurs se règlent d'après le coup d'œil.	On ne tient compte de ces courbes que lors de la pose de la voie.	La vitesse dépend du degré des changements d'inclinaison. 15 milles (24.1 kilomètres) à l'heure.
London Tilbury & Southend Railway.	Les inclinaisons ne sont pas assez fortes pour nécessiter des courbes verticales.	On fait usage d'un petit palier très peu ou pas convexe ni concave.	Le fait ne s'est pas présenté.	On ne ralentit pas si la roule de 60 à 70 milles (96.6 à 112.7 kilomètres) à l'heure.
Rhymney Railway	Pas de règle, les inclinaisons sont faibles.	Laissé aux poseurs de la voie.	On n'en tient pas compte.	...
Metropolitan District Railway . .	Pas de courbes déterminées ; cela se règle pratiquement.	Par des hommes de la voie.	On ne tient pas compte de ces courbes de raccordement.	25 milles (40.2 kilomètres) à l'heure.
COLONIES ANGLAISES.				
East Indian Railway.	On n'a pas l'habitude d'employer ces courbes verticales.	...	...	...
Cape Government Railways. . .	Le raccordement est polygonal si les rails ne sont pas courbés.	Laissé à l'appréciation des poseurs de la voie.	..	Pas de changement de vitesse en ces endroits.

QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
Les deux locomotives sont en tête.	Empattement, 6m80; 3 essieux couplés.	Non.	Non.	Lignes principales . . 14.3 millimètres. Embranchements . . 19 —
Les deux locomotives sont en tête.	Empattement, 7m80; 3 essieux couplés.	Non.	Non.	25 millimètres.
Deux locomotives en tête.	Empattement 7m20; 4 essieux couplés.	Non.	Non.	28 millimètres.
Quand c'est possible deux locomotives sont en tete.	5 mètres d'empattement ; 6 essieux couplés.	Non.	Non.	20 millimètres.
Très rarement en double traction.	3m60 à 4m80 d'empattement.	Non.	Non.	
Deux locomotives en tête, quelquefois une locomotive pousse.	...	Non.	Non.	Lignes principales . . 11.7 millimètres. Embranchements . . 15.4 — Lignes à voie étroite . 25 —
Les deux modes de double traction sont usités.	Empattement, 6m15; 6 essieux couplés.	Non.	Non.	13.1 millimètres.
Les deux locomotives se trouvent devant.	Empattement, 6m60 pour 3 essieux couplés.	Il n'a pas été nécessaire de faire ces travaux.	Pas de déraillement.	16.4 millimètres.
Pour les trains de voyageurs, les deux machines tirent ; pour les marchandises, une locomotive pousse.	Empattement 6 mètres ; 3 essieux couplés.	Non.	Rarement il y a eu ruptures d'attelages aux changements d'inclinaisons.	Lignes principales . . 28.6 millimètres. Embranchements . . 71.2 —
Rarement.	Empattement, 9m30; 1m80 de distance entre les essieux couplés.	Non.	Non.	12.5 millimètres.
Deux locomotives en tête ; quelquefois une locomotive pousse.	...	Non.	Non.	29 millimètres.
Pas de double traction.	Empattement, 6m40; 2 essieux couplés.	Non.	Non	25 millimètres.
...	...	...	...	25 millimètres.
Double traction des deux façons.	4 essieux couplés.	...	Non.	25 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.	QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
COLONIES ANGLAISES (*Suite*).									
New South Wales Government Railways.	Pas de courbe verticale.	Pas de courbe verticale.	On fait des raccordements polygonaux dont on tient compte dans le projet.	Pour les trains de marchandises on réduit la vitesse de 24 kilomètres à l'heure au pied d'une rampe pour éviter le choc des buttoirs.	Deux locomotives en tête, une pousse sur des rampes de 1/30 à 1/33 (33.3 à 30.3 millimètres).	Empattement, 7 mètres; 4 essieux couplés.	On a amélioré les raccords creux; pas de changements d'inclinaisons dans les tunnels ou sur ponts.	Pas d'accident, mais une forte secousse à un point où le changement d'inclinaison est entre deux courbes horizontales en sens contraire.	33 millimètres.
New Zealand Government Railways	...	Pas de règle.	La courbe régulière verticale est donnée lors de la pose de la voie dans le ballast.	Pas de changement de vitesse; la vitesse est de 45 milles (72.4 kilomètres).	Deux locomotives en tête.	3m90 d'empattement; 4 essieux couplés.	On évite ces raccordements sur les ponts et aux abords des ouvrages d'art.	Non.	Lignes principales . . 25 millimètres. Embranchements . . 28.5 —
South Australia Government Railways.	Parabole dont la longueur est en fonction des inclinaisons à raccorder.	La plate-forme est construite d'après les courbes de raccordement verticales.	...	40 milles (64.4 kilomètres) sur la voie droite, 1 mètre et 50 milles (80 kilomètres) sur voie large.	Deux locomotives en tête; pousser est défendu.	Pour la large voie, 7m2 d'empattement; 4 essieux couplés.	Avant l'adoption des courbes on avait soin de ne pas avoir de changement d'inclinaison sur les ponts.	Depuis l'adoption des courbes il n'y a pas eu d'accident et les secousses aux raccordements des inclinaisons ont été évitées.	22 millimètres.
Natal Government Railways. . .	Courbe parabolique.	La réduction de niveau à chaque « chain » (20 mètres) est donnée aux agents de la voie.	Ces raccordements se font après que les inclinaisons de la plate-forme sont données.	30 milles (48.3 kilomètres) à l'heure.	Pas de double traction.	Empattement, 14 mètres; 4 essieux couplés.	Non.	Non.	33.3 millimètres.
Western Australia Government Railways.	On intercale entre deux inclinaisons différentes de faibles longueurs de palier.	Pas de règle et pas de table; cela est laissé aux agents de la voie.	On tient compte de ces petits paliers pendant la construction.	Vitesse, 40 milles à l'heure (64.4 kilom.).	Les deux locomotives remorquent, sauf en cas d'une section à très forte rampe et quand le train n'est pas muni de freins continus.	Il y a des locomotives d'un grand nombre de types.	Oui, mais sur les ponts où il y a des changements d'inclinaison on raccorde par des courbes paraboliques verticales.	Il y a eu un déraillement ou accident en un point où le changement d'inclinaison se faisait à la rencontre d'une forte courbe horizontale.	45 millimètres.
ITALIE									
Chemins de fer méridionaux. . .	Les courbes sont circulaires.	Les poseurs emploient un tableau; cependant la pose se fait d'après le coup d'œil.	On tient compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons jusqu'à la limite de 10 p. m.	Les trains peuvent avoir la vitesse maximum normale.	Deux locomotives en tête ou une en tête et une en queue.	Plus grand empattement, 4 mètres avec 4 essieux accouplés.	Non.	Non.	35 millimètres.
Chemins de fer de la Méditerranée.	Suite de plans inclinés entre ceux de 1/1000e de la longueur minimum de 9 mètres.	Pas de table. Les ingénieurs donnent les instructions et les poseurs se règlent d'après le coup d'œil.	Il est tenu compte de ces courbes dans les tunnels seulement lorsque les changements d'inclinaison sont considérables.	Pas de prescription pas de réduction vitesse.	Les deux modes sont usités.	Empattement, 4m10 avec 4 essieux accouplés.	Non.	Rarement des déraillements au pied d'une rampe coïncidant avec une courbe ou bien d'un changement de voie en palier.	34.66 millimètres. Tunnels : 28.92 millimètres.
Chemins de fer de la Sicile . . .	9,000 mètres de rayon.	Instruction jointe au questionnaire.	Le raccordement se fait au moment de la pose.	Les changements d'inclinaison du profil n'ont pas d'influence sur la vitesse.	...	Plus grand empattement, 3m90; 3 essieux accouplés; maximum, 4 essieux accouplés; distance, 3m87.	Jamais.	Sur le changement d'inclinaison à la suite de la rupture de l'attelage, quelques trains de marchandises se sont divisés en deux parties.	30 millimètres.
Chemin de fer de Colle de Val d'Elsa.	Les courbes sont fixées d'après une polygonale de raccord.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Dans l'étude du profil de construction de la ligne l'on n'a pas tenu compte des courbes de raccordement entre les différentes inclinaisons.	30 kilomètres à l'heure.	Trains ne sont jamais remorqués en double traction.	Empattement, 2m250; 3 essieux couplés.	Non.	Non.	21.8 millimètres.
NORVÈGE									
Chemins de fer de l'État. . . .	Arc de cercle de 5,000 mètres de rayon.	On laisse travailler les poseurs au jugement. Cependant, un tableau indiquant les exhaussements ou les abaissements du point d'inflexion, suivant le cas, existe.	On a égard à la courbe du raccordement pendant l'exécution des travaux de terrassement.	Vitesse maximum fixée en de parcours de ligne.	On met deux machines devant; on peut cependant atteler une machine en queue.	Schema joint au questionnaire.	Non.	Non.	23.3 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

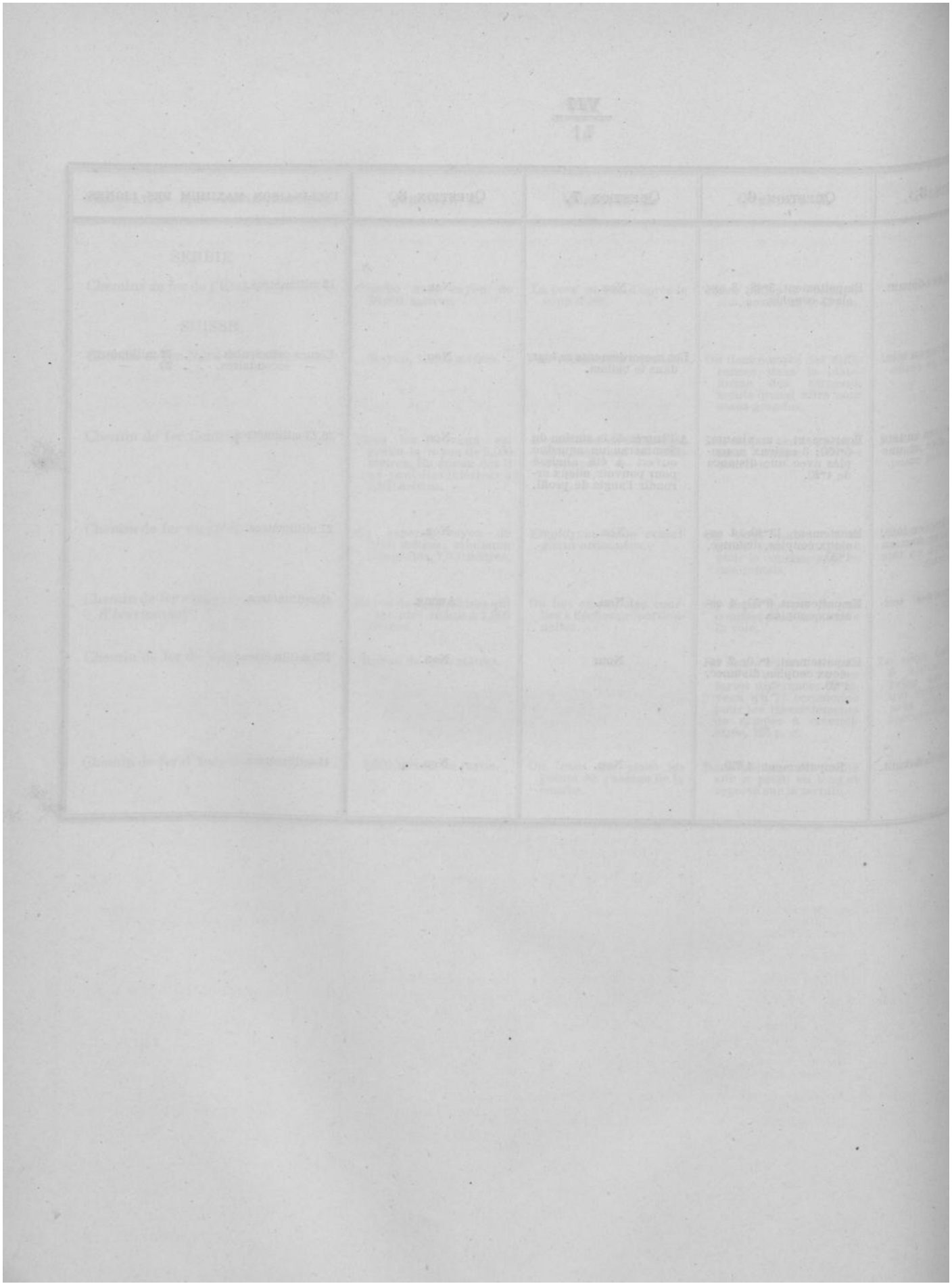
DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.
PORTUGAL				
Compagnie royale de chemins de fer portugais.	Il n'y a que des raccordements et rampes avec des paliers.	Les poseurs se règlent d'après le coup d'œil. Un tableau existe cependant.	On fait le raccordement seulement au moment de la pose de la voie.	On ne fixe pas de maximum. On recommande le raccordement.
RUSSIE				
Chemins de fer de l'État.				
Ligne du Transcaucase	Raccordement de deux déclivités de même nature, mais de différentes inclinaisons, ou lorsque la pente rencontre palier-rayon de 1,000 mètres. Les deux déclivités sont de différentes natures sans palier entre elles et le rayon est de 2,000 mètres.	Le raccordement se fait par des courbes circulaires dont les rayons correspondent aux cas mentionnés au questionnaire.	On fait en sorte que les points d'intersection de deux déclivités de différentes inclinaisons soient éloignés de l'ouvrage d'art d'au moins 25 mètres.	On ne tient pas compte des points de raccordement de profil.
Ligne de Koursk-Kharkov-Sébastopol.	La courbe se fait d'après le coup d'œil.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Raccordements sont faits au moment de la pose de la voie.	La vitesse n'est pas limitée à ces points.
Ligne de Moscou-Koursk, Moscou-Nijni-Novgorod & Mourom.	Deux inclinaisons de direction inverse sont séparées par un palier d'une longueur minimum de 213 mètres. N'employons pas de courbes.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Ouvrages d'art sont toujours situés sur palier.	La vitesse maximum la même pour toutes conditions du profil.
Ligne de la Vistule	Palier de 50 sagènes est dressé entre deux inclinaisons différentes du profil; il y a des cas où elles sont raccordées par des courbes d'un rayon de 1,000 sagènes (2,134 mètres) (lignes secondaires : sagène, 2m1).	Les poseurs se règlent d'après le coup d'œil.	...	La vitesse maximum ordinaire.
Ligne Transsibérienne	Le raccordement par courbe entre un palier et une rampe ou entre deux rampes n'est pas d'usage.	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Les ouvrages d'art sont habituellement en palier et en alinéa.	La vitesse ne variera ces points.
Chemin de fer de Riazane-Ouralsk.	...	...	...	35 verstes (38.7 kilom.
Chemin de fer de Vladicaucase. .	Entre deux pentes de plus de 2 millimètres en sens opposé il y a une interpalation de 100 sagènes (213 mètres).	La pose est réglée d'après le coup d'œil.	Le raccordement se fait au moment de la pose de la voie. On ne fait pas de calculs préalables.	La vitesse n'est pas limitée.
Chemin de fer de Tsarskoé-Selo. .	Aucun tableau donnant les différents points des courbes n'est employé.	...	...	70 kilomètres à l'heure

QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
Deux locomotives en avant.	3 essieux couplés et chariot à 2 bogies. Empattement . . . 7m55 Distances . . . . 1m95 — . . . . 1m90 — . . . . 1m95 — 2m00	Jamais.	Ce cas de déraillement ne s'est jamais présenté.	18 millimètres.
Deux locomotives au devant ou une à l'arrière.	3 essieux couplés.	Pareils travaux n'ont pas eu lieu sur notre réseau.	Ces déraillements n'ont jamais eu lieu.	
Deux locomotives devant ou une devant et une à l'arrière.	3 essieux couplés; distance, 2,340 et 1,970 millimètres.	...	...	
Deux locomotives devant.	Empattement, 1,522.07 à 1,552.57 millimètres; 4 essieux couplés.	De tels travaux n'ont pas été exécutés.	Constaté un dérangement plus fréquent de la voie et une plus vive usure de rails.	
On met toujours deux locomotives devant.	Nombre maximum d'essieux couplés : 4. Distances . . . . 1,280 — . . . 1,280 — . . . 1,330 Total. . . 3,890	Pas nécessité d'exécuter ces travaux.	Les cas de déraillement dans les circonstances citées n'ont pas été observés.	
Les deux locomotives sont en avant.	Le maximum des essieux couplés est de quatre avec un écartement de 1,905 mètres.	Dans ce cas, on se borne à supprimer les saillies en reconstituant le niveau de la voie au moyen du ballastage.	Ce cas de déraillement ne s'est jamais présenté.	
Deux locomotives devant ou une devant et une à l'arrière.	Empattement, 3,890 à 4,000 et 4,030 millimètres, 4 essieux couplés; distances, 1,330 et 1,380 millimètres.	...	...	Lignes principales . . 11.6 millimètres. Embranchements. . . 16 —
Généralement deux locomotives en tête du train. Sur les rampes continues de 10 millimètres et 8 millimètres, une locomotive en queue.	Distance maximum, locomotive à bogies à 10 roues, 8,020 millimètres. Locomotives à 8 roues, 4,540 millimètres. 3 essieux couplés; distances, 2,340 à 1,970; trains de marchandises, 1,640, 1,420 et 1,480; 4 essieux.	N'avons pas recours à la rectification des courbures dans les points de raccordement des pentes de différentes raideurs.	Ce cas de déraillement ne s'est jamais présenté.	
Toujours deux locomotives devant.	Empattement, 7m350; 2 essieux couplés; distance, 2,050 millimètres.	Angles saillants sont réparés au moyen de plaques en fer ou en bois.	...	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DÉSIGNATION DES ADMINISTRATIONS.	QUESTION 1.	QUESTION 2.	QUESTION 3.	QUESTION 4.	QUESTION 5.	QUESTION 6.	QUESTION 7.	QUESTION 8.	INCLINAISON MAXIMUM DES LIGNES.
SERBIE									
Chemins de fer de l'État	Courbe avec rayon de 10,000 mètres.	La pose se fait d'après le coup d'œil.	Entre palier et l'inclinaison, maximum de 12 p.m.	Vitesse réglementaire	Deux locomotives devant.	Empattement, 3m48; 3 essieux couplés.	Non.	Non.	12 millimètres.
SUISSE									
Chemin de fer Nord-Est suisse . .	Rayon, 10,000 mètres.	*Voir* réponse à la question 1.	On tient compte des différences dans la plate-forme des terrassements quand elles sont assez grandes.	La vitesse n'est pas dérée en ces points.	Deux locomotives en tête.	...	Les raccordements se font dans le ballast.	Non.	Lignes principales . . . 12 millimètres. — secondaires. . . 20 —
Chemin de fer Central suisse . .	Dans les travaux est prévu le rayon de 5,000 mètres. En aucun cas il ne peut être inférieur à 2,500 mètres.	L'exécution en est laissée aux piqueurs et chefs d'équipe.	Il n'est pas tenu spécialement compte de ces courbes.	Profils les plus tants. Vitesse ne passe pas 60 kilom.	Deux locomotives en tête ou une en tête et une en queue.	Écartement maximum, 6m950; 3 essieux accouplés avec une distance de 4m20.	A l'entrée de la station de Sommeran un aqueduc ouvert a été abaissé pour pouvoir mieux arrondir l'angle de profil.	Non.	26.23 millimètres.
Chemin de fer du Gothard . . .	En général, rayon de 3,000 mètres; minimum admissible, 2,000 mètres.	Employons table renseignant ordonnées.	On tient compte d'un grand pont métallique pour la courbe; sauf ce cas, jamais.	Vitesse n'est pas mo en ces points.	Deux locomotives en tête, une en tête et une en queue ou deux en tête et une en queue.	Écartement, 13m40; 4 essieux couplés, distance, 1m30.	Non.	Non.	27 millimètres.
Chemin de fer rhétique (voie de 1m10 d'écartement).	Rayon de 2,000 mètres qui peut être réduit à 1,000 mètres.	On fait emploi des courbes à flèches proportionnelles.	On tient compte de ces courbes dans la pose de la voie.	30 kilomètres.	Deux locomotives toujours devant.	Empattement, 6m60; 4 essieux couplés.	Non.	Aucun.	45 millimètres.
Chemin de fer de Viège à Zermatt .	Rayon de 1,000 mètres.	Non.	Le raccordement est calculé d'avance vu les fortes différences de niveau qu'il occasionne pour les raccordements de rampes à crémaillères, 125 p. c.	Le train doit rale 6 kilomètres pr prise des crém qui correspond à près avec l'origine raccordement.	Non.	Empattement, 4m[illegible]0; 2 essieux couplés, distance, 1m96.	Non.	Non.	125 millimètres.
Chemin de fer d'Yverdon-Ste-Croix.	2,000 mètres de rayon.	On trace sur place les points de passage de la courbe.	Raccordement est étudié sur le profil en long et reporté sur le terrain.	40 kilomètres à l'h	Deux locomotives devant.	Empattement 4,670.	Non.	Non.	44 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SECTION

Séance du 25 septembre 1900, à 9 heures et demie.

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr le Président. — Messieurs, les quatre rapporteurs de cette question se sont mis d'accord pour arrêter les conclusions. Je prie Mr Sabouret de bien vouloir en donner lecture.

Mr Sabouret, *rapporteur.* — La question a paru fort simple aux quatre rapporteurs et, comme vient de le dire Mr le Président, ils se sont mis d'accord sur un projet que je vais vous soumettre immédiatement, car, ainsi que vous le verrez par les conclusions elles-mêmes, la question offre un intérêt secondaire et ne mérite pas une longue discussion.

Voici les conclusions que nous vous proposons d'adopter :

« 1° Sauf quelques cas exceptionnels, par exemple à l'entrée d'une gare importante, le raccordement des inclinaisons différentes du profil peut être établi sans difficultés sérieuses;

« 2° Sur les lignes à faibles déclivités, il suffit toujours de s'en remettre au simple coup d'œil des agents de l'entretien;

« 3° Lorsque les déclivités atteignent et dépassent 10 millimètres par mètre, il convient de régler à l'avance le mode de leur raccordement et d'en tenir compte dans l'établissement même de la plate-forme (terrassements et ouvrages d'art). La courbe de raccordement peut recevoir indifféremment la forme circulaire ou la forme parabolique qui se confondent sensiblement dans la pratique. Il suffit d'en déterminer exactement les extrémités et le sommet et de raccorder approximativement ces trois points par une courbe continue;

« 4° Il ne paraît pas utile, sur les lignes à fortes déclivités, de donner au raccordement un rayon supérieur à 5,000 mètres. Un rayon de 2,000 mètres est encore satisfaisant sur les points où la vitesse ne dépasse pas 50 kilomètres à l'heure;

« 5° Il est surtout très recommandé d'éviter la coïncidence d'un changement brusque de déclivité avec une origine de courbe. »

— Ces conclusions sont adoptées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SÉANCE PLÉNIÈRE

Séance du 29 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr ALFRED PICARD.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : Mr L. WEISSENBRUCH.

Mr le Secrétaire général donne lecture du

Rapport de la 1re section.

(Voir *Bulletin* quotidien de la session, n° 9, p. 7.)

« Mr SABOURET, ingénieur principal de la voie du chemin de fer d'Orléans, a été chargé de présenter à la section les conclusions des rapports rédigés par lui-même et par ses collègues.

« Le projet de résolution ci-après a été adopté sans discussion par la section pour être soumis au Congrès. »

Mr le Président. — Voici les

CONCLUSIONS.

« 1° Sauf quelques cas exceptionnels, par exemple à l'entrée d'une gare impor-
« tante, le raccordement des inclinaisons différentes du profil peut être établi sans
« difficultés sérieuses;

« 2° Sur les lignes à faibles déclivités, il suffit toujours de s'en remettre au simple
« coup d'œil des agents de l'entretien;

« 3° Lorsque les déclivités atteignent et dépassent 10 millimètres par mètre, il
« convient de régler à l'avance le mode de leur raccordement et d'en tenir compte
« dans l'établissement même de la plate-forme (terrassements et ouvrages d'art).
« La courbe de raccordement peut recevoir indifféremment la forme circulaire ou
« la forme parabolique qui se confondent sensiblement dans la pratique. Il suffit
« d'en déterminer exactement les extrémités et le sommet et de raccorder approxi-
« mativement ces trois points par une courbe continue;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« 4° Il ne paraît pas utile, sur les lignes à fortes déclivités, de donner au raccor-
« dement un rayon supérieur à 5,000 mètres. Un rayon de 2,000 mètres est encore
« satisfaisant sur les points où la vitesse ne dépasse pas 50 kilomètres à l'heure ;
« 5° Il est surtout très recommandé d'éviter la coïncidence d'un changement
« brusque de déclivité avec une origine de courbe. »

— Ces conclusions sont adoptées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE

Errata à l'exposé n° 3 par Mr Laurent Amadeo.

Page VII-25 du tiré à part n° 18 et du *Compte rendu* (page 1191 du *Bulletin* de 1900), après la 7e ligne du haut, *ajoutez :* « § 29. — 7° Dans les pentes sensibles, les courbes doivent être aussi ouvertes que possible ; on doit avoir soin de placer les changements de pente, autant qu'il est possible de le faire, dans les alignements droits. »

Page VII-25 (page 1191 du *Bulletin*), 8e ligne du haut, *au lieu de :* « Cette dernière condition ne sera que bien difficilement réalisable, *lisez :* « Ces dernières conditions ne seront que bien difficilement réalisables. »

Page VII-29 (page 1195 du *Bulletin*), 10e ligne du bas, *au lieu de :* « et Oy une horizontale », *lisez :* « et Ox une horizontale ».

Page VII-30 (page 1196 du *Bulletin*), 3e ligne du haut, *au lieu de :* « On peut poser », *lisez :* « On peut admettre ».

Page VII-43 (page 1209 du *Bulletin*), 6e ligne du haut, *biffez les mots :* « ou *vice versa* ».

Page VII-44 (page 1210 du *Bulletin*), 18e ligne du bas, *biffez les mots :* « ou *vice versa* ».

Errata à l'exposé n° 4 par Mr Van Bogaert.

Page VII-46 du tiré à part n° 18 et du *Compte rendu* (page 1795 du *Bulletin* de 1900), 16e ligne du haut, *au lieu de :* « 1 $^5/_8$ », *lisez :* « 1 $^5/_8$ ».

Idem, 17e ligne du haut, *au lieu de :* « 104 kilomètres », *lisez :* « 103 kilomètres ».

Page VII-52 (page 1801 du *Bulletin*), 4e ligne du haut, *au lieu de :* « 1,480 kilogrammes », *lisez :* « 1,440 kilogrammes ».

Page VII-55 (page 1803 du *Bulletin*), 10e ligne du haut, *au lieu de :* « $x = \mathrm{L}\,\frac{dF}{dx}$ doit... », *lisez :* « $x = \mathrm{L}, \frac{dF}{dx}$ doit... ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VII 61 (page 1809 du *Bulletin*), 2e colonne, question 6, 8e, 9e et 10e lignes du haut, *au lieu de :* « 5m00, 2 mètres, 1m50 et 1m50 », *lisez :* « 5m11, 2m06, 1m52 et 1m52 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 8e ligne du bas, *au lieu de :* « 7m80 », *lisez :* « 7m90 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 10e ligne du bas, *au lieu de :* « 7m20 ». *lisez :* « 7m90 ».

Page VII-65 (page 1813 du *Bulletin*), 2e colonne, question 6, 1re ligne du haut, *au lieu de :* « 6m80 », *lisez :* « 7m10 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 3e ligne du haut, *au lieu de :* « 7m80 », *lisez :* « 8m00 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 9e ligne du haut, *au lieu de :* « 3m60 à 4m80 », *lisez :* « 3m70 à 4m90 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 11e et 12e lignes du haut, *au lieu de :* « Empattement, 6m15 ; 6 essieux couplés », *lisez :* « Empattement, 6m38 ; 3 essieux couplés ».

Idem, 2e colonne, question 6, 13e ligne du haut, *au lieu de :* « 6m60 », *lisez :* « 6m70 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 4e ligne du bas, *au lieu de :* « 6m40 », *lisez :* « 6m48 ».

Idem, 2e colonne, question 6, 8e ligne du bas, *au lieu de :* « 9m30 et 1m80 », *lisez :* « 9m39 et 2m67 ».

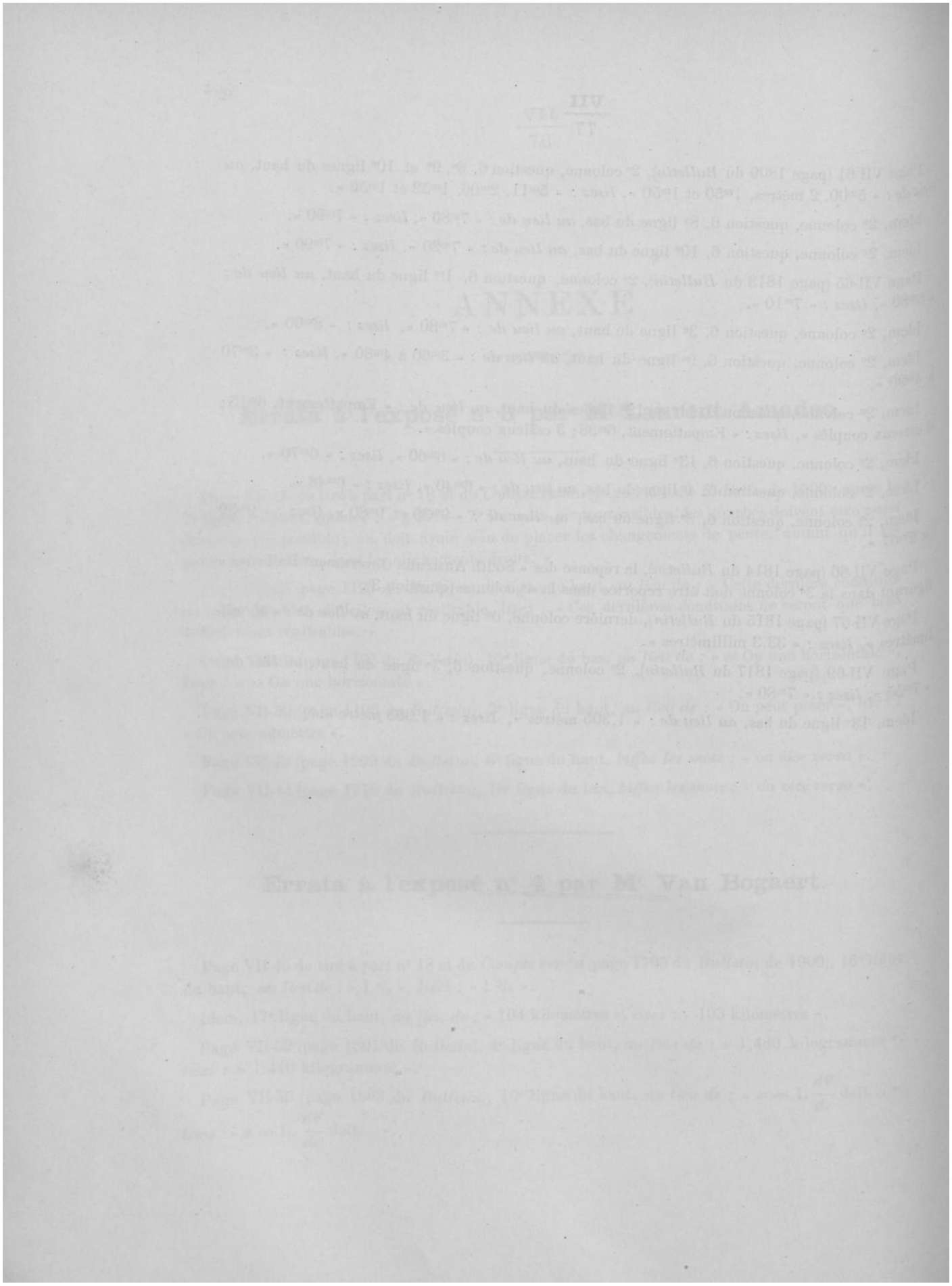
Page VII-66 (page 1814 du *Bulletin*), la réponse des « South Australia Government Railways » figurant dans la 3e colonne doit être reportée dans la 4e colonne (question 3).

Page VII-67 (page 1815 du *Bulletin*), dernière colonne, 6e ligne du haut, *au lieu de :* « 45 millimètres », *lisez :* « 33.3 millimètres ».

Page VII-69 (page 1817 du *Bulletin*), 2e colonne, question 6, 3e ligne du haut, *au lieu de :* « 7m55 », *lisez :* « 7m80 ».

Idem, 18e ligne du bas, *au lieu de :* « 1,305 mètres », *lisez :* « 1.305 mètre ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

[625.142.2 & 691] QUESTION VIII.

CONSERVATION DES BOIS

Étudier les modes de conservation des bois de construction de toute espèce et notamment des bois pour traverses de chemins de fer.

Rapporteur :

Tous les pays. — Mr Herzenstein (V.), ingénieur des voies de communication, vice-président de la Commission pour la conservation des bois en Russie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION VIII.

TABLE DES MATIÈRES

Pages.

Exposé, par M. V. Herzenstein. (Voir le *Bulletin* de juillet 1900, 1er fasc., p. 3497.) VIII — 3
Discussion en section . . . . . VIII — 325
Rapport de la 1re section . . . . . VIII — 346
Discussion en séance plénière . . . . . VIII — 346
Conclusions . . . . . VIII — 347
Annexe : Errata à l'exposé . . . . . VIII — 350

N. B. — Voir aussi le tiré à part (à couverture brune) n° 45.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625 .142.2 et 691]

EXPOSÉ

Par VLADIMIR HERZENSTEIN,

INGÉNIEUR DES VOIES DE COMMUNICATION ET INGÉNIEUR CIVIL,
VICE-PRÉSIDENT DE LA COMMISSION POUR LA CONSERVATION DES BOIS,
DIRECTEUR DU LABORATOIRE D'ESSAI DE LA COMPAGNIE DES CHEMINS DE FER DE MOSCOU-VINDAU-RYBINSK,
DIRECTEUR DU BUREAU TECHNIQUE INTERNATIONAL.

SOMMAIRE :

1. *Rapport.*

Pages.

Avant-propos . . . . . VIII- 5
A. — Bois de construction de toute espèce. . . . . VIII- 6
Conclusions VIII-16
B. — Traverses de chemins de fer VIII-18
Questionnaire détaillé relatif à la question VIII VIII-42

2. *Annexes.*

I. Projet de programme de pose uniforme de sections d'étude de voie sur traverses en bois VIII-49
II. Projet de programme d'essais uniformes à faire dans des laboratoires mécaniques ou sur des bancs d'épreuve VIII-50
III. Album de dix-huit essences de bois principalement employées en Europe pour traverses et bois de construction VIII-51
IV. Liste des administrations dont les renseignements se trouvent dans les annexes V et VI, avec indication de l'abréviation de leurs noms VIII-71

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pages.

V. Réponses des administrations de chemins de fer au questionnaire détaillé. Partie *A* : Bois de construction de toute espèce . . . VIII- 74

VI. Réponses des administrations de chemins de fer au questionnaire détaillé. Partie *B* : Traverses de chemins de fer VIII-107

VII. Tableau indiquant la quantité de traverses vierges et préparées, posées dans les voies et employées pour l'entretien annuel de chaque ligne VIII-292

VIII. Tableau comarpatif de la durée du service (nombre d'années) des traverses vierges et préparées dans les voies principales et de garage VIII-298

IX. Prix de revient des traverses vierges et préparées et charges annuelles pour l'entretien des traverses VIII-306

X. Renforcement et isolement imperméable des attaches des rails et conservation des traverses de chemins de fer, au moyen du trénail (système Albert Collet) VIII-318

XI. Résistance des traverses à la désorganisation de la voie (études faites à l'Est français) VIII-319

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

AVANT-PROPOS.

La question de la conservation des bois date de 1889. C'est à la troisième session du Congrès international des chemins de fer (à Paris) qu'on a soulevé la question de la durée du service des traverses en bois et, par suite, la Commission internationale permanente se décida à porter à l'ordre du jour de la quatrième session (Saint-Pétersbourg, 1892) la formation d'un projet de formulaire de renseignements techniques à recueillir sur les traverses en bois, en vue d'une session postérieure.

Ayant été nommé rapporteur de ce projet de formulaire, nous avons cru utile de le faire accompagner d'un rapport préliminaire, afin de montrer aux administrations de chemins de fer l'importance du sujet et l'énorme économie que son étude attentive pouvait permettre de réaliser dans la superstructure de leurs lignes.

Le résultat paraît nous avoir donné parfaitement raison, car, tandis que trente administrations nous avaient répondu pour la quatrième session (en 1892), nous avons reçu pour notre rapport à la cinquième session (Londres, 1895 : Renseignements techniques, formulaire C, sur la durée des traverses en bois des différentes essences vierges ou injectées d'après les derniers procédés) des réponses beaucoup plus détaillées de soixante-quatre administrations.

Pour la sixième session (Paris, 1900), la question s'est considérablement étendue; il s'agissait *d'étudier les divers modes de conservation des bois de construction de toute espèce et notamment des bois pour traverses de chemins de fer*. Cette fois, nous avons pu enregistrer (en y comptant les données précédentes) quatre-vingt-sept réponses plus ou moins détaillées.

Devant nous occuper des bois de construction en général et des traverses de chemins de fer en particulier, nous avons cru nécessaire de dresser des formulaires distincts pour ces deux subdivisions de la question.

Ceci s'imposait surtout par le fait que la préservation des bois de construction est traitée pour la première fois, tandis que celle des traverses se présente pour la troisième fois, de sorte que les administrations de chemins de fer qui ont déjà fourni des renseignements concernant les traverses pour les sessions précédentes n'avaient qu'à les compléter par de nouvelles données et pouvaient ainsi porter toute leur attention sur les questions concernant les bois de construction en général.

Le formulaire pour les traverses est suivi de deux projets :

1° Projet de programme de pose uniforme de sections d'étude de voie sur traverses en bois (annexe I) ;

2° Projet de programme d'essais uniformes à faire dans les laboratoires mécaniques ou sur des bancs d'épreuves (annexe II).

Ces deux projets sont présentés comme suite au désir émis par plusieurs délégués à la quatrième session du Congrès des chemins de fer (Saint-Pétersbourg, 1892), dans le but de pouvoir faire des études comparatives sur le service des traverses en bois d'après les renseignements *recueillis uniformément* par toutes les adminis-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

trations de chemins de fer adhérentes au Congrès, que ces dernières voudront bien faire parvenir au rapporteur à mesure de leur prélèvement. Ce programme est admis et employé par les administrations russes depuis quelques années.

Nous venons de compléter la première partie de l'étude que nous faisons depuis plusieurs années sur les maladies et la conservation des bois de construction et nous jugeons utile d'en tirer pour le présent rapport des photographies (des lamelles transparentes de bois coupées au moyen du mycrotome) de quelques essences employées en Europe pour constructions ou traverses.

Afin de donner une idée parfaite du tissu de ces bois, nous présentons pour chaque essence trois coupes : *transversale* (⊥ à l'axe de l'arbre), *radiale* (passant par l'axe de l'arbre) et *tangentielle* (‖ à l'axe de l'arbre).

Ces photographies forment un petit album joint au présent rapport (annexe III).

Remarque. — Les mesures des différents pays ont été réduites en mesures métriques pour permettre une comparaison plus facile des données comprises dans le présent rapport. Voici les valeurs que nous avons admises :

POUR LES MESURES RUSSES.

1 verste = 1,065 mètres.
1 sagène = 2.13 mètres.
1 pied = 305 millimètres
1 pouce = 25.4 millimètres.
1 verchok = 45 millimètres.
1 pied carré = 0.0929 mètre carré
1 pouce carré = 0.000645 mètre carré
1 pied cubique = 0.0283 mètre cubique.
1 poud = 16.400 kilogrammes.
1 livre = 0.410 kilogramme.
1 rouble = 100 copecks = 2 fr 70 c., cours moyen.
Pr. de 1 poud par 1" carré = 2,555 kil. par cent. carré.

POUR LES MESURES ANGLAISES.

1 mile = 1.61 kilomètre.
1 chaine (chain) = 66 pieds anglais = 20 mètres.
1 yard = 3 pieds anglais = 0.914 mètre.
1 pied (foot) = 305 millimètres.
1 pouce (inch) = 25.4 millimètres.
1 pied carré (square foot) = 0.0929 mètre carré.
1 pouce carré (square inch) = 0.000645 mètre carré
1 pied cubique (1 cubic foot) = 0.0283 mètre cubique.
1 tonne (ton) = 20 centner = 1,016.05 kilogrammes.
1 centner = 50.8 kilogrammes.
1 livre (libre) = 0.454 kilogramme.
1 gallon = 4.54 litres
1 livre sterling (pound) = 25 francs.
1 shelling (shilling) = 12 pence = 1 fr. 25 c
1 denier (penny) = fr. 0.104.
Pression d'une livre anglaise par pouce carré = à la pression de 0.07 kilogramme par centimètre carré.

1 florin d'Autriche = 2 fr. 15 c.
1 marc d'Allemagne = 1 fr. 25 c.

Nous avons cru commode d'ajouter au nom de chaque ligne un numéro en caractère romain pour en faciliter les recherches dans les annexes, en cas de renseignement. Ce numéro se répète dans tous les tableaux dressés pour le présent rapport (annexe IV).

A. — Bois de construction de toute espèce.

Cette partie de la question étant traitée pour la première fois, il n'est pas étonnant que le tiers (27) seulement des administrations consultées ait bien voulu répondre à notre questionnaire détaillé sur les bois de construction, mais, par contre, plusieurs nous ont fait parvenir des études intéressantes au plus haut degré.

Les vingt-sept administrations ci-dessus mentionnées emploient sur leurs lignes,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

comme bois de construction, vierge ou préparé, les essences suivantes : le chêne (commun, rouvre, pédonculé, etc.), le pin, le pitchpin, le sapin (blanc, rouge ou jaune), le mélèze, le hêtre, l'orme, le peuplier, le grisar, le teck, le charme, le frêne, le noyer, le tilleul, le peuplier, le bois de fer, l'eucalypte (*Eucalyptus crebra*, *Eucalyptus paniculata*), le *Podocarpus* (*Spicati*, *Hallii*, *Fotara*), l'*Agathis australis* et le *Dacrydium cupressinum*. Les cinq dernières essences sont employées presque exclusivement dans leurs patries respectives.

Quelques lignes divisent les bois par catégories, en indiquant d'une façon détaillée la catégorie à employer pour telle ou telle autre destination (État belge).

Les bois employés par les chemins de fer en Europe proviennent, pour la plupart, de la Russie, de la péninsule scandinave, de la Hongrie, de l'Italie et de l'Amérique.

Quelques administrations des lignes européennes ne tirent leurs bois que de leurs pays respectifs; ce sont, notamment, des lignes russes, italiennes, hongroises et autrichiennes (à l'exception du Sud autrichien, qui, entre autres, fait venir du pitchpin de l'Amérique du Nord). Les lignes américaines, ayant des bois exotiques très durables, se contentent des essences de leurs pays; quelques-unes seulement y ajoutent du pin rouge de la Baltique.

Toutes les administrations préfèrent abattre leurs bois pendant que la sève est stationnaire, en automne et en hiver; mais très peu d'entre elles se sont donné la peine de déterminer l'âge auquel il est préférable d'abattre les bois de diverses essences pour des constructions de toute espèce.

L'État hongrois (VIII) pense qu'il est préférable que le bois ait atteint :

Pour le chêne	120 à 125 ans.
— le hêtre	80 à 120 —
— le mélèze	120 à 150 —
— le pin et le sapin	70 à 100 —

tandis que l'État français demande :

Pour le chêne	250 ans.
— le charme	140 —
— le hêtre	120 —
— l'orme franc	100 —
— l'orme tortillard	100 —
— le sapin	100 —
— le peuplier	30 —

Après avoir abattu leurs bois, la plupart des administrations les font sécher avant de les mettre en œuvre : en Autriche, on laisse s'écouler, entre le moment de la coupe et celui du débit en poteaux, pièces, etc., au moins un an; en Hongrie, deux ans; en Belgique, de deux à quatre ans; en France, en moyenne trois ans. En réglant cette période de séchage, on peut aisément préparer le bois coupé pour être injecté à la créosote, au chlorure de zinc ou au sulfate de cuivre.

On dépose les bois dans la forêt, en piles, en les protégeant de l'humidité du sol.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On doit avoir soin d'écorcer les conifères et de laisser, au contraire, l'écorce aux bois à feuillage.

L'Est français (XXIV) forme ses piles de plateaux de chêne au moyen de pièces d'une même épaisseur (celles du même lit sont rapprochées sans cependant se toucher). Chaque lit est séparé par des tringles en bois de 10 millimètres d'épaisseur. Les piles sont couvertes et ont leurs côtés abrités par des panneaux en voliges. Les planches sont empilées, sans l'interposition des tringles, en croisant chaque lit et en laissant 60 millimètres de jeu entre deux planches; le dessus des piles est abrité par une couverture en volige avec une pente pour l'écoulement des eaux de pluie.

L'Ouest français (XXIX) enlève l'écorce des bois de chêne pour faciliter, autant que possible, la circulation de l'air. L'empilage est en herse; pour le sapin, il est en grille.

On transporte ordinairement les bois par voie de terre (chemin de fer ou chariot) ou par eau (en barque); il n'y a que les administrations des lignes russes et l'État hongrois (VIII) qui n'excluent pas le flottage.

Les plus grandes pièces de bois atteignent 22 mètres de longueur à l'État belge (IX), ce qui nécessite une installation toute spéciale pour leur préparation, tandis que partout en Europe, et presque partout en Amérique, les chantiers de préparation ne possèdent point de vase clos (cylindre de préparation) d'une longueur supérieure à six traverses (1), c'est-à-dire 18 mètres.

En ce qui concerne les substances préservatrices et les moyens que les administrations emploient pour préserver leurs bois de construction contre la pourriture et le feu, nous devons constater que la majorité a fait très peu dans cet ordre d'idées. Sur quelques lignes, on préserve encore les poteaux télégraphiques au sulfate de cuivre; l'État belge, le Nord français et les lignes anglaises emploient la créosote.

Contre le feu, il n'y a que la Compagnie d'Orléans et l'État belge qui font enduire le dessous des caisses de voitures d'une solution silicatée (1re couche, 20° Baumé, et 2e couche, 30° Baumé). Cette dernière administration prépare ses poteaux télégraphiques en vase clos et à la créosote depuis 1878. Antérieurement, on les conservait au sulfate de cuivre par le procédé Boucherie. *Contre la pourriture*, l'État belge emploie : le goudron végétal, le minium de plomb, des enveloppes métalliques et la carbonisation.

La peinture à l'huile et le goudron sont avantageusement remplacés par le carbolineum d'Avenarius. Pour les bois de fondation, on emploie parfois l'injection à la créosote. *Contre le feu*, l'État belge considère l'injection du phosphate d'ammoniaque en solution concentrée comme le meilleur préservatif, mais pour les bois de grandes dimensions l'application des peintures appropriées est préférable.

La plus efficace est la peinture à l'asbeste (de l'*United Asbestos Company* de Londres); elle est onctueuse, grasse, d'une application facile, d'un bon aspect et d'un prix peu élevé. Le badigeonnage au lait de chaux à plusieurs couches pour les charpentes et les voliges est également très recommandable et diminue dans une

(1) Dans l'Amérique du Nord, à Laramie, les cylindres sont d'une longueur de onze wagonnets.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

certaine mesure leur inflammabilité. Le même badigeonnage est aussi d'une certaine efficacité contre les insectes (vermoulures) ; on conserve également très longtemps ces bois en les laissant tremper pendant quelques jours dans du lait de chaux.

Le revêtement avec la masse anticalorique de Voltz est également employé contre le feu.

Les lignes qui conservent leurs bois soit à la créosote, soit au chlorure de zinc, introduisent la substance préservatrice dans le tissus ligneux en vase clos au moyen d'une pression de 5 à 9 atmosphères ; celles qui emploient le sulfate de cuivre se servent encore de l'ancien procédé du Dr Boucherie (principe de la capillarité), à l'exception de quelques lignes qui se contentent de tremper leur bois dans des fosses remplies de sulfate. D'autres enfin préfèrent différents enduits et la brosse, surtout contre le feu.

La durée des opérations diverses de la préservation des bois est très variable et l'influence de cette durée sur le service des bois n'a pas été signalée dans les réponses des administrations. Le Nord français, qui prépare ses poteaux télégraphiques au sulfate de cuivre par le procédé Boucherie, les injecte pendant six à huit jours (pour une longueur de 8 mètres).

A l'État belge, la préparation des bois à la créosote en vase clos par le système Bethel ne dure que deux heures ; par immersion, la durée est de vingt-quatre heures au plus, suivant le degré de siccité du bois et la température extérieure. Les bois créosotés se conservent indéfiniment dans les bâtiments. Le goudronnage n'étant que superficiel ne produit qu'un effet peu appréciable ; la peinture au carbolineum, quoique d'application relativement récente, semble devoir continuer à donner d'excellents résultats.

La composition chimique de la créosote et la concentration du chlorure que les lignes utilisent pour la préparation des bois est la même que celle qui est employée pour la préparation des traverses; elle sera indiquée plus loin dans la section B du présent rapport.

Pour le sulfatage, on a adopté la concentration de 1 kilogramme de sel sur 100 kilogrammes d'eau.

Quant à la quantité de substance préservatrice qu'absorbent les bois de diverses essences sur différentes lignes, elle est très variable.

Les poteaux télégraphiques en bois blanc sulfaté absorbent en moyenne de 0.25 à 0.40 kilogramme en Autriche et de 0.20 à 0.55 kilogramme de sulfate par mètre courant de poteau en France.

Pour la créosote injectée en vase clos, le sapin en absorbe en Belgique jusque 250 litres par mètre cube ; en France, de 100 à 400 kilogrammes par mètre cube, et en Angleterre, de 130 à 300 kilogrammes par mètre cube.

Le chêne absorbe dans les mêmes conditions de 20 à 80 kilogrammes par mètre cube.

Le sapin absorbe, par pression en vase clos, de 180 à 300 kilogrammes de chlorure de zinc par mètre cube de bois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Très peu d'administrations nous ont fait parvenir leurs observations relativement à l'influence de la température de la substance antiseptique sur la marche et l'efficacité de la préservation des bois. Celles qui ont émis leur opinion sont toutes d'accord sur ce point qu'il convient de prescrire le chauffage de la créosote à 50° ou 60° C. pour arriver à une bonne préparation. La plupart des lignes emploient la dessiccation naturelle. L'Est français sèche ses bois dans des étuves en maçonnerie très bien combinées et l'Orléans emploie entre autres l'enfumage.

Quelques lignes seulement ont présenté des observations sur l'influence de l'âge des bois sur la marche et l'efficacité de la préservation et toutes reconnaissent que le bois jeune absorbe mieux la créosote et le chlorure de zinc, et que plus le bois est âgé et de meilleure qualité, moins la préparation est efficace et nécessaire.

Quant aux administrations peu nombreuses qui nous ont fait parvenir leurs observations sur l'influence de l'époque d'abatage des bois, sur le mode et l'efficacité de la préservation, elles assurent toutes qu'il faut abattre les bois soit en hiver, soit au commencement du printemps, avant la sève, car, dans ce cas, le bois absorbe mieux le liquide antiseptique.

Le flottage du bois facilite son lessivage et, de ce chef, doit être considéré comme favorable à sa conservation, d'autant plus qu'il augmente l'absorption par le bois du liquide antiseptique.

L'empilage des bois vierges débités doit assurer sa dessication complète, tout en évitant des fentes, des gerces et des déformations, c'est-à-dire en évitant que la dessiccation soit trop rapide. A cet effet, les bois doivent être empilés sur des taquets, pour faciliter l'aérage et empêcher l'échauffement.

En ce qui concerne l'empilage des bois préparés, on le fait de différentes manières: en piles carrées ou sur des taquets, en piles mortes, ou même debout, ce qui est préférable, les bois restant intacts.

L'Est français empile ses bois avivés (plateaux, pièces avivées, planches, etc.) sur épingles de 10 millimètres d'épaisseur en plein air. Les piles sont inclinées de 10 centimètres par mètre et accolées dos à dos; le dessus et les flancs sont entourés de panneaux mobiles, destinés à les préserver des intempéries. Les bois de choix sont empilés de la même façon dans un magasin couvert, où l'air peut circuler librement. Nous n'avons pas reçu de renseignements quant à l'influence du temps entre la préparation des bois et leur mise en œuvre sur la durée du service de ces bois. Cette période varie de trois jours à quatre ans. D'ailleurs, les bois séchés artificiellement ou naturellement peuvent être employés de suite après la préparation.

En ce qui concerne les propriétés des bois vierges et conservés, nous nous trouvons en présence de renseignements peu comparables, parce qu'ils n'ont pas été recueillis dans des conditions uniformes. L'étude de ces questions (23 à 31) étant très importante pour faire un choix raisonnable d'un bon procédé de conservation, nous nous permettons de proposer aux membres du Congrès de la faire continuer pour la session prochaine.

Voici les données moyennes que nous avons reçues sur la densité des bois :

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Tableau n° 1.

ESSENCES DES BOIS.	DENSITÉ DÉTERMINÉE SUR LES LIGNES. V. AUTRICHE-HONGRIE.	VI. K. FERD.-NORDB.	VIII. ÉTAT HONGROIS.	IX. ÉTAT BELGE.	XXIV. EST FRANÇAIS.	XXV. NORD FRANÇAIS.	XXIX. OUEST FRANÇAIS.	LXXXVIII. SAINT-GOTHARD.	*Observations.*
Bois vierge.									
Pin frais	0.91	...	0.76	...	...	0.55-0.77	...	...	(*a*) La dessiccation des bois a eu lieu à l'air libre, à l'exception des bois de l'Est français qui étaient étuvés. Nous n'avons pas de renseignements sur la dessiccation des essences dont les noms sont suivis d'un (*t*).
— séché (*a*)	0.55	0.545-0.680	0.47	...	...	...	...	...	
Sapin frais	0.88	...	1.00	...	...	...	...	...	
— séché	0.55	...	0.48	...	...	...	...	...	
Mélèze frais	0.92	...	0.76	0.942	...	...	...	...	
— séché	0.47	...	0.62	...	...	...	...	...	
Chêne commun frais	1.06-0.900	...	1.20	1.070	...	1.000-1.100	1.170	...	
— — séché	0.91-0.69	0.837-1.004	0.94	0.830	..	...	0.650	...	
Chêne rouvre frais	...	...	1.20	...	...	...	..	...	
— — séché	...	...	0.94	...	...	...	...	...	
Hêtre rouge frais	...	...	0.961-1.010	0.815	...	...	...	...	
Sapin rouge (*t*)	...	...	...	0.660	...	0.50-0.65	0.660	0.510	
Châtaignier (*t*)	...	...	...	0.685	...	...	...	...	
Orme (*t*)	...	...	...	0.735	...	0.750	...	..	
Peuplier (*t*)	...	...	...	0.750	...	0.600	...	...	
Sapin du Nord, non étuvé	...	...	...	...	0.485	..	...	...	
— — étuvé	...	...	...	...	0.440	...	..	..	
Sapin de Lorraine, non étuvé	...	...	...	...	0.499	...	...	...	
— — étuvé	...	...	...	...	0.459	...	...	..	
Peuplier, non étuvé	..	...	...	...	0.501	...	...	..	
— étuvé	...	...	...	...	0.436	...	...	..	
Tilleul, non étuvé	...	...	...	...	0.528	...	...	...	
— étuvé	...	...	...	...	0.488	...	...	..	
Noyer, non étuvé	...	...	...	...	0.682	...	...	...	
— étuvé	...	..	...	...	0.651	...	...	...	
Orme français, non étuvé	...	...	...	...	0.667	..	...	...	
— — étuvé	...	...	...	...	0.614	...	...	...	
Orme tortillard, non étuvé	...	...	...	...	0.695	..	...	...	
— — étuvé	...	...	...	...	0.630	...	...	...	
Pitchpin, non étuvé	...	...	...	...	0.746	1.00-1.10	...	..	
— étuvé	...	...	...	...	0.675	...	...	..	
Hêtre, non étuvé	...	...	...	...	0.775	...	..	.	
— étuvé	...	...	...	...	0.775	...	...	...	
Frêne, non étuvé	...	...	...	...	0.787	...	...	...	
— étuvé	...	...	...	...	0.714	...	...	...	
Charme, non étuvé	...	...	...	...	0.916	...	...	..	
— étuvé	...	...	...	...	0.871	...	...	...	
Chêne, non étuvé	..	...	...	...	0.919	...	...	...	
— étuvé	...	...	...	...	0.850	...	...	...	
Acajou (*t*)	...	...	...	...	...	0.60-0.80	...	...	(*b*) Le renseignement ne précise point l'espèce du bois de houx, le K. Ferd.-Nordbahn emploie le pin et le sapin.
Bois après la préparation.									
Bois blancs (*b*)	...	0.870	...	...	...	...	...	...	
Chêne	...	0.95-1.00	...	...	...	...	...	...	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'hygroscopicité des bois n'a été observée que sur deux réseaux; la Société austro-hongroise a remarqué que la quantité d'eau contenue dans le bois frais comporte 40 p. c.; cinq mois après l'abatage, environ 30 à 35 p. c., et au bout d'un an de dépôt, 20 à 25 p. c. de son poids.

Au Saint-Gothard, le sapin rouge à l'état vierge ne contient que 11 à 13 p. c. d'eau.

Il résulte de même des renseignements obtenus que les lignes autrichiennes et hongroises sont d'accord pour trouver le chêne et le mélèze difficilement inflammables, le hêtre d'une inflammabilité moyenne, et, par contre, le sapin et le pin facilement inflammables.

Le Nord français trouve que les bois créosotés sont très inflammables et que le sulfate de cuivre diminue l'inflammabilité normale du bois.

Quant à la gélivité des bois, les renseignements manquent presque complètement; les lignes autrichiennes et hongroises trouvent que les bois durs, surtout le chêne, sont gélives et que les bois préparés le sont moins.

Cette dernière observation est faite également par le « Lancashire & Yorkshire Railway ».

L'Est français nous a fait parvenir une étude très intéressante sur la limite d'élasticité de ses bois non étuvés et étuvés. Les résultats en sont reproduits dans le tableau n° 2.

Tableau n° 2.

DÉSIGNATION DES ESSENCES.	LIMITE D'ÉLASTICITÉ DES BOIS			
	non étuvés.		étuvés.	
	Flèches.	Pressions.	Flèches.	Pressions.
	Millimètres.	Kilogrammes.	Millimètres.	Kilogrammes.
Orme tortillard.	18.70	187.5	18.94	162.5
— franc.	14.88	262.5	14.84	220.0
Peuplier.	21.22	307.5	15.69	272.5
Hêtre	15.01	323.0	13.26	263.0
Sapin de Lorraine	18.92	327.5	13 54	280.0
— du Nord	22.80	360.0	19.07	370.0
Tilleul	17.61	367.5	16.79	295.0
Chêne	23.06	407.5	20.07	386.2
Charme	21.56	410.0	17.91	358.0
Frêne	19.01	412.0	17.30	388.5
Noyer	27.06	462.5	25.13	420.0
Pitchpin	23.10	543.0	20.02	481.2

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il est regrettable que cette étude n'ait pas porté également sur les mêmes essences à l'état préparé.

Une ligne anglaise, le « Lancashire & Yorkshire », émet l'opinion que le créosotage rend le bois moins élastique. Les observations d'autres administrations, ainsi que mes études personnelles, me conduisent à émettre une opinion tout autre : la créosote rend le bois plus élastique, tandis que le sulfate et le chlorure de zinc produisent l'effet contraire.

La fendilité des bois est constatée par plusieurs lignes, mais aucune n'a indiqué l'influence de la préparation des bois sur cette propriété contrariante. Le hêtre, le pin, le sapin se fendent plus facilement, le chêne et le mélèze plus difficilement. Pour éviter la fendilité, il faut que la dessiccation des bois se fasse avec beaucoup de précautions.

La Société austro-hongroise trouve qu'un moyen pour combattre la fendilité des bois consiste à les débiter aussitôt après l'abatage et à les mettre à l'abri du vent et du soleil. Il est bon également, après l'abatage, d'enduire les bouts sciés avec un mélange de bouse et de terre glaise et d'y coller un fort papier.

L'État belge combat la fendilité de ses bois en faisant flotter les poutres et en adoptant l'insertion d'agrafes en fer pour les madriers.

Plusieurs autres lignes se servent de fers en S pour les bouts.

Au Nord français, on boulonne les grosses pièces de charpentes qui se fendent. Sur les grands bois de sapin, une couche d'huile de lin exerce une influence sensible contre la fendilité des pièces.

A l'Ouest français, on observe, en général, les règles suivantes lorsqu'on commande des bois de construction :

1° Les pièces jusqu'à un équarrissage de 300 × 150 millimètres doivent être entièrement purgées de cœur;

2° Les autres pièces de dimensions plus fortes peuvent contenir ce cœur, à la condition expresse qu'il en occupe à peu près le milieu;

3° En ce qui concerne l'emploi des bois débités, même exempts de cœur, on doit éviter, avec le plus grand soin, d'exposer au soleil et aux intempéries les parties voisines de ce cœur, qui devront toujours former la face inférieure des pièces en contact direct avec une autre surface ou avec le sol.

Nous avons reçu très peu de renseignements relativement aux coefficients de résistance, à la compression, à la traction (ou l'extension), à la torsion, au cisaillement, au foncement, au frottement, etc. D'ailleurs, les données fournies n'ont pas été obtenues dans des conditions plus ou moins uniformes et ne sont malheureusement que fort peu comparables. Il est à espérer que pour les sessions ultérieures du Congrès les administrations adhérentes voudront bien faire faire des essais suivant un programme uniforme, soit dans le genre de celui que je propose dans l'annexe I du présent rapport, soit dans un autre genre que les membres du Congrès voudront bien indiquer. Il serait de même très important

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'étudier l'influence qu'exerce la préparation des bois sur la valeur de leurs coefficients de résistance.

Voici quelques renseignements qui nous sont parvenus :

EST FRANÇAIS.

Tableau n° 3.

ESSENCES DE BOIS.	Résistance par centimètre carré.		ESSENCES DE BOIS.	Résistance par centimètre carré.	
	Bois non étuvé.	Bois étuvé.		Bois non étuvé.	Bois étuvé.
	Kilog.	Kilog.		Kilog.	Kilog.
Sapin du Nord	480.0	552.0	Chêne	821.4	818.4
Orme tortillard	495.6	408.0	Charme	837.6	772.8
Sapin de Lorraine	523.2	554.4	Frêne	838.8	826.8
Peuplier	532.8	588.0	Pitchpin	879.0	851.4
Orme franc	716.8	637.2	Hêtre	880.8	808.8
Tilleul	781.2	615.6	Noyer	900.0	841.2

ÉTAT BELGE.

Tableau n° 4.

ESSENCES DE BOIS.	RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ EN KILOGRAMMES				
	à la compression.		à l'extension.		à la torsion.
	∥ aux fibres.	⊥ aux fibres.	∥ aux fibres.	⊥ aux fibres.	
Chêne	...	360	812	162	286
Sapin	...	334	854	...	222
Pin d'Amérique	...	112	...	119	...
Orme	...	89	..	...	...
Hêtre	...	...	802	...	...
Frêne	...	...	1,195	...	...
Tremble	...	...	650	...	...
Poirier.	...	...	667	...	...
Peuplier	...	...	..	124	...

Remarque. — Pour les charges permanentes on ne doit prendre que le dixième des chiffres de résistance ci-dessus.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le Nord français admet dans le sens longitudinal les coefficients ci-dessous :

Tableau n° 5.

GENRE DE RÉSISTANCE	Pour le chêne par centimètre carré.	Pour le hêtre par centimètre carré.
	Kilogrammes.	Kilogrammes.
Pour la rupture à l'extension	800	800
— — à la compression dans le cas d'un tube.	500	540
Pour la rupture à la torsion	280 à 300	320

La ligne suisse du Saint-Gothard a observé pour son sapin rouge une résistance par centimètre carré :

A la flexion de	435	kilogrammes.
— traction de	738	—
— compression de	283	—
Et au cisaillement de	66	—

Quant aux maladies et tares de bois qui nous ont été indiquées par les compagnies, elles sont très nombreuses, mais il en est une cependant qui n'a pas été citée, bien qu'on la rencontre très souvent (en Europe surtout), *c'est le mérule*. Tout homme de chemin de fer a eu l'occasion de voir à regret de belles poutres, des charpentes et des maisons entières (en bois) en décomposition, quelquefois même avant qu'elles soient achevées. C'est le travail occulte du terrible champignon, le mérule (*Merulius lacrimans*, Hausschwamm). Je le qualifie de terrible, car presque toujours on ne découvre sa présence dans le bois que quand ce dernier est complètement détruit et qu'il n'y a presque plus moyen de sauver le bâtiment. Le mérule accomplit son œuvre de destruction très rapidement et quelque fois à tel point qu'une maison de trois ou quatre étages est perdue au bout de six à sept mois.

En Autriche, en Allemagne et en Russie, le monde technique, surtout celui des chemins de fer, s'occupe beaucoup du mérule, et l'Association internationale pour l'essai des matériaux a créé une commission qui doit siéger à Paris en 1900 à l'effet spécial d'étudier les moyens de se défendre contre ce champignon néfaste.

Voici les maladies et tares des bois de construction que les compagnies ont signalées, sans indiquer les moyens d'en guérir ou d'en préserver les bois.

Les sapins et les pins souffrent très souvent de la roulure, pourriture sèche et humide, nœuds vicieux, gerçures, fentes et taches bleuâtres.

Certains sapins du Nord sont saignés pour l'enlèvement de la résine.

Les hêtres et les chênes abattus en sève s'échauffent et tombent malades de la roulure; parfois ils présentent des chancres à l'insertion des branches. Souvent le

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

chêne présente de l'entr'écorce et des nœuds; le frêne et le peuplier des fentes; le sapin des nœuds; l'orme des gélivures et de l'entr'écorce; le pitchpin des roulures et des cadrannures; le tilleul et le noyer des gerces et des fentes, et le charme des fentes.

Les questions relatives aux conditions dans lesquelles les bois font leur service ont été posées pour connaître l'influence de ces conditions sur la durée du service pour les bois vierges et les bois préparés.

Les réponses qui nous sont parvenues ne contiennent point les renseignements nécessaires, et pour ces points encore il convient de continuer l'étude pour une prochaine session du Congrès.

Conclusions.

La détérioration principale constatée dans les bois de construction vierges, c'est la pourriture.

Le créosotage diminue la destruction pour un temps considérable. La durée du service est très variable.

En Autriche-Hongrie, les bois blancs vierges durent de	.	4 à 6 ans.
— — préparés durent	.	9 ans et plus.
— les chênes vierges durent de	. .	12 à 20 ans.
— les mélèzes vierges durent de	. .	12 à 15 —
En Angleterre, les pins vierges durent de	. . . . .	10 à 16 —
— — préparés durent	. . . . .	40 ans.

Dans la Nouvelle-Galles du Sud, le bois de fer et l'*Eucalyptus* vierges servent dans les bâtiments pendant cent ans et dans les ponts pendant vingt-cinq ans. Quant aux mesures avantageuses à prendre pour augmenter la résistance des bois à l'usure mécanique, elles ne nous ont été signalées que par l'Ouest français où l'on emploie à cet effet, pour les longrines des viaducs métalliques, des semelles en feutre goudronné. Ces semelles sont placées directement sous les patins des rails et entre les longrines de bois et les poutres en métal.

Les administrations reconnaissent le créosotage comme le procédé le plus avantageux pour préserver le bois contre la pourriture et les insectes; quelques-unes seulement emploient la peinture au carbolineum et l'injection au chlorure de zinc.

Pour préserver le bois du feu, il n'y a que des essais (des peintures au verre fluide ou à l'asbeste); à l'Orléans, on emploie depuis longtemps la peinture silicatée et on en est satisfait.

Voici les prix des bois que quelques administrations ont bien voulu nous faire parvenir. (Voir tableau n° 6 ci-après.)

Quant aux prix de revient de la préservation du bois, ils varient selon l'essence, la substance antiseptique, le procédé et le pays.

En *Autriche*, la conservation du sapin et du pin au chlorure de zinc en vase clos revient de 9 fr. 18 c. à 9 fr. 68 c. par mètre cube et celle du chêne à 7 fr. 74 c. le mètre cube.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Tableau N° 6.

ESSENCES ET CATÉGORIES.	PRIX DU MÈTRE CUBE OU DES PIÈCES ENTIÈRES DE BOIS VIERGE (en francs).									
	IV. SUD DE L'AUTRICHE.	VI. K. FERD.-NORDB.	VIII. ÉTAT HONGROIS.	XXII. P.-L.-M.	XXIV. EST FRANÇAIS.	XXV. NORD FRANÇAIS.	XXIX. OUEST FRANÇAIS.	LXXXIV. RIAZANE-OURALSK.	LXXXV. VLADI-CAUCASE.	LXXXVIII. SAINT-GOTHARD.
Chêne débité (*b*). . . Mèt. cubes.	68.80	73.10-116.10 (*a*)	64.50-107.50	...	...	124.50 (*i*)	100-150	...	76.32-114.48	90-110 (*n*)
Mélèze — . . . . —	53.75	43.00-129.00 (*c*)	64.50-129.00	...	...	...	...	...	...	...
Pin — . . . . —	49.45	23.65-45.15	23.75-32.25	...	...	...	...	...	38.16-57.24	...
Sapin — . . . . —	43.00	23.65-45.15	23.75-32.25	...	60.00 (*g*)	102.00 (*i*)	...	...	33.39-42.93	25-50 (*m*)
Pitchpin — . . . . —	68.80-75.25	...	...	...	72.35	...	...	...	...	...
Pin sauvage — (*d*) . . —	...	38.70-60.20	...	...	...	...	...	...	...	...
Chêne en grume (*e*). . . . —	...	...	38.70	82.50	112.63	...	70 à 75	...	...	...
Pin — . . . . . —	...	...	12.90	...	...	...	...	...	...	...
Sapin — . . . . . —	...	...	12.90	50.00	...	...	...	...	...	...
Mélèze — . . . . . —	...	...	53.75-107.50	...	...	...	...	...	...	...
Chêne en plateaux (*f*). —	...	...	86.00-107.50	...	112.02	...	80-100 (*k*)	...	...	...
Pin — . . —	...	...	27.95-40.85	...	...	...	...	...	...	...
Sapin — . . —	...	...	27.95-40.85	...	64.65 (*h*)	...	...	...	...	...
Mélèze — . . —	...	...	64.50	...	...	...	...	...	...	...
Frêne — . . —	...	...	...	...	131.66	...	...	...	...	...
Peuplier — . . —	...	...	...	...	52.53	...	...	...	...	...
Charme — . . —	...	...	...	...	67.00	...	...	...	...	...
Orme franc — . .	...	...	...	...	107.40	...	...	...	...	...
Orme tortillard — . . —	...	...	...	...	98.00	...	...	...	...	...
Hêtre — . . —	...	...	...	...	53.05	...	...	...	...	...
Noyer — . . —	...	...	...	...	168.50	...	...	...	...	...
Tilleul — . . —	...	...	...	...	107.00	..	..	...	...	...
Orme tortillard en grume. —	...	...	...	...	78.00	...	...	...	...	...
Sapin en bois brut (*l*). . . Mèt. cour[ts].	...	...	...	...	...	..	..	0.10-4.57 (*l*)	...	...
— en poutres. . . . . —	...	...	...	...	...	...	...	1.09-5.71	...	...
— en planches . . . . —	...	...	...	...	...	...	...	0.23-0.88	...	1.20-3.75 (*o*)

(*a*) Selon les dimensions.
(*b*) Débité en bois de construction.
(*c*) Selon les dimensions.
(*d*) Pinastre.
(*e*) Ronds de 30 à 60 centimètres de diamètre.
(*f*) En plateaux et planches.
(*g*) Sapin de Lorraine en pièces.
(*h*) Sapin du Nord en madriers.
(*i*) Sciés à toutes dimensions aux ateliers des lignes. Ces prix sont à majorer des frais de transport et de la manutention aux lieux d'emploi.
(*k*) Châssis des appareils.
(*l*) Le mètre courant, selon les dimensions.
(*m*) Ces prix (aux lieux d'empilage) se rapportent au bois de sapin rond et débité en bois de construction de diverses dimensions (poutraisons, entretoises, pilotis, etc.).
(*n*) Pris aux lieux d'empilage.
(*o*) Planches de 6 centimètres d'épaisseur, fr. 3.00 à 3.75 le mètre carré.
— de 4.5 à 3 centimètres d'épaisseur, fr. 2.90 à 1.80 le mètre carré.
Madriers, 8 × 24 centimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En *France*, sur le réseau de Paris à Lyon et à la Méditerranée, le créosotage revient, par mètre cube, pour le chêne à 6 francs, et pour le sapin à 20 francs.

Au Nord français, le créosotage (système Blythe-thermo-carbolisation) revient, pour le chêne, à environ 6 fr. 75 c. le mètre cube, et pour le sapin, à 13 francs le mètre cube.

Les poteaux télégraphiques en pin ou en sapin sont achetés tout préparés au sulfate de cuivre aux prix suivants :

Poteau de	6 mètres	fr.	9.00 la pièce.
— de	8 —		11.50 —
— de	10 —		18.50 —
— de	12 —		25.00 —
— de	15 —		40.00 —
— de	17 —		53.00 —
— de	20 —		75.00 —

A l'Ouest français, le sulfatage des poteaux télégraphiques en pin ou en sapin revient environ à 10 francs le mètre cube.

En *Angleterre*, le créosotage du pin et du sapin par le procédé Bethel revient de 10 fr. 60 c. à 18 fr. 75 c. le mètre cube, et la conservation du même bois au chlorure de zinc par le procédé Burnett à 4 fr. 67 c. le mètre cube.

En *Russie*, au réseau du Riazane-Ouralsk, la conservation du pin au chlorure de zinc en vase clos revient à 5 fr. 84 c. le mètre cube.

Et enfin, au Saint-Gothard, on compte pour l'imprégnation du bois de pin ou de sapin au chlorure de zinc 10 francs par mètre cube, et à la créosote, 18 francs par mètre cube.

Pour conclure, nous nous permettons d'espérer que ce premier rapport sur la conservation des bois de construction qui, en somme, n'en est qu'une ébauche, servira de programme à une étude beaucoup plus détaillée de cette question pour une session ultérieure. Un échange de renseignements entre les administrations sur les moyens de diminuer les dépenses énormes que provoquent les bois de construction sur les lignes est devenu opportun et tout à fait indispensable.

B. — Traverses de chemins de fer.

Cette question va être traitée pour la troisième fois; [elle l'a été déjà aux sessions de Saint-Pétersbourg (1892) et de Londres (1895)]. Plusieurs administrations de chemins de fer nous envoient aussi pour la troisième fois leurs réponses à notre questionnaire détaillé (annexes VI et XI) et, malheureusement, nous sommes obligé de constater que la question de la conservation des bois surtout, qui est de nature cependant à faire réaliser une économie notable dans l'exploitation des chemins de fer, n'a pas fait un grand pas depuis 1892.

Dans le présent rapport, nous avons réuni tous les renseignements que nous avons reçus pour les quatrième, cinquième et sixième sessions du Congrès et nous

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

espérons que les administrations voudront bien compléter ces données en faisant parvenir à la Commission internationale permanente du Congrès des chemins de fer à Bruxelles les résultats des essais qu'elles ont faits et continueront à faire sur leurs lignes, d'après des programmes uniformes, soit d'après ceux qui sont reproduits dans les annexes (I et II) de ce présent rapport, soit d'après d'autres, élaborés par les membres du Congrès.

Voici en résumé comment se présente la question de la conservation des traverses d'après les renseignements fournis par les administrations de chemins de fer depuis 1890 jusqu'à ce jour :

Les essences employées en Autriche-Hongrie sont le chêne, le mélèze, le sapin, le pin, le hêtre, presque exclusivement du pays (une partie de pin et de sapin vient de la Russie). La quantité de traverses en chêne, mélèze et en pin diminue d'année en année, tandis que celle de traverses en hêtre augmente très rapidement.

La Belgique emploie le chêne, le sapin et le (hêtre en quantité insignifiante). Ces bois proviennent pour un tiers du pays et pour deux tiers de la Russie, de l'Allemagne, de l'Amérique et des Indes néerlandaises

En Danemark, on n'emploie que le sapin et en partie le chêne : le premier de provenance russe et prussienne et le deuxième de la Suède et du pays.

En France, on préfère le chêne du pays au (Paris-Lyon-Méditerranée et aux Méridionaux, on le tire de l'Italie), le hêtre du pays, le pin de la Baltique et en partie du pays des Landes.

La ligne colombienne « Cartagena-Magdalena » et la ligne américaine « Southern Pacific Railway » (États-Unis du Nord) n'emploient que du pin du pays de toute espèce ; les lignes espagnoles ne se servent que du pin et du chêne du pays.

En Angleterre — principalement, le pin rouge de la Baltique (*Pinus sylvestris*); aux Indes et aux colonies anglaises, le Sal et le deodar à l' « East Indian Railway », — le pin de la Baltique et le Karryon Jarroh, au « Natal Government Railways », le bois jaune (*Podocarpus latifolius* et *podocarpus elongatus*) et le Jarrah ou Karry d'Australie (*Eucalyptus marginata* et *Eucalyptus diversicolor*) au Cap de Bonne-Espérance; au New Seeland, on emploie des podocarpes et des eucalyptes, et enfin au « New South Wales », du bois de fer.

En Italie, on préfère du chêne rouge (*Quercus robur*) du pays.

En Hollande, du chêne et du teak pour les lignes à trafic important et du sapin rouge pour les lignes à faible trafic. Dans les courbes, toujours des traverses en chêne.

La ligne du Prince Henri n'admet que du chêne et du hêtre du pays (Luxembourg).

Le Portugal préfère le pin maritime et en partie le chêne, tandis que la Roumanie n'emploie que le chêne (*Quercus pedunculata* et *Quercus vessiliflora*).

Quant aux lignes russes, elles n'emploient que du bois du pays, le plus souvent du pin, un peu de sapin et très peu de chêne. Les lignes finlandaises n'emploient que du pin (*Pinus sylvestris*) du pays.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Presque toutes les lignes font abattre leurs bois, pour traverses, de fin octobre à fin mars, dans tous les cas, pendant que le bois est hors sève. Il n'y a que l'État hongrois qui permet l'abatage du hêtre pendant toute l'année et le réseau français de Paris à Lyon et à la Méditerranée qui abat le chêne du 15 octobre au 1er juillet (sève stationnaire).

Il nous semble, cependant, que cette prescription ne s'est généralisée que par suite d'un manque d'observations et d'expériences sur la durée des bois coupés au printemps ou en été et traités par un procédé de conservation quelconque.

La sève, étant au printemps et en été dans un état plus liquide, peut être plus facilement extraite du tissu ligneux et, par suite, plus parfaitement remplacée par une substance antiseptique. Des essais ont été faits dans cette voie en Amérique; nous nous proposons d'en faire de même en Russie, et il est à désirer que les administrations de chemins de fer s'intéressent à cette question de grande importance pour la qualité et le prix de leurs approvisionnements de bois.

Les administrations nous ont fait parvenir beaucoup de renseignements sur l'âge des bois, sans toutefois signaler l'influence de l'âge des bois sur leur service et sur l'efficacité de leur préservation. Ces renseignements peuvent néanmoins servir à continuer les études sur cette question; si les essais faits sur la ligne de Nicolas (LXXII), en Russie, — on y a employé dans la voie de jeunes pins de 35 ans, au lieu de vieux de 70 à 75 ans —, donnent là et ailleurs de bons résultats, il sera possible de diminuer le prix des traverses en débitant, à cet effet, des bois plus jeunes.

Plusieurs lignes n'indiquent point d'âge d'abatage et se contentent de dire que les dimensions des troncs règlent le choix.

L'État hongrois demande pour le chêne de 100 à 250 ans, et pour le hêtre de 80 à 200 ans, tandis qu'en Belgique le chêne doit avoir de 80 à 90 ans.

En France, les chiffres sont très différents : à l'État français, de 45 à 80 ans; à l'Orléans, de 80 à 150; à l'Est français, au minimum 50; au Midi, pour le chêne, environ 100 ans; pour le pin maritime, à partir de 50 ans (passé 100 ans, les bois ont une tendance à s'altérer sur pied); enfin, l'Ouest admet pour le chêne au moins 70 ans, et pour le hêtre 60 ans.

Sur les lignes anglaises, on préfère abattre le pin à l'âge moyen de 60 ans.

En Italie, on emploie le chêne à l'âge de 80 à 150 ans.

En Russie, on admet les bois de 40 à 100 ans, et chaque ligne indique, dans son cahier des charges, l'âge limite qu'elle préfère, sans pourtant justifier son choix.

Les renseignements que nous avons reçus ne nous permettent pas de déterminer l'influence qu'exerce, sur le service des traverses, la durée de temps qui s'écoule entre la coupe des bois et leur débit en traverses.

Le temps pendant lequel on abandonne les bois abattus en forêt avant de les débiter est généralement : pour le pin, de deux à six mois; pour le hêtre, de trois à six mois, et pour le chêne, de six mois à un an. Quelques administrations tolèrent et même prescrivent des périodes bien plus longues, surtout pour le chêne (au Nord

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

français, les bois de chêne doivent avoir *au moins* deux ans de coupe au moment du débit et, à l'Ouest français, on conserve le chêne coupé, avant de le débiter, plus de deux ou trois ans), tandis que d'autres demandent que le débit se fasse, surtout pour le pin et le hêtre, au fur et à mesure de l'abatage, afin d'éviter l'échauffement des bois. Le hêtre est débité, par d'autres administrations, de neuf mois à un an après son abatage.

Les bois abattus et restés en forêt sont écorcés, puis mis en piles sur cales et laissés ainsi jusqu'au moment de leur débit. Cette période a certainement une très grande influence sur la durée du service des bois, mais malheureusement, c'est une des questions sur lesquelles nous avons reçu des renseignements peu précis, car la plupart des administrations font leurs réceptions de bois et de traverses non en forêt, mais bien sur leurs lignes.

Le débit achevé, on place les traverses en forêt en piles carrées, en grille et en herse, et *toujours sans écorce*, à l'exception des traverses en chêne coupé en hiver; ces dernières restent empilées avec leur écorce jusqu'au printemps. Généralement, les traverses restent empilées en forêt de trois à douze mois; pourtant, il y a quelques administrations qui n'admettent pas cet empilage, afin d'empêcher les bois de se fendre ou de s'échauffer (lignes anglaises).

Le transport des traverses des lignes anglaises, danoises, russes et de quelques autres s'effectue à flot sur les rivières, puis soit en bateau, soit par chemin de fer jusqu'au lieu de destination. Plusieurs administrations pourtant (surtout en France, en Belgique et en Italie) ne tolèrent pas le flottage des bois, parce qu'il les rend plus mous. Cette prohibition semble être en désaccord avec des observations faites sur la conservation des traverses flottées : l'eau courante paraît lessiver la sève des bois, de telle manière que la pénétration des substances antiseptiques dans le tissu ligneux est considérablement facilitée et que la préservation devient plus parfaite, mais à cette condition expresse que les traverses soient préalablement soumises à une bonne dessiccation, soit naturelle, soit dans des étuves.

Des expériences à ce sujet seraient à désirer, vu la grande influence du mode de transport sur le prix de la traverse et la durée de service qu'elle peut donner.

La plupart des réseaux qui préparent leurs traverses les empilent dans des ateliers sur leurs lignes en piles de 80 à 120 pièces. En Autriche, on les y laisse de six à sept mois avant l'injection, et en Belgique, environ six mois.

En France, les traverses en chêne restent en piles avant la préparation aussi longtemps qu'elles ne sont pas complètement sèches (en piles carrées ou en grille), en moyenne trois mois pour le chêne, six mois pour le hêtre et le pin.

En Angleterre, les traverses restent en piles, avant leur préparation, de cinq à douze mois.

En Russie, les lignes qui injectent leurs traverses empilent ces dernières aux ateliers d'injection, avant les opérations, pendant une période de trois à six mois. Nous n'avons reçu aucun renseignement sur l'influence de cet empilage sur la qualité de la conservation et, par suite, sur la durée du service des traverses; c'était

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

cependant dans cette intention que nous nous étions informés de la durée de l'empilage.

Nous n'avons reçu non plus aucun renseignement relativement à l'influence du type de la traverse (ainsi que de ses dimensions) sur la durée du service, alors cependant que les diverses sections de traverses s'injectent différemment et ont, par suite, un service différent.

La préparation mécanique des traverses, c'est-à-dire l'affranchissement des extrémités, le sabotage, le perçage et le goudronnage des entailles, a une très grande influence sur la durée de service des traverses, ce qui a été évidemment remarqué par les spécialistes de la voie, car, depuis une quinzaine d'années, la plupart des administrations ont pris l'habitude de protéger l'entaille de la traverse.

En cas d'emploi de traverses vierges ou de traverses injectées au sulfate de cuivre ou au chlorure de zinc, on coupe les entailles et on perce les trous après l'injection, immédiatement avant la pose de la traverse dans la voie, et on recouvre l'entaille et les trous d'une couche de goudron.

Dans le cas de traverses créosotées, on fait les entailles et on perce les trous avant l'injection, et alors on ne fait plus usage du goudronnage. En Russie, on recourt très rarement au goudronnage des entailles, même dans le cas de pose de traverses vierges.

Parmi les renseignements qui nous ont été adressés, nous avons trouvé des données concernant la quantité de traverses posées sur les réseaux (et par kilomètre), ainsi que la quantité par essence de traverses vierges ou préparées, employées pour l'entretien annuel de voies de différente importance (principale, secondaire, de garage, etc.). Malheureusement, toutes ces données sont difficilement comparables, car, tandis que quelques administrations donnent des réponses détaillées, d'autres n'indiquent qu'un chiffre total ou kilométrique. Nous avons essayé de classer ces renseignements dans un tableau (annexe VI) où l'on pourra trouver plus facilement tous les chiffres nécessaires.

Toutefois, nous ne cesserons pas d'attirer l'attention du Congrès sur la nécessité de détailler à l'avenir les deux questions ci-dessus (11 et 12), pour mettre en évidence l'économie annuelle que procure sur un réseau le choix de tel ou tel autre procédé de préparation du bois. Plus ce procédé sera parfait, moins de traverses on devra acheter pour l'entretien de la voie.

Sur quatre-vingt-sept administrations qui ont bien voulu nous faire parvenir leurs renseignements, vingt-huit n'emploient aucun moyen pour la préparation de leurs traverses; les cinquante-neuf autres ont adopté les procédés suivants (cinq lignes en emploient deux) :

Le créosotage	38
Le chlorure de zinc	18
L'émulsion de chlorure de zinc et de créosote	4
Le sulfate de cuivre	3
Le saumurage (dans l'eau salée du lac de Baskountchak)	1

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Sur cinquante-neuf administrations qui préparent leurs traverses, trente-huit (65 p. c.) ont adopté la créosote, et il faut ajouter que l'emploi de cet antiseptique tend à se propager au détriment d'autres procédés. La créosote brute (l'huile lourde de goudron, *Creosoting oil*, *Coaltar oil*, *Creosotenthaltendes Steinkohlen Theeröl*) est injectée dans le tissu ligneux de la traverse soit par le procédé Bethel (en vase clos vide, injection du liquide sous une pression de 6 à 12 atmosphères), soit par celui de Blyth, la thermo-carbolisation (en vase clos d'abord traitement du bois par la vapeur d'eau surchauffée et carburée, ensuite bain de créosote chaude et injection de cette dernière sous une pression de 5 à 6 atmosphères), soit enfin par simple immersion des bois dans des bassins de créosote chauffée de 60 à 90° C. et quelquefois même froide. La supériorité du créosotage sur n'importe quel autre procédé de conservation des bois ressort surtout de la comparaison du service que font les traverses diversement préparées (*voir* le tableau, annexe IV).

Dix-huit administrations (principalement les lignes autrichiennes, hollandaises et russes) emploient la solution de chlorure de zinc et se servent pour la faire pénétrer dans le bois du procédé Burnet (en vase clos traitement du bois à la vapeur d'eau de 99 à 100° C., puis vide, enfin, injection de la solution antiseptique dans le tissu ligneux sous une pression de 6 à 8 atmosphères).

On peut considérer comme intermédiaire entre ces deux procédés, celui de J. Rütgers, qui est fréquemment employé en Allemagne : c'est l'injection en vase clos d'une émulsion d'une solution de chlorure de zinc avec de la créosote brute (environ 10 p. c. de créosote). Parmi les administrations participant au Congrès, il n'y en a que quatre qui l'emploient en ce moment, mais il semble que ce procédé est destiné à prendre du développement, surtout pour les bois relativement bon marché, de qualité moyenne et absorbant beaucoup de liquide antiseptique (tout aubier).

L'emploi du sulfate de cuivre tend au contraire à disparaître (trois administrations), surtout pour les traverses, et dans un avenir très prochain, les chemins de fer l'auront définitivement abandonné, sauf pour les poteaux télégraphiques.

Une seule ligne, celle de Baskountchak (Russie), se contente d'immerger ses bois dans des bassins d'eau salée (concentrée par le soleil) provenant du lac salé de Baskountchak; c'est un procédé peu efficace, mais aussi très peu coûteux pour les administrations qui l'ont à leur portée.

Il est évident que la durée des traverses dépend beaucoup non seulement de l'efficacité du procédé et de la substance antiseptique qu'on emploie pour leur conservation, mais aussi de l'attention avec laquelle les diverses opérations du procédé sont exécutées par ceux qui en sont chargés.

A l'état vierge, les traverses sont mises hors de service par suite de pourriture, tandis que lorsqu'elles sont préparées (surtout pour le hêtre), on les change très rarement par suite de pourriture, mais bien plus souvent pour cause d'usure mécanique, due soit au sabotage, rabotage ou martelage au droit des appuis, des coussinets ou des rails (pénétration dans les bois), soit aux fentes (mauvaise dessiccation),

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

soit enfin à la détérioration de la traverse par les crampons par suite de fréquentes réfections de la voie (manque de drainage, boursouflures, mauvais ballast, etc.).

La durée de chacune des opérations du procédé exerce une grande influence sur l'efficacité de la préparation des bois; il est néanmoins inutile, sinon pernicieux, de prolonger cette durée au delà du nécessaire, car cela pourrait affaiblir la résistance du bois aux efforts mécaniques.

Normalement, la préparation des traverses en pin ou en sapin au chlorure de zinc dure, en été, trois heures et demie et en hiver quatre heures.

a) Chargement des traverses dans le cylindre			10 minutes.
b) Vaporisation du bois			60 —
Admission de la vapeur	15	minutes.	
Pression à 1 ½ atmosphère	30	—	
Décharge de la vapeur	15	—	
c) Opération du vide			60 —
Vide à 300 millimètres au moyen de la condensation de la vapeur	10	minutes.	
Vide à 600 millimètres pendant	50	—	
d) Injection du chlorure de zinc			60 —
Remplissage du cylindre par aspiration au moyen du vide	10	minutes.	
Pression sur le liquide à 6-8 atmosphères	45	—	
Vidange du cylindre	5	—	
e) Déchargement des traverses du cylindre			10 —
f) Pertes fortuites			10 —
Durée du procédé en entier			3 h. 30 m.

En hiver, l'opération de l'injection (*d*) dure une vingtaine de minutes de plus, les pertes fortuites absorbent en moyenne vingt minutes au lieu de dix et toutes les opérations durent quatre heures. C'est le durée normale, mais il suffit que les traverses soient d'une autre essence ou plus humides, que l'emplacement du chantier de préparation soit peu commode ou que le bois soit coupé dans une mauvaise saison pour que la durée de différentes opérations change complètement et qu'au lieu de trois heures et demie on arrive à employer cinq heures à cinq heures et demie. Tout dépend du savoir faire du chef du chantier.

Pour le créosotage, la durée du procédé est encore plus variable que pour le chlorure de zinc : de deux à huit heures.

L'Est français, qui fait passer ses traverses par des étuves et les y sèche pendant soixante-douze heures en moyenne, emploie pour tout le procédé deux heures vingt-cinq minutes pour le chêne et trois heures dix minutes pour le hêtre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Tableau nº 7.

OPÉRATIONS.	Chêne.	Hêtre.
Chargement du cylindre	15 minutes.	15 minutes.
Durée du vide	30 —	30 —
Remplissage par aspiration sous l'influence de la pression atmosphérique	13 —	15 —
Continuation du remplissage par refoulement	17 —	30 —
Pression	30 —	60 —
Vidange de l'huile en excédent et de l'huile d'égouttage	25 —	25 —
Démontage des fonds du cylindre et déchargement	15 —	15 —
Total.	2 h. 25 m.	3 h. 10 m.

Le « London & South Western » emploie pour les mêmes opérations, avec des traverses de pin, plus de huit heures. Sans procéder à un examen sur place et sans prendre en considération toutes les circonstances dans lesquelles travaillent les chantiers de deux lignes, on ne saurait jamais dire que le procédé de l'une est plus lent que celui de l'autre.

La durée du procédé Rütgers (émulsion du chlorure de zinc et de la créosote) est presque la même que celle du procédé de Burnet (chlorure de zinc pur) et la durée du sulfatage est de quarante-cinq à soixante minutes (en vase clos).

La ligne de Baskountchak immerge ses traverses dans l'eau salée pendant six mois.

Quel que soit le procédé que l'on emploie, il doit être exécuté en tenant compte de l'essence et surtout de l'état de siccité du bois; plus le bois est séché avant d'être injecté, plus cette injection est efficace et plus le service de la traverse sera durable.

Il faut, bien entendu, que le liquide antiseptique qu'on injecte dans le bois soit d'une composition chimique donnée.

Pour la créosote, on prescrit ordinairement qu'elle doit constituer par l'ensemble des produits volatils plus lourds que l'eau retirés de la distillation du goudron de gaz. Elle doit être entièrement liquide à la température de 40° C., avoir à 50° C. une densité d'au moins 1,015 kilogrammes par mètre cube, être entièrement soluble dans la benzine, contenir au moins 6 p. c. d'acide phénique ou d'autres principes analogues solubles dans la soude; enfin, elle ne doit pas laisser déposer plus de 25 p. c. de naphtaline ou autre matière solide à la température de 15° C.

Le chlorure de zinc employé à l'injection des traverses doit être de 2° à 3° Baumé, ne doit contenir aucun acide libre, ni plus de 1 p. c. de chlorure de fer.

Pour le procédé de J. Rütgers, on ajoute en moyenne de 1 à 2 kilogrammes de créosote à la quotité de solution de chlorure de zinc (2° Baumé).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour le sulfatage, on emploie ordinairement 1 kilogramme de sulfate de cuivre pur cristallisé pour 1 hectolitre d'eau.

Selon l'opinion générale, l'efficacité de la préparation augmente de beaucoup si l'on chauffe le chlorure de zinc de 60° à 90° C. et la créosote de 55° à 60° C., car, à une température plus élevée, ces substances antiseptiques deviennent beaucoup plus fluides et pénètrent plus facilement dans le bois.

Il est bien entendu que, pour avoir un bois parfaitement préparé, il faut que, préalablement, le bois soit suffisamment desséché.

Toutes les administrations emploient la dessiccation naturelle (de six à dix-huit mois), à l'exception de l'Est français, qui fait passer ses traverses par des étuves spéciales, en les y retenant en moyenne soixante-douze heures.

Quant à l'influence de l'âge du bois des traverses sur la marche et l'efficacité de la conservation de la traverse, nous sommes obligé de constater une contradiction étonnante dans les renseignements que nous avons en mains. Quelques administrations assurent que des bois vieux s'injectent moins bien que des bois jeunes; les bois les plus âgés sont plus incrustés, plus durs, et résistent mieux aux efforts de la destruction mécanique; les bois plus jeunes se pénètrent mieux de substances antiseptiques et résistent mieux à la pourriture. L'Administration de la ligne Nicolas (Russie) a fait une étude sur l'absorption par des traverses en pin de différents âges (93, 85, 77, 68, 60, 56, 41 et 35 ans) de dimensions identiques ($2^m66 \times 0^m180 \times 0^m247$) et d'un volume presque identique. Il en résulte que l'âge des bois n'a pas d'influence sur la quantité d'antiseptique absorbée (solution de chlorure de zinc à 3° Baumé); cette dernière est environ de 30 kilogrammes par traverse et dépend essentiellement du degré de siccité du bois.

L'époque d'abatage des bois influe beaucoup sur la bonne préparation des traverses et sur l'efficacité de la conservation. Pour arriver à de bons résultats, il faut que les bois soient abattus pendant la période « hors sève », en hiver et en automne, car les bois abattus à l'époque où la sève monte prennent peu de liquide antiseptique et l'efficacité de la conservation devient moindre.

Le mode de transport et d'empilage des traverses vierges a certainement une influence sur leur préparation. Il faut que les traverses soient suffisamment sèches avant d'être soumises à la préparation, car, dans le cas contraire, elles s'échauffent facilement.

Quand elles ont été visiblement flottées, on les dispose verticalement dans les chantiers, afin que l'eau s'en écoule. Les bois flottés, c'est-à-dire ceux qui sont transportés par eau, prennent beaucoup mieux l'injection que les bois transportés en wagons ou en charettes, car, pendant la flottaison, ce bois a l'avantage de se débarrasser d'une partie des matières féculentes dont il est chargé. Ces bois se conservent mieux que les autres. Il est donc évident que le flottage des traverses n'est pas nuisible lorsqu'il est suivi d'un empilage soigné, qui assure au bois une injection régulière et une bonne conservation.

Les traverses préparées sont presque toujours empilées en piles croisées (bien

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

aérées) en Autriche-Hongrie et en piles mortes en France et en Angleterre, pour prévenir l'évaporation des principes volatils de la créosote, ainsi que les fentes par suite d'une dessiccation trop brusque. En Angleterre, sur plusieurs lignes, l'empilage des traverses préparées n'est pas pratiqué; ces traverses sont mises en œuvre immédiatement après leur sortie du cylindre.

D'autres lignes, au contraire, surtout en Autriche et en France, préfèrent empiler les traverses après leur préparation et laissent écouler entre cette dernière et la mise en œuvre des traverses une période minimum qui n'est parfois pas inférieure à six mois. Nous n'avons pas, malheureusement, de renseignements sur l'influence que cet empilage exerce sur la durée du service des traverses.

Nous avons reçu très peu de renseignements sur les propriétés des bois des traverses vierges et préparées. Plusieurs lignes nous ont fait parvenir des chiffres concernant la densité des traverses, mais très souvent sans indiquer l'essence du bois et toujours sans préciser son état de siccité. A peu d'exceptions près, on n'indiquait pas le poids spécifique du bois préparé à côté de celui du bois vierge.

En Autriche :

Le poids spécifique du chêne est . . . . . de 837 à 1,100 grammes.
— — du mélèze est . . . . . de 600 à 920 —
— — du hêtre est . . . . . de 740 à 1,000 —

En France :

Le poids spécifique du chêne est . . . . . de 650 à 1,200 —
— — du sapin rouge est . . . . . de 500 à 660 —
— — du pin maritime est . . . . de 550 à 800 —

En Angleterre :

Le poids spécifique du pin de la Baltique est . . . de 576 à 770 — vierge.
— — — — est . . . de 752 à 762 — créosoté.

Aux Indes et aux colonies anglaises :

A l'East Indian, le poids spécifique du *Sal* est . . . de 280 grammes.
— — — — du *Deodar* est . de 590 —
Au cap Natal, — — du *Podocarpus latif olius* est . . . . . de 590 —
Au cap Natal, le poids spécifique du *Podocarpus elongatus* est . . . . . de 540 —
Au New South Wales, le poids spécifique du *bois de fer* est . . . . . de 1,200 —

En Italie :

Le poids spécifique du chêne est . . . . . de 800 à 1,100 grammes.

Au Portugal :

Le poids spécifique du chêne est . . . . . de 900 grammes.
— — du pin est . . . . . de 700 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En Russie :

Au Moscou-Koursk, le poids spécifique du pin est	.	de	620 à	650 grammes.
Au Moscou-Brest,	—	—	— est	.	de	578 grammes.
A l'État finlandais,	—	—	— est	.	de	480 à 850 grammes.

Très peu de renseignements nous sont parvenus concernant l'hygroscopicité des bois de traverses. Nous voyons cependant que le bois de chêne vierge est moins hygroscopique que le hêtre non préparé; que ces mêmes bois créosotés ne paraissent présenter entre eux aucune différence notable, et qu'enfin la nature grasse de la créosote rend les bois de n'importe quelle essence moins sensibles à l'humidité.

L'opinion générale sur l'inflammabilité des traverses est que les bois résineux et blancs sont plus inflammables que le chêne et le hêtre, et que la préparation des traverses soit au chlorure de zinc, soit au sulfate de cuivre, les rend moins inflammables, tandis que le créosotage donne un résultat tout à fait différent.

Les traverses créosotées étant très inflammables, il est recommandé d'en éviter le séjour dans les gares, ou, s'il est nécessaire d'y faire des dépôts, de choisir des emplacements éloignés des bâtiments. En outre, après l'empilage, elles doivent être recouvertes de terre ou de gazon, ou même de bâches, lorsque les toits et les parois ne peuvent être composés de vieilles traverses de rebut non créosotées.

La gélivité des bois pour traverses a été peu étudiée. On a remarqué seulement que le bois de chêne est plus gélif que le bois de pin ; que la gélivité est sensiblement diminuée par le créosotage et qu'elle est plus grande pour les traverses récemment préparées que pour celles qui le sont depuis un certain temps.

Dans tous les cas, les traverses offrant des indices de gélivité ne sont pas conservées.

Nous n'avons presque pas reçu de renseignements sur l'élasticité des bois pour traverses, si ce n'est la remarque que l'introduction dans le bois d'une substance grasse telle que la créosote augmente son élasticité ce qui ne pourrait pas se dire ni du chlorure de zinc ni du sulfate de cuivre.

En ce qui concerne la fendilité des traverses, il a été remarqué que le bois de chêne et surtout le hêtre se fendent plus souvent et plus facilement que les bois blancs. En général, les traverses avec des fentes fortes sont rebutées lors de la réception. En France, sur le réseau de l'Ouest, si une traverse reconnue de bonne qualité et recevable présente quelques fentes menaçant de s'ouvrir, les fournisseurs sont tenus de boulonner à leurs frais les deux parties de la traverse ou de la garnir de S en fer convenablement disposés. Des mesures analogues (boulons, anneaux, broches aux extrémités, S à cheval sur les fentes) sont prises presque par toutes les administrations de chemins de fer. Il est à regretter qu'on ait fait si peu d'observations relativement à l'influence de la préparation du bois sur la tendance de ce dernier à se fendre. Il n'y a que l'État belge qui nous renseigne sur ce point, que la fendilité est fortement arrêtée par le créosotage et que les grandes pressions ne provoquent aucune fente ; cela est dû, en grande partie, au vide qui précède la pression.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous n'avons pas reçu de renseignements sur les coefficients de résistance des traverses préparées en comparaison avec leur résistance à l'état vierge; cette étude est pourtant excessivement importante, car c'est en comparant les coefficients qu'on peut se faire une idée de la qualité de la préparation, sans devoir attendre de longues années. Nous espérons que les administrations adhérentes voudront bien faire parvenir pour la prochaine session, à la Commission permanente de Bruxelles, leurs études à ce sujet, faites d'après un programme tout à fait uniforme.

La plupart des administrations nous ont fait parvenir beaucoup de renseignements par rapport aux maladies et tares des traverses qui en empêchent la réception, mais pas une ne parle de maladies que les traverses pourraient contracter pendant leur service et dont une bonne préparation doit les préserver. Il serait aussi intéressant d'avoir des renseignements relativement à l'influence qu'exercent divers procédés de conservation sur différentes maladies, car il peut se faire qu'un bon procédé, quoique plus coûteux, mais guérissant certaines maladies, permette d'accepter des traverses moins coûteuses, surtout pour les lignes secondaires.

Il est regrettable qu'en nous donnant des renseignements sur les conditions dans lesquelles les traverses font leur service, les administrations aient omis de nous renseigner sur l'influence de ces conditions sur la durée du service des traverses, à l'état préparé et vierge. Il semble que les traverses créosotées doivent faire un plus long service et dans des conditions tout à fait satisfaisantes dans le cas d'un sous-sol argileux, dans une tranchée profonde et même dans un tunnel, l'humidité n'ayant aucune prise sur un bois qui n'est plus hygroscopique.

Toutes les compagnies font observer que les traverses s'usent plus vite dans les courbes en pente qu'en palier, à cause du resabotage des traverses et des réfections de voies plus fréquentes.

Les resabotages sont dus, en grande partie, à l'usure des traverses aux points d'appui des rails, ce qui provient principalement du cheminement longitudinal de ces derniers dans les fortes pentes.

En vue d'assurer un assèchement plus complet du sol, on fait des drains, des fossés, des rigoles empierrées transversales et longitudinales, enfin toutes sortes de travaux qui peuvent assainir la plate-forme de la ligne.

Il résulte des renseignements que la plupart des lignes, pour augmenter la durée du service des traverses, préfèrent : augmenter la quantité de traverses par rail; mettre un bon ballast bien criblé; faire un bourrage parfait; augmenter le profil du rail (on est arrivé à 52 kilogrammes par mètre courant); faire les joints en porte-à-faux et correspondants, et enfin, composer le joint en éclisse cornière pour diminuer le cheminement longitudinal des rails. Pour empêcher le déplacement latéral des joints, on emploie des plaques d'about, des crampons en travers ou au bout des éclisses-cornières (dans des encoches). Au Nord français, pour les rails de 30 kilogrammes et sur les lignes parcourues par les express, pour empêcher le déplacement latéral des joints et des milieux des rails, les traverses, de part et d'autre de chaque joint, sont reliées à leurs abouts par de petits madriers de 50 millimètres

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'épaisseur, fixés à l'aide de clous barbelés ayant une section carrée de 9 millimètres de côté et de 150 millimètres sous tête. Pour les rails de 43 et 45 kilogrammes, on n'emploie pas les petits madriers; on assure la stabilité de la voie dans le sens latéral en plaçant six tirefonds ayant 23 millimètres de diamètre et 120 millimètres de longueur sous tête, au lieu de quatre comme pour les rails de 30 kilogrammes.

Les tirefonds ainsi doublés sont placés de façon qu'ils se trouvent alternativement à l'intérieur et à l'extérieur de la voie. Toutes ces mesures, en maintenant la voie dans un état plus ou moins fixe, diminuent en même temps l'usure des traverses, qui a lieu par suite du resabotage de ces dernières au droit des appuis des rails. Même signification pour la fixation du rail sur toutes les traverses, ce qui se fait sur des selles au moyen de crampons ou de tirefonds, quatre ou six pour les traverses intermédiaires et six à huit pour celles de contre-joint. Quelques lignes se contentent de fixer leurs rails au moyen de quatre ou six crampons par traverses sans l'interposition de selles ou de feutre; c'est une économie qui, à la longue, revient très cher à ces administrations, surtout dans le cas où les traverses ne sont pas préparées, car le service de ces dernières est excessivement court.

Dans le but de préserver les traverses d'une usure trop grande et d'augmenter en même temps la surface d'appui sur le bois, les administrations interposent, entre les traverses et les patins des rails, des selles ou platines en fer ou en acier. Sur des lignes de moindre fatigue, on ne les emploie que sur les traverses de contre-joint et au milieu du rail, et sur des lignes très fatiguées, sur toutes les traverses.

Nous venons de parler du genre de fixation de tout ce système au moyen de crampons ou de tirefonds. En France, à l'Est français, on a remarqué que sur quelques parties du réseau, soumises à une circulation très intense, les traverses en chêne créosotées ont dû être remplacées, par suite d'une dislocation du bois sous les rails, après un passage de 100,000 trains; avec des semelles en feutre goudronnées, elles supportent une circulation de 200,000 trains.

Les traverses en hêtre, grâce à la structure plus homogène du bois, sont très peu sujettes à la dislocation de leur tissu ligneux et supportent sans altération le passage de 250,000 trains, à la condition, bien entendu, d'avoir été créosotées et pourvues de semelles en feutre goudronnées. Des observations pareilles et des essais ont été faits au Nord français, à l'Ouest, ainsi que sur quelques lignes en Angleterre, et, sur toutes ces lignes, les résultats ont été satisfaisants, les parties en contact s'étant maintenues en bon état et le serrage des tirefonds s'étant également bien maintenu. Depuis, l'usage de platines métalliques tend à disparaître complètement, et l'emploi de ces semelles en feutre, qui sont de nature à diminuer la détérioration mécanique des traverses par les rails ou les coussinets, s'étend de plus en plus sur ces lignes.

Il est bien entendu que la durée du service des traverses dépend beaucoup de la valeur de la surface d'appui des rails. Cette dernière augmente avec le poids des rails ou avec les dimensions des platines, et diminue avec l'augmentation de la résistance du bois de traverse à la compression normalement à la fibre du bois; or,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

cette résistance augmente d'après le procédé de préparation des traverses. Malheureusement, nous n'avons guère reçu de renseignements sur l'influence des différents procédés de préparation, et nous en avons déjà parlé plus haut.

Nous sommes forcé de nous contenter à ne citer que la valeur de la surface d'appui des rails, des selles ou des coussinets dans différents pays. Elle est :

Sur les lignes austro-hongroises	de 125	à 228	centimètres carrés.	
— — belges	de 178	à 312	—	—
— — danoises	de 90	à 294	—	—
— — espagnoles	de 118	à 260	—	—
— — françaises	de 155	à 608	—	—
— — anglaises	de 206.4	à 748	—	—
— — italiennes.	de 144	à 216	—	—
Sur la ligne du Prince Henri	de 105	à 178	—	—
Sur les lignes hollandaises	de 250	à 440	—	—
— — portugaises	de 95	à 144	—	—
— — roumaines	de 104	à 264	—	—
— — russes	de 111.1	à 834	—	—

Nous avons bien reçu quelques données sur la résistance des traverses de diverses essences à l'arrachement des tirefonds ou des crampons, mais ces renseignements sont peu comparables, car le plus souvent ils restent indéterminés, tantôt par le manque de dimensions des tirefonds ou des crampons, tantôt par l'absence de l'indication du genre de la traverse. Il serait surtout très intéressant de faire des essais parallèles sur l'arrachement des tirefonds et des crampons des traverses vierges et préparées (par divers procédés) de la même essence pour déterminer l'influence de la préparation du bois sur sa résistance à l'arrachement.

Dans tous les cas, l'opinion générale est que la traverse en chêne s'oppose mieux à l'arrachement que celle en pin et moins bien que celle en hêtre créosoté.

L'Est français emploie pour des essais à l'arrachement une presse horizontale dont nous donnerons quelques détails dans l'annexe XI.

Les renseignements sur la résistance des traverses en bois à la désorganisation de la voie pour différents types de pose ainsi que sur les mesures à prendre pour combattre cette désorganisation sont très peu nombreux et, sauf deux, ne font pas mention de l'influence de la préparation du bois sur la résistance de la traverse à la désorganisation.

L'Est français a fait sous ce rapport une observation très intéressante; elle est reproduite ci-après :

Le créosotage des traverses en chêne a eu pour effet de prolonger d'une manière tout à fait remarquable la durée de nos traverses. Au bout de *dix-neuf ans et demi*, c'est à peine si l'on a retiré des voies 22 p. c. des traverses en chêne injectées, quand, au bout du même laps de temps, la proportion des traverses retirées était de 48 p. c. pour le chêne non injecté. Cependant, sur les parties de nos grandes lignes qui sont soumises à une circulation très intense, on constate que des traverses en chêne créosotées, posées depuis une dizaine d'années seulement, ont dû être rem-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

placées par suite de la dislocation du bois sous les rails et alors qu'elles ne comportaient aucune trace de décomposition naturelle. La dislocation dont il s'agit se manifeste par une séparation des couches annuelles de croissance dans lesquelles il se produit quelques coupures et un affaissement général. Les espaces vides formés par les fentes longitudinales du bois et la séparation des couches annuelles sont presque toujours remplis de boue et de grains de sable. Le phénomène que nous venons de faire connaître se produit bien plus rapidement lorsque les traverses ne sont pas munies de semelles en feutre. Sans semelles, les traverses résistent à peine au passage de 100,000 trains. Avec des semelles, elles se conservent assez bien jusqu'aux environs d'une circulation de 200,000 trains. Les traverses en hêtre, grâce à la structure plus homogène du bois, sont très peu sujettes à la dislocation et nous pourrions montrer de nombreux spécimens de traverses en hêtre qui ont subi, sans altération, le passage de plus de 250,000 trains, à la condition, bien entendu, d'avoir été créosotées et pourvues de semelles en feutre. La conclusion à tirer de ces faits d'observation, c'est que sur les voies où la circulation des trains atteint ou dépasse le chiffre de 8,000 trains par an, il faut de préférence adopter des traverses en hêtre créosotées, en conservant l'usage des semelles en feutre.

L'Administration du Midi français pense que la désorganisation de la voie, par le fait des traverses, provient soit de leur altération par la pourriture, soit de leur désagrégation physique par l'effet des actions mécaniques qu'elles subissent. On s'oppose à la pourriture par la préparation du bois au moyen des matières antiseptiques. Cette préparation ne s'applique qu'aux bois tendres; la Compagnie ne l'emploie pas pour le chêne dans lequel elle n'admet pas l'aubier, qui seul est susceptible d'absorber les matières antiseptiques. On s'oppose à la désagrégation mécanique par l'emploi de surfaces d'appui suffisantes pour réduire à une faible valeur la pression par unité de surface, des coussinets sur le bois et l'intensité des chocs que celui-ci subit au passage des trains, dès que les éléments qui composent la voie ont pris quelque mobilité.

Les conditions climatériques ont une très grande influence sur la durée du service des traverses vierges.

Les pluies fréquentes en automne, la gelée et le dégel en hiver et les grandes chaleurs en été désorganisent le bois assez vite.

Les pluies agissent soit au point de vue mécanique, si le ballast n'est pas assez perméable, en augmentant sa mobilité et en facilitant le débourrage des traverses, soit au point de vue chimique en entretenant l'humidité et en provoquant les altérations du bois qui engendrent la pourriture. L'action est d'autant plus sensible que la température est plus élevée. La neige agit comme la pluie au moment du dégel. La gelée n'a pas d'effet nuisible sur le ballast sec; elle provoque la dislocation du ballast quand il est humide, surtout au moment du dégel. Les chaleurs humides, et surtout les alternatives de sécheresse et d'humidité, activent la décomposition des traverses. Les grandes chaleurs sèches ont une influence nuisible sur le bois; les traverses, surtout celles en chêne, en pin et en sapin, si elles ne sont pas recouvertes d'une couche de ballast, se fendent à tel point qu'elles doivent être mises hors de la voie très souvent après deux ans et demi de service (ligne du Transcaucase).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Au point de vue climatérique, une bonne préparation du bois augmente de beaucoup la durée du service des traverses, et il est à regretter que nous manquions complètement de renseignements à ce sujet.

Nous sommes en possession de renseignements (pour quelques lignes ces données datent d'il y a dix ans) sur le poids et l'empattement des locomotives, le nombre, la vitesse et le tonnage des trains circulant sur les lignes ainsi que sur la nature du trafic Mais nous n'avons reçu aucune observation concernant l'influence de ces conditions sur la durée du service des traverses vierges et préparées. Ces recherches sont pourtant très importantes pour étudier les mesures à prendre afin de préserver ces traverses d'une usure précoce.

Passant aux détériorations constatées dans les traverses et aux causes de leur mise hors de service, nous pouvons constater :

a) *Autriche-Hongrie.* — Les traverses sont mises hors de service quand elles ne tiennent plus les tirefonds et les crampons, par suite de la fendilité ou de la désagrégation du bois.

Cela se produit pour :

Des traverses en chêne vierges.	de 12	à	6.2	p. c. par an.
— — préparées	de 6	à	5.5	— —
— en pin vierges	de 20	à	16.1	— —
— — préparées	de 8.5	à	5.1	— —

A l'État hongrois, les traverses en hêtre injectées au chlorure de zinc périssent en premier lieu ; une grande partie de ces traverses doit être retirée de la voie avant le temps prévu pour la durée, pour la seule raison que les crampons ne tiennent plus.

b) *Belgique.* — Les traverses en chêne sont préparées; posées sous des rails légers (38 kilogrammes), elles périssent par les sabotages au droit des appuis.

c) *Danemark.* — Pourriture et usure mécanique.

d) *Espagne.* — Pourriture.

e) *France.* — Les traverses sont retirées des voies en raison soit de l'usure mécanique à l'emplacement des rails, soit de l'écrasement des fibres au même emplacement, *rarement* pour cause de pourriture du bois.

f) *Angleterre.* — Les traverses sont mises hors de service principalement pour cause de fentes et de détériorations mécaniques (enfoncement des coussinets dans les traverses); aux colonies, où on ne prépare pas autant les bois, les traverses périssent en grande partie par la pourriture.

g) *Italie.* — Les traverses sont mises hors de service par la décomposition du bois.

h) *Hollande.* — Partout usure sous la semelle des rails.

i) *Russie.* — Pourriture pour les traverses vierges, pourriture pour le sapin, puis fentes longitudinales; pour le chêne, usure mécanique au droit des crampons et pourriture; pour les traverses en pin préparées, pourriture et usure mécanique au droit des crampons.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le type de traverse le plus avantageux au point de vue de sa durée, d'après l'opinion unanime des administrations, est la traverse équarrie et dressée sur les quatre faces, sans aubier ou avec aubier, mais bien injectée. Pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique, les administrations considèrent comme avantageuses les mesures suivantes :

Emploi de selles en acier sur toutes les traverses (deux par traverse) et de tire-fonds au lieu de crampons; augmentation du nombre de traverses par kilomètre; augmentation de la largeur et de l'épaisseur des surfaces d'appui, de façon à répartir uniformément le sabotage sur une surface plus grande. En France, et depuis peu en Angleterre, on préfère, sur plusieurs lignes, les semelles en feutre goudronnées aux selles en acier et l'emploi, surtout pour les bois tendres, de boulons; on recourt de même à un bon bourrage des traverses et à un parfait assainissement du ballast; en un mot, pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique, on diminue tous les efforts à supporter par le bois et tout ce qui peut s'opposer aux mouvements relatifs des divers éléments de la voie.

On a essayé récemment (en France) un nouveau système (d'Albert Collet) de conservation des traverses de chemin de fer au moyen du trénail en bois dur. Les essais de ce trénail ont, paraît-il, donné des résultats très satisfaisants et le système pourra être utilisé avec beaucoup de succès partout où l'on manque de bois résistant pour traverses. (*Voir* détails et dessins, annexe X.)

A quelques exceptions près, la plupart des lignes préfèrent le créosotage comme meilleur moyen de conserver les traverses et d'augmenter la durée de leur service dans les voies.

Nous avons groupé en un tableau (annexe VII) les données concernant la durée du service des traverses sur les lignes (voies principales et voies de garage) des administrations qui ont bien voulu nous adresser leurs renseignements.

Voici les conclusions qu'on peut tirer de ce tableau ainsi que d'autres renseignements :

Le SAPIN (*sapin rouge et sapin blanc; Abies vel picea excelsa; Red Pine vel Sprace Fir; Rothtanne oder Fichte*) paraît être l'essence la moins propre au service dans les voies ferrées, car les traverses en sapin, surtout à l'état vierge, ne durent, dans les voies principales, que trois à quatre ans et demi. La résistance aux efforts mécaniques est, pour la plupart des sortes de sapin, assez médiocre, et c'est pour cette raison qu'on évite de l'injecter par de bonnes substances antiseptiques, qui ne pourraient pas suffisamment augmenter la résistance de la traverse pour pouvoir l'employer à un trafic plus ou moins intense. Aussi ne l'emploie-t-on que sur des lignes de faible importance.

Il y a certainement des sapins de montagnes résineux à tissu serré et à couches très fines, dont le bois pourrait, par la durée de son service, rivaliser avec du bon pin, mais ils ne se rencontrent que rarement.

Il est à remarquer que l'essence de bois que l'on indique très souvent dans le commerce, en Europe, sous le nom de *sapin rouge du Nord ou sapin de la Baltique*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(*Baltic Redwood, Russian Redwood*) n'est pas précisément le sapin proprement dit, dans le sens botanique de ce mot (*Abies, picea*), mais bien le *pin* (*Pinus*).

Plusieurs administrations se servant de cette dénomination commerciale, nous l'avons conservée dans notre rapport, tout en ayant soin de placer les renseignements concernant cette essence dans le groupe des pins.

Le PIN (*pin commun, pin sylvestre, pin maritime; Pinus Sylvestris; Scotch Fir, Common Pine, Russian or Baltic Redwood; Kiefer oder Föhre*) donne un service plus durable que le sapin, surtout lorsqu'il est injecté par un bon procédé.

Les traverses en pin durent dans les voies principales de trois à douze et même exceptionnellement jusqu'à quinze ans, après quoi elles sont réemployées dans les voies de garage où elles restent encore quelques années.

Les traverses en pin créosotées (système Bethel) durent, dans les voies principales, de huit (une seule ligne) à vingt-cinq et même trente ans (« London, Tilbury & Southend ») en présentant presque sur toutes les lignes une durée moyenne de trente ans, y compris le service dans les voies de garage.

La thermo-carbolisation (procédé de John Blyth) — vapeurs carburées — prolonge le service des traverses en pin presque autant que le créosotage par le système Bethel.

La préparation au sulfate de cuivre ($Cu\ SO_4$) donne à la traverse en pin la possibilité de fournir un service de six à douze et même à dix-huit ans dans les voies principales, sans compter le service dans les voies de garage.

Le chlorure de zinc ($Zn\ Cl_2$) fait durer les traverses de sept à quinze ans dans les voies principales et de deux à quatre ans dans celles de garage. L'État français, qui l'avait adopté il y a quelques années pour ses lignes, vient de modifier ce procédé en ajoutant à la solution de chlorure de zinc une certaine quantité de créosote brute; ce mélange (*émulsion*) a depuis augmenté avec beaucoup d'efficacité la conservation des traverses et a prolongé la durée de leur service au moins de 25 p. c. par rapport au chlorure de zinc pur.

Le CHÊNE (*chêne pyramidal, chêne rouvre, chêne noir, chêne pédonculé, chêne blanc; Quercus pyramidalis, Quercus pedonculata, Quercus sessiliflora; Black oak, White or common oak; Winter Eiche, Sommer Eiche*) fournit des traverses très durables même à l'état vierge; celles de cœur (sans aubier) font un service de douze à vingt et même à vingt-cinq ans (Nord français) dans les voies principales, puis de cinq à dix ans dans les voies de garage. Les traverses vierges en chêne avec aubier durent de six à douze ans dans les voies principales et, en moyenne, de quatre à six ans de plus dans les voies de garage.

Les administrations qui emploient le chêne à l'état vierge évitent l'emploi des traverses à aubier et plusieurs en refusent catégoriquement la réception.

Le créosotage du chêne à aubier prolonge le service de la traverse jusqu'à quinze, vingt, vingt-cinq et même trente ans (Est français), sans compter les six à huit ans de service complémentaire dans les voies de garage. Les traverses en chêne de cœur ne sont soumises que très rarement au créosotage par le procédé Béthel, car le bois est

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tellement serré qu'il laisse à peine pénétrer dans son tissu la substance antiseptique, si elle n'est pas très fluide.

Les traverses en chêne préparées à la thermo-carbolisation (procédé Blyth) durent de quinze à trente ans.

Quatre administrations préparent leurs traverses en chêne à la solution de chlorure de zinc et en obtiennent un service de vingt-six ans dans les voies principales et de quatre ans dans les voies de garage.

Quelques administrations (entre autres l'État français) traitent, depuis six à sept ans, leurs traverses de chêne à l'émulsion de chlorure de zinc et de créosote; les essais sont encore trop récents pour pouvoir en tirer une conclusion tout à fait concluante. Dans tous les cas, ce moyen de conservation, fréquemment employé en Allemagne (il s'y propage de plus en plus par les soins de la maison Julius Rütgers, auteur du système, qui a presque monopolisé la préparation des bois en Allemagne, en Danemark et, en partie, en Autriche), est de beaucoup supérieur à celui des solutions pures de sels métalliques, sans addition de substances huileuses-hydrocarbures.

Le HÊTRE (*hêtre commun; Fagus sylvatica; Common Beeck; Buche*) semble être l'essence la mieux appropriée pour le service des traverses, mais à la condition absolue qu'elle soit conservée par un procédé quelconque, car, à l'état vierge, une traverse en hêtre pourrirait au bout de deux ans et même plus tôt.

Les traverses en hêtre créosotées par le procédé Béthel durent de quinze à vingt-cinq et trente ans dans les voies principales et ensuite au moins six ans dans les voies de garage.

Le traitement du hêtre par le procédé Blyth (vapeurs carburées) donne aussi de très bons résultats : service total, en moyenne, trente ans.

Le sulfatage porte la durée de la traverse en hêtre à douze ans dans les voies principales.

Il faut cependant se méfier, dans les réceptions, des traverses en hêtre provenant de bois trop âgés, car ceux-là (on les reconnaît à la coloration rougeâtre des couches centrales — faux-cœur —) présentent une zone pour ainsi dire morte, sujette à se désagréger, et qui est difficilement pénétrée par les substances antiseptiques, surtout par les solutions des sels métalliques.

Quelques administrations ont la chance d'avoir sous la main des essences très résistantes à l'état vierge, telles que :

Le MÉLÈZE (*mélèze d'Europe; Larix Europea; Larch; Lärche*), qui fait, à l'état vierge, un service de vingt-huit à quarante ans (« London, Tilbury & Southend »; Sud d'Autriche).

L'EUCALYPTE (*Eucalyptus Australica*), qui dure en Australie, à l'état vierge, dans les voies principales du « New South Wales Government Railway », de vingt à vingt-cinq ans.

Et le BOIS DE FER du pays, qui dure, à l'état vierge, jusqu'à trente-cinq et quarante ans (« New South Wales Government Railway »).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En comparant les renseignements que nous avons reçus à partir de 1890, c'est-à-dire pendant une période de plus de dix ans, nous pouvons dire avec certitude que la majorité des administrations a une tendance prononcée pour *l'emploi exclusif des bois préparés*.

De tous les procédés de conservation, celui qui augmente le plus la durée du service des traverses, *c'est le créosotage;* ceci est absolu pour toutes les essences employées pour traverses; ensuite viennent le procédé Blyth, le sulfatage et, enfin, le traitement des bois au chlorure de zinc.

Mais tous les procédés de conservation actuellement en vigueur présentent une telle divergence dans leur influence sur la durée du service des traverses, qu'on serait tenté de considérer cette influence comme accidentelle et peu soumise à une réglementation scientifique et surtout pratique.

Pourtant, en cherchant les causes de cette divergence, quelquefois extraordinaire, pour la durée du service de la même essence traitée par le même procédé de conservation, nous trouvons dans les réponses des administrations des observations qui, sans être tout à fait absolues, nous permettent cependant de tirer quelques conclusions concernant la question qui nous intéresse.

En effet, nous référant au tableau de l'annexe VII, nous y voyons que les traverses en pin créosotées (1) durent, sur la ligne « South Eastern Railway », de huit à neuf ans, tandis que les mêmes traverses en pin, créosotées, font, au chemin de fer « London, Tilbury & Southend », un service de vingt-cinq à trente ans; mais, par contre, la première ligne remploie les mêmes traverses dans des voies secondaires et de garage, ce qui donne un supplément de service de treize à quatorze ans, donc, en somme, un service total de vingt et un à vingt-trois ans. En examinant les données pour les autres lignes anglaises, nous remarquons que, presque partout, le service total des traverses reste dans les limites de vingt à trente ans (2) et que la durée du service total, et surtout la durée du service dans les voies principales, dépend essentiellement (toutes autres circonstances égales, d'ailleurs) de la pression sous laquelle les traverses étaient injectées de créosote. Le tableau n° 8 ci-après nous semble présenter des chiffres assez concluants, surtout si l'on prend en considération que les traverses en pin de toutes les lignes anglaises sont de la même provenance (« Baltic or Russian Redwood », pin rouge du Nord).

Pour les traverses en pin traitées au chlorure de zinc, la différence du service semble être encore plus prononcée : quinze ans pour le chemin de fer Hollandais et sept ans pour les lignes russes Catherine et de Kharkov à Nicolaïev. Mais, en réalité, cette divergence se présente sous un autre point de vue. Ces deux lignes

(1) Presque toutes les lignes anglaises emploient des traverses en pin de provenance russe (sapin rouge de Baltique, *Baltic or Russian Redwood*).

(2) La ligne « London & South Western », qui ne fait que tremper ses traverses en pin dans des bassins ouverts remplis de créosote chauffée, obtient avec ce procédé primitif un service de douze ans dans les voies principales et de huit ans dans les voies de garage, ce qui donne tout de même un service total de vingt ans.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

russes ne font que commencer la conservation de leurs traverses. Quelques autres lignes du même pays, qui pratiquent le traitement depuis plus longtemps, ne nous ont pas fait parvenir leurs réponses à notre formulaire. Nous sommes cependant en état de certifier que les traverses en pin, traitées au chlorure de zinc, font en ce moment dans les voies principales de la ligne de Nijni-Novgorod un service de quatorze ans et dans celle de Riazane-Ouralsk de dix ans (cette dernière administration croit pouvoir les y conserver encore pendant quelques années).

Tableau n° 8.

Relation entre la pression sous laquelle les traverses ont été créosotées et la durée de leur service.

NUMÉRO ET NOM DE LA LIGNE.	Pression dans le cylindre à créosoter en atmosphères.	Service des traverses		
		dans les voies principales.	dans les voies de garage.	Total.
V. Great Northern	12	12 ans.	?	?
XV. Taff Vale	10	15 —	5-10 ans.	20-25 ans.
X. Manchester, Sheffield & Lincolnshire .	9	16 —	14 —	30 —
VII. London & North Western	6 2/3-8	16-20 —	9-10 —	25-30 —
IX. London, Tilbury & Southend . . .	6	20-25 —	5-10 —	25-30 —

Dans tous les cas, la durée du service des traverses en pin, conservées au chlorure de zinc, doit être sur les lignes russes beaucoup moindre que sur les lignes allemandes qui emploient fréquemment le même procédé de conservation. Ce désavantage des lignes russes provient tant de leur mauvais ballast, jamais criblé et souvent argileux, que par suite d'un usage peu répandu de selles sous le patin des rails, de l'insuffisance d'appui de ces derniers en raison des dimensions fort exiguës des traverses russes et, enfin, de la catégorie inférieure des bois dont se contentent les chemins de fer en Russie pour avoir des traverses à un prix de revient minime.

Nous avons vu que les traverses en chêne créosotées durent de treize à trente ans. Au Nord français, la voie de 43 kilogrammes, sur laquelle circulent des trains express à 108 kilomètres par heure, repose sur des traverses en chêne thermocarbolisées; sous le patin du rail sont posées des semelles en feutre goudronnées au lieu de selles en acier et, dans ces conditions, les traverses font un service de trente ans dans les voies principales, sans compter les quelques années de plus qu'elles passent dans les voies de garage. Cette énorme différence relève non seulement de l'espèce de bois (chêne de cœur, à aubier, chêne de Podolie, chêne de France, etc.) et de son âge, mais encore de son état de siccité avant la préparation,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de la quantité de créosote absorbée par les traverses, de la composition de cette créosote, ainsi que des conditions dans lesquelles les traverses sont posées, c'est-à-dire de leurs dimensions, de l'emploi des selles, du type des rails et des attaches, du ballast, de la quantité et de la vitesse du mouvement, enfin, des conditions climatériques du pays. Toutes ces influences sont, en grande partie, peu étudiées et demandent à être observées d'une façon très suivie et sérieuse, surtout par rapport aux essences qui, comme le hêtre, tendent à remplacer le chêne et le pin au service des voies ferrées.

Nous avons déjà remarqué que les traverses en hêtre créosotées ou thermo-carbolisées durent, dans les voies principales, de quinze à trente ans et que leur résistance à la désorganisation surpasse même celle des traverses en chêne créosoté.

Il n'y a que le réseau de Paris-Lyon-Méditerranée qui accuse pour le hêtre créosoté un service de quatorze ans (1); mais il résulte de la note de M. Coüard, ingénieur au service des approvisionnements dudit réseau, que l'Administration s'attend à un service bien plus long, des mesures étant prises pour le choix d'une bonne créosote et pour la pratique d'une injection des bois tout à fait satisfaisante.

Nous avons déjà remarqué que le hêtre nous semble présenter les meilleures conditions pour le service en traverses, on serait même tenté de dire que c'est la traverse de l'avenir, car elle s'injecte très facilement, coûte moins cher que celle en pin et en chêne, tout en les surpassant par la durée de son service. Il faut ajouter que les forêts de hêtre se renouvellent beaucoup plus vite que celles de pin et de chêne, ce qui est de grande importance, eu égard surtout au déboisement progressif et inévitable de tous les pays qui construisent des chemins de fer.

Quant au type de traverse le plus avantageux sous le point de vue de la durée du service, les administrations reconnaissent, presque à l'unanimité, nous l'avons déjà dit, que la traverse équarrie sur quatre faces est la plus résistante aux efforts mécaniques et présente le plus de garantie pour un bon et durable service.

A notre avis, l'équarrissage du bois ne devrait pas se faire à la scie (plusieurs administrations préfèrent le sciage), car, dans ce cas, les fibres du bois déchirées par cette dernière rendent les faces de la traverse trop rugueuses et, par suite, présentent beaucoup de prise à l'humidité qui s'y infiltre plus facilement que par faces taillées. Cette remarque se rapporte surtout aux traverses vierges.

Pour les traverses en hêtre, l'équarrissage sur quatre faces nous semble plutôt nuisible qu'utile et des expériences sur ce point auraient peut-être indiqué que le type équarri sur deux faces (semelle et face supérieure) ou même le demi-rond est le plus avantageux. En effet, le bois de hêtre, comme celui de toutes les essences dites sans cœur ou tout-aubiers, telles que : bouleau, tremble, aune, tilleul, peuplier, érable, charme, etc., tout en étant beaucoup plus homogène que les bois à cœur, a ses couches extérieures plus résistantes que celles du centre, de sorte que par un équarrissage sur les quatre faces on aurait enlevé les parties du tissu les plus résis-

(1) Nous n'avons pas reçu de nouveaux renseignements pour la sixième session.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tantes. De plus, le type demi rond présente plus d'assiette, ce qui est d'un grand avantage pour la stabilité de la voie.

Nous avons déjà dit que les administrations ne reconnaissent que deux mesures comme avantageuses, pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique : *a*) augmentation de la base d'appui des rails ou des coussinets (pour rails à double champignon) sur des traverses, et *b*) deux selles en acier ou en fer avec ou sans rebord, ou bien encore deux semelles en feutre goudronné de dimension satisfaisante, sous le patin du rail sur chaque traverse. Quelques lignes y ajoutent la nécessité d'un bon ballast et d'un bourrage parfait, et d'autres demandent le perçage des trous pour tirefonds ou crampons avant la préparation de la traverse.

Les administrations qui pratiquent la conservation de leurs traverses reconnaissent, comme nous l'avons déjà dit, que le procédé le plus avantageux au point de vue du service de la traverse, c'est le créosotage (ou le procédé Blyth dûment appliqué), mais, en même temps, elles se prononcent toutes sur la nécessité *d'employer une huile lourde (créosote brute), riche en matières antiseptiques, telles qu'acide phénique, naphtaline et huiles vertes.* Quelques administrations (lignes russes) émettent l'opinion que le traitement des bois au chlorure de zinc est le procédé le moins cher pour assurer aux traverses en pin et en sapin un service plus ou moins durable.

L'État français et quelques autres lignes préfèrent le traitement des traverses à l'émulsion de chlorure de zinc et de créosote, procédé qui semble avoir un avenir, surtout pour les essences à aubier, dont l'absorption est très grande.

Il résulte donc des renseignements fournis par les administrations, que le créosotage, procédé actuellement le plus parfait, implique au service des traverses une durée qu'on serait tenté d'appeler *moyenne* pour toutes les lignes, notamment :

Pin créosoté :	serv.	en	voie	principale,	15	ans ;	serv.	en	voie	de garage, 5 ans ;	serv. total, 20 ans.
Chêne	—	—	—	—	18	—	—	—	—	7 —	— 25 —
Hêtre	—	—	—	—	20	—	—	—	—	10 —	— 30 —

ce qui nous indique que le hêtre est une essence qui convient très bien pour être employée comme traverse, et que nous étions dans le vrai en la nommant *traverse d'avenir*.

De ces mêmes renseignements, il est très difficile de tirer des conclusions générales sur les charges annuelles que les différentes lignes portent pour l'entretien de leurs traverses, car plusieurs d'elles ayant donné le prix de la traverse n'ont pas indiqué le prix du transport, soit celui du sabotage, du perçage ou de l'estampillage; d'autres ne nous ont pas renseigné sur le prix de l'injection, de l'empilage, du séchage et du transport des traverses le long du réseau.

Enfin, presque toutes les administrations ont omis de nous renseigner sur le prix de la pose des traverses, et pourtant cette dépense relève notablement les charges annuelles si la durée du service de la traverse est courte. Il est donc à désirer que tous ces renseignements soient fournis le plus tôt possible afin que, pour la session

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

prochaine, on puisse dresser une table plus exacte des valeurs des charges annuelles que sollicite l'entretien de diverses lignes posées sur différentes traverses dans diverses conditions de service.

Nous nous bornons à indiquer plus bas les charges annuelles des lignes qui nous ont fourni des renseignements plus ou moins appréciables. (Pour détails, *voir* annexe IV.)

En Autriche-Hongrie, les administrations de chemins de fer dépensent par an pour l'entretien de leurs traverses de *33 à 62 centimes* par traverse posée dans les voies principales et de garage; en moyenne, **42 centimes.**

En Belgique, les dépenses annuelles comportent **77 centimes** par traverse posée; au Danemark, c'est **37 à 57 centimes.** En France, les administrations dépensent de **42 à 59 centimes,** en moyenne, **53 centimes**; en Angleterre, de **36 à 50 centimes** (à une exception près, le « Furness Railway » va pour le pin vierge jusqu'à 78 centimes, en moyenne, **42 centimes.**

Le Luxembourg fait monter ses charges annuelles de *49 à 55 centimes;* le Portugal, de *64 centimes à 1 fr. 50 c.*; la Roumanie à *75 centimes* et la Russie, de *30 à 64 centimes;* à deux exceptions près, la ligne du Poléssié (réseau de l'État) à 0.285 et la Compagnie Moscou-Jaroslav-Arkhangelsk, à 19 centimes; en moyenne, la Russie dépense 41 centimes par traverse posée.

En finissant notre rapport, nous devons convenir que nous sommes loin d'en être content, car, quoique pour la partie des traverses nous étudions cette question depuis 1890, nous n'avons pas reçu suffisamment de renseignements sur un grand nombre de points. Il faudrait reprendre plusieurs questions depuis le commencement : rechercher un nouveau type de traverse, de surface d'appui du rail et de son fixage. Il faudrait en même temps procéder à toute une série d'expériences, pour déterminer, d'une façon précise, l'influence sur les propriétés des bois des opérations séparées de différents procédés de conservation, telles que dessiccation antérieure des traverses avant l'injection, traitement du bois par la vapeur et par le vide, injection des substances antiseptiques sous telle ou telle autre pression statique ou dynamique, dessiccation des traverses après l'injection, etc.

Toutes ces circonstances, que nous avons indiquées à leur place, devraient être classées en programme, d'après lequel les administrations auraient ordonné des essais uniformes, suivis d'observations assez exactes sur les conditions climatériques dans lesquelles le service des traverses s'effectue.

Une étude basée sur des données de ce genre, sur des renseignements complètement frais, serait d'une valeur incontestable et fournirait aux administrations des chemins de fer des notions précises sur les moyens d'augmenter la durée du service des traverses, tout en diminuant les dépenses annuelles énormes qu'on y consacre.

Il est désirable que les administrations veuillent bien continuer leurs études sur la conservation des bois de construction qu'on vient seulement d'ébaucher. C'est un champ d'étude tellement vaste, qu'on ne saurait achever sa culture avant une période d'années encore très longue.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Questionnaire détaillé relatif à la question VIII.

A. — *Divers modes de conservation et durée du service des bois de construction de toute espèce.*

I. — Débit et transport des bois (1).

1. Essences et catégories des bois employés (pour pièces de ponts, poutres, charpentes, poteaux télégraphiques, planches, etc.).

2. Provenance des bois.

3. Époque d'abatage préférable pour le meilleur service des bois à l'état vierge ou préparé.

4. Age auquel il est préférable d'abattre les bois de diverses essences pour constructions de toute espèce.

5. Temps maximum entre la coupe des bois et leur débit en pièces ou leur mise en œuvre.

6. Genre d'empilage des bois coupés dans la forêt. Avec ou sans écorce. Durée de l'empilage.

7. Transport des bois coupés par eau (à flot ou en barque) ou par voie de terre.

8. Quelles sont les plus grandes dimensions de vos bois de construction?

9. Quantité de bois par essence et par genre de construction employée par an sur la ligne pour les constructions nouvelles ainsi que pour l'entretien.

II. — Préservation des bois contre la pourriture et le feu (injection, immersion, carbolisation, carbonisation, peinture, vulcanisation, etc.) (1).

10. Substance préservatrice employée contre la pourriture et contre le feu.

11. Procédé de préservation (mode d'introduction de la substance préservatrice dans le tissu ligneux).

12. Durée des opérations diverses de la préservation et leur influence sur le service et la durée des bois.

13. Composition chimique des substances préservatrices.

14. Concentration des substances à introduire dans les bois.

15. Quantité de substance préservatrice absorbée par les bois de diverses essences et de différentes catégories.

16. Influence de la température de la substance sur la marche et l'efficacité de la préservation des bois.

17. Dessiccation naturelle ou artificielle des bois.

---

(1) Indiquer l'influence de ces différentes conditions sur la durée du service des bois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

18. Influence de l'âge des bois sur la marche et l'efficacité de la préservation.

19. Influence de l'époque d'abatage des bois sur le mode et l'efficacité de la préservation.

20. Influence du mode de transport et de l'empilage des bois vierges débités sur la préservation.

21. Mode d'empilage des bois préparés.

22. Temps minimum entre la préparation des bois et leur mise en œuvre.

III. — Propriétés des bois vierges et préservés (1).

23. Densité et poids spécifique (données moyennes).

24. Poids d'un décimètre cube.

25. Hygroscopicité.

26. Inflammabilité.

27. Gélivité.

28. Élasticité.

29. Fendilité (indiquer les mesures pour la combattre).

30. Coefficients de résistance (en kilogrammes par centimètre carré) : compression, traction, torsion, cisaillement, foncement, frottement, etc.

31. Maladies et tares des bois.

IV. — Conditions dans lesquelles les bois font leur service (2).

32. Type et destination de la construction.

33. Distance de la construction à l'axe de la voie la plus proche.

34. Nature du sol et du sous-sol, degrés d'humidité ou de siccité.

35. Travaux d'assainissement (drainage, perrés, etc.).

36. Influence des pluies, des vents, de la gelée et des chaleurs sur le service des bois vierges et préservés.

V. — Conclusions.

37. Détériorations constatées dans les bois de construction vierges ou préservés et cause de leur mise hors de service.

38. Durée du service des bois de différentes essences vierges ou préservées dans les différentes constructions de la ligne.

39. Mesures avantageuses pour augmenter la résistance des bois à l'usure mécanique.

40. Procédés les plus avantageux pour préserver les bois contre la pourriture ou les insectes.

---

(1) Indiquer l'influence de ces propriétés sur la durée du service des bois.
(2) Indiquer l'influence de ces conditions sur la durée du service des bois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

41. Procédés les plus avantageux pour préserver les bois du feu.

42. Prix de revient des bois de construction de différentes essences et diverses catégories par mètre ou pied cubique ou par pièce de dimensions données.

43. Prix de revient de la préservation par mètre ou pied cubique ou pièce des bois préservés.

VI. — Annexes.

a) Cahiers des charges pour la fourniture des bois vierges ou préservés de différentes essences et de diverses catégories.

b) Cahiers des charges pour la fourniture des substances préservatrices.

c) Carnets de réception des bois.

d) Descriptions, tables, dessins et mémoires concernant les ateliers et chantiers pour la préservation des bois, ainsi que les appareils pour la dessiccation de ces bois.

e) Instructions et cahiers des charges pour toute sorte de manipulations concernant les bois, telles que : coupe des bois, débitage, empilage en grume, préservation, empilage des bois débités, mise en œuvre, etc.

f) Expériences et études concernant les bois de construction et leur préservation.

g) Frais d'installation des ateliers de préservation des bois et des chantiers de préparation mécanique.

h) Statistique du service des bois.

i) Échantillons de substances préservatrices contre la pourriture, les insectes ou le feu (3 litres de chaque échantillon).

j) Échantillons de différentes essences de bois vierges et préservés, neufs ou ayant servi un certain nombre d'années (indiquer dans quelles conditions et combien), sains, malades et tarés.

Remarque concernant les annexes *i* et *j*.

Les administrations qui voudront bien adresser des échantillons de bois ou de substances au rapporteur auront l'obligeance d'affranchir leurs envois et de munir ces derniers de l'inscription suivante :

Échantillons sans valeur.

—

M. Vladimir Herzenstein,
Ingénieur des voies de communication,
Vice-président
de la Commission pour la conservation des bois.

Saint-Pétersbourg,
Pantéleimonovskaïa, 2.

Société impériale technique de Russie.
Cabinet d'étude pour les bois.

Dans le cas où les administrations voudraient faire essayer leurs bois à Saint-Pétersbourg, au

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

laboratoire d'essai de la commission, elles sont priées d'en donner avis à M. Vladimir Herzenstein, vice-président de la commission (Saint-Pétersbourg, Vozniécensky, 31).

B. — *Conservation des traverses de chemins de fer.*

I. — Débit et transport des traverses [1].

1. Essences et catégories des bois employés pour traverses.

2. Provenance des bois.

3. Époque (date) d'abatage préférable.

4. Age des bois abattus.

5. Temps maximum entre la coupe des bois et leur débit en traverses.

6. Empilage des bois coupés ou des traverses débitées dans la forêt (avec ou sans écorce). Durée maximum de cette période.

7. Transport des traverses par eau (à flot ou en barque) ou par voie de terre.

8. Empilage des traverses vierges (non préparées) aux ateliers d'injection (de préparation) ou sur la ligne. Durée moyenne.

9. Type, dimensions et poids des traverses de différentes essences pour voies de diverses valeurs.

10. Préparation mécanique des traverses : affranchissement des extrémités, sabotage, perçage et goudronnage des entailles.

11. Quantité de traverses posées sur la ligne et par kilomètre. Longueur des voies.

12. Quantité par essence de traverses vierges et injectées employées pour l'entretien annuel des voies de différente importance (voie principale, de garage, etc.).

II. — Conservation des traverses (injection, immersion, carbolisation, etc.) [1].

13. Substance antiseptique employée.

14. Procédé de conservation (mode d'introduction de la substance antiseptique dans la traverse).

15. Durée des opérations diverses de la préparation et leur influence sur le service et la durée des traverses.

16. Composition chimique des substances antiseptiques.

17. Concentration des dissolutions des sels métalliques à introduire dans les traverses.

18. Quantité d'antiseptique absorbée par les traverses de diverses essences.

19. Influence de la température de l'antiseptique sur la marche et l'efficacité de la préparation des traverses.

---

[1] Indiquer l'influence de ces différentes conditions sur la durée du service des traverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

20. Dessiccation naturelle ou artificielle des traverses.

21. Influence de l'âge du bois des traverses sur la marche et l'efficacité de la conservation.

22. Influence de l'époque d'abatage des bois sur le mode et l'efficacité de la conservation.

23. Influence du mode de transport et d'empilage des traverses vierges sur leur préparation.

24. Mode d'empilage des traverses préparées.

25. Temps minimum entre la préparation des traverses et leur mise en œuvre.

III. — Propriétés des bois de traverses (vierges et préparées) (1).

26. Densité et poids spécifique (données moyennes).

27. Poids d'un décimètre cube.

28. Hygroscopicité.

29. Inflammabilité.

30. Gélivité.

31. Élasticité.

32. Fendilité (indiquer les mesures pour la combattre).

33. Coefficients de résistance (en kilogrammes par centimètre carré), compression et cisaillement, etc.

34. Maladies et tares des bois de traverses.

IV. — Conditions dans lesquelles les traverses ont été préparées (1).

35. Nature du sous-sol; degré d'humidité ou de siccité.

36. Profil de la ligne et son influence sur la durée des traverses (remblais, tranchées et tunnels), âge et nature des terrassements.

37. Travaux d'assainissement (drains, pierrées, etc.).

38. Alignements droits et courbes (rayon).

39. Déclivité de la ligne (rampes, paliers et pentes).

40. Largeur de la voie (élargissements et surhaussements).

41. Nature et épaisseur du ballast.

42. Bourrage des traverses.

43. Espacement des traverses de contre-joint et intermédiaires.

44. Type et poids des rails.

45. Joints en porte-à-faux ou portés (croisés ou d'équerre).

---

(1) Indiquer l'influence de ces différentes conditions sur la durée du service des traverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

46. Éclissage des rails.

47. Mesures pour empêcher le déplacement latéral des joints.

48. Fixation des rails sur les traverses, crampons ou tirefonds (type, quantité par traverse et dimensions).

49. Selles en fer (acier) ou en feutre goudronné entre la semelle des rails (ou les coussinets) et les traverses.

50. Valeur de la surface d'appui des rails de différents types sur les traverses.

51. Résistance des traverses de diverses essences à l'arrachement des tirefonds ou des crampons.

52. Résistance des traverses en bois à la désorganisation de la voie pour différents types de pose. Moyen d'enregistrer la valeur de cette désorganisation et mesures pour la combattre.

53. Conditions climatériques (des pluies, de la neige, de la gelée. du dégel et des grandes chaleurs).

54. Poids et empattement des locomotives.

55. Nombre, vitesse et tonnage des trains.

56. Nature du trafic.

V. — Conclusions.

57. Détériorations constatées dans les traverses vierges ou préparées, cause de leur mise hors de service (pour cent de traverses posées).

58. Durée des traverses de différentes essences, préparées ou vierges, dans des voies principales de divers trafics.

59. Durée des traverses dans les voies de garage.

60. Type de traverses le plus avantageux au point de vue de leur durée.

61. Mesures avantageuses pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique.

62. Procédé de conservation le plus avantageux au point de vue de la durée des traverses.

VI. — Annexes.

63. Échantillons de traverses de différentes essences de bois, vierges et préparées, neuves et ayant servi un certain nombre d'années, malades et tarées.

Remarques. — Dans le cas où les administrations de chemins de fer auraient l'intention de faire essayer le bois de leurs traverses, elles voudront bien envoyer les échantillons aux laboratoires mécaniques ou bancs d'épreuve (officiels) de leurs pays respectifs, afin de faire déterminer les coefficients demandés par le numéro 33 du présent questionnaire (chap. III). Chaque échantillon sera de 50 centimètres de longueur et conservera partout la section transversale de la traverse. Avis sera donné au rapporteur de la question des échantillons envoyés ainsi que de l'adresse des directeurs des laboratoires mécaniques chargés des essais, afin qu'il puisse s'entendre avec eux et que des résultats comparables puissent être obtenus.

64. Échantillons de substances antiseptiques (demi-litre).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Remarque. — Ces échantillons seront envoyés directement au rapporteur avec l'inscription : « Échantillon sans valeur ».

63. Cahier de charges pour la fourniture de traverses de différentes essences.

66. Cahier de charges pour la fourniture de substances antiseptiques.

67. Carnets de réception des traverses.

68. Descriptions, dessins, tables et mémoires concernant les chantiers pour la préparation mécanique et les ateliers pour la conservation des traverses.

69. Cahiers de charges et instructions pour toute sorte de manipulations concernant les traverses, telles que : leur préparation, conservation, empilage, pose, service, etc.

70. Expériences et études concernant les traverses.

71. Prix de revient des traverses et de la préparation mécanique (bois pour traverses, débit, transport, sabotage, perçage, etc.).

72. Prix de revient de la conservation des traverses (substance antiseptique, main-d'œuvre, administration, amortissement des frais d'installation, etc.).

73. Frais d'installation des ateliers de conservation de traverses et de chantiers de préparation mécanique.

74. Statistique du service de traverses (tables, épures, etc.).

N. B. — Les administrations qui ont déjà envoyé des réponses au présent questionnaire détaillé lors de la session précédente voudront bien les compléter en indiquant spécialement l'influence des conditions énoncées sous les numéros 1 à 62 sur la durée du service des traverses.

Les autres administrations sont instamment priées de répondre le plus complètement possible au présent formulaire, après avoir pris connaissance du rapport de M. Herzenstein sur la question de la durée des traverses en bois à la cinquième session. (Renseignements techniques sur la durée des traverses en bois.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE I

Projet de programme de pose uniforme de sections d'étude de voie sur traverses en bois.

1. Il sera posé sur chaque ligne autant de sections d'étude qu'on y emploie de types de traverses, différant, soit par leurs dimensions, soit par l'essence du bois.

Les traverses vierges (si l'on en emploie) et les traverses conservées du même type seront posées sur des sections voisines.

Chaque section comprendra au moins 200 traverses. En cas d'emploi de traverses demi rondes, il est utile d'en poser 10 p. c. le dos retourné (vers le bas).

Remarque I. — Les sections d'étude seront choisies :

a) Dans une situation en rapport avec le profil et le plan de la ligne, c'est-à-dire sur des paliers et des déclivités moyennes et limites, des alignements droits et des courbes d'un rayon moyen et minimum (indiquer la longueur virtuelle de la section);

b) Dans des tranchées profondes, des tunnels, ainsi que sur de grands remblais;

c) En cas de double voie, sur deux voies parallèles afin d'étudier le service des traverses en rapport avec le trafic, c'est-à-dire la quantité, le genre et le poids des trains (nombre d'essieux) circulant sur la section dans les deux sens.

Remarque II. — Il n'est pas indispensable de poser toutes les sections d'étude à la fois.

2. Chaque traverse posée portera les indications suivantes :

a) Le nom de la ligne (la marque);
b) Le numéro de la section (chiffre romain);
c) L'année de la pose (les deux derniers chiffres);
d) L'essence (C, chêne; S, sapin; P, pin; H, hêtre, etc.);
e) Pour les traverses conservées, les lettres employées pour désigner le nom de l'essence seront entourées d'un cercle.

3. Il sera dressé pour chaque section une description détaillée indiquant toutes les circonstances et les conditions de la pose, ainsi que les qualités des bois, tant à l'état vierge qu'à l'état conservé.

Remarque. — Il est à désirer que les administrations de chemins de fer établissent, suivant le présent programme, des données aussi détaillées que possible, afin de pouvoir juger de toutes les circonstances influant sur le service des traverses de leur réseau.

4. Pendant la pose de sections d'étude, il sera prélevé trois à cinq traverses de chaque essence ou de chaque type pour être essayées à la compression, au cisaillement et à l'arrachement des crampons ou des tirefonds, suivant le programme qui fait l'objet de l'annexe II.

Remarque. — La discussion de cette question à la quatrième session du Congrès a mis en évidence l'utilité de décentraliser ces essais en les faisant exécuter par les bancs d'épreuve ou les laboratoires mécaniques de chaque pays.

5. Chaque année, on enlèvera cinq traverses voisines (au minimum) d'une extrémité de la section pour être coupées en leur milieu perpendiculairement à l'axe et essayées suivant le programme de l'annexe II. Une description détaillée de leur état (avec dessins, si c'est nécessaire) doit être enregistrée dans un journal spécial des sections d'essais.

6. Dans le même journal doivent être indiqués, avec le plus de détails possible, les travaux d'entretien de la section (ripage de la voie, changement du matériel, bourrage, etc.), ainsi que la quantité de trains et de locomotives isolées (type, poids et charge par essieu) ayant passé sur la section pendant chaque exercice.

Vl. Herzenstein.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE II

Projet de programme d'essais uniformes à faire dans des laboratoires mécaniques ou sur des bancs d'épreuve.

1. Les traverses enlevées des sections d'étude seront coupées en deux parties égales, perpendiculairement à leur axe. Une des moitiés sera essayée à la compression (parallèlement et perpendiculairement aux fibres) et au cisaillement (parallèlement et perpendiculairement aux fibres) et l'autre moitié à la flexion et à l'arrachement des crampons ou des tirefonds.

Remarque. — Il est nécessaire d'indiquer les systèmes des appareils employés pour les essais.

2. Les éprouvettes doivent être tirées aussi près que possible du sabotage et leurs facettes coupées parallèlement ou perpendiculairement aux fibres du bois.

3. *Essais à la compression parallèlement et perpendiculairement aux fibres.* — Les dimensions de l'éprouvette seront : $50 \times 50 \times 50$ millimètres. On notera et l'on inscrira dans le journal d'essais toutes les circonstances, telles que changements brusques de la résistance, sortie de la sève, de la résine (du bois vierge) ou des substances antiseptiques (du bois conservé), rupture, boursouflure, etc.

4. *Cisaillement.* — Dimensions de l'éprouvette : $50 \times 50 \times 50$ millimètres (pour les essais parallèlement à la fibre) et $50 \times 50 \times 100$ millimètres (pour les essais perpendiculairement aux fibres).

5. *Flexion.* — Dimensions de l'éprouvette : $15 \times 40 \times 230$ millimètres. Distance entre les points d'appui ($h = 15$ millimètres).

6. *Résistance à l'arrachement des tirefonds ou des crampons.* — Les essais se feront au moyen des appareils qui sont employés au service de la ligne. Les crampons doivent être enfoncés et arrachés six fois (au minimum) dans les mêmes trous. Les mêmes essais se feront avec des tampons ou des trénails ; si les tampons se détériorent pendant les essais, on les remplacera en en faisant la remarque dans le journal des essais. Mêmes essais avec les tirefonds.

7. Pour déterminer la résistance des traverses à la désorganisation de la voie (ou à l'arrachement des crampons ou des tirefonds), il serait utile de procéder comme suit : placer entre les rails (sur la section d'étude) une petite presse hydraulique horizontale, s'y appuyant au moyen de deux pitons, de façon à avoir des efforts horizontaux tendant à renverser les rails à l'extérieur de la voie (effets de la roue). Cette pression (en kilogrammes) doit être enregistrée automatiquement, ainsi que le surélargissement correspondant de la voie et le surhaussement du patin du rail ou de la semelle du coussinet (rail à double champignon). Les dessins de l'appareil employé et sa description doivent être joints au journal des essais.

8. Tous les journaux d'essais seront envoyés avec les annexes à la Commission internationale du Congrès des chemins de fer pour être comparés et servir au prochain rapport relatif aux traverses en bois.

VL. HERZENSTEIN.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE III.

ALBUM DE 18 ESSENCES DE BOIS

PRINCIPALEMENT EMPLOYÉES EN EUROPE

POUR TRAVERSES ET BOIS DE CONSTRUCTION

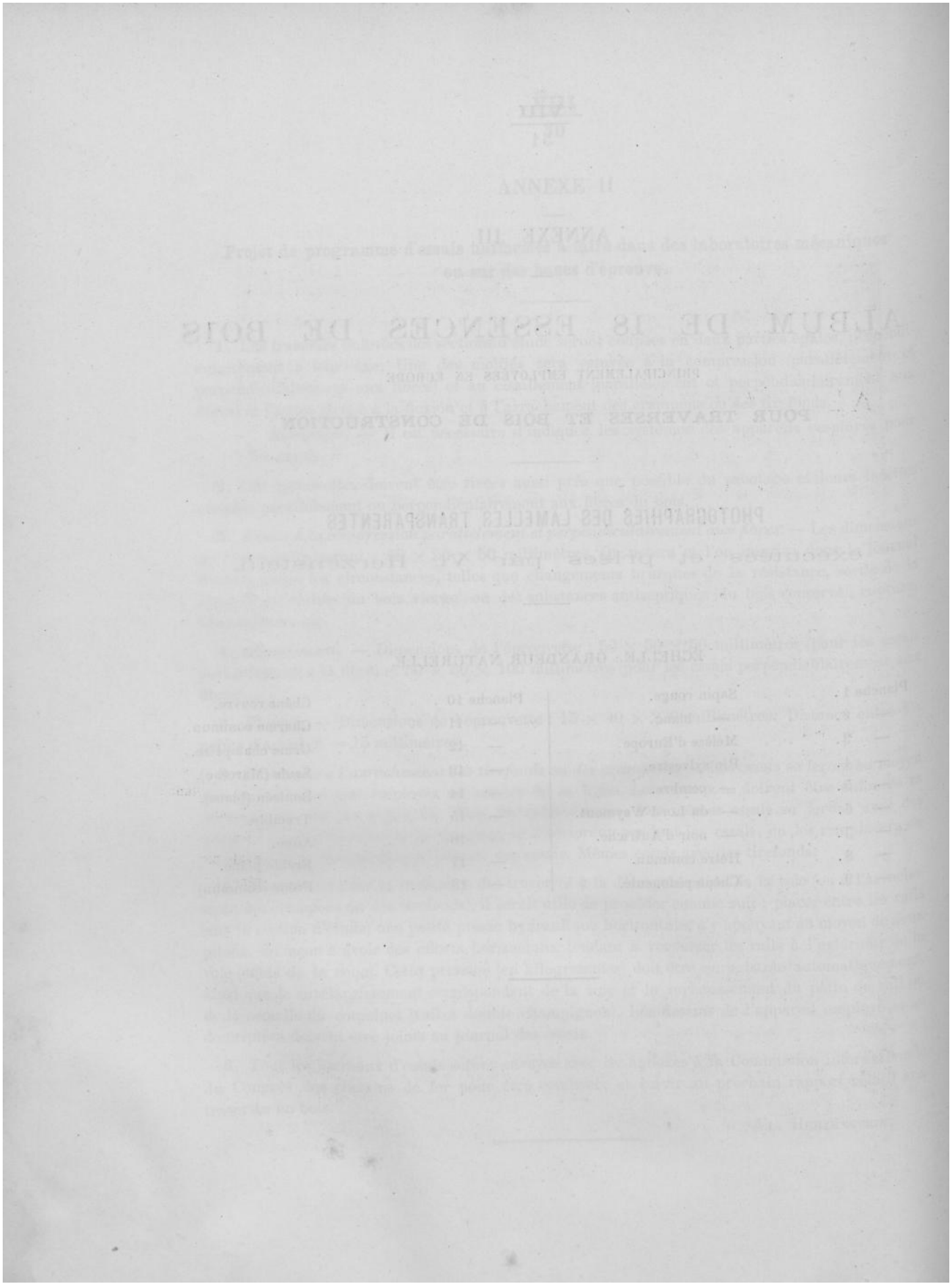
PHOTOGRAPHIES DES LAMELLES TRANSPARENTES

exécutées et prises par Vl. Herzenstein.

ÉCHELLE : GRANDEUR NATURELLE.

Planche 1. . . .	Sapin rouge.	Planche 10	Chêne rouvre.
— 2. . . .	— blanc.	— 11	Charme commun.
— 3. . . .	Mélèze d'Europe.	— 12	Orme champêtre.
— 4. . . .	Pin sylvestre.	— 13	Saule (Marceau).
— 5. . . .	— cembre.	— 14	Bouleau (blanc).
— 6.	— du Lord Weymout.	— 15	Tremble.
— 7. . . .	— noir d'Autriche.	— 16	Aune.
— 8. . . .	Hêtre commun.	— 17	Érable plane.
— 9. . . .	Chêne pédonculé.	— 18	Frêne (commun).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



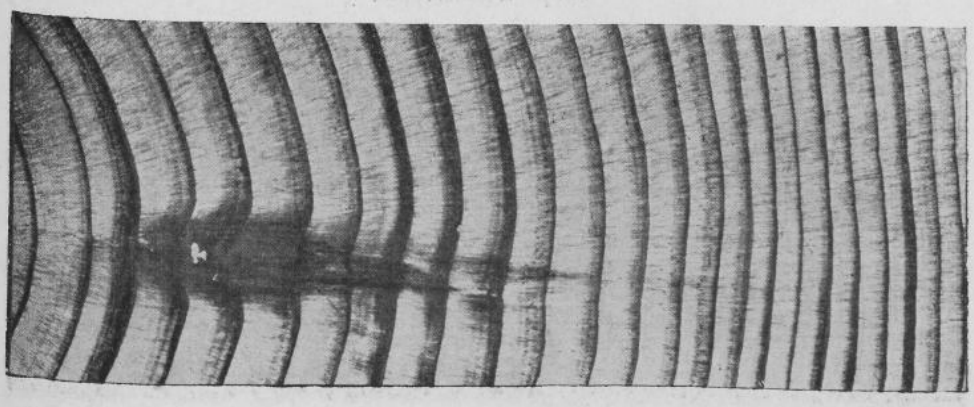
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 1.

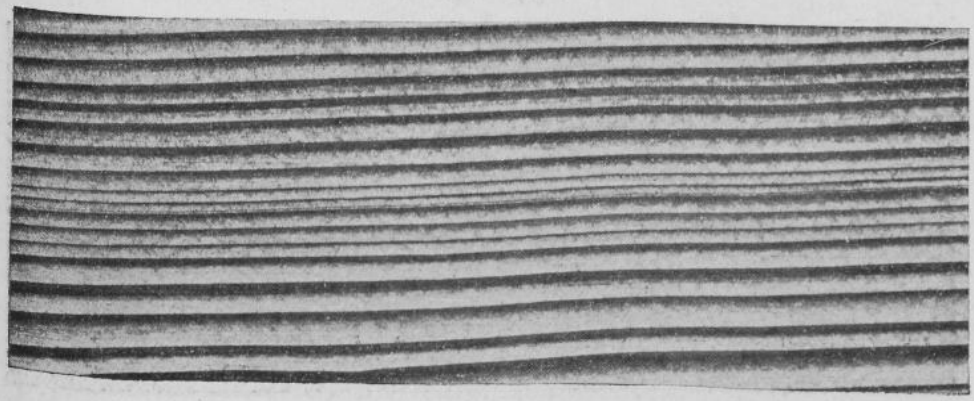
Sapin rouge.

Abies (Picea) Excelsa ; Red-Pine, Sprace Fir ; Rothtanne, Fichte.

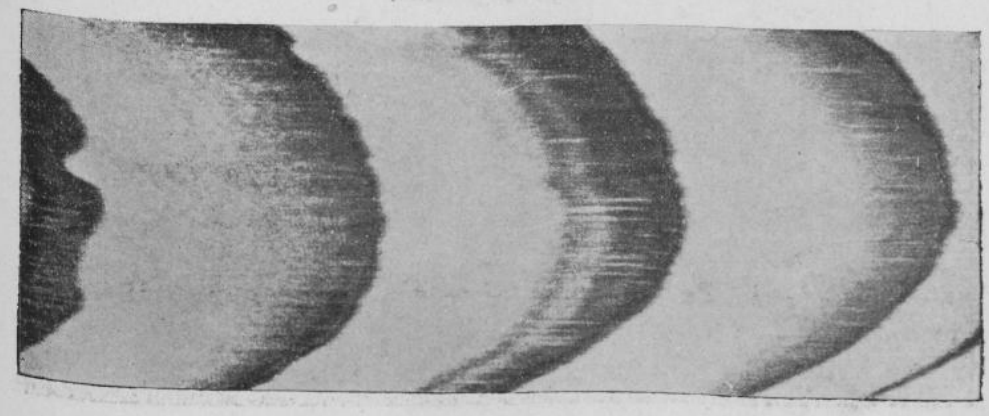
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



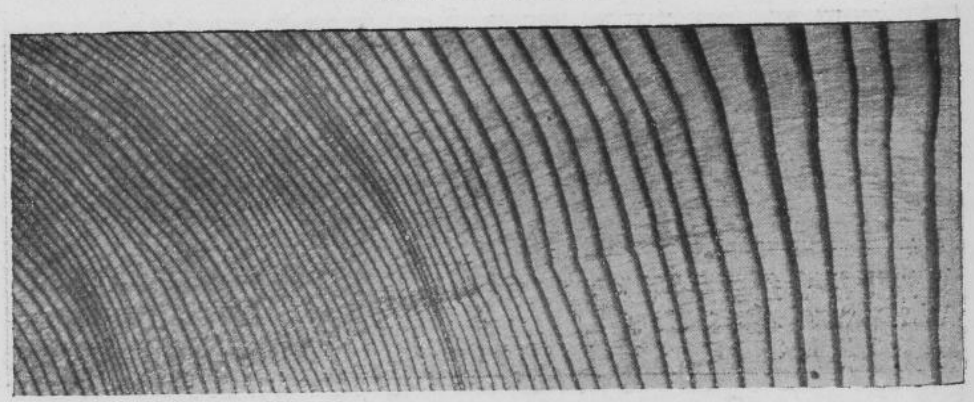
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 2.

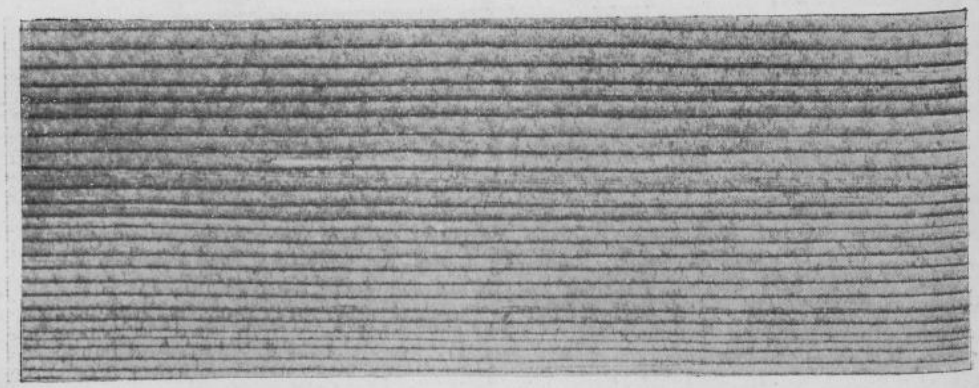
Sapin pectiné (blanc).

Abies Pectinata; Pine, Deal, Silver Fir; Edel-Tanne.

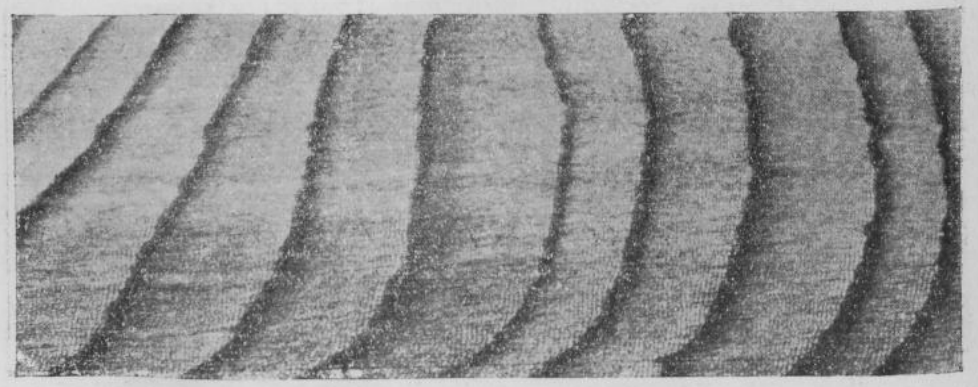
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



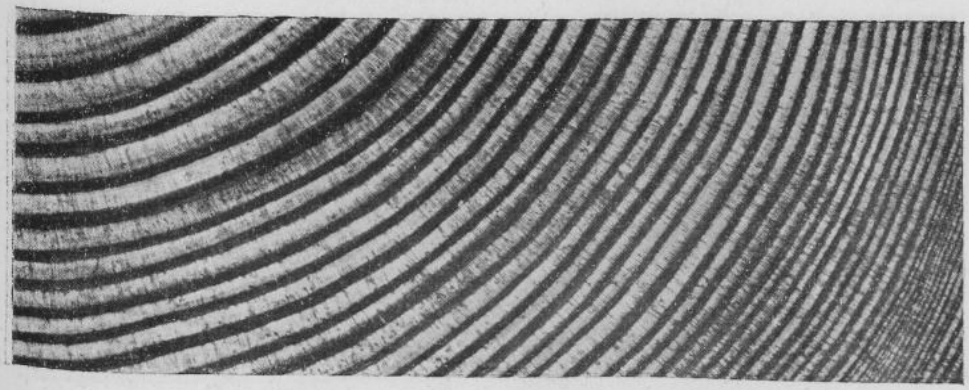
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 3.

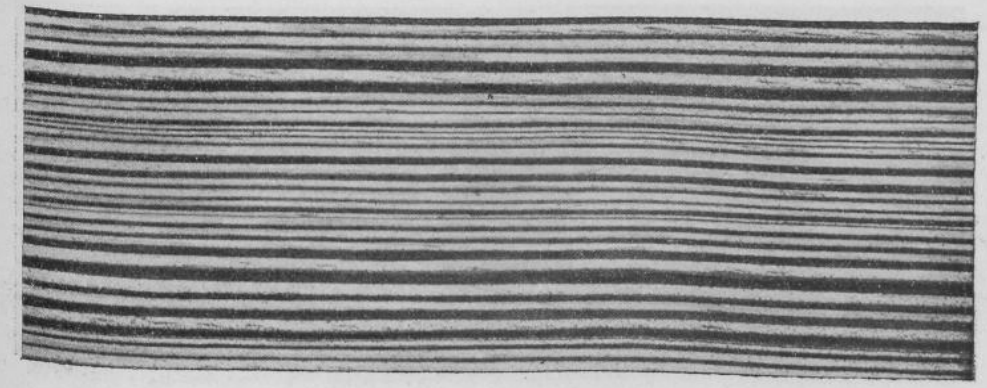
Mélèze d'Europe.

Larix Europæa; Larch; Lärche.

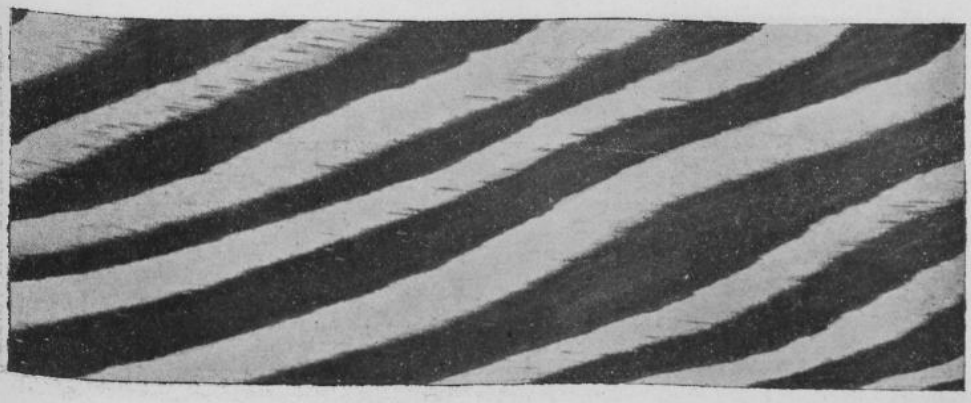
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



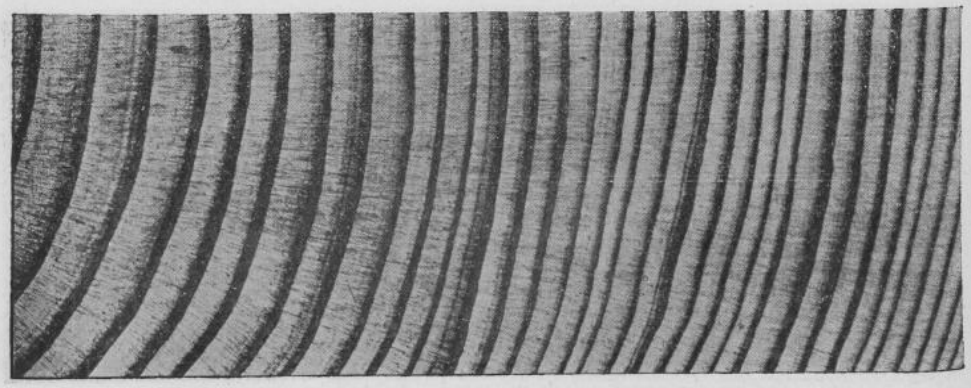
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 4.

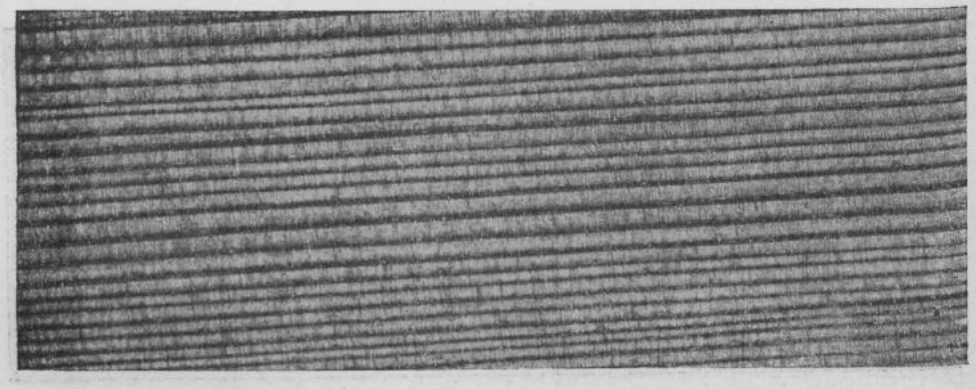
Pin sylvestre (commun).

Pinus Sylvestris; Scotch Fir, Common Pine; Kiefer, Föhre.

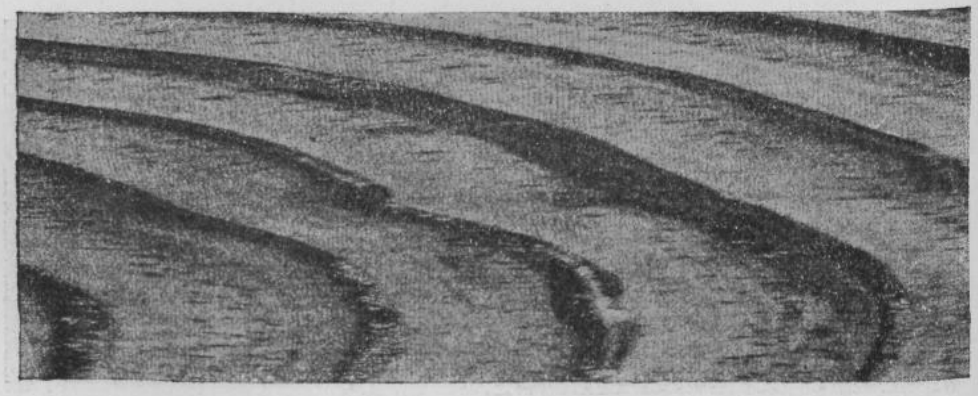
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



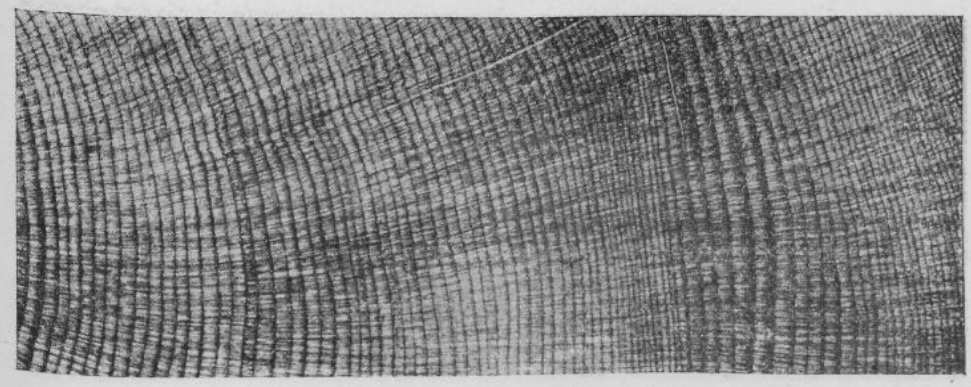
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 8.

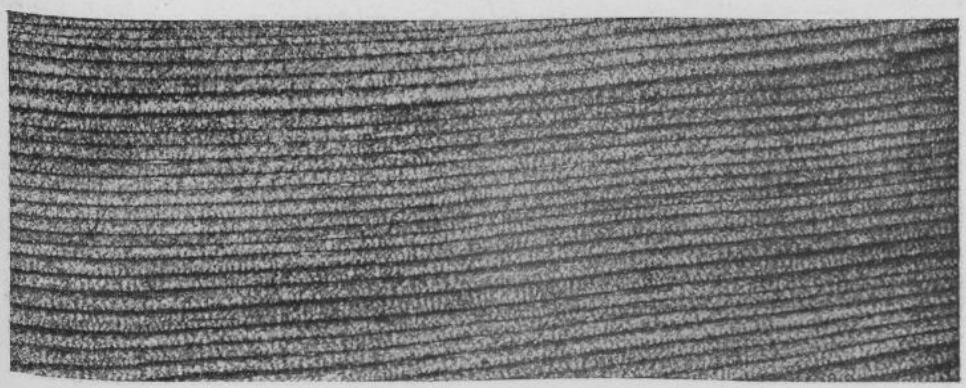
Pin cembre (pignon doux).

Pinus Cembra; Cembra Fir, Siberian Cedar; Ceder.

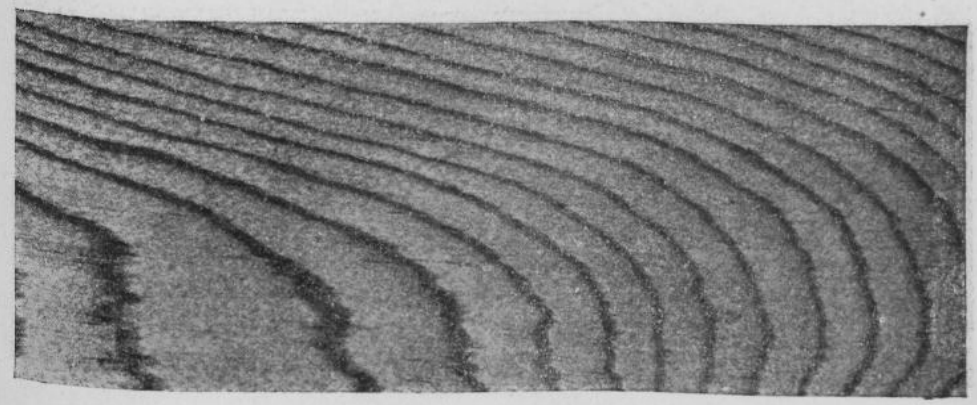
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



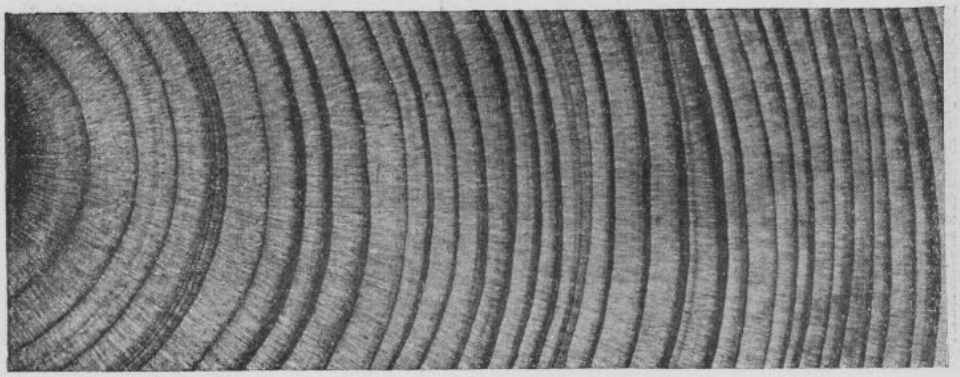
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 6.

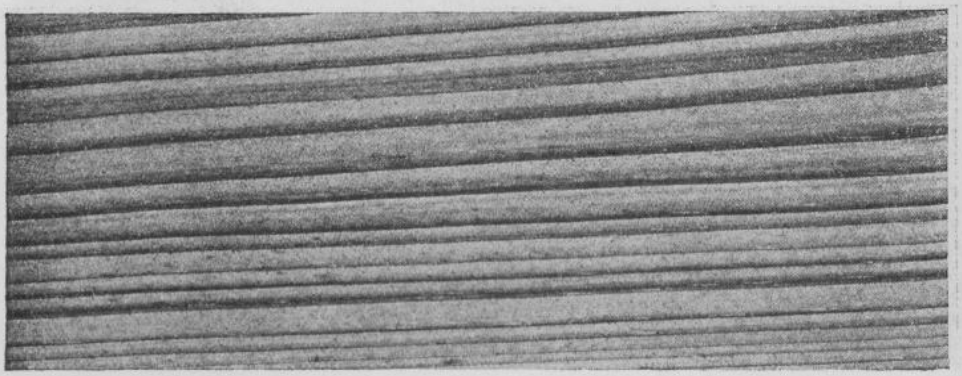
Pin Weymouth (du Lord).

Pinus Strobus ; Weymouth Fir, White Pine ; Weiss-Kiefer.

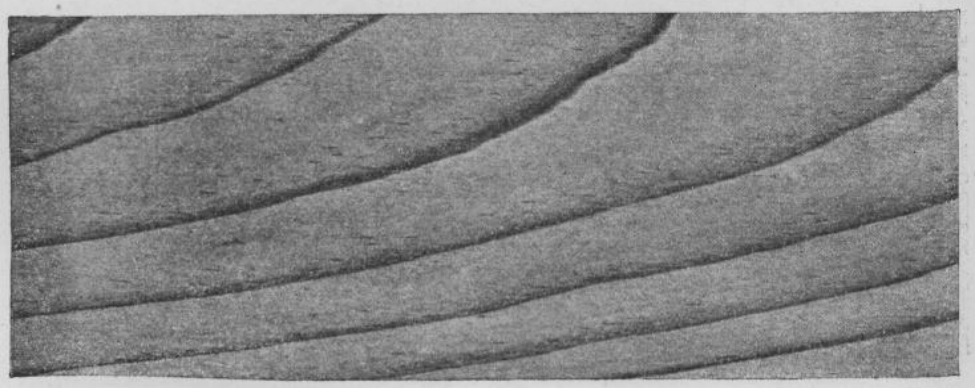
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



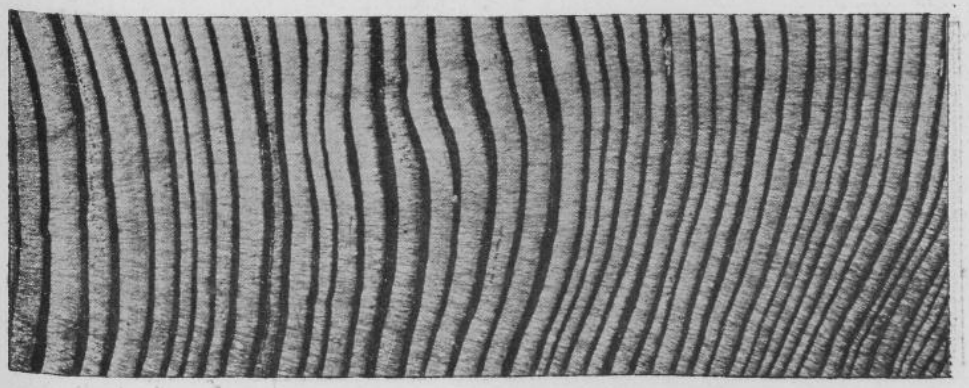
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 7.

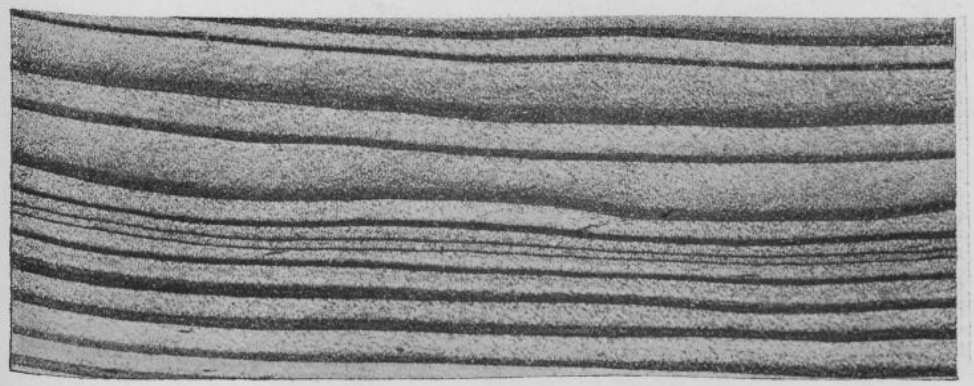
Pin d'Autriche (noir).

Pinus Laricio Austrica; Austrian Black Fir; Schwarz-Föhre.

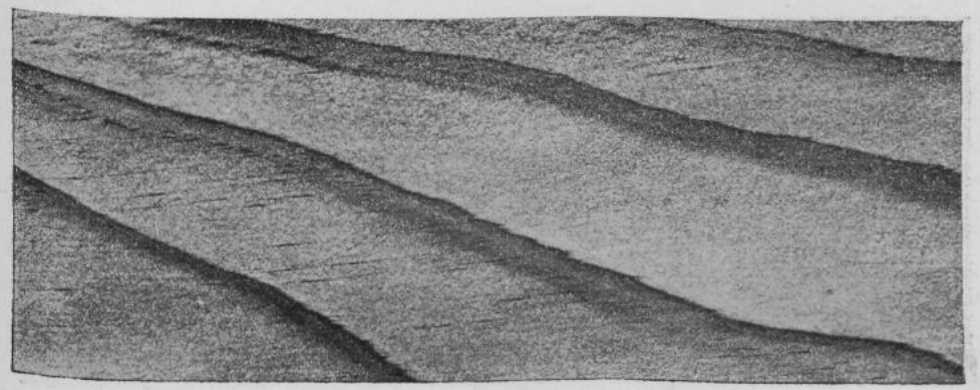
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



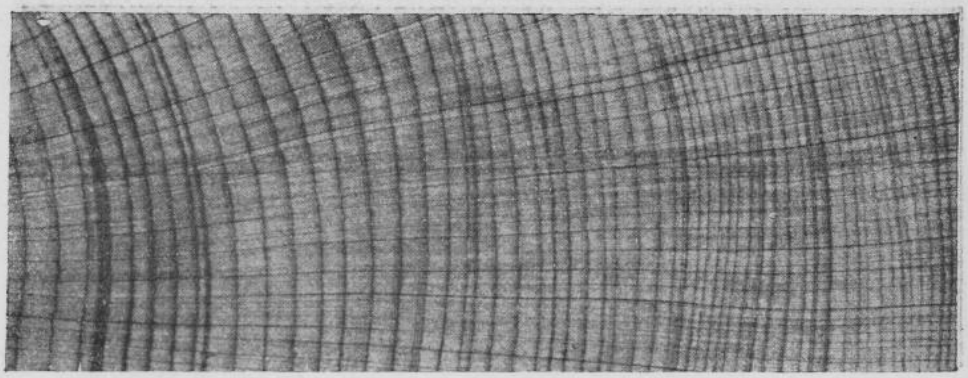
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 8.

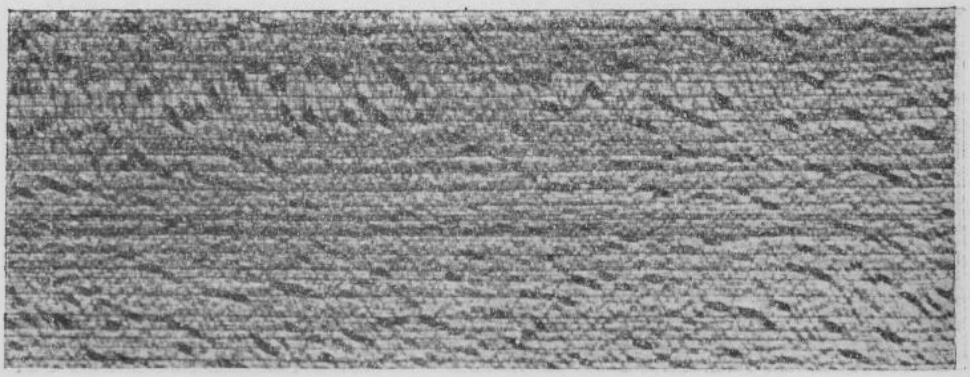
Hêtre (commun).

Fagus Sylvatica; Common Beeck; Buche.

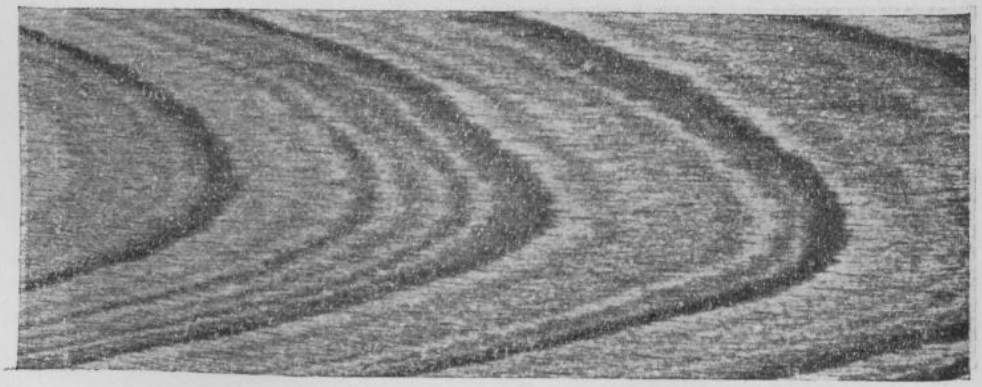
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



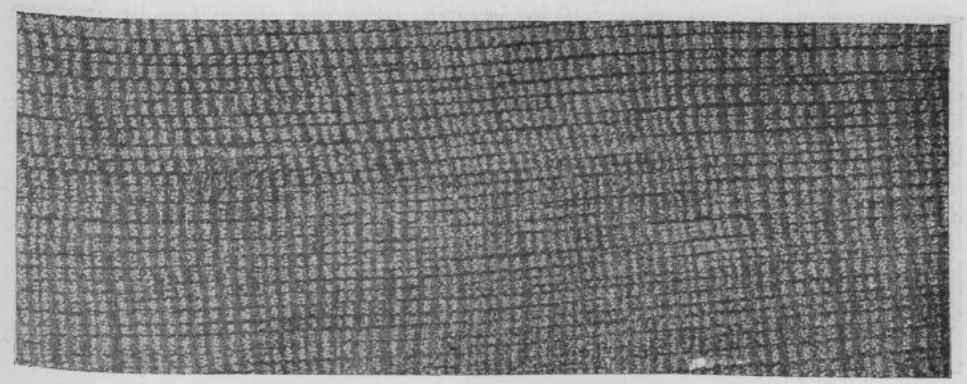
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 9.

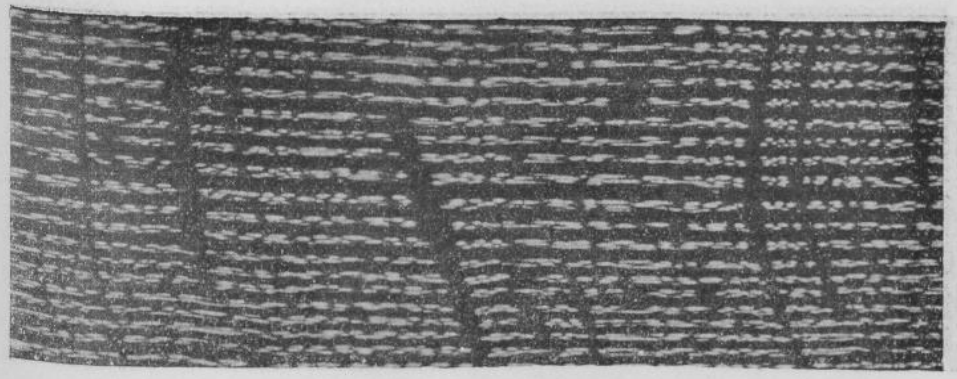
Chêne pécondulé (blanc).

Quercus Pedunculata; White (Common) Oak; Sommer Eiche.

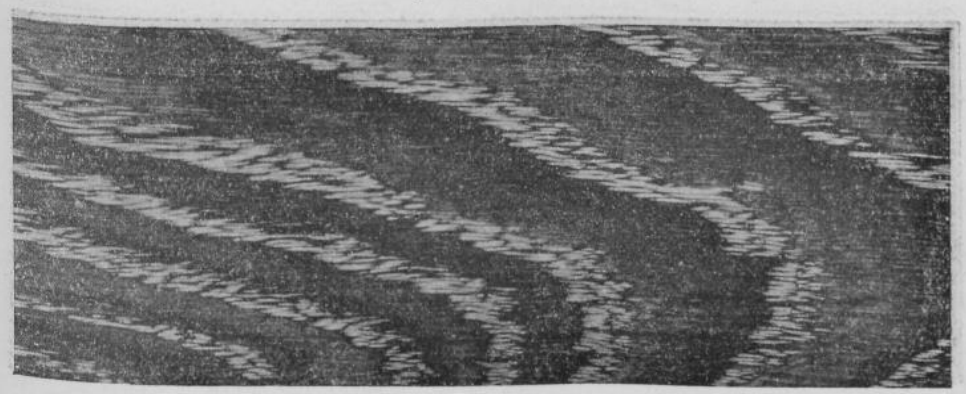
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



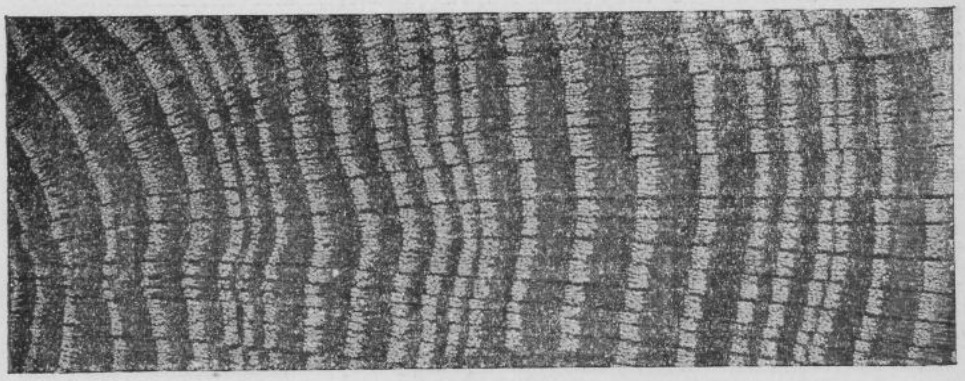
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 10.

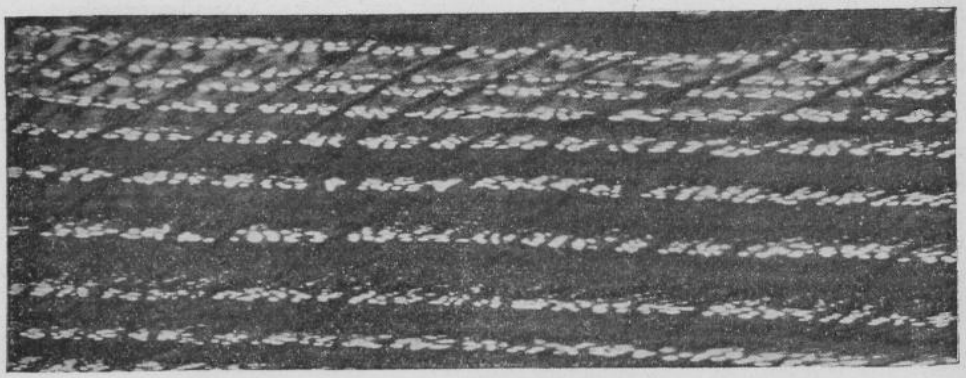
Chêne rouvre (noir).

Quercus Sessiliflora; Black Oak; Winter Eiche.

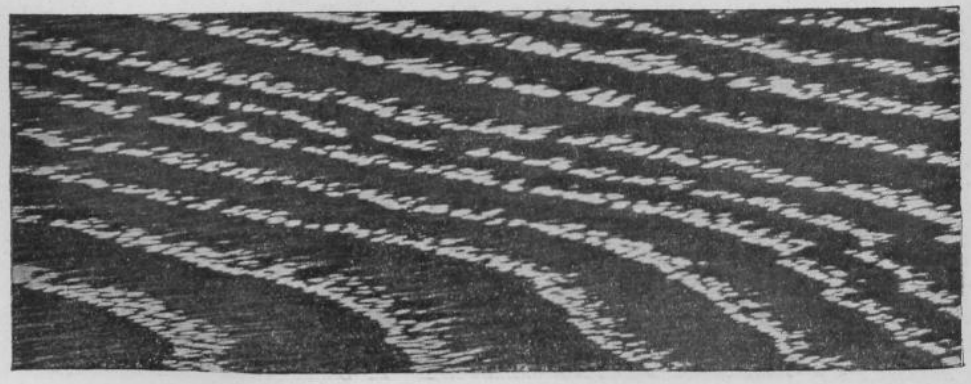
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VIII

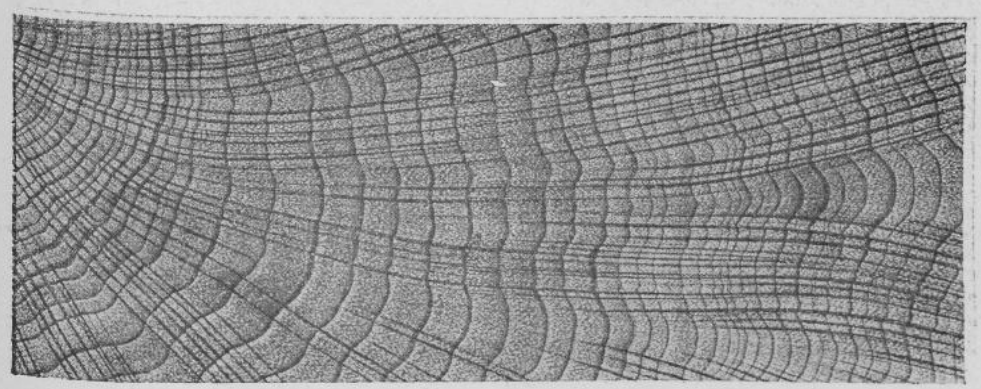
63

PLANCHE II.

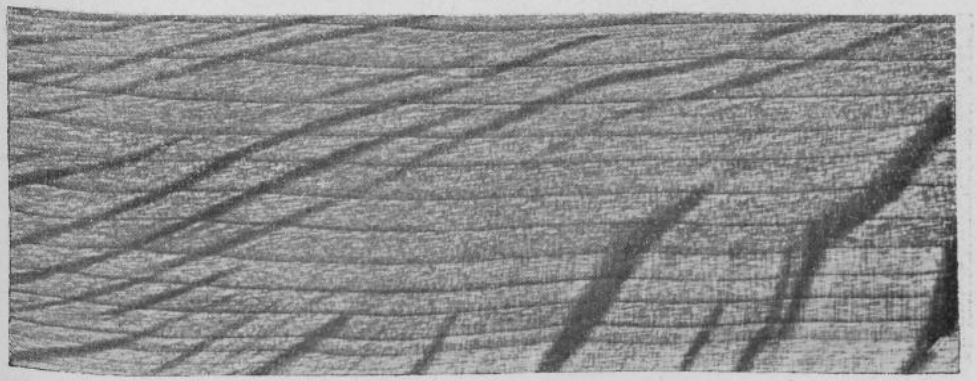
Charme (commun).

Carpinus Betulus ; Horn-Beam ; Hornbaum.

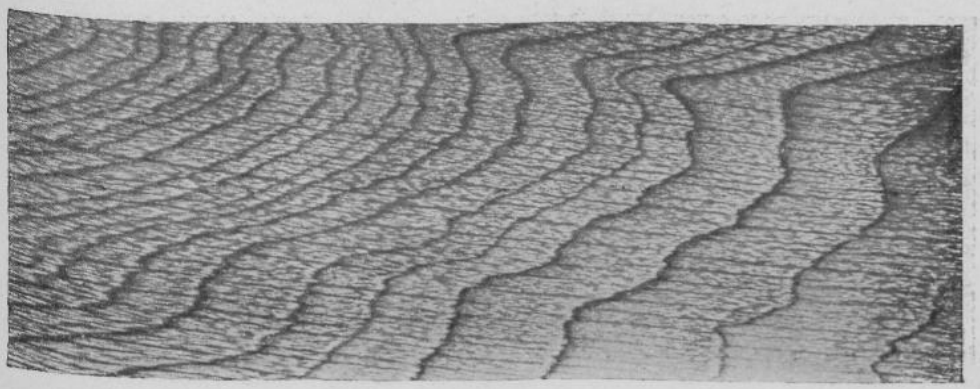
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



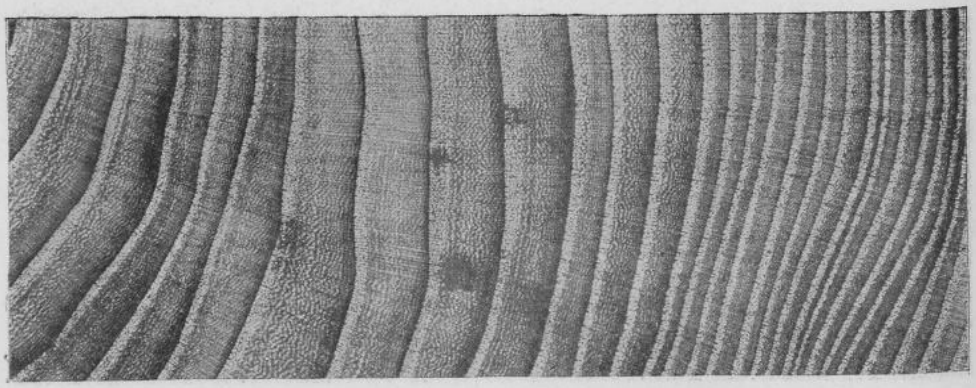
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 12.

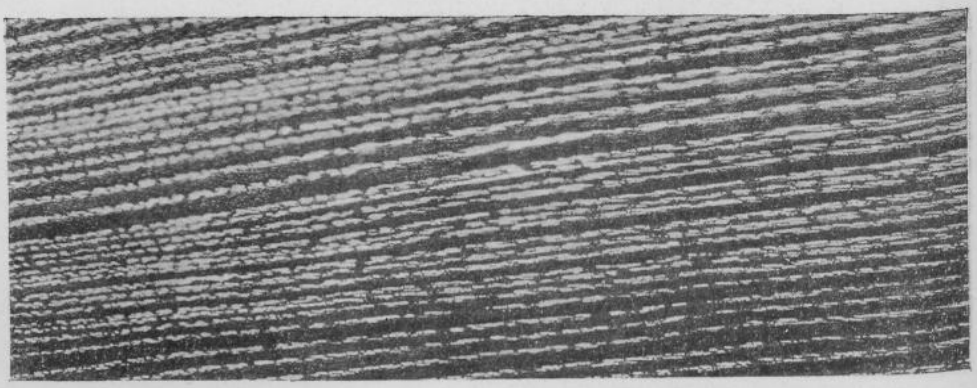
Orme champêtre.

Ulmus Campestris ; Field-Elm ; Ulme.

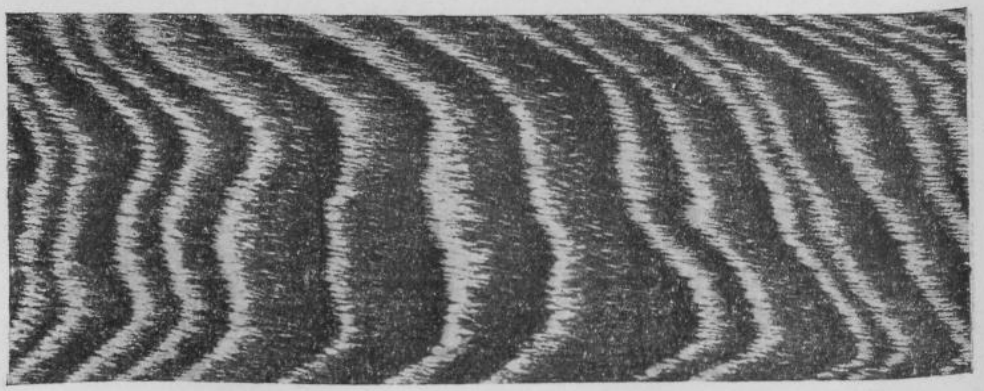
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



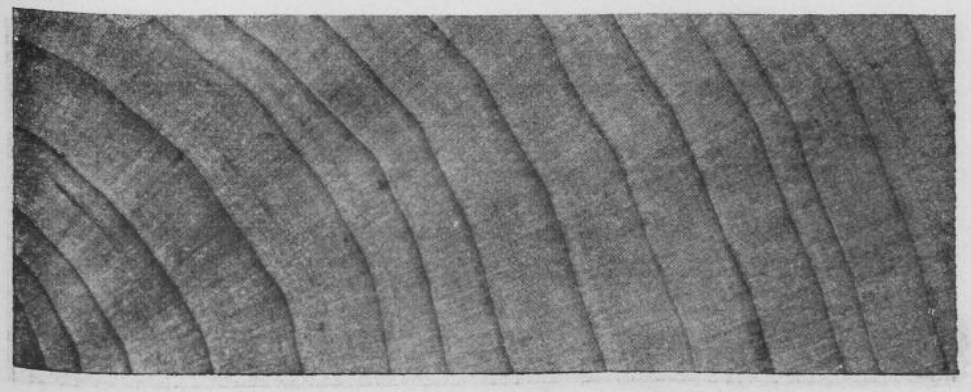
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 13.

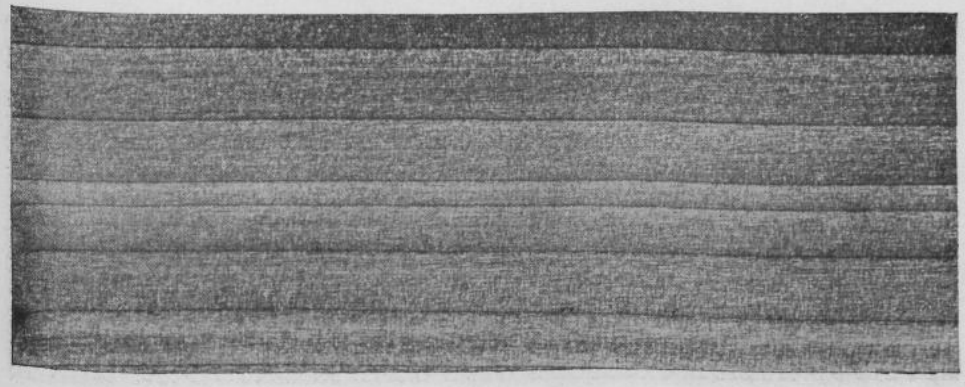
Saule (Marceau).

Salix Caprea ; Goat Willow ; Weide.

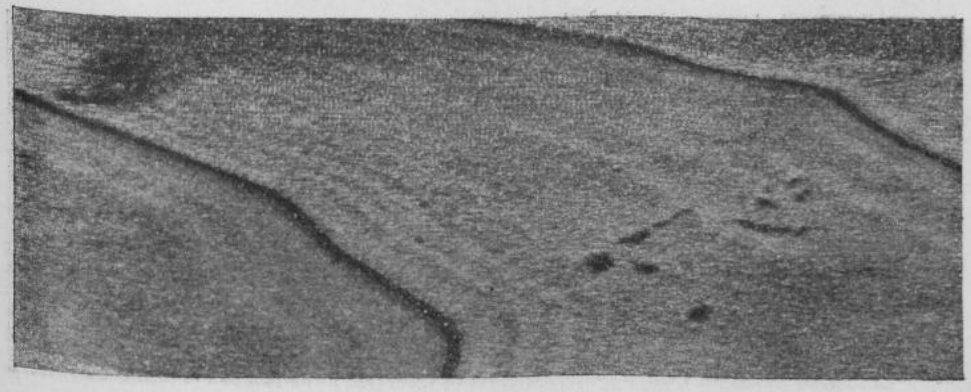
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



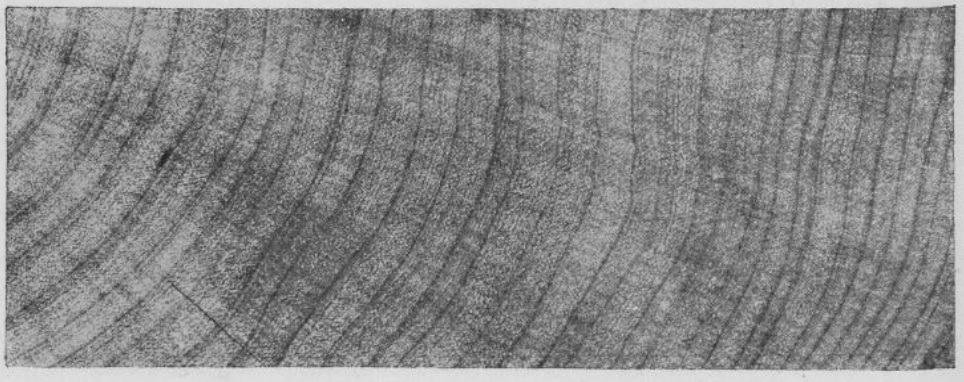
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 14.

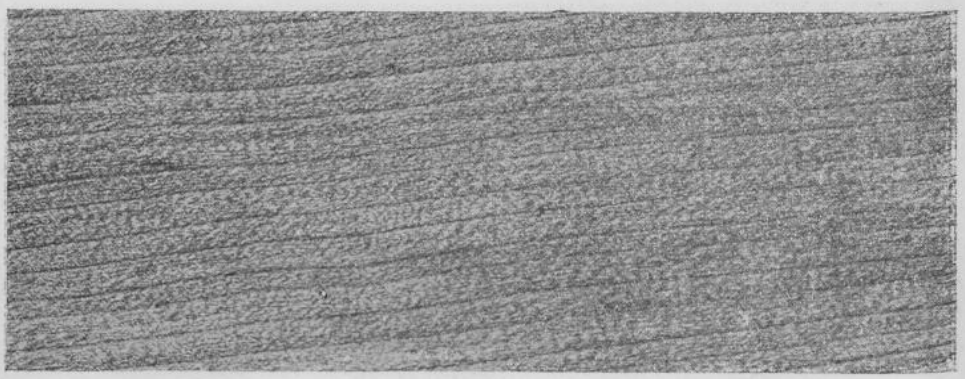
Bouleau (blanc).

Betula Alba; Birch (White); Birke.

Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.

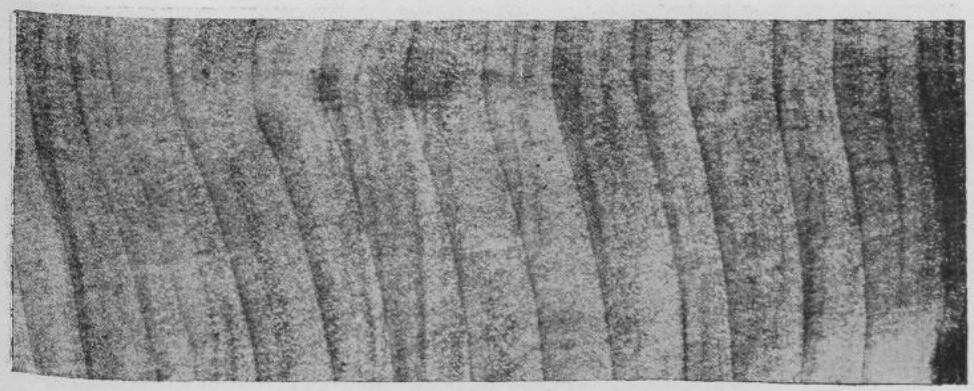
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 15.

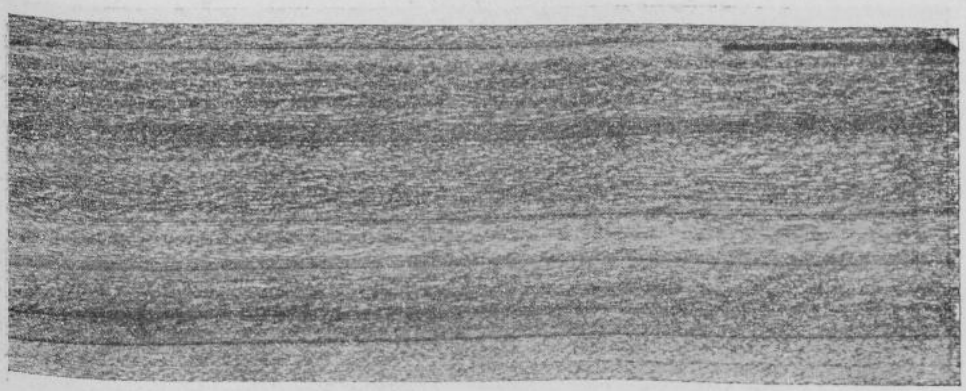
Tremble.

Populus Tremula ; A.p, Cotton-Wood ; Espe.

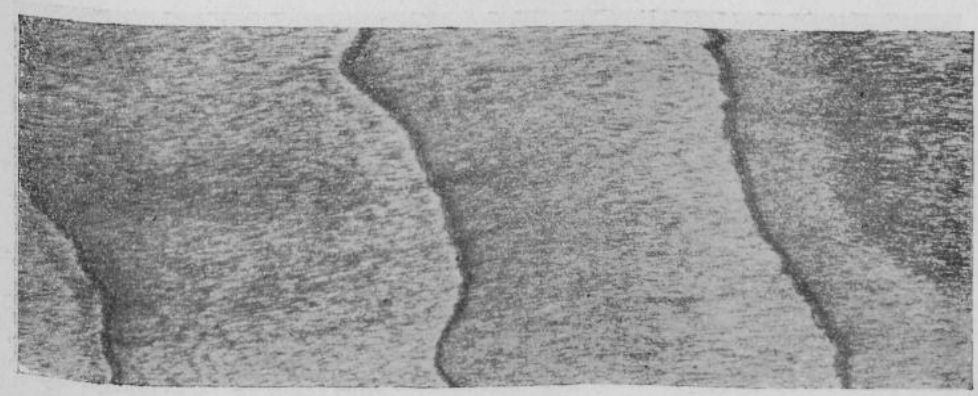
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



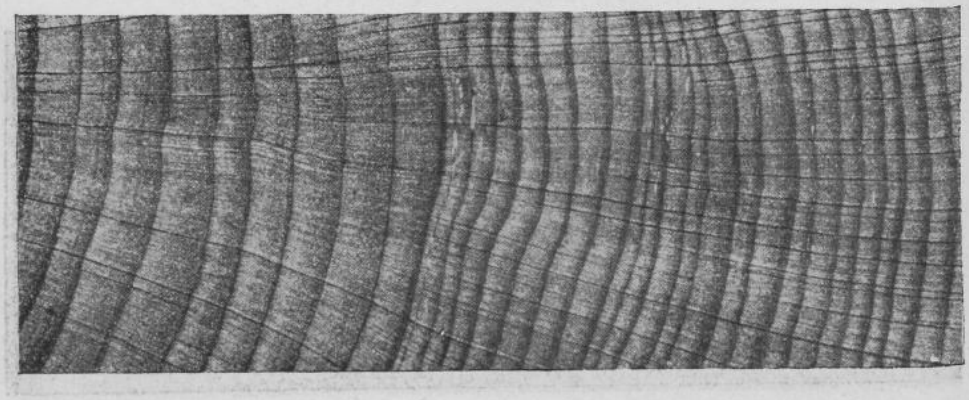
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 16.

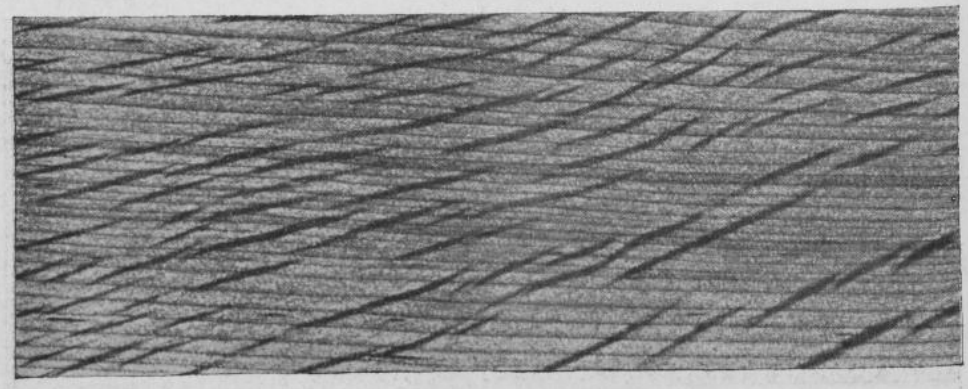
Aulne.

Alnus Glutinosa ; Alder ; Schwarz-Erle.

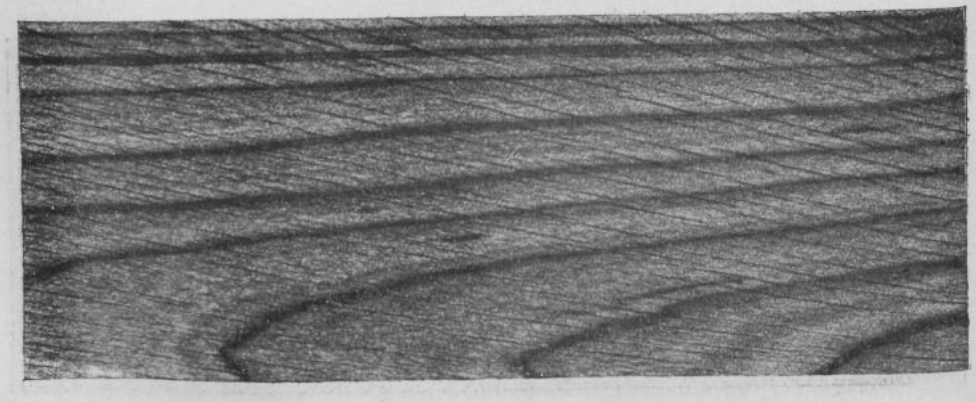
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



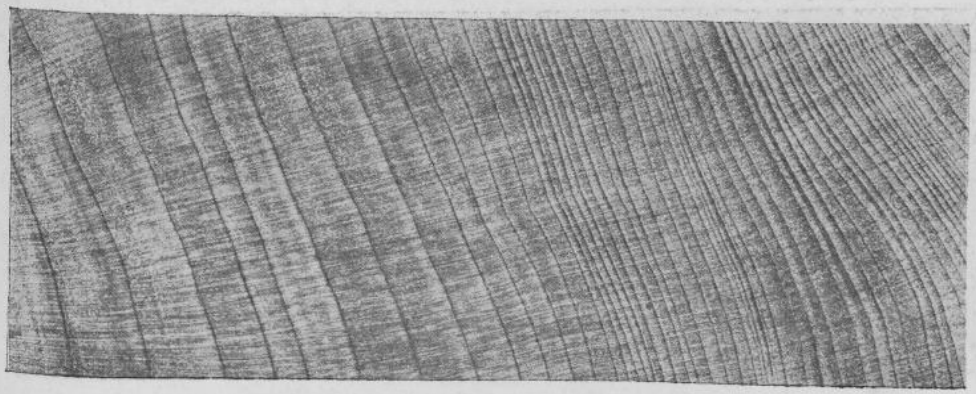
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 17.

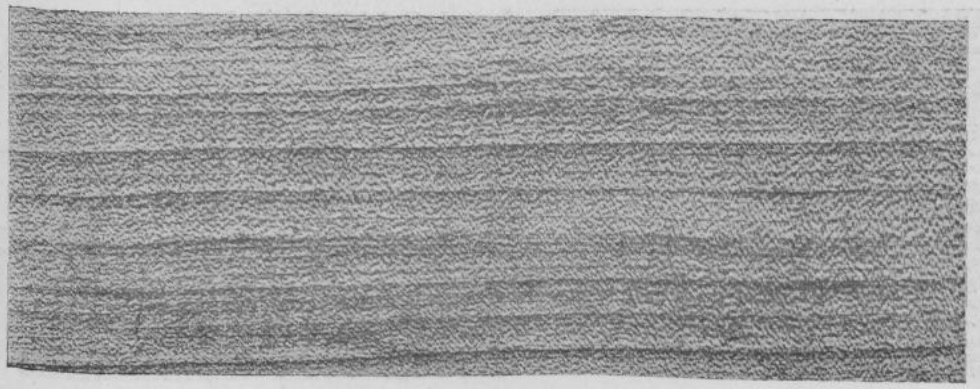
Érable plane.

Acer Platanoides ; Plano (Common) Mapple ; Spitz-Ahorn.

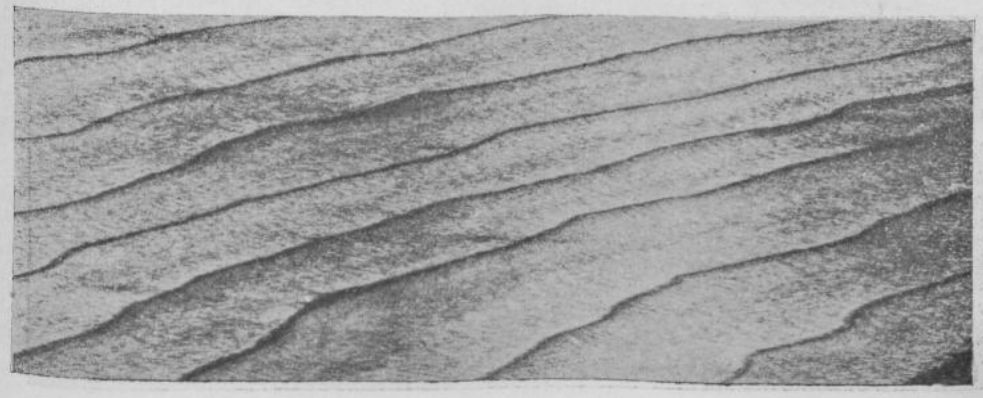
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



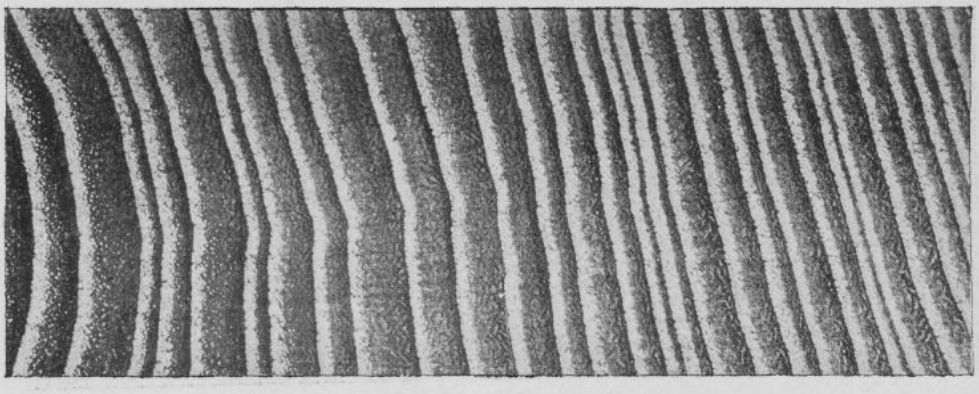
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

PLANCHE 18.

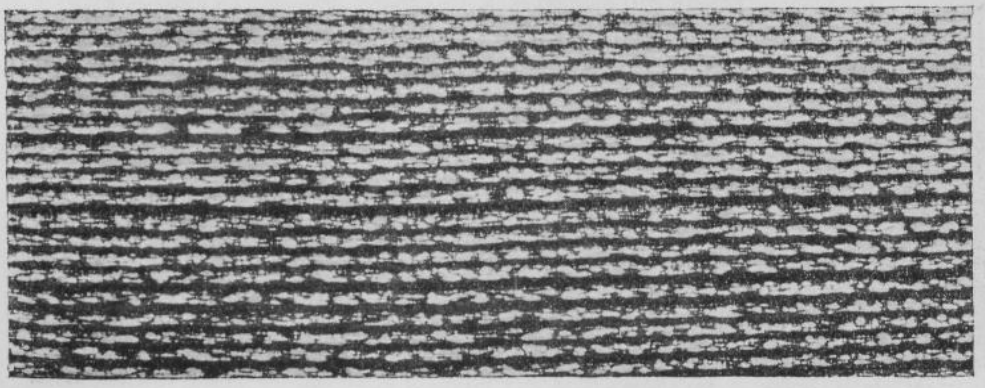
Frêne (commun).

Fraxinus Excelsior ; Common Ash ; Esche.

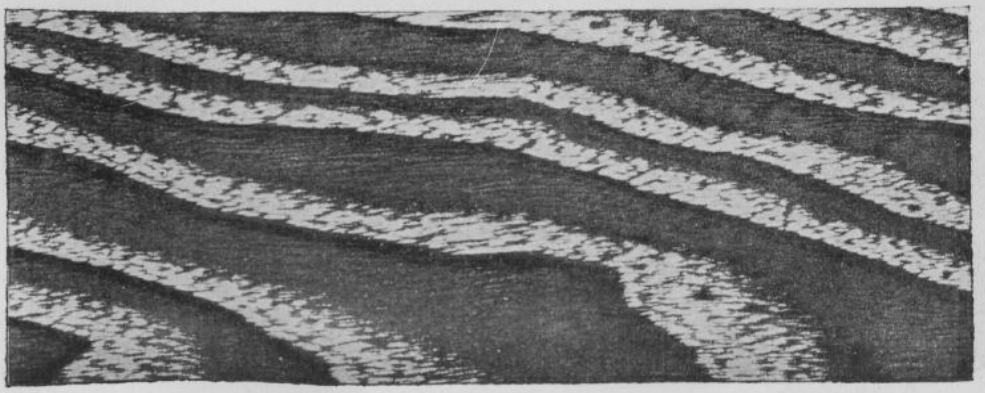
Coupe transversale.



Coupe radiale.



Coupe tangentielle.



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE IV.

Liste des administrations dont les renseignements se trouvent dans les annexes V et VI, avec indication de l'abréviation de leurs noms.

ALLEMAGNE.

I. Chemin de fer du Sud-Est prussien (Ostpreussische Südbahn). . . . . = S.-E. PR.

RÉPUBLIQUE ARGENTINE.

II. Central Argentine Railway . . . . . = CENT. ARG.

AUTRICHE-HONGRIE.

A. — AUTRICHE.

III. Chemin de fer de l'État d'Autriche. . . . . = ÉT. AUTR.
IV. — du Sud de l'Autriche . . . . . = SUD AUTR.
V. Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État . . = AUSTRO-HONGR.
VI. Kaiser Ferdinands-Nordbahn . . . . . = K. FERD.-NORDB.
VII. Nordwestbahn . . . . . = NORD-WESTB.

B. — HONGRIE.

VIII. Chemins de fer de l'État hongrois . . . . . = ÉT. HONGR.

BELGIQUE.

IX. État belge . . . . . = ÉT. B.
X. Société nationale des chemins de fer vicinaux . . . . . = VICIN. B.
XI. Grand Central belge (passé à l'État) . . . . . = GR. CENTR. B.
XII. Liége-Maestricht (passé à l'État) . . . . . = L.-MAESTR.
XIII. Maeseyck . . . . . = MAES.

COLOMBIE.

XIV. Cartagena-Magdalena Railway. . . . . = CART.-MAGD.

DANEMARK.

XV. État danois : Jutland et Fionie . . . . . = ÉT. DAN. : J. ET F.
XVI. — Seeland . . . . . = — SEEL.
XVII. Lolland-Falster . . . . . = LOLL.-FAL.

ESPAGNE.

XVIII. Madrid à Saragosse et Alicante . . . . . = M. S. ET AL.
XIX. Medina del Campo à Zamora et de Orense à Vigo . . . . . = MED. DEL C. A Z.

ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.

XX. Southern Pacific Company . . . . . = SOUTH. PAC.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

FRANCE.

XXI.	Chemins de fer de l'État français	= Ét. fr.
XXII.	Chemin de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée	= P.-L.-M.
XXIII.	— — de Paris à Orléans	= Orl.
XXIV.	— — de l'Est	= Est fr.
XXV.	— — du Nord	= Nord fr.
XXVI.	— — du Midi	= Midi fr.
XXVII.	Chemins de fer méridionaux	= Mérid.
XXVIII.	Société générale des chemins de fer économiques français	= S. G. éc. fr.
XXIX.	Chemin de fer de l'Ouest	= Ouest fr.

GRANDE-BRETAGNE ET IRLANDE (ROYAUME-UNI)
EMPIRE DES INDES ET COLONIES.

A. — Royaume-Uni.

XXX.	Belfast & Northern Counties Railway	= B. & N.
XXXI.	The Furness Railway	= Furn.
XXXII.	Hull Barnoley & Dock Company	= H. & B.
XXXIII.	Great Eastern Railway	= Gr. East.
XXXIV.	Great Northern Railway	= Gr. North.
XXXV.	Cheshire Lines Committee	= Chesh. L. Com.
XXXVI.	Great Southern & Western Railway	= Gr. S. & W.
XXXVII.	London & North Western Railway	= L. & N.-W.
XXXVIII.	London & South Western Railway	= L. & S.-W.
XXXIX.	London, Tilbury & Southend Railway	= L. T. & S.
XL.	Midland Railway Company	= Midl.
XLI.	North British Railway	= N. Br.
XLII.	North London Railway	= N. L.
XLIII.	South Eastern Railway	= S. E.
XLIV.	Taff Vale Railway	= T. V.
XLV.	Manchester, Sheffield & Lincolnshire Railway	= M. S. & L.
XLVI.	Isle of Man Railway Company	= Isle of M.
XLVII.	Lancashire & Yorkshire Railway	= Lanc. & York.
XLVIII.	Metropolitan District Railway	= Metr. Dist.
XLIX.	North Eastern Railway	= North East.
L.	Rhymney Railway	= Rhym.
LI.	Great Northern Railway (Ireland)	= Gr. N. Ir.

B. — Empire des Indes et colonies.

LII.	East Indian Railway	= East Ind.
LIII.	Natal Government Railways	= Nat. Gov.
LIV.	Cape Government Railways	= Cape Gov.
LV.	New Zealand Government Railways	= N. Zeal.
LVI.	New South Wales Government Railways	= N. S. Wales.

ITALIE.

LVII.	Strade Ferrate del Mediterraneo	= Med. it.
LVIII.	Strade Ferrate della Sicilia	= Sicil.
LIX.	Tramways à vapeur piémontais	= Tram. piém.
LX.	Association des tramways italiens	= As. tram. it.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LUXEMBOURG.

LXI. Société anonyme luxembourgeoise des chemins de fer et minières Prince Henri . . . . . = PR. HEN.

PAYS-BAS.

LXII. Chemins de fer de l'État néerlandais . . . . . = ÉT. NÉERL.
LXIII. Chemin de fer Hollandais . . . . . = HOLL.

PORTUGAL.

LXIV. Compagnie royale des chemins de fer portugais . . . . . = PORT.

ROUMANIE.

LXV. État roumain . . . . . = ÉT. ROUM.

RUSSIE.

LXVI. État russe : ligne de la Baltique et de Pskov-Riga . . . . . = ÉT. R. : BALT.
LXVII. — — de Baskountchak . . . . . = — BASK.
LXVIII. — — de Catherine . . . . . = — CATH.
LXIX. — — de Kharkov-Nicolaïev . . . . . = — KH.-N.
LXX. — — de Koursk-Kharkov-Azov . . . . . = — K.-KH.-AZ.
LXXI. — — de Moscou-Koursk et Nijni-Novgorod. . . . . = — M.-K. ET N.-N.
LXXII. — — Nicolas . . . . . = — NIC.
LXXIII. — — de l'Oural . . . . . = — OUR.
LXXIV. — — de Saint-Pétersbourg-Varsovie . . . . . = — St-P.-V.
LXXV. — — de Poléssié . . . . . = — POL.
LXXVI. — — de Riga-Dvinsk (1) . . . . . = — R.-DV.
LXXVII. — — de Samara-Zlatooust . . . . . = — S.-ZL.
LXXVIII. — — du Sud-Ouest . . . . . = — S.-OUEST.
LXXIX. — — du Transcaucase . . . . . = — TRANSC.
LXXX. — — de Moscou-Brest . . . . . = — M.-BR.
LXXXI. — — d'Orel-Vitebsk (1) . . . . . = — OR.-V.
LXXXII. Compagnie des chemins de fer de Moscou-Jaroslav-Arkhangélsk . . . = M.-J.-AR.
LXXXIII. — — de Riazane-Ouralsk . . . . . = R.-OUR.
LXXXIV. — — de Varsovie-Vienne . . . . . = V.-V.
LXXXV. — — de Vladicaucase . . . . . = VLAD.
LXXXVI. Chemins de fer de l'État en Finlande . . . . . = ÉT. FIN.

SUISSE.

LXXXVII. Chemin de fer du Saint-Gothard . . . . . = St-GOTH.

(1) Les lignes Riga-Dvinsk, Orel-Vitebsk et Vitebsk-Dvinsk se sont liées depuis quelques années en une seule ligne d'État, Orel-Riga.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE V.

Réponses des administrations des chemins de fer au questionnaire détaillé relatif à la question VIII.

A. — BOIS DE CONSTRUCTION DE TOUTE ESPÈCE.

I. — Débit et transport des bois.

1. Essences et catégories des bois employés (pour pièces de ponts, poutres, charpentes, poteaux télégraphiques, planches, etc.).

I. S.-E. PR. — Pin de la Prusse orientale.
IV. SUD AUTR. — Chêne, mélèze, pin, pitchpin, sapin.
V. AUSTRO-HONGR. — Chêne, pin, sapin et mélèze.
VI. K. FERD.-NORDB. — Pin, sapin, chêne et mélèze.
VII. NORD-WESTB. — Pin, sapin et chêne.
III. ÉT. HONGR. — Chêne commun, chêne rouvre, mélèze, sapin, pin et pitchpin.
IX. ÉT. B. — a) *Bois employés pour les poteaux télégraphiques :* pin, sapin, ou mélèze, à l'exclusion absolue des sapins blancs, des épiceas de toutes variétés.
b) *Bois employés dans la construction des bâtiments :* chêne, hêtre, orme, sapin et peuplier.

CATÉGORIES. — *Chêne :* la première catégorie comprend le chêne à gros glands, solitaires ou groupés deux à deux au plus ; le bois d'un blanc jaunâtre est liant, ferme, aisé à fendre, l'écorce est lisse et grisâtre ; il croît dans les bons terrains dont la couche végétale a de la profondeur ; il convient pour les grandes charpentes des combles, planchers et ouvrages à l'intérieur ; la deuxième catégorie comprend le chêne à petits glands, réunis par bouquets de trois, quatre et cinq ; le bois est plus brun, l'écorce moins lisse avec gerçures ; il croît lentement et dans les terrains maigres ; il est plus dur, les fibres coupées par des nœuds, difficile à travailler, mais plus durable que le premier ; il convient pour les pièces de grillages, de fondations et toutes les constructions extérieures exposées à l'intempérie des saisons.

Hêtre : s'emploie parfois comme pilotis et grillages de fondations en remplacement du chêne et du sapin ; on en fait également des limons d'escaliers, des meubles et des établis de menuisiers.

Orme : s'emploie dans les travaux où l'humidité règne d'une manière constante.

Sapin : la première catégorie comprend les sapins rouges du Nord et d'Amérique, Riga, Dantzig, etc.

Le sapin du Nord est le plus dur, le plus résistant et le plus durable ; le sapin

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

rouge de Riga et celui d'Amérique conviennent pour les menuisiers à cause de leurs fibres fines et serrées et de leurs belles couleurs. La deuxième catégorie comprend les sapins blancs; ils ne s'emploient généralement que pour des ouvrages peu importants.

Peuplier : ne convient pas pour la charpente, le bois tendre, homogène, facile à travailler, n'est guère employé qu'en panneaux dans la menuiserie; il est peu résistant.

N. B. — Pour la facilité nous avons divisé les bois en deux catégories *a* et *b*, qui sont désignées une fois pour toutes dans la réponse au 1° ci-dessus.

Quant aux bois pour pièces de ponts, longrines sous rails que l'on prévoit dans la construction de certains tabliers métalliques, ils doivent satisfaire (comme les bois destinés aux bâtiments) aux conditions du cahier général des charges.

C'est le chêne indigène ou exotique qui entre le plus fréquemment dans la construction des tabliers métalliques. On l'injecte à raison de 80 litres par mètre cube. On fait usage de créosote comme dans la préservation des traverses de chemin de fer (*voir* ci-dessus).

Nous croyons devoir ajouter que l'emploi du bois dans la construction des tabliers tend à diminuer. C'est ainsi que dans les importants travaux de substitution métallique qui ont été exécutés à Anvers dans ces dernières années, on a évité l'emploi des traverses et des longrines en bois; la voie sur les ponts est indépendante du tablier et posée en plein ballast comme la voie courante.

XIV. Cart.-Magd. — Pin, bois dur de Colombie.

XVIII. M. S. et Al. — Pitchpin et sapin du Nord.

XXII. P.-L.-M. — Les longrines de ponts et de fosses à piques et les platelages de ponts sont en chêne; on emploie aussi, mais assez rarement, pour les platelages le sapin créosoté; les charpentes des bâtiments sont en chêne ou en sapin.

XXIII. Orl. — Chêne, sapin, orme, grisard, pitchpin, teck.

XXIV. Est. fr. — Chêne, charme, frêne, noyer, hêtre, tilleul, peuplier, sapin de Lorraine ou des Vosges, orme franc et tortillard, pitchpin, teck, sapin du Nord.

XXV. Nord fr. — *Ponts, poutres, longrines et platelages* : chêne.

Appareils de voies. — *Pièces composant les changements, croisements, traversées, etc.* : chêne.

Traverses de raccordements : chêne, ou chêne indigène, *avec aubier* et *préparé à la créosote*.

Charpentes des bâtiments : chêne indigène, première qualité, non injecté; orme et peuplier indigènes; sapin rouge de Riga, de Stettin, de la Baltique, pour les pièces de dimensions exceptionnelles, sapin blanc ou jaune des Vosges ou de la Forêt Noire et pitchpin d'Amérique.

XXIX. Ouest fr. — Longrines pour ponts : chêne sans aubier; poutres, charpentes et planches : chêne et sapin; poteaux télégraphiques : pin et sapin.

XXXIII. Gr. East. — Pin.

XXXVIII. L. & S.-W. — Pitchpin et pin de la Baltique.

XXXIX. L. T. & S. — Ponts : pin de la Baltique, pitchpin. Poteaux télégraphiques : pin rouge.

XLV. M. S. & L. — Pin rouge.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — Bâtiments : pin rouge de Russie. Ponts : pitchpin, etc. Poteaux télégraphiques : sapin.

XLIX. North East. — Pitchpin et pin rouge de la Baltique.

L. Rhym. — Chêne et bois de Memel.

LII. East Ind. — Teck.

LIII. Nat. Gov. — Pin rouge de la Baltique.

LV. N. Zeal. — Ponts : *Eucalyptus crebia* et *Eucalyptus paniculata*. Bâtiments : *Podocarpus spicata*, *P. Hallii*, *P. Totara*, *Agathis australis* et *Dacrydium cupressinum*.

LVI. N. S. Wales. — *Eucalyptus* et *bois de fer*.

LXXXIV. R.-Our. — Pin.

LXXXV. Vlad. — Ponts : pin et chêne. Bâtiments : pin et sapin. Poteaux télégraphiques : chêne et pin.

LXXXVII. St-Goth. — Comme bois de charpente, de préférence le sapin rouge (*Picea excelsa*), rarement le pin (*Pinus silvestris*) et plus rarement encore le chêne, qui ne sert que pour certaines pièces spéciales, telles que sablières de cloison, semelles, dormants, etc.

2. Provenance des bois.

I. S.-E. pr. — Bois du pays.

IV. Sud Autr. — Pitchpin d'Amérique; les autres espèces sont indigènes.

V. Austro-hongr. — La plupart des bois proviennent de Hongrie et des monts Karpathe.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Bois du pays.

VII. Nord-Westb. — Bois du pays.

VIII. Ét. hongr. — Pitchpin de l'Amérique du Nord.

IX. Ét. b. — De toutes provenances : Russie, Suède, Prusse, Hollande, etc. — Le chêne provient du pays, du Nord de la France, de Hongrie et d'Amérique. — Le sapin provient du pays, de Norvège, de Suède, de Riga et Dantzig, Memel et d'Amérique (pitchpin). — Le hêtre et l'orme proviennent du pays. — Le peuplier provient du Nord de la France et du pays.

XIV. Cart.-Magd. — Bois du pays.

XVIII. M. S. et Al. — Amérique du Nord et Norvège.

XXII. P.-L.-M. — Bois du pays.

XXIII. Orl. — Le chêne, l'orme, le grisard proviennent des forêts situées sur le réseau de la Compagnie. — Le sapin provient généralement de la Baltique, le pitchpin et le teck des divers pays qui les produisent.

XXIV. Est fr. — France, Amérique, Russie, Suède et Norvège.

XXV. Nord fr. — *Menuiserie :* outre les bois énumérés ci-dessus, communs aux charpentes, on emploie le noyer et l'acajou (ce dernier pour les rampes).

Poteaux télégraphiques : pin et sapin de la Forêt Noire, non gommés, injectés au sulfate de cuivre.

Clôtures, heurtoirs, guérites, grues à pierre : chêne indigène non injecté, sapin rouge de la Baltique et pitchpin (ce dernier pour les bois longs des parties des grues).

Caniveaux de transmission d'aiguilles et de signaux : chêne indigène non injecté et sapin rouge de la Baltique préparé à la créosote.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — Chêne du réseau de l'Ouest; pin de la région des Landes et sapin des Vosges et du nord de l'Europe.
XXXIII. Gr. East. — Russie, Suède et Norvège.
XXXVIII. L. & S.-W. — Amérique et Russie.
XXXIX. L. T. & S. — Norvège et Russie.
XLV. M. S. & L. — Russie et Suède.
XLVII. Lanc. & York. — Amérique, Suède, Norvège et Russie.
XLVIII. Metr. Distr. — Russie.
XLIX. North East. — Amérique et Russie.
L. Rhym. — Chêne d'Angleterre; bois de Memel.
LII. East Ind. — Birmanie (Burmah).
LIII. Nat. Gov. — *Voir* question I.
LV. N. Zeal. — Bois du pays.
LVI. N. S. Wales. — Bois du pays.
LXXXIII. R.-Our. — Les bois nécessaires à la ligne sont livrés par les fournisseurs en forme de poutres rondes de différentes dimensions. On emploie des poutres de 6 verchoks (1/4 de mètre) pour les bâtiments, et des poutres au delà de 6 verchoks, sciées aux scieries de la Compagnie, pour planches, lattes, etc.
LXXXV. Vlad. — Bois du pays.
LXXXVII. St-Goth. — Les entrepreneurs du chemin de fer emploient surtout des bois indigènes (des cantons de Berne, Zurich, Glaris), mais ils en tirent aussi de la Forêt Noire et de la haute Bavière.

3. Époque d'abatage préférable pour le meilleur service des bois à l'état vierge ou préparé.

IV. Sud Autr. — 1er octobre au 15 mars (hors sève).
V. Austro-hongr. — Hiver.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Hiver (novembre à fin février).
VII. Nord-Westb. — Automne et hiver.
VIII. Ét. hongr. — Hiver jusqu'à fin février.
IX. Ét. b. — Hiver.
XVIII. M. S. et Al. — Octobre à mars.
XXII. P.-L.-M. — 1er octobre au 15 avril.
XXIII. Orl. — Novembre à février.
XXIV. Est fr. — Hors sève.
XXV. Nord fr. — 1er novembre au 31 mars.
XXIX. Ouest fr. — 15 octobre au 31 mars.
XXXIII. Gr. East. — Automne et hiver.
XXXVIII. L. & S.-W. — Printemps, avant la sève.
XLV. M. S. & L. — Hiver (hors sève).
XLVII. Lanc. & York. — Automne.
XLIX. North East. — Hiver.
LV. N. Zeal. — Hiver (hors sève).
LVI. N. S. Wales. — Hiver (hors sève).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXIII. R.-Our. — Hiver.
LXXXV. Vlad. — Hiver.
LXXXVII. St-Goth. — Hiver.

4. Age auquel il est préférable d'abattre les bois de diverses essences pour constructions de toute espèce.

IV. Sud Autr. — Voir *B*, question 4 (annexe VI).
V. Austro-hongr. — L'âge varie suivant les essences de bois et dépend de l'époque et du moment où les bois ont atteint la plus grande valeur commerciale.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Cela dépend des dimensions des bois.
VIII. Ét. hongr. — L'âge auquel il est préférable d'abattre les bois est : pour le chêne, 120 à 125 ans ; pour le hêtre, 80 à 120 ans ; pour le mélèze, 120 à 150 ans ; pour le pin et le sapin, 70 à 100 ans.
IX. Ét. b. — L'âge varie d'après les dimensions des poteaux. Les chênes d'un siècle et les sapins d'un demi-siècle fournissent de beaux bois.
XVIII. M. S. et Al. — Pour les poteaux télégraphiques, 15 ans ; pour les autres usages, l'âge varie d'après les dimensions voulues.
XXIII. Orl. — Circonférence minimum de 1.50 mètre.
XXIX. Ouest fr. — Chêne, 100 ans ; sapin et pin, 60 ans au minimum.
XXIV. Est fr. — Chêne, 250 ans ; charme, 140 ans ; hêtre, 120 ans ; orme franc, 100 ans ; orme tortillard, 100 ans ; sapin, 100 ans ; peuplier, 30 ans.
LXXXIII. R.-Our. — 60 à 100 ans.
LXXXVII. St-Goth. — De 80 à 100 ans.

5. Temps maximum entre la coupe des bois et leur débit en pièces ou leur mise en œuvre.

IV. Sud Autr. — Les bois abattus sont écorcés en forêt (avant la sève). Le bois abattu en été est immédiatement débité.
V. Austro-hongr. — Il est très avantageux de laisser s'écouler un certain laps de temps entre l'abatage et la mise en œuvre afin de favoriser une dessiccation lente et graduée. Il est bon également d'écorcer les bois le plus tôt possible.
VI. K. Ferd.-Nordb. — En général comme pour les traverses.
VII. Nord-Westb. — Au moins un an.
VIII. Ét. hong. — Deux ans.
IX. Ét. b. — Le bois est débité en poteaux dès qu'il est abattu.
Le débit en pièces a lieu en forêt un an après la coupe ; la mise en œuvre, deux ans après le débit pour les charpentes et quatre ans après le débit pour les bois de menuiserie. L'intervalle minimum est d'un an pour les chênes et les hêtres ; il peut être moindre pour le sapin.
XVIII. M S. et Al. — Un an.
XXIII. Orl. — Trois ans en moyenne.
XXIV. Est fr. — Deux à trois ans.
XXV. Nord fr. — Variable avec la nature du bois et avec sa destination d'emploi. Pour le chêne, on n'admet pas plus de deux années de coupe au moment du débit.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour les bois *soumis à l'injection*, le délai entre l'abatage et la mise en préparation est déterminé par les considérations suivantes : pour les bois à *créosoter*, il faut agir sur des bois *très secs;* on est ainsi conduit à préparer au bout de trois ou quatre mois de dessiccation les bois à *créosoter* (selon l'état de la température) et à préparer, au contraire, aussitôt après l'abatage les bois à *sulfater*.

XXIX. Ouest fr. — Deux et trois ans de plus pour le chêne; pin et sapin au fur et à mesure de la coupe.

LV. N. Zeal. — De six à douze mois.

LXXXIII. R.-Our. — De préférence le bois est débité immédiatement, mais quelquefois il n'est débité que deux ans après la coupe.

LXXXV. Vlad. — Au moins un an.

LXXXVII. St-Goth. — Avant d'être utilisé le bois doit avoir convenablement séché, pendant un an au moins.

6. Genre d'empilage des bois coupés dans la forêt. Avec ou sans écoree. Durée de l'empilage.

IV. Sud Autr. — Les bois ne sont pas empilés avant le débitage.

V. Austro-hongr. — Les bois sont déposés dans la forêt sur des chantiers qui les protègent contre l'humidité du sol. Les bois blancs sont écorcés immédiatement après l'abatage. En ce qui concerne le chêne, cette opération se fait uniquement afin de diminuer le poids en vue du transport.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 6 (annexe VI).

VIII. Ét. hong. — Les bois à feuillage sont empilés sans être écorcés; les conifères, pin et sapin, sont empilés après avoir été écorcés; la durée d'empilage est la même que celle indiquée ci-dessus.

IX. Ét. b. — Ils sont écorcés et empilés au fur et à mesure du débit.

L'empilage dans la forêt se fait en superposant les arbres dépouillés de leurs branches sur des traverses de manière à ce qu'ils ne posent pas directement sur le sol.

XVIII. M. S. et Al. — Empilage par rangées séparées par des tambourelles.

XXIV. Est fr. — Les plateaux de chêne et pièces avivées emmagasinés en plein air sont empilés de la façon indiquée par la figure ci-après.

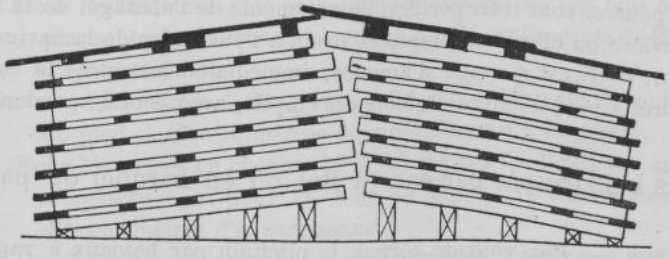


Fig. 1.

Les piles sont formées de plateaux de même épaisseur, ceux d'un même lit sont

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

rapprochés sans cependant se toucher; ils sont alignés sur la face portant les marques de réception et de classement.

Chaque lit est séparé par des tringles en bois de 10 millimètres d'épaisseur espacées de 1 mètre à l'aplomb les unes des autres.

Les piles sont couvertes et les côtés abrités par des panneaux en voliges.

Les piles des planches établies à l'extérieur sont montées sans le secours de tringles, en croisant chaque lit et en laissant 60 millimètres de jeu entre deux planches. Le dessus des piles est abrité par une couverture en voliges à laquelle on donne une pente permettant l'écoulement des eaux pluviales.

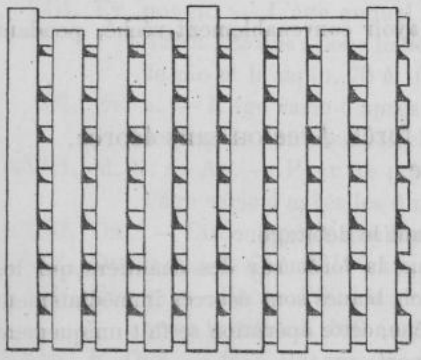


Fig. 2.

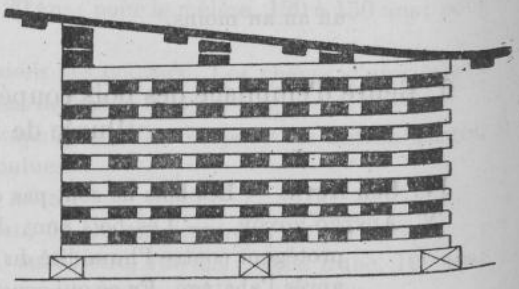


Fig. 3.

XXV. Nord fr. — Les bois que nous recevons en grume ou débités ne sont soumis à aucun régime particulier d'empilage, parce qu'ils ne font qu'un très court séjour dans les coupes ou les scieries de nos fournisseurs. Les grumes de chêne nous sont livrées indistinctement avec ou sans écorce.

XXIX. Ouest fr. — Pour le chêne : enlever l'écorce, faciliter autant que possible la circulation de l'air. Empilage en herse; pour le sapin : empilage en grille.

LV. N. Zeal. — Le bois n'est pas empilé.

LVI. N. S. Wales. — Immédiatement.

LXXXIII. R.-Our. — Les poutres de charpente, après l'abatage, sont envoyées à la scierie sans écorce.

Les poutres sont transportées, l'hiver même de l'abatage, de la forêt au bord de la rivière où elles sont empilées jusqu'à l'ouverture de la navigation.

LXXXVII. St-Goth. — Il est d'usage d'amener, immédiatement après la coupe, le bois de la forêt à pied-d'œuvre; le bois est empilé, avec écorce, pendant un an au moins.

7. Transport des bois coupés par eau (à flot ou en barque) ou par voie de terre.

IV. Sud Autr. — Par voie de terre; le pitchpin par bateaux à vapeur d'Amérique à Triest.

V. Austro-hongr. — Par eau, par voie ferrée et par chariot.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Par voie de terre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VII. Nord-Westb. — Par voie de terre.
VIII. Ét. hongr. — Par voie de terre et à flot en radeaux.
IX. Ét. b. — On proscrit le flottage.
Les chênes et les hêtres du pays sont acheminés vers le chemin de fer par axe. Les sapins sont réunis en radeaux et flottés aux scieries.
XIV. Cart.-Magd. — Par voie de terre.
XVIII. M. S. et Al. — Par voie de mer jusqu'aux ports; par voie de terre jusqu'aux voies ferrées.
XXII. P.-L.-M. — Le transport de nos bois se fait le plus ordinairement par chemin de fer.
XXIII. Orl. — Par voie de terre.
XXIV. Est fr. — Par voie de terre.
XXXIII. Gr. East. — Par eau.
XLV. M. S. & L. — Par eau.
LV. N. Zeal. — Par eau (en barque) et par voie de terre.
LVI. N. S. Wales. — Par eau et par voie de terre.
LXXXIII. R. Our. — Par eau (en barque).
LXXXV. Vlad. — Par eau et par voie de terre.
LXXXVII. St-Goth. — Par voie de terre, très rarement à flot.

8. Quelles sont les plus grandes dimensions de vos bois de construction ?

IV. Sud Autr. — Mélèze : 35 × 38 centimètres; longueur, 5 mètres; pitchpin : 31 × 38 centimètres; longueur, 12 mètres.
V. Austro-hongr. — Pour les bois durs : 4 à 6 mètres de longueur; 42 × 32 centim. d'équarrissage.
Pour les bois blancs : 12 à 14 mètres de longueur; 40 × 40 centim. d'équarrissage.
VI. K. Ferd -Nordb. — Pour les bois durs : 7 à 9 mètres de longueur; 30 × 30 à 32 × 42 centimètres d'équarrissage.
Pour les bois blancs : 11 à 11.30 mètres de longueur; 36 × 46 à 42 × 42 cent. d'équarrissage.
VIII. Ét. hongr. — Les plus grandes dimensions des bois de construction de ponts, pin ou sapin, comportent 13 mètres de longueur sur 30 centimètres de largeur et 33 centimètres d'épaisseur.
Pour les bâtiments, les plus grandes dimensions des bois de construction, sapin et pin, sont : 19 mètres de longueur sur 24 centimètres de largeur et 33 centimètres d'épaisseur.
IX. Ét. b. — 22 mètres de longueur et 74 centimètres de circonférence prise à 2 mètres du pied et 45 centimètres de circonférence à la pointe.
Pour les pièces en chêne : 12 à 15 mètres de longueur sur 40 à 50 centimètres d'équarrissage; pour les bois de sapin : 15 à 20 mètres de longueur sur 35 à 40 centimètres d'équarrissage.
Ces dimensions sont très rarement atteintes; celles que l'on peut considérer comme des maximums les plus usuels sont les suivantes : hêtre et sapin du Nord, $12^{m}00 \times 0^{m}40 \times 0^{m}40$; sapin d'Amérique, $18^{m}00 \times 0^{m}60 \times 0^{m}60$; chêne du pays, $7^{m}00 \times 0^{m}30 \times 0^{m}30$.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVIII. M. S. ET AL. — $16^{m}00 \times 0^{m}45 \times 0^{m}45$.

XXII. P.-L.-M. — 8 mètres pour le chêne et 15 mètres pour le sapin.

XXIII. ORL. — 18 mètres ; bois destiné à la construction des grandes voitures.

XXIV. EST FR. — Chêne en grumes de 12 mètres de longueur ; minimum de circonférence au petit bout, 2.50 mètres. (?)

Chêne en plateaux de 12 mètres de longueur ; épaisseur, 135 millimètres ; largeur, 700 millimètres.

Chêne en pièces avivées : longueur maximum, 7.50 mètres ; épaisseur maximum, 310 millimètres ; largeur maximum, 570 millimètres.

Pitchpin en poutres	de $15^{m}00 \times 0^{m}400 \times 0^{m}500$
Sapin du Nord en madriers	de $13^{m}00 \times 0^{m}230 \times 0^{m}080$
Sapin de Lorraine en pièces	de $11^{m}70 \times 0^{m}310 \times 0^{m}150$
Hêtre en plateaux	de $5^{m}00 \times 0^{m}120 \times 0^{m}508$
Peuplier en plateaux	de $4^{m}00 \times 0^{m}100 \times 0^{m}600$
Orme français en plateaux	de $5^{m}00 \times 0^{m}150 \times 0^{m}500$

Orme tortillard en grumes, de $4^{m}00$; minimum de circonférence au petit bout, $1^{m}50$

— — en plateaux	de $4^{m}00 \times 0^{m}750 \times 0^{m}400$
Noyer en plateaux	de $3^{m}00 \times 0^{m}120 \times 0^{m}600$
Frêne —	de $5^{m}00 \times 0^{m}120 \times 0^{m}700$
Charme —	de $3^{m}00 \times 0^{m}120 \times 0^{m}300$
Tilleul —	de $5^{m}00 \times 0^{m}120 \times 0^{m}700$
Teck —	de $13^{m}00 \times 0^{m}400 \times 0^{m}450$

XXV. NORD FR. — Pour le chêne, environ $9^{m}00 \times 0^{m}30 \times 0^{m}30$ d'équarrissage.

Pour les pièces de moindre longueur l'équarrissage peut aller jusqu'à 45 centim. environ.

Pour le sapin, environ $12^{m}00 \times 0^{m}22 \times 0^{m}22$.

Pour le pitchpin, environ $16^{m}00$ à $17^{m}00 \times 0^{m}30 \times 0^{m}30$.

Les équarrissages peuvent aller jusqu'à $0^{m}40 \times 0^{m}40$ pour les bois courts.

La variabilité des dimensions en ce qui concerne les bois de sapin est très grande.

XXIX. OUEST FR. — Dépend des moyens dont on dispose.

XXXIII. GR. EAST. — 40 à 50 pieds ($12^{m}192$ à $15^{m}240$) de longueur ; 12 × 16 pouces (305 × 406 millimètres) de section.

XXXVIII. L. & S.-W. — 18 × 18 pouces (457 × 475 millimètres).

XXXIX. L. T. & S. — Environ 14 pouces carrés × 30 à 40 pieds (90.32 centimètres carrés × 9.144 à 12.192 mètres) de longueur.

XLV. M. S. & L. — Longueur, 70 pieds (21.336 mètres) ; section, 24 pouces (610 millim.).

XLVII. LANC. & YORK. — Environ 16 × 14 pouces (406 × 356 millimètres).

LV. N. ZEAL. — 18 × 12 pouces (457 × 305 millimètres).

LVI. N. S. WALES. — 14 × 14 pouces × 50 pieds (356 × 356 millim. × 15.240 mètres).

LXXXIII. R. OUR. — La dimension ordinaire du bois de construction est de 10 à 13 archines (6 à 8 mètres) et de 5 à 6 verchoks (25 centimètres) d'épaisseur, mais en cas d'urgence on peut se procurer des poutres de 24 archines (16 mètres) de longueur et 12 verchoks (50 centimètres) d'épaisseur.

LXXXV. VLAD. — Longueur, 6.40 mètres ; diamètre, 660 millimètres ; longueur, 12.80 mètres ; diamètre, 330 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXVII. St-Goth. — Sommiers, sous-poutres : 25 × 30 centimètres; 8 à 10 mètres de longueur.

Entretoises et traversières, 12 × 20 centimètres; 15 à 18 mètres de longueur.

9. Quantité de bois par essence et par genre de construction employée par an sur la ligne pour les constructions nouvelles, ainsi que pour l'entretien.

IV. Sud Autr. — Pendant l'année 1897, environ 200 mètres cubes de chêne; 1,000 mètres cubes de mélèze; 2,000 mètres cubes de sapin; 200 mètres cubes de pin et 50 mètres cubes de pitchpin.

V. Austro-hongr. — La consommation annuelle sur notre réseau comporte en moyenne :

A. — *Bois de chêne.*

474 mètres cubes de bois équarris, 12 mètres cubes de bois ronds; 54 mètres cubes de pieux et pilots, 800 poteaux pour clôture (3 à 2 mètres de longueur, 15 × 15 centimètres d'équarrissage).

B. — *Bois divers.*

NATURE DES BOIS.	Bois de construction		Madriers.	Planches.	Lattes.
	ronds.	équarris.			
	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.
Sapin	25	1,368	492	1,170	105
Pin	12	...	515	10	53
Mélèze	13	12	40	...	...

En outre, on consomme annuellement, en moyenne :

17,400 lattes de fondaison de 6 mètres de longueur, 26,800 échaliers de 2 à 3 mètres de longueur; 2,000 pieux de 1m80 à 3 mètres de longueur; 500 poteaux télégraphiques de 6 à 9 mètres de longueur (imprégnés) et 11,000 bardeaux à languettes et rainures.

VI. K. Ferd.-Nordb.

	Chêne		Pin et sapin		Pin sauvage (pinastre)	
	vierge.	préparé.	vierge.	préparé.	vierge.	préparé.
Bois équarris.						
Section jusqu'à 200 cent. carrés. Mèt. cubes.	25.1	...	315.1	...	22.1	...
— de 200 à 400 — —	106.7	...	670.2	...	50.5	...
— de 400 à 700 — —	320.9	...	118.0	...	6.9	...
— de 700 à 1,000 — —	99.8	...	28.4	...	20.5	...
— de 1,000 à 1,500 — —	52.1	...	10.6	...	...	...
— de 1,500 à 1,800 — —	...	...	4.6	...	...	...
Total. . .	584.6	1.0	1,166.9	79.7	100.0	55.2

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

	Chêne		Pin et sapin		Pin sauvage (pinastre)	
	vierge.	préparé.	vierge.	préparé.	vierge.	préparé.
Bois ronds.						
Diamètre de 10 à 24 centimètres. Mètres cubes.	3.1	...	53.3	...	30.3	...
— de 24 à 37 — —	0.2	...	155.9	..	17.2	...
— de 37 à 47 — —	...	...	37.3	...	...	...
Pieux . . . . . Pièces	...	...	70.000	...	...	...
Lattes rondes. . . . . Mètres courants	...	..	80.000	...	...	...
Planches et poteaux. . . . Mètres cubes .	190	...	3.000	...	...	415
Lattes de toit . . . . . Mètres courants	...	...	52.000	...	...	...

VIII. Ét. HONGR. — Chêne, 8,820 mètres cubes; mélèze, 180 mètres cubes; pin, 21,260 mètres cubes; sapin, 3,000 mètres cubes; pin, 1,500 mètres cubes; pitchpin, 200 mètres cubes; poteaux télégraphiques, 2,500 pièces; bardeaux, 800,000 pièces.

IX. Ét. B. — *a*) 6,000 à 10,000 poteaux par an ; *b*) Indéterminée.

XVIII. M. S. ET AL. — Variable suivant les besoins.

XXII. P.-L.-M. — Environ 1,500 mètres cubes de chêne et 400 mètres cubes de sapin.

XXIII. ORL. — Chêne, 4,000 stères ; planches de chêne, 50,000 mètres ; madriers de sapin, 100,000 mètres ; planchettes de sapin, 100,000 mètres.

XXIV. EST FR.

ESSENCES.	1895.	1896.	1897.	Totaux.	Moyennes.
	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.	Mètres cubes.
Chêne.	4,231	3,041	2,663	9,935	3,311.66
Pitchpin.	3,857	4,895	6,121	14,873	4,957.66
Sapin.	2,105	1,845	2,172	6,122	2,040.66
Frêne.	385	286	364	1,035	345.00
Peuplier.	511	494	509	1,514	504.66
Hêtre.	84	65	84	233	77.66
Noyer.	44	47	44	135	45.00
Orme franc	131	160	123	414	138.00
Teck	38	212	233	483	161.00

XXV. NORD FR. — Chêne, 6,000 à 6,500 mètres cubes; sapin, environ 1,800 mètres cubes.

XXXIII. GR. EAST. — 3,000 charges de grands bois.

LV. N. ZEAL. — 170,000 pieds cubes (4,813.6 mètres cubes) par an.

LVI. N. S. WALES. — Bois de fer, 23,832 pieds cubes (674.8 mètres cubes) ; *eucalyptus*, 61,197 pieds cubes (1,732.8 mètres cubes) ; piles, 6,581 pieds courants (2,005.85 mètres courants).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXV. Vlad. — En moyenne :

CATÉGORIES DES BOIS.	Dimensions.			Dépense moyenne des quatre dernières années. (Pièces.)	
	Diamètre en centimètres.	Épaisseur en centimètres.	Largeur en mètres.	Pin.	Sapin.
Bois de charpente pour poutres, longrines et pilotis.	26.0 à 31.0	...	6.4 à 8.5	160	...
	22.0 à 24.5	...	8.5 à 10.7	1,300	...
Demi-bois pour supports, combles, etc.	19.0 à 21.0	...	9.3 à 12.8	1,440	...
	15.5 à 18.0	...	9.3 à 12.8	5,620	1,200
	9.0 à 14.0	...	9.3 à 12.8	2,370	1,300
Pièces de pont.	16.0 à 30.0	20 à 35	2.7 à 3.6	1,276	...
	...	...	4.3 à 5.3	940	...
	...	...	6.4 à 6.9	350	...
Pièces pour constructions.	18.0	23	8.5	100	...
	16.5	20	9.3	40	...
	12.7	18	9.3	50	...
	9.0	18	9.3	520	...
Lattes	5.0 à 6.5	5.0 à 6.5	9.3	15,800	...
Planches.	7.6 à 11.0	22.0 à 27.0	6.4 à 9.3	700	1,500
	5.0 à 6.5	22.0 à 27.0	6.4 à 9.3	21,350	7,010
	2.5 à 4.5	22.0 à 27.0	6.4 à 9.3	28,100	4,310
	1.5 à 2.0	...	...	4,200	410
Poteaux télégraphiques en chêne et en sapin	15.5 à 18.0	...	7.11 à 8.5	2,100	...

LXXXIII. R.-Our. — Quantité moyenne de bois de charpente employée par an, 130,000 pieds courants de bois ; pour le débitage des planches, 150,000 francs.

LXXXVII. St-Goth. — En 1892 : bois de construction, 2,500 mètres cubes ; planches, 30,000 mètres carrés.

En 1893 : bois de construction, 1,060 mètres cubes ; planches, 14,500 mètres carrés.

En 1896 : 822 mètres cubes bois de quartier, rond ; 940 mètres cubes longrines sous planchers et 21,950 mètres carrés planchers et cloisonnages pour de nouveaux halls d'entrepôt à céréales ; 1,200 mètres cubes bois équarris et 15,000 mètres carrés planchers et cloisonnages pour les bâtiments des nouvelles lignes.

En 1897 : 358 mètres cubes bois de construction et 8,000 mètres carrés planchers et cloisonnages.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

II. — Préservation des bois contre la pourriture et le feu (injection, immersion, carbolisation, carbonisation, peinture, vulcanisation, etc.)

10. Substance préservatrice employée contre la pourriture et contre le feu.

IV. Sud Autr. — Sulfate de cuivre pour poteaux télégraphiques de sapin et pin.

V. Austro-hongr. — Le bois sont employés à l'état vierge.

VI. K. Ferd.-Nordb. — *Voir* section *B*, question 13, et *A*, questions 40 et 41 (annexe VI).

VII. Nord-Westb. — Chlorure de zinc et huile de goudron (créosote).

VIII. Ét. hongr. — Les bois sont employés à l'état vierge.

IX. Ét. b. — *a*) Depuis 1878, les poteaux sont préparés à la créosote. Antérieurement ils étaient préparés au sulfate de cuivre, par le procédé Boucherie.

b) *Contre la pourriture :* goudron végétal, minium de plomb, enveloppe métallique; carbonisation.

La peinture à l'huile et le goudron sont avantageusement remplacés par le *carbolineum Avenarius*. Pour les bois de fondation on emploie parfois l'injection à la créosote.

Contre le feu : l'injection du phosphate ammoniaque en solution concentrée est le meilleur préservatif. Pour les bois de grandes dimensions l'application de peintures appropriées est préférable; la plus efficace est la peinture à l'asbeste de l'*United Asbestos Company* de Londres, qui est onctueuse, grasse, d'une application facile, d'un bon aspect et d'un prix peu élevé.

Le badigeonnage au lait de chaux à plusieurs couches pour les charpentes et les voliges est également très recommandable et diminue dans une certaine mesure leur inflammabilité.

Le badigeonnage au lait de chaux est également d'une certaine efficacité contre les insectes (vermoulures). On conservera également très longtemps les bois en les laissant tremper pendant quelques jours dans un lait de chaux. Le revêtement avec la masse anticalorique Voltz est également employée contre le feu.

XIV. Cart.-Magd. — Créosote.

XVIII. M. S. et Al. — On n'emploie aucun mode de préservation si ce n'est les peintures et l'huile sur les bois à découvert, ou un badigeonnage au goudron.

XXII. P.-L.-M. — Créosote.

XXIII. Orl. — La Compagnie fait enduire le dessous des caisses de solution silicatée : 1re couche, 20° Baumé; 2e couche, 30° Baumé.

XXIV. Est fr. — Peintures et dessiccation artificielle contre la pourriture; pas de substance préservatrice contre le feu.

XXV. Nord fr. — *Contre la pourriture :* la créosote brute (huile lourde de houille pour certains bois de chêne et de sapin, *voir* question n° 1).

Sulfate de cuivre pour les poteaux télégraphiques.

Le goudronnage pour les parties enterrées des clôtures, poteaux de barrières, etc.

La peinture à l'huile avec couche préalable au minium pour les boiseries, les menuiseries et pour les parties de charpente non enterrées.

Contre le feu : les bois ne recevaient aucune préparation ignifuge.

Pour le créosotage : procédé « Blythe ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — *Contre la pourriture :* sulfate de cuivre pour les poteaux télégraphiques. Aucune préparation pour le bois de construction. Rien contre le feu.

XXXIII. Gr. East. — *Pour prévenir la pourriture :* créosote.
Pour prévenir la pourriture et diminuer l'inflammabilité : chlorure de zinc.

XXXVIII L. & S.-W. — Créosote.

XXXIX. L. T. & S. — *Contre la pourriture :* créosote.

XLV. M. S. & L — Créosote.

XLVII. Lanc. & York. — Créosote.

XLVIII. Metr. Dist. — Créosote.

XLIX. North East. — Procédé de cyanisation.

LIII. Nat. Gov. — Aucune.

LV. N. Zeal. — Aucune.

LVI. N. S. Wales. — Aucune.

LXXXIII. R.-Our. — Chlorure de zinc.

LXXXV. Vlad. — Aucune.

LXXXVII. St-Goth. — Aucune.

11. Procédé de préservation (mode d'introduction de la substance préservatrice dans le tissu ligneux).

IV. Sud Autr. — Voir *B*, question 14 (annexe VI).

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 14 (annexe VI).

VII. Nord-Westb. — Voir *B*, question 14 (annexe VI).

IX. Ét. b. — Procédé Bethell pour les poteaux de 15 mètres et moins de longueur. Les autres sont préparés par immersion directe dans un bassin de créosote maintenu de 80° à 90° au moyen d'un serpentin à vapeur.

XIV. Cart.-Magd. — Procédé Putnam.

XXV. Nord fr. — Pour l'injection au sulfate de cuivre : procédé Boucherie consistant à entraîner dans les tissus du bois avec l'aide de l'aspiration produite par l'écoulement graduel de la sève, une solution de sulfate de cuivre (composée de 1 kilogramme de sulfate par 100 kilogrammes d'eau).
Les poteaux sont placés horizontalement et sont reliés par le gros bout, au moyen d'un dispositif spécial, à une tubulure amenant la dissolution sulfatée d'une canalisation alimentée par des cuves soutenues à une certaine hauteur du sol, afin de donner au liquide une pression suffisante à l'arrivée au bout du poteau en injection.

XXIX. Ouest fr. — Préparation par le sulfate de cuivre au moyen du procédé « Boucherie », basé sur la capillarité.

XXXIII. Gr. East. — La créosote est injectée sous la pression de 100 lb. par pouce carré (7 atmosphères) et à la température de 40° C. La solution de chlorure de zinc est injectée sous pression.

XXXVII. L. & S.-W. — Créosote en vase clos contre la pourriture et peinture d'asbestos contre le feu. Quelquefois peinture au carbolineum ou au godelite contre la pourriture.

XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 14 (annexe VI).

XLV. M. S. & L. — Injection sous la pression de 150 à 200 lb. par pouce carré (10 à 14 atmosphères).

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — Voir *B*, question 14 (annexe VI).
XLIX. North-East. — Par vide et pression.
LXXXIII. R.-Our. — Injection de chlorure de zinc en vase clos sous pression de 7 atmosphères par le procédé Burnet.

12. Durée des opérations diverses de la préservation et leur influence sur le service et la durée des bois.

IV. Sud Autr. — Voir *B*, question 15 (annexe VI).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 15 (annexe VI).
VII. Nord-Westb. — Voir *B*, question 15 (annexe VI).
IX. Ét. b. — *a*) En vase clos par vide et pression, la durée est d'environ deux heures; par immersion, la durée est de vingt-quatre heures ou plus, suivant le degré de siccité du bois et la température extérieure.
b) Les bois créosotés se conservent indéfiniment dans les bâtiments; le goudronnage n'étant que superficiel ne produit qu'un effet moins appréciable; la peinture au carbonileum, quoique d'application récente, semble devoir continuer à donner d'excellents résultats.
XXV. Nord fr. — *Pour le créosotage :* voir la réponse à la 15e question du formulaire C précité (annexe VI).
Pour le sulfatage : la durée varie avec la grosseur et la longueur de la pièce à injecter. On compte environ six à huit jours pour l'injection d'un poteau de 8 mètres.
XXXIII. Gr. East. — Environ huit heures. On suppose généralement que la créosote diminue la résistance des bois, mais elle augmente la vie moyenne plus que le chlorure de zinc.
XXXVIII L. & S.-W. — Environ huit heures.
XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 15 (annexe VI).
XLV. M. S. & M. — De une à trois heures.
XLVII. Lanc. & York. — Voir *B*, question 15 (annexe VI).

13. Composition chimique des substances préservatrices.

IV. Sud Autr. — Voir *B*, question 16 (annexe VI).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 16 (annexe VI).
VII. Nord-West. — Voir *B*, question 16 (annexe VI).
IX. Ét. b. — La créosote est de même composition que celle utilisée pour la préparation des traverses.
XXV. Nord fr. — Créosote brute. Sulfate de cuivre pur.
XXIX. Ouest fr. — Sulfate de cuivre pur.
XXXIII. Gr. East. — Variable.
XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 16 (annexe VI).
XLIX. North East. — 5 gallons (22,72 litres) d'eau et 1 liv. (454 grammes) de sublimé.
LXXXIII. R.-Our. — Chlorure de zinc.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

14. Concentration des substances à introduire dans les bois.

IV. Sud Autr. — Voir *B*, question 17 (annexe VI).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 17 (annexe VI).
VII. Nord-Westb. — Voir *B*, question 17 (annexe VI).
XXIX. Ouest fr. — 1 kilogramme de sel au minimum pour 100 kilogrammes d'eau.
XXXIII. Gr. East. — Créosote : 1.035 à 1.065, poids spécifique à la température de 16° C. — Solution concentrée de chlorure de zinc, 1 partie; eau, 11 parties, poids spécifique, 1.06 à la température de 16° C.
XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 17 (annexe VI).
LXXXIII. R.-Our. — Chlorure de zinc à 3° Baumé.

15. Quantité de substance préservatrice absorbée par les bois de diverses essences et de différentes catégories.

IV. Sud Autr. — Un poteau télégraphique absorbe environ 35 à 40 kilogrammes de substance préservatrice.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Les poteaux de bois blanc absorbent de 200 à 250 kilogrammes de substance préservatrice par mètre cube. Bois de chêne, en moyenne 100 kilogrammes par mètre cube.
IX. Ét. b. — *a*) 250 litres par mètre cube de bois;
b) Variable suivant l'emploi et les essences en ce qui concerne le créosotage ; une ou plusieurs couches à la brasse pour le goudronnage et la peinture au carbolineum.
XIV. Cart.-Magd. — De 16 à 18 livres de créosote par pied cube (256 à 288 kilogrammes par mètre cube).
XXII. P.-L.-M. — L'absorption de créosote, par mètre cube de bois, varie de 20 à 30 kilogrammes pour le chêne ; 100 à 400 kilogrammes pour le sapin, suivant l'état de dessiccation et les proportions relatives de cœur et d'aubier.
XXV. Nord fr. — Pour le chêne : de 70 à 80 kilogrammes par mètre cube (poids de la créosote injectée).
Pour le sapin : environ 150 kilogrammes par mètre cube (poids de la créosote injectée).
Pour les poteaux télégraphiques, l'absorption de sulfate de cuivre est à peu près la suivante pour chaque type de poteau :

Poteau de 6 mètres de longueur.	1.250	kilogramme de	sulfate.
— de 8 — —	1.700	—	—
— de 10 — —	3.300	kilogrammes	—
— de 12 — —	4.800	—	—
— de 15 — —	7.250	—	—
— de 17 — —	9.000	—	—
— de 20 — —	11.000	—	—

Le diamètre de ces poteaux varie suivant la longueur de 14 à 30 centimètres au gros bout (à 1 mètre de la base) et de 9 à 12 centimètres au petit bout.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — Le poids de liquide absorbé n'est pas vérifié, mais les commandes imposent les conditions suivantes :

La quantité de sulfate absorbée par le bois sera constatée au moyen d'un réactif composé de 0.090 kilogramme de cyano-ferrure de potassium dissous dans un litre d'eau.

Les bois ne seront considérés comme bien préparés qu'autant que le réactif, étendu sur le bois, donnera une coloration rouge bien apparente.

L'essai sera fait à la tranche de sortie du liquide antiseptique, après enlèvement à l'herminette de la couche superficielle du bois, sur une épaisseur d'au moins un centimètre ($0^m.01$).

XXXIII. Gr. East. — Créosote, environ 8 lv. par pied cube (128 kilogrammes par mètre cube) ; chlorure de zinc, environ un gallon par pied cube (161 litres par mètre cube).

XXXVIII. L. & S.-W. — Environ 10 lv. de créosote par pied cube (160 kilogrammes par mètre cube).

XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 18 (annexe VI).

XLV. M. S. & L. — 10 lv. de créosote par pied cube (160 kilogrammes par mètre cube).

XLIX. North East. — $^4/_5$ de gallon de créosote par pied cube (128.4 litres par mètre cube).

LXXXIII. R.-Our. — En moyenne, 22 lv. de solution de chlorure de zinc par pied cube (352.4 kilogrammes par mètre cube).

16. Influence de la température de la substance sur la marche et l'efficacité de la préservation des bois.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 19 (annexe VI).

IX. Ét. b. — L'élévation de la température de la créosote facilite sa pénétration dans le bois.

XXV. Nord fr. — Pour la créosote, voir la réponse à la 19e question (partie *B*) du présent formulaire (annexe VI), pour les traverses ; pour le sulfatage, on emploie la solution à froid.

XXIX. Ouest fr. — La dissolution de sulfate de cuivre est employée à froid.

XXXIII. Gr. East. — La préservation est plus effective si la créosote a la température d'environ 40° C.

XXXIX. L. T. & S. — Voir *B*, question 19 (annexe VI).

17. Dessiccation naturelle ou artificielle des bois.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 20 (annexe VI).

VII. Nord-Westb. — Naturelle.

IX. Ét. b. — *a*) *Naturelle.* Les bois étant sciés sont mis en treilles ou en meules carrées sur taquets sous des hangars couverts et aérés ; c'est le meilleur mode de dessiccation.

b) *Artificielle :* les bois placés comme ci-dessus sont mis dans des locaux fermés et chauffés.

XVIII. M. S. et Al. — On n'emploie que la dessiccation naturelle sous un hangar ventilé.

XXIII. Orl. — Naturelle et par enfumage.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIV. Est fr. — Artificielle.
XXV. Nord fr. — Dessiccation naturelle.
XXIX. Ouest fr. — Dessiccation naturelle.
XXXIII. Gr. East. — Naturelle.
XXXVIII. L. & S.-W. — Naturelle.
XXXIX. L. T. & S. — Naturelle.
XLV. M. S. & L. — Naturelle.
XLVII. Lanc. & York. — Naturelle.
LXXXIII. R.-Our. — Naturelle.

18. Influence de l'âge des bois sur la marche et l'efficacité de la préservation.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 21 (annexe VI).
IX. Ét. b. — Indéterminée.
XVIII. M. S. et Al. — Le bois relativement jeune est préféré. On n'a pas fait d'expériences comparatives.
XXXVIII. L. & S.-W. — Il n'est pas nécessaire de préparer le bois très âgé.
XXXIX. L. T. & S. — Plus le bois est âgé et moins la préparation est efficace et nécessaire.
XLV. M. S. & L. — Le bois jeune absorbe mieux la créosote.
XLVII. Lanc. & York. — Le bois jeune absorbe la créosote mieux et plus vite.
LXXXIII. R.-Our. — Le bois jeune absorbe mieux le chlorure de zinc.

19. Influence de l'époque d'abatage des bois sur le mode et l'efficacité de la préservation.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 22 (annexe VI).
IX. Ét. b. — Les bois autres que les résineux doivent être abattus au commencement de l'automne et être écorcés immédiatement, pour favoriser l'écoulement de la sève ou être abattus hors sève, c'est-à-dire en hiver.
XXV. Nord fr. — Voir *B*, question 22 (annexe VI).
XXXVIII. L. & S.-W. — Pour obtenir de meilleurs résultats, il faut abattre le bois au printemps, avant la sève.
XLV. M. S. & L. — Le bois abattu pendant l'hiver absorbe mieux la créosote.
XLVII. Lanc. & York. — Le bois abattu pendant l'automne et l'hiver absorbe mieux la créosote.

20. Influence du mode de transport et d'empilage des bois vierges débités sur la préservation.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 23 (annexe VI).
IX. Ét. b. — Les bois vierges en grume s'améliorent par le flottage; les bois débités doivent être transportés couverts et empilés sur taquets, afin de faciliter l'aérage et d'empêcher l'échauffement.
XXIV. Est fr. — Le flottage facilite le lessivage du bois et est considéré comme favorable à sa bonne conservation. En ce qui concerne l'empilage, il convient, pour la bonne conservation, d'assurer d'abord le dessévage, puis la dessiccation com-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

plète du bois tout en prenant les précautions nécessaires pour éviter les fentes, gerces et déformations, c'est-à-dire en évitant que ces opérations soient trop rapides.

XXV. Nord fr. — Voir *B*, question 23 (annexe VI).

LXXXIII. R.-Our. — Le bois flotté absorbe mieux le chlorure.

21. Mode d'empilage des bois préparés.

V. Sud Autr. — Les bois préparés sont empilés par couches successives, séparées par des morceaux de bois d'une épaisseur de 3 à 5 centimètres.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Diverses manières; sur des supports, de façon que les bois puissent bien sécher.

IX. Ét. b. — *a)* En piles carrées et poteaux croisés.

b) Sur taquets. L'empilage debout est préférable, les bois restant intacts.

XXIV. Est fr. — Les bois avivés (plateaux, pièces avivées, planches, etc.) sont empilés sur épingles de 10 millimètres d'épaisseur en plein air. Les piles sont inclinées de 10 centimètres par mètre et accolées dos à dos, le dessus et les flancs sont entourés de panneaux mobiles, destinés à les préserver des intempéries. Les bois de choix sont empilés de la même façon dans un magasin couvert où l'air a libre circulation.

XXV. Nord fr. — En piles mortes.

XXIX. Ouest fr. — En piles mortes.

XXXIII. Gr. East. Mis en œuvre immédiatement.

XLVII. Lanc. & York. — Par couches successives, séparées par des morceaux de bois.

LXXXIII. R.-Our. — En piles réglementaires.

22. Temps minimum entre la préparation des bois et leur mise en œuvre.

IV. Sud Autr. — De trois à quatre mois.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Quatre semaines.

IX. Ét. b. — *a)* En général, pas plus de trois ans.

b) Pour les charpentes, un an en ce qui concerne les chênes.

— menuiseries, trois à quatre ans en ce qui concerne les chênes.

— fondations, gîtages et charpentes en hêtre et sapin, sans délai déterminé.

XXIV. Est fr. — Les bois séchés artificiellement ou naturellement peuvent être de suite employés.

XXV. Nord fr. — Pour le chêne créosoté et le sapin, de deux à trois mois; pour les poteaux télégraphiques, six mois.

XXIX. Ouest fr. — Aucun minimum de temps n'est fixé pour cet emploi.

XXXIII. Gr. East. — Trois jours.

XXXVIII. L. & S.-W. — Un intervalle très court.

XLV. M. S. & L. — Trois mois.

XLVII. Lanc. & York. — Quelques semaines.

LXXXIII. R.-Our. — Un mois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

III. Propriétés des bois vierges et préservés.

23. Densité et poids spécifique (données moyennes).

V. Austro-hong.

	Avant la dessiccation.	Après la dessiccation.
Pin	0.91 kilogramme.	0.55 kilogramme.
Sapin	0.88 —	0.55 —
Mélèze	0.92 —	0.47 —
Chêne	1.06 —	0.91 —
Moyennes	0.900 kilogramme.	0.69 kilogramme.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Avant la préparation (voir *B*, questions 26 et 27; annexe VI).

VIII. Ét. hong.

Chêne commun à l'état frais	1.20 kilogramme.
— séché à l'air.	0.86 —
Chêne rouvre à l'état frais	1.20 —
— séché à l'air.	0.94 —
Hêtre rouge à l'état frais	0.986 à 1.01 —
Mélèze à l'état frais	0.76 —
— séché à l'air	0.62 —
Pin à l'état frais	0.76 —
— séché à l'air	0.47 —
Sapin à l'état frais	1.00 —
— séché à l'air	0.48 —

IX. Ét. b.

Densité. Poids spécifique d'un décimètre cube.

Chêne sec	0.830 kilogramme.
— vert	1.070 —
Sapin rouge	0.660 —
Mélèze	0.942 —
Hêtre	0.815 —
Châtaignier	0.685 —
Orme	0.735 —
Peuplier	0.750 —

XVIII. M. S. et Al. — 800 à 900 kilogrammes par mètre cube.

XXV. Nord fr. — Poids du mètre cube. (Ces poids varient forcément selon la provenance des bois et la nature des terrains où ils ont poussé.)

XXIX. Ouest fr. — Chêne, poids spécifique, variable de 0.650 à 1.170 en admettant que la densité de l'eau est égale à l'unité; sapin, poids spécifique établi dans les mêmes conditions que ci-dessus, 0.660.

XLV. M. S. & L. — Non préparé, 50 pieds cubes par tonne (1.393 mètre cube par tonne métrique).

Préparé, 40.87 pieds cubes par tonne (1.138 mètre cube par tonne métrique).

LII. East Ind. — Poids spécifique, 0 8.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LVI. N. S. Wales. — 1.20 et 0.96.
LXXXVII. St-Goth. — Sapin rouge, vierge, 0.51.

24. Poids d'un décimètre cube.

V. Austro-hongr. — En rapport avec la densité D × 1,000 = P kilogrammes.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Après la préparation, les bois blancs, 870 kilogrammes par mètre cube ; chêne, 950 à 1,000 kilogrammes par mètre cube.
VIII. Ét. hongr.

Chêne à l'état frais	1.10 kilogramme.
— séché à l'air	0.86 —
— à l'état frais	1.20 —
— séché à l'air	0.94 —
Hêtre rouge séché à l'air	0.986 à 1.00 —
Mélèze à l'état frais	0.76 —
— séché à l'air	0.62 —
Pin à l'état frais	0.73 —
Pin séché à l'air	0.47 —
Sapin à l'état frais	1.00 —
— séché à l'air.	0.48 —

IX. Ét. b. — Voir question 23.
XXIV. Est fr.

ESSENCES.	Densité des bois non étuvés.	Densité des bois étuvés.	ESSENCES.	Densité des bois non étuvés.	Densité des bois étuvés
Sapin du Nord	0.485	0.440	Orme tortillard	0.695	0.630
— de Lorraine	0.499	0.459	Pitchpin	0.746	0.675
Peuplier	0.501	0.436	Hêtre	0.775	0.775
Tilleul	0.528	0.488	Frêne	0.787	0.714
Noyer.	0.682	0.651	Charme	0.916	0.871
Orme franc	0.667	0.614	Chêne	0.919	0.850

XXV. Nord fr.

Chêne	1,000 à 1,100 kilogrammes.
Sapin	500 à 650 —
Pin	550 à 700 —
Pitchpin	1,000 à 1,100 —
Orme	750 kilogrammes environ.
Peuplier	600 — —
Acajou.	600 à 800 kilogrammes.

XLV. M. S. & L. — Voir question 23.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — Chêne, 0.650 à 1.170 kilogramme; sapin, 0.660 kilogramme.
LII. East Ind. — 176 lv. (799 grammes par décimètre cube).
LVI. N. S. Wales.

Bois de fer.	2.65 lv. (1.203 kilogramme par décimètre cube).
Autre	2.12 lv. (962 grammes par décimètre cube).

LXXXVII. St-Goth. — Sapin rouge, vierge, 420 kilogrammes par mètre cube.

25. Hygroscopicité.

V. Austro-hongr. — On peut admettre en moyenne que la quantité d'eau contenue dans les bois comporte, pour les bois frais, environ 40 p. c., cinq mois après l'abatage, environ 30 à 35 p. c. et, au bout d'un an de dépôt, 20 à 25 p. c.
VIII. Ét. hongr. — Il n'a pas été fait d'expériences.
XXXVIII. L. & S.-W. — Suffisante.
LVI. N. S. Wales. — Très petite.
XXXVII. St-Goth. — Sapin rouge, vierge, 11 à 13 p. c. d'eau.

26. Inflammabilité.

V. Austro-hongr. — L'inflammabilité est très variable; en première ligne se place le pin, puis viennent le sapin rouge, le sapin blanc, le chêne, etc.
VIII. Et. hongr. — Le chêne et le mélèze sont difficilement inflammables, le hêtre accuse une inflammabilité moyenne, par contre le sapin et le pin sont facilement inflammables.
XXV. Nord fr. — Les bois créosotés sont très inflammables. Le sulfate de cuivre rend, au contraire, les bois moins inflammables.
XXXVIII. L. & S.-W. — Ordinaire.
XLVII. Lanc. & York. — Le créosotage augmente l'inflammabilité.
LVI. N. S. Wales. — Petite.

27. Gélivité.

V. Austro-hongr. — Les bois durs sont gélifs, surtout le chêne.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 30 (annexe VI).
XXXVIII. L. & S.-W. — Non appréciable.
XLVII. Lanc. & York. — Exerce peu d'influence sur le bois préparé.

28. Élasticité.

V. Austro-hongr. — En première ligne se classe le pin, mais les autres bois jouissent également, dans l'emploi qu'on en fait, d'un degré notable d'élasticité.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 31 (annexe VI).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIV. Est. fr.

DÉSIGNATION DES ESSENCES.	LIMITES D'ÉLASTICITÉ.			
	BOIS NON ÉTUVÉS.		BOIS ÉTUVÉS.	
	Flèches.	Pressions.	Flèches.	Pressions.
	Millimètres.	Kilogrammes.	Millimètres.	Kilogrammes.
Orme tortillard	18.7	187.5	18.94	162.5
Orme franc	14.88	262.5	14.84	220
Peuplier	21.22	307 5	15.69	272.5
Hêtre	15.01	323	13.26	263
Sapin de Lorraine	18.92	327.5	13 54	280
Sapin du Nord	22.80	360	19.07	370
Tilleul	17.61	367.5	16 79	295
Chêne	23 06	407.5	20.07	386.2
Charme	21.56	410	17.91	358
Frêne	19.01	412	17.30	388.5
Noyer	27.06	462.5	25.13	420
Pitchpin	23.10	543	20 02	481.2

XXXVIII. L. & S.-W. — Suffisante.

XLVII. Lanc. & York. — Le créosotage rend le bois moins élastique.

LVI. N. S. Wales. — Module d'élasticité de bois de fer 2,715,813 lv. (191,160 kilog. par centimètre carré), autres, 2,000,000 lv. par pouce carré (140,775 kilog. par centimètre carré).

29. Fendilité (indiquer les mesures pour la combattre).

V. Austro-hongr. — Un moyen pour combattre la fendilité consiste à débiter les bois aussitôt après l'abatage et à les mettre à l'abri du vent et du soleil.
Il est bon également, après l'abatage, d'enduire les extrémités sciées avec un mélange de bouse et de terre glaise et d'y coller un fort papier.

VIII. Ét. hongr. — Le hêtre, le pin et le sapin se fendent facilement, le chêne et le mélèze difficilement. Le séchage des bois se fait avec le plus grand soin pour éviter la fendilité.

IX. Ét b. — *a*) Les poteaux se fendent peu, à l'exception de ceux en mélèze.
b) Le flottage des poutres et l'insertion d'agrafes en fer pour les madriers.

XVIII. M. S. et Al. — On met des cercles de fer sabots ou une lame de fer en S incrustée dans les places de coupe extrême.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIV. Est fr. — On se sert des S en fer.

XXV. Nord fr. — On boulonne les grosses pièces de charpente, qui se fendent. Sur les grands bois de sapin, une couche d'huile de lin exerce une sensible influence contre la fente des pièces.

XXIX. Ouest fr. — La fendilité des pièces équarries, de toute essence, est due à ce que le cœur ou la fibre centrale de l'arbre n'en a pas été extrait et qu'il a été en contact avec le soleil. Cette partie, qui représente généralement une pièce d'environ $0^m060 \times 0^m060$, est toujours, dans le commerce, enlevée des bois débités sur quartier, c'est-à-dire de l'écorce au cœur, parce qu'elle amènerait la déformation et la fente.

En général, il y a lieu d'observer les règles suivantes lorsqu'on commande des bois de construction :

1° Les pièces, jusqu'à un équarrissage de $0^m300 \times 0^m150$, doivent être purgées du cœur;

2° Les autres pièces de dimensions plus fortes pourront contenir ce cœur, à la condition expresse qu'il en occupera à peu près le milieu.

En ce qui concerne l'emploi des bois débités, même exempts de cœur, on devra éviter avec le plus grand soin d'exposer au soleil et aux intempéries, les parties voisines de ce cœur, qui devront toujours former la face inférieure des pièces en contact direct avec une autre surface ou avec le sol.

LVI. N. S. Wales. — Petite.

30. Coefficients de résistance (en kilogrammes par centimètre carré) : compression, traction, torsion, cisaillement, foncement, frottement, etc.

IV. Sud Autr. — Contraction et traction, 80 kilogrammes par centimètre carré pour des contructions de ponts.

V. Austro-hongr. — Il n'a pas été fait d'expériences à ce sujet.

VIII. Ét. hong. — Il n'a pas été fait, dans notre administration, d'essais sur la résistance des bois; toutefois, pour les constructions en bois les coefficients de résistance sont fixés comme suit :

Pour les essences résineuses conifères, sapin, pin, etc., et pour les bois de chêne la résistance maximum à la traction est de 80 kilogrammes par centimètre.

Résistance maximum à la pression : pour les essences résineuses, 60 kilogrammes par centimètre carré; pour les bois de chêne, 70 kilogrammes par centimètre carré.

Résistance maximum au cisaillement : pour les essences résineuses parallèlement aux fibres du bois, 6 kilogrammes par centimètre carré; perpendiculairement aux fibres du bois, 7 kilogrammes par centimètre carré.

Pour les bois de chêne : parallèlement aux fibres du bois, 8 kilogrammes par 2 centimètres carrés; perpendiculairement aux fibres du bois, 9 kilogrammes par 2 centimètres carrés.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. b.

b) A la compression :

Chêne	360	kilogrammes.
Sapin	334	—
Pin d'Amérique .	112	—
Orme	89	—

A la traction longitudinale parallèle aux fibres :

Chêne . . .	812	kilogrammes.
Sapin . . .	854	—
Hêtre . . .	802	—
Frêne . . .	1,195	—
Tremble . .	650	—
Poirier . . .	667	—

A la traction perpendiculaire aux fibres :

Chêne	162	kilogrammes.
Pin	119	—
Peuplier . . .	124	—

A la torsion :

Chêne	286	kilogrammes.
Sapin	222	—

Pour les charges permanentes, on ne doit prendre que le dixième des chiffres de résistance ci-dessus.

XXII. P.-L.-M. — Voir *B*, question 33 (annexe VI).

XXIV. Est fr.

ESSENCES.	Résistance par centimètre carré.		ESSENCES.	Résistance par centimètre carré.	
	Bois non étuvé.	Bois étuvé.		Bois non étuvé.	Bois étuvé.
	Kilog.	Kilog.		Kilog.	Kilog.
Sapin du Nord . . .	480.0	552.0	Chêne	821.4	818.4
Orme tortillard . . .	495.6	408.0	Charme	837.6	772.8
Sapin de Lorraine . .	523.2	554.4	Frêne	838.8	826.8
Peuplier	532.8	588.0	Pitchpin	879.0	851.4
Orme franc	716.4	637.2	Hêtre	880.8	808.8
Tilleul	781.2	615.2	Noyer	990.0	841.2

XXV. Nord fr. — Voir *B*, question 33 (annexe VI).

XXIX Ouest fr.

LII. East. Ind. — Compression et tension à 84.4 grammes par centimètre carré.

LVI. N. S. Wales. — Bois de fer, 719.08; autres, 574.58.

LXXXVII. St-Goth. — Sapin rouge.

Résistance à la flexion	435	kilogrammes	par centimètre carré.
— à la traction	738	—	—
— à la compression	283	—	—
— au cisaillement	66	—	—

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

31. Maladies et tares des bois.

IV. Sud Autr. — Cœur ou aubier pourri, torsion des fibres, gélivure.

V. Austro-hongr. — La pourriture, les gerces, les dépôts de larves d'insectes, etc.

VIII. Ét. hong. — Pourriture au cœur du bois ou bois rouge échauffé, pourriture sous l'écorce bois trop mûrs. Défauts : nœuds vicieux; crevasses circulaires; gélivures; gerçures; défauts de débits.

IX. Ét. b. — *a*) Boulure, pourriture sèche et humide, nœuds vicieux, gerçures et fentes. Taches bleuâtres provenant d'imprégnation d'eaux salines ou d'autres causes; *b*) Les hêtres et les chênes abattus en sève s'échauffent et donnent de la roulure. Certains sapins du Nord sont saignés pour l'enlèvement de la résine. Chênes, hêtres et sapins présentent parfois des chancres à l'insertion des branches.

XXIII. Orl. — (Voir les cahiers des charges.)

XXIV. Est. fr. — Chêne : nœuds et entre-écorce; frêne et peuplier : fentes; sapin; nœuds; orme : gélivure, entre-écorce; pitchpin : roulures et cadrannures; hêtre : échauffement; tilleul et noyer : gerces et fentes; charme : fentes.

XXV. Nord fr. — Elles sont énumérées dans les causes d'exclusions indiquées par les différents cahiers des charges joints au présent formulaire.

XXIX. Ouest fr. — Les maladies et tares, plus habituelles des bois de chêne sont les suivantes :

Chêne : pourriture au pied, blanche, jaune, verte et rouge.

Cadrannures qui se produisent dans les bois provenant d'arbres surannés ou sur le retour.

Gélivures; roulures; fentes; double aubier, ou aubier entrelardé ou lunure; nœuds vicieux (noirs ou jaunes); grisettes; champignons et piqûres d'insectes.

Sapin ou pin : échauffement relevé par la nuance bleuâtre du bois; champignons et piqûres; fentes; gélivures et roulures plus rares que dans le chêne.

XXXVIII. L. & S. W. — Pourriture, fentes, roulures, nœuds.

XLV. M. S. & M. — Pourriture, fentes et nœuds.

IV. — Conditions dans lesquelles les bois font leur service.

32. Type et destination de la construction.

IV. Sud. Autr. — Pièces de pont pour les ponts métalliques.

V. Austro-hong. — Les bâtiments sont construits en pierres ou en briques, principalement en briques et consistent en bâtiments pour voyageurs, magasins à marchandises, dépôts divers et maisons d'employés.

VIII. Ét. hongr. — Pour les poutres destinées aux ponts jusqu'à concurrence de 2.5 d'ouverture, on emploie le chêne, pour des ouvrages d'ouverture supérieure on emploie le pin et le sapin.

Pour les traverses de ponts on se sert de pilots en chêne et en mélèze.

Pour les bâtiments, on emploie le bois de pin et de sapin; les parties de la construction exposées à l'humidité du sol sont en chêne ou en mélèze, les poteaux confectionnés en chêne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. b. — *a*) Poteaux de longueur variant de 7.50 à 22 mètres et ayant respectivement à 2 mètres du pied, 42 à 74 centimètres de circonférence et à la pointe 31 à 45 centimètres de pourtour.
b) Bâtiments divers des chemins de fer.
XVIII. M. S. et Al. — Hangars et quais couverts, bâtiments et gares provisoires.
XXIII. Orl. — Ne concerne pas le matériel roulant.
XXXIII. Gr. East. — Viaducs, ponts, bâtiments, etc.
XXXVIII. L. & S.-W. — Ponts et viaducs.
XLVII. Lanc. & York. — Bâtiments, plates-formes, ponts.
XLIX. North East. — Ponts en bois.
LII. East Ind. — Ponts.
LXXXIII. R.-Our. — Ponts et bâtiments.
LXXXVII. St-Goth. — L'emploi du bois débité en poutres, solives, madriers, planches, etc., est limité presque exclusivement à la construction des bâtiments.

33. Distance de la construction à l'axe de la voie la plus proche.

IV. Sud Autr. — De 3.50 à 4 mètres.
V. Austro-hongr. — La façade d'un bâtiment doit être éloignée d'au moins 3.04 mètres de l'axe de la voie la plus rapprochée.
VIII. Ét. hongr. — En ce qui concerne la distance de la construction à l'axe de la voie la plus proche, il n'y a pas de prescription spéciale, sauf celle relative au gabarit.
IX. Ét. b. — *a*) L'axe du poteau est placé à 2.14 mètres de l'axe du rail extérieur.
b) Variable.
XVIII. M. S. et Al. — A toute distance même recouvrant la voie; exemple la station de Séville toute en bois et qui, malgré la fumée des locomotives qu'elle abrite, la chaleur locale et l'humidité de la rivière (le Guadalquivir) qui passe à côté, se conserve bien, quoiqu'elle provienne des hangars militaires de la guerre de Crimée. Elle sera démolie bientôt, parce qu'elle est devenue insuffisante à cause de l'augmentation du trafic.
XXII. P.-L.-M. — On éloigne autant que possible les bâtiments des voies. La distance minimum à observer entre le bord extérieur du rail d'une voie principale et un obstacle isolé est de 1.50 mètre. On descend exceptionnellement jusqu'à 1.35 mètre.
XLVII. Lanc. & York. — Plates-formes, 2 pieds 1 pouce (635 millimètres); bâtiment, 12 pieds (3.66 mètres).
LXXXIII. R.-Our. — La distance la plus proche de la construction à l'axe de la voie est indiquée sur le dessin du gabarit.
LXXXVII. St-Goth. — Les constructions ne se trouvent pas à proximité immédiate de la voie.

34. Nature du sol et du sous-sol, degrés d'humidité ou de siccité.

IV. Sud Autr. — Pour les poutres en bois, principalement des longrines, parfois aussi des plaques en fonte.
V. Austro-hongr. — La nature du terrain est très variable suivant les conditions topographiques. Le degré de siccité ou d'humidité est très variable également.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. b. — *a*) La nature du sous-sol est variable.
b) Le hêtre et le sapin en fondation, sous eau.
XVIII. M. S. et Al. — Très variable.
XXXVIII. L. & S.-W. — Gravier.
LXXXIII. R.-Our. — Les constructions en bois s'élèvent partout sans tenir compte de la nature du sol.
LXXXVII. St-Goth. — On choisit pour les constructions de préférence un sous-sol bien sec; si ce n'est pas possible, on emploie alors pour les constructions la pierre et le fer; le sous-sol est généralement caillouteux et rocheux.

35. Travaux d'assainissement (drainage, pierrées, etc.).

V. Austro-hongr. — Ces travaux consistent généralement en drainages divers, pierrées, etc.
VIII. Ét. hongr. — Sont exécutés en cas de besoin.
XXXVIII. L. & S.-W. — Sont exécutés en cas de besoin.
LXXXIII. R.-Our. — Le drainage et l'assainissement du sol se font pour différentes raisons, mais non pas pour la conservation du bois.
LXXXVII. St-Goth. — Remblai de gravier, pierrées, drainage.

36. Influence des pluies, des vents, de la gelée et des chaleurs sur le service des bois vierges et préservés.

V. Austro-hongr. — N'employant que des bois vierges, il nous est impossible d'établir une comparaison.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir *B*, question 53 (annexe VI).
IX. Ét. b. — Les bois vierges se gercent au vent et les gerçures augmentent quand les bois sont soumis à des alternatives de pluie et de sécheresse; la gelée accentue ce défaut.
XXXVIII. L. & S.-W. — Les variations du temps nuisent au bois préparé comme au bois vierge.
LXXXVII. St-Goth. — Les conditions météorologiques ne s'opposent pas à l'emploi du bois; le vent du Sud (*Föhn*), qui souffle périodiquement, produit un fort retrait du bois.

V. — Conclusions.

37. Détériorations constatées dans les bois de construction vierges ou préservés et cause de leur mise hors de service.

IV. Sud Autr. — Pourriture.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Pourriture, usure mécanique.
VIII. Ét. hongr. — On n'emploie pas de bois imprégnés; les bois vierges dans lesquels on constate des fentes notables ou un commencement de pourriture sont mis hors service; les bois de construction qui présentent des vermoulures sont aussi mis hors de service dans les bâtiments.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — Indépendamment de la pourriture qui ne se produit que très rarement dans le chêne sans aubier ou dans les essences préparées, nous ne connaissons d'autre cause de détérioration que l'usure mécanique.

XXXIII. Gr. East. — Pourriture. Le créosotage diminue la destruction pour un temps considérable.

XXXVIII. L. & S.-W. — Pourriture.

XXXIX. L. T. & S. — Pourriture, roulure.

XLVII. Lanc. & York. — Pourriture.

XLIX. North East. — Pourriture.

LV. N. Zeal. — Pourriture.

LXXXIII. R.-Our. — Pourriture.

38. Durée du service des bois de différentes essences vierges ou préservés dans les différentes constructions de la ligne.

IV. Sud Autr. — Chêne, en moyenne, dix-huit à vingt années; mélèze, douze à quinze années.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Les bois blancs vierges de quatre à six années; préparés, sept, neuf et plus. Chêne jusqu'à douze années.

VIII. Ét. hongr. — La durée des essences résineuses est, dans les ponts, de quatre à cinq ans; celle des bois de chêne et de mélèze de quinze à vingt ans; bois vierges. Dans les bâtiments, notamment dans les toitures, on n'a pas eu jusqu'ici de notables réfections à enregistrer; nous n'avons donc pas de données à ce sujet.

XVIII. M. S. et Al. — Il existe des constructions en bois peint depuis la création de ces lignes.

XXIII. Orl. — Ne concerne pas le matériel roulant.

XXIX. Ouest fr. — Longrines des viaducs métalliques, vingt-cinq ans; poteaux télégraphiques, trente ans.

XXXIII. Gr. East. — Le bois non préparé dans les parties supérieures des ponts, viaducs, etc., seize à vingt-quatre ans. Le bois préparé, environ quarante ans.

XXXVIII. L. & S.-W. — Le bois non préparé, huit ans; préparé, douze ans.

XLIX. North. East. — Le bois non préparé, dix ans; préparé, quarante ans.

LV. N. Zeal. — Le bois blanc, non préparé, dure de dix à vingt ans.

LVI. N. S. Wales. — Bâtiments, cent ans; ponts, vingt-cinq ans.

LXXXIII. R.-Our. — Durée moyenne, huit à dix ans.

39. Mesures avantageuses pour augmenter la résistance des bois à l'usure mécanique.

XVIII. M.S. et Al. — Aucune.

XXIX. Ouest fr. — Pour les longrines on emploie des semelles en feutre goudronné. Ces semelles sont placées directement sous les patins des rails et entre les longrines et les poutres.

LXXXIII. R.-Our. — Pour préserver le bois de la pourriture on le prépare au chlorure de zinc. Parfois il est goudronné et peint.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

40. Procédés les plus avantageux pour préserver les bois contre la pourriture ou les insectes.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Peinture au carbolineum ou injection au chlorure de zinc.
VIII. Ét. hongr. — On n'emploie aucun procédé.
XIV. Cart.-Magd. — Créosotage.
XXIX. Ouest fr. — Certaines pièces en chêne contenant une forte proportion d'aubier sont créosotées; les poteaux télégraphiques en pin ou en sapin sont préparés au sulfate de cuivre.
XXXIII. Gr. East. — Créosotage ou procédé Burnett contre la pourriture; créosotage contre les insectes.
XXXVIII. L. & S.-W. — Créosotage.
XXXIX. L. T. & S. — Séchage et ventilation.
XLV. M. S. & L. — Créosotage.
XLVII. Lanc. & York. — Peinture et injection.
LXXXIII. R.-Our. — Peinture et injection.

41. Procédés les plus avantageux pour préserver les bois du feu.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Verre fluide à titre d'essai ; l'essai a réussi.
VIII. Ét. hongr. — Aucun procédé général n'est appliqué, il n'a été fait que des essais partiels.
XXIII. Orl. — Peinture silicatée, dont on a donné plus haut la composition.
XXXIII. Gr. East. — On n'emploie que le procédé Burnett.
XXXVIII. L. & S.-W. — On emploie des peintures asbestées.
LXXXIII. R.-Our. — Voir les réponses aux questions 11 et 12.

42. Prix de revient des bois de construction de différentes essences et diverses catégories par mètre ou pied cubique ou par pièce de dimensions données.

IV. Sud Autr. — Chêne, 32 florins (68.80 francs); mélèze, 25 florins (53.75 francs); pin, 23 florins (49 45 francs); sapin, 20 florins (43 francs); pitchpin, 32 à 35 flor. (68.80 à 75.25 francs) par mètre cube.

V. Austro-hongr.

A. — *Bois de chêne.*

Bois ronds de 0m50 à 1m30 de diam., de 6 à 10 mètres de longueur . . .	11 à 13 flor. (23.65 à 27.95 fr.).
— au-dessus de 1m30 de diam., de 6 à 10 mètres de longueur . .	16 à 18 flor. (34.40 à 38.70 fr.
Bois équarris de 80 × 100 à 190 × 210 mill. de diam., de 4 à 9 mèt. de long.	32 à 40 flor. (68.80 à 8 .00 fr.).
— 190 × 210 à 260 × 310 — — 4 à 9 — .	35 à 43 flor. (75.25 à 92.45 fr.).
— 260 × 310 à 320 × 380 — — 4 à 9 — .	39 à 46 flor. (83.85 à 98.90 fr.).

B. — *Bois de sapin et pin*

Bois ronds de 80 à 130 mill. de diamètre de toute longueur	6.50 flor. (13.98 fr.).
— de 130 à 300 — — jusqu'à 5 mètres de longueur . .	7.00 flor. (15.05 fr).
— au-dessus de 300 mill. — — 5 — — . . .	7.15 flor. (15.37 fr.).
— de 130 à 300 mill. — de 5 à 12 — —	7.15 flor. (15.37 fr.).
— au-dessus de 300 mill. — — 5 à 12 — — . . .	7.95 flor. (17.09 fr).

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Bois équarris de	80 × 100 à 190 × 210 mill.	de côté jusqu'à 6 mètres de long.	11.90 flor. (25.59 fr.).
—	de 80 × 100 à 190 × 210	— de 6 à 9 mètres	12.40 flor. (26.66 fr.).
—	de 80 × 100 à 190 × 210	— de 9 à 12 mètres	12.80 flor. (27.52 fr.).
—	de 190 × 210 à 260 × 310	— jusqu'à 6 mètres	15.95 flor. (34.29 fr.).
—	de 190 × 210 à 260 × 310	— de 6 à 9 mètres	16.85 flor. (36.23 fr.).
—	de 190 × 210 à 260 × 310	— de 9 à 12 mètres	17.40 flor. (37.41 fr.).
—	de 260 × 310 à 320 × 380	— jusqu'à 6 mètres	19.00 flor. (40.85 fr.).
—	de 260 × 310 à 320 × 380	— de 6 à 9 mètres	20.80 flor. (44.72 fr.).
—	de 260 × 310 à 320 × 380	— de 9 à 12 mètres	23.30 flor. (50.10 fr.).

C. — *Bois de mélèze.*

Bois ronds de 50 à 130 mill.	de diamètre de toute longueur	18.15 flor. (39.02 fr.).
— de 280 mill.	de diamètre et au-dessus jusqu'à 10 mètres.	20.35 flor. (43.82 fr.).
— de 280	— — — de 10 à 15 mètres.	25.50 flor (54.83 fr.).
Bois équarris de	80 × 100 à 190 × 210 mill. jusqu'à 6 mètres de longueur	27.95 flor. (60.09 fr.).
— de	80 × 100 à 190 × 210 mill. au-dessus de 6 à 12 mètres de long.	28.40 flor. (61.06 fr.).
— au-dessus de	190 × 210 à 260 × 310 mill. jusqu'à 6 mètres de long	29.40 flor. (63.21 fr.).
— — de	190 × 210 à 260 × 310 mill. au-dess. de 6 à 9 m. de long.	30.60 flor. (65.79 fr.).
— — de	190 × 210 à 260 × 310 — — de 9 à 12 m. —	30.80 flor. (66.22 fr.).
— — de	260 × 310 à 320 × 380 — jusqu'à 6 mètres de long.	30.40 flor. (66.22 fr.).
— — de	260 × 310 à 320 × 380 — au-dess. de 6 à 9 m. de long.	31.85 flor. (68.48 fr.).
— — de	260 × 310 à 320 × 380 — — de 9 à 12 m. —	32.35 flor. (69.55 fr.).

VI. K. Ferd.-Nordb. — Bois vierge, par mètre cube :

Chêne (selon les dimensions)	34 à 54 flor. (73.10 à 116.10 fr.).
Pin ou sapin	11 à 21 flor. (23.65 à 45.15 fr.).
Pin sauvage (pinastre)	18 à 28 flor. (38.70 à 60.20 fr.).
Mélèze (selon les dimensions)	20 à 60 flor. (43 à 129 fr.).

VIII. Ét. hongr. — Bois de chêne en grume, rond, de 30 à 60 centimètres de diamètre, 18 florins (38 70 francs) ; pin et sapin, 6 florins (12.90 francs) ; mélèze, 25 à 50 fl. (53.75 à 107.50 francs) ; hêtre, 6 florins (12.90 francs). — Débité pour bois de construction : chêne de 30 à 50 florins (64.50 à 107.50 francs) ; pin et sapin, 11 à 15 florins (23.65 à 32.25 francs) ; mélèze, 30 à 60 florins (64.50 à 129 fr.). Comme plateaux et planches : chêne, de 40 à 50 florins (86 à 107.50 francs) ; pin et sapin, 13 à 19 florins (27.95 à 40.85 francs) ; mélèze, 30 flor. (64.50 fr.).

XVIII. M. S. et Al. — 70 à 80 pesetas (70 à 80 francs) par mètre cube.

XXII. P.-L.-M. — Les bois qu'on achète directement coûtent par mètre cube : 82.50 francs pour le chêne ; 50 francs pour le sapin.

XXIII. Orl. — Chêne, 57 francs le stère ; sapin, 1.17 franc le mètre linéaire ; teck, 250 fr. le stère ; pitchpin, 62 francs le stère ; orme, 55 francs le stère ; grisard, 42 francs le stère.

XXIV. Est fr.

Chêne en plateaux, pièces avivées et planches. . . . . fr.	112.02
— en grumes	112.63
Frêne, en plateaux	131.66
Peuplier, en plateaux	52.53
Sapin de Lorraine, en pièces	60.00
— du Nord, en madriers	64.65
Charme, en plateaux	67.00
Orme franc, en plateaux	107.40
Orme tortillard, en grume	78.00

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Orme tortillard en plateaux	fr.	98.00
Pitchpin, en poutres		72.35
Hêtre, en plateaux		53.00
Noyer, en plateaux		168.50
Tilleul, en plateaux		107.00

XXV. NORD FR. — Le prix de revient des chênes débités, provenant de nos scieries, est d'environ 124.50 francs le mètre cube.

Le prix des chênes débités et injectés, de même provenance (traverses de raccords d'appareils de voies), est de 81.50 francs le mètre cube, (traverses exceptionnelles dites « avec aubier »).

Le sapin rouge de la Baltique, que livre notre service d'approvisionnement coûte 102 francs le mètre cube (les poutres sciées à toutes dimensions) et 82 francs le mètre cube (les madriers et bois d'échantillons, dits « du commerce »). Les prix ci-dessus sont à majorer des frais de transport et manutation aux lieux d'emploi. Quant aux autres bois des constructions neuves exécutées à l'entreprise, les prix sont extrêmement variables selon les régions où s'exécutent les travaux, les dimensions d'après la nature de ces derniers, etc.

XXIX. OUEST FR. — Chêne en grume, 70 à 75 francs le mètre cube.

Chêne débité : châssis des appareils, 80 à 100 francs ; grosses charpentes, 100 à 150 francs.

XLV. M. S. & L. — De 1 à 2 1/2 shillings par pied cube (44.17 à 110.42 fr. par mètre cube).

LV. N. ZEAL. — De 1/3 à 2/6 shillings par pied cube (57.42 à 114.84 francs par mètre cube).

LVI. N. S. WALES. — Bâtiments, environ 3*s*. 9*d*. (165.64 francs par mètre cube) ; ponts, etc., 3*s*. par pied cube (132.51 francs par mètre cube).

LXXXIII. R.-OUR. — *Voir* la liste des prix ci-jointe.

LXXXV. VLAD. — Par pied cube (par mètre cube) :

Chêne	80 cop. à 1 rouble 20 cop. (76.33 à 114.49 francs).
Pin	40 cop. à 1 rouble 60 cop. (38.16 à 57.24 francs).
Sapin	35 cop. à 1 rouble 45 cop. (33.39 à 42.93 francs).

LXXXVII. St-GOTH. — Les bois de construction pris au lieu d'empilage reviennent aux prix suivants :

Bois de sapin, ronds et de faibles dimensions, pour entretoises, poutraisons légères, pilotis, etc.	fr.	25 à 32	par mètre cube.
Le même, de fortes dimensions, pour grosses poutraisons.		30 à 37	—
Bois de construction, coupé, de dimensions ordinaires		45 à 50	—
Bois de chêne, équarri		90 à 110	—

Bois débités :

Planches de 6 centimètres d'épaisseur	fr.	3.00 à 3.75 par mètre carré.
— de 4 1/2 à 3 centimètres d'épaisseur		2.90 à 1.80 —
Madriers de 8 × 24 centimètres d'épaisseur		1.20 par mètre carré.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

43. Prix de revient de la préservation par mètre ou pied cubique ou pièce des bois préservés.

IV. Sud Autr. — 4.30 florins (9.25 francs) par mètre cube.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Les bois blancs, de 4.27 à 4.50 florins (9.18 à 9.68 francs) par mètre cube; chêne, 3.60 florins (7.74 francs) par mètre cube.

VIII. Ét. hongr. — Ainsi qu'on l'a fait remarquer à la question 37, les bois de construction ne sont pas imprégnés.

XXII. P.-L.-M. — Il faut compter pour le créosotage, par mètre cube, 6 francs pour le chêne; 20 francs pour le sapin.

XXV. Nord fr. — Pour le chêne créosoté, 6.75 francs environ le mètre cube.

Pour le sapin créosoté, 13 francs environ le mètre cube.

Pour les poteaux télégraphiques nous n'avons pas d'indications précises, ces poteaux étant achetés tout préparés aux prix suivants :

Poteaux de	6 mètres	9.00	francs la pièce.
—	de 8 mètres	11.50	—
—	de 10 —	18 50	—
—	de 12 —	25.00	—
—	de 15 —	40.00	—
—	de 17 —	53.00	—
—	de 20 —	75.00	—

XXIX. Ouest fr. — Pour le chêne : prix de créosotage variable avec la proportion d'aubier à préparer.

Pour les poteaux télégraphiques, prix du sulfage : environ 10 francs le mètre cube.

XXXIII. Gr. East. — En moyenne, créosotage, 15 shillings (18.75 francs) par mètre cube, procédé « Burnett », 3 shillings 4 pence (4.17 francs).

XXXVIII L. & S. W. — Environ 3 shillings par pied cube (132.51 francs par mètre cube).

XLV. M. S. & L. — 10 à 12 shillings par 50 pieds cubes (8.83 à 10.60 fr. par mètre cube).

LXXXIII. R.-Our. — Prix moyen de revient de la préservation par pied cube 6,127 copecks (5.846 francs par mètre cube).

LXXXVII. St-Goth. — On compte pour l'imprégnation : au chlorure de zinc, 10 francs par mètre cube; à la créosote de zinc, 18 francs par mètre cube.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE VI.

Réponses des administrations de chemins de fer au questionnaire détaillé relatif à la question VIII.

B. — TRAVERSES DE CHEMINS DE FER.

I. — Débit et transport des traverses.

1. Essences et catégories des bois employés pour traverses.

I. S.-E. PR. — Pin de la Baltique pour les traverses à l'état préparé et pin de la Prusse orientale pour traverses à l'état vierge.
II. CENT. ARG. — On emploie presque exclusivement des traverses en fer.
III. ÉT. AUTR. — Chêne, mélèze, pin et hêtre.
IV. SUD AUTR. — Chêne, mélèze et hêtre.
V. AUSTRO-HONGR. — Chêne et pin.
VI. K. FERD.-NORDB — Hêtre, pin et chêne.
VII. NORD-WESTB. — Pin, sapin et chêne.
VIII. ÉT. HONGR. — Pour la confection des traverses de chemins de fer de premier, deuxième et troisième ordre, nous employons le chêne et le hêtre.
IX. ÉT. B. — Chêne.
X. VICIN. B. — En règle générale, bois de chêne à titre d'expérience depuis 1896, des traverses en hêtre (4,500 pièces) et en teck de Java (appelé Djatti) (9,000 pièces).
XI. GR. CENTR. B. — Chêne.
XII. L.-MAESTR. — Chêne
XIII. MAES. — Sapin du Nord.
XIV. CART.-MAGD. — Pin de toute espèce.
XV. ÉT. DAN.: J. ET F. — Sapin.
XVI. — SEEL. — Sapin, hêtre et chêne.
XVII. LOLL.-FAL. — Sapin.
XVIII. M. S. ET AL. — Sapin et chêne (rare).
XIX. MED. DEL C. A Z. — Chêne.
XX. SOUTH. PAC. — Pin.
XXI. ÉT. FR — Pin et chêne.
XXII P.-L.-M. — Chêne, hêtre, accidentellement pin et sapin.
XXIII. ORL — Chêne, hêtre, pin.
XXIV. EST FR. — Chêne et hêtre.
XXV. NORD FR. — Chêne, 31 p. c.; hêtre, 69 p c
XXVI. MIDI FR. — Chêne et pin.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVII. Mérid. — Chêne.
XXVIII. S. G. éc. fr. — Chêne, hêtre, pin maritime.
XXIX. Ouest fr. — Chêne avec ou sans aubier, hêtre, pin des Landes, sapin de la Baltique.
XXX. B. & N. — Pin rouge de la Baltique.
XXXI. Furn. — Pin rouge de la Baltique.
XXXII. H. & B. — Pin rouge.
XXXIII. Gr. East. — Bois rouge de la Baltique.
XXXIV. Gr. North. — Pin rouge de la Baltique.
XXXVI. Gr. S. & W. — Bois rouge de la Baltique.
XXXVII. L. & N.-W. — Pin rouge (*Pinus sylvestris*).
XXXVIII. L. & S.-W. — Pin de Dantzig.
XXXIX. L. T. & S. — Pin rouge de la Baltique (*Pinus sylvestris*).
XL. Midl. — Pin de Memel.
XLI. N. Br. — Bois rouge de la Baltique.
XLII. N. L. — Pin rouge de la Baltique.
XLIII. S. E. — Bois rouge de la Baltique.
XLIV. T. V. — Pin, bois rouge (de Memel).
XLV. M. S. & L. — Pin rouge.
XLVI. Isle of M. — Pin rouge de la Baltique (*Pinus sylvestris*).
XLVII. Lanc. & York. — Pin rouge de la Baltique.
XLVIII. Metr. Dist. — Bois de la Baltique.
XLIX. North East. — Bois rouge de la Baltique.
L. Rhym. — Bois rouge de la Baltique.
LI. Gr. N. Ir. — Bois de la Baltique.
LII. East. Ind. — « *Sal* » et « *Deodar* ».
LIII. Nat. Gov. — Pin rouge de la Baltique ; Karri ou jarrah d'Australie.
LIV. Cape Gov. — « Bois jaune » du pays (*Podocarpus latifolius* et *Podocarpus elongatus*), et « Jarrah » ou « Karri » d'Australie (*Eucalyptus marginata* et *Eucalyptus diversicolor*).
LV. N. Zeal. — *Podocarpus spicata, P. Hallii, P. Totava, Agathis australis, Fagus fusea, Dacrydium westlandicum, Olea cunninghamii, Vitex littoralis, Eucalyptus crebia, Eucalyptus paniculata.*
LVI. N. S. Wales. — Bois de fer.
LVII. Med. it. — Chêne rouvre.
LVIII. Sicil. — Chêne rouvre (*Quercus robur*).
LIX. Tram. piém. — Chêne (*Quercus robur*).
LX. As. tram. it. — Chêne fort (*Quercus robur*), à l'exclusion du *Quercus cerrus*.
LXI. Pr. Hen. — Chêne et hêtre du pays.
LXII. Ét. néerl. — Sapin, chêne et hêtre.
LXIII. Holl. — Chêne et teck pour les lignes à grand trafic ; sapin rouge pour les lignes à moindre trafic ; dans les courbes, toujours des traverses en chêne.
LXIV. Port. — Pin maritime, chêne.
LXV. Ét. roum. — Chêne (*Quercus pedunculata* et *Quercus sessiliflora*).
LXVI. Ét. r. : Balt. — Pin.
LXVII. Ét r : Bask. — Pin.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Pin, chêne sur la section de Donetz.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r.: Kh.-N. — Pin et chêne.
LXX. Ét. r.: K.-Kh.-Az. — Chêne, pin.
LXXI. Ét. r.: M. K. et N. N. — Pin; une partie insignifiante des traverses en chêne.
LXXII. Ét. r.: Nic. — Pin; des essais avec des traverses en sapin ont été faits; injectés au chlorure de zinc, elles ont bien servi pendant trois ans et continuent à servir encore.
LXXIII. Ét. r.: Our. — Pin pour la ligne de Tumène et sapin pour celle de l'Oural.
LXXIV. Ét. r.: St-P.-V. — Pin.
LXXV. Ét. r : Pol. — Pin.
LXXVI. Ét. r.: R.-Dv. — Pin (*Pinus sylvestris*).
LXXVII. Ét. r.: S.-Zl. — Pin, sapin, mélèze et chêne.
LXXVIII. Ét. r.: S.-Ouest. — Chêne, pin.
LXXIX. Ét. r.: Transc. — Chêne, pin et sapin.
LXXX. Ét. r.: M.-Br. — Pin de qualité moyenne par rapport à la densité du tissu et à la quantité de résine.
LXXXI. Ét. r.: Or.-V. — Pin.
LXXXII. M.-J.-Ar. — Pin et sapin.
LXXXIII. R.-Our. — Les traverses sont le plus souvent en pin, très rarement en chêne.
LXXXIV. V.-V. — Chêne, une quantité restreinte en bois de sapin pour les voies de peu d'importance.
LXXXV. Vlad. — Chêne.
LXXXVI. Ét. fin. — Pin (*Pinus sylvestris;* en suédois, *Fura* ou *Tall*).
LXXXVII. St-Goth. — Chêne (*Quercus robur*); les traverses en bois sont remplacées petit à petit par des traverses métalliques et ne sont employées que pour les réfections partielles des voies sur traverses en bois, exceptionnellement aussi dans les longs tunnels.

2. Provenance des bois.

I. S.-E. pr. — Russie et Allemagne.
II. Cent. Arg. — Bois du pays.
III. Ét. Autr. — Bois du pays.
IV. Sud Autr. — Bois du pays (le long de la ligne).
V. Austro-hongr. — Voir A, question 2 (annexe V).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Galicie, Hongrie, Russie.
VII. Nord-Westb. — Bois du pays.
VIII. Ét. hongr. — Toutes nos traverses sont tirées des forêts du pays
IX. Ét. b. — Un tiers indigène, deux tiers de la Russie, de l'Allemagne, de l'Amérique.
X. Vicin. b. — Nord et Russie, Ardennes belges et Ardennes françaises pour le chêne; Belgique pour le hêtre et Indes néerlandaises (Java) pour le Djatti.
XI. Gr. Centr. b. — Belgique et France.
XII. L.-Maestr. — Belgique aucun bois exotique n'est admis).
XIII. Maes. — Belgique
XIV. Cart.-Magd. — Bois du pays.
XV. Ét. dan : J. et F. — Prusse (Poméranie).
XVI. Ét. dan. : Seel. — Sapin de Russie (Pologne); hêtre du Danemark et chêne du Danemark et de Suède.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVII. Loll.-Fal. — Prusse (Poméranie).
XVIII. M. S. et. Al. — Du pays.
XIX. Med. del C. a Z. — Bois du pays.
XX. South. Pac. — Bois du pays.
XXI. Ét. fr. — Bois du pays (France) : pin des Landes et du département de la Gironde; chêne des départements suivants : Dordogne, Deux-Sèvres, Charente-Inférieure, Charente, Gironde, Lot-et-Garonne, Landes et Gers.
XXII. P.-L. M. — France et exceptionnellement chêne d'Italie et sapin de la Baltique.
XXIII. Orl. — Bois de France (chêne : Bretagne, Auvergne, Limousin; hêtre : Auvergne; pin · Landes).
XXIV. Est fr. — Hêtre de France (région de l'Est); chêne de France (région de l'Est); chêne de Pologne.
XXV. Nord fr. — France (bois indigène).
XXVI. Midi fr. — Chêne : Landes, Gers, Hautes et Basses-Pyrénées, Haute-Garonne; pin : Gironde et Landes.
XXVII. Mérid. — Apennins.
XXVIII. S. G. éc. fr. — Chêne de France; hêtre des Pyrénées, Cevennes, Carrège, Bourgogne, Vosges et Jura; pin des Landes, de la Gironde et du Lot-et-Garonne.
XXIX. Ouest fr. — France, Russie.
XXX. B & N. — Russie (Riga).
XXXI. Furn. — Russie (province de la Baltique).
XXXII. H. & B. — Russie (Riga).
XXXIII. Gr East. — Russie.
XXXIV. Gr. North. — Russie (provinces de la Pologne russe).
XXXVI. Gr. S. & W — Russie.
XXXVII. L. & N. W. — Russie (provinces de la Pologne russe).
XXXVIII. L. & S W. — Russie.
XXXIX. L T. & S. — Russie (Pologne russe et province de la Baltique).
XL. Midl. — Russie (*viâ* Memel).
XLI. N. Br. — Russie (provinces de la Baltique).
XLII. N. L. — Russie (provinces de la Baltique).
XLIII. S. E. — Russie (provinces de la Baltique).
XLIV. T. V. — Russie (provinces de la Baltique).
XLV. M. S. & L. — Russie.
XLVI. Isle of M. — Russie.
XLVIII. Metr. Dist. — Russie.
XLIX. North-East. — Russie.
L. Rhym. — Voir question 1
LI. Gr. N Ir. — Voir question 1.
LII. East Ind. — Forêts de l'Inde centrale et de l'Himalaya
LIII. Nat. Gov. — Voir question 1.
LIV. Cape Gov. — Voir question 1.
LV. N. Zeal. — Bois du pays.
LVI. N. S. Wales. — Bois du pays.
LVII. Med it. — Italie (Apennins et leurs contreforts).
LVIII. Sicil. — Sicile et Calabre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LIX. Tram. piém. — Italie (provinces de Coni et de Turin).
LX. As. tram. it. — Alpes et Apennins.
LXI. Pr. Hen. — Grand-duché de Luxembourg et les environs.
LXII. Ét. néerl. — Sapin de Russie (Riga), chêne et hêtre de la Hollande.
LXIII. Holl. — Bois de teck de l'île de Java; le chêne et le sapin rouge du nord de la Russie.
LXIV. Port. — Pin du pays; une faible partie des Landes; chêne du pays et de Bayonne.
LXV. Ét. roum. — Les forêts les plus élevées des montagnes de la Roumanie.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Gouvernements d'Estland et de Liefland.
LXVII. Ét. r. : Bask. — Gouvernements de Viatka et de Kazane.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Pin des forêts du Dniéper et de ses affluents, gouvernements de Minsk et de Moguilév; chêne des forêts locales du bassin du Donetz.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pin du Haut-Dniéper et ses affluents du Nord; chêne local par excellence.
LXX. Ét. r. : K -Kh.-Az. - Poléssié
LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. - Gouvernements de Smolensk, d'Orel, de Kalouga, de Nijni-Novgorod; les bois des deux premiers gouvernements sont moins durables, car ils poussent sur un terrain humide et marécageux.
LXXII. Ét. r : Nic. — Une partie des traverses vient de Riga, une autre de la Finlande; en 1893, on a reçu 30,000 billes des provinces où avait lieu la disette (sud-est de la Russie).
LXXIII. Ét r. : Our. — Sapin des versants de la chaîne de l'Oural; pin de la plaine de Sibérie.
LXXV. Ét. r : Pol. — La plupart des traverses viennent des contrées basses et marécageuses du Polessié.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Pin provenant des terrains secs et sablonneux, contient plus de résine, moins d'eau, a le teint plus rougeâtre; en général, il est préférable à celui des endroits bas et marécageux.
LXXVII. Ét r. : S.-Zl. — Bois de pin et de sapin des forêts du bassin de la rivière Bélaïa; bois de mélèze du bassin de l'Oural; bois de pin, pour la ligne d'Orenbourg, des environs de la station Spaskaïa du chemin de fer Syzrane-Viazma.
LXXVIII. Ét. r. : S. Ouest. — Bois de pin et de chêne; forêts des sections de Brest-Kazatine, de Kiev-Birzoulà, Oumane et embranchements de Novocélitsy.
LXXIX. Ét r. : Transc. — Chêne des montagnes du district de Gori (gouvernement de Tiflis) et des plaines du gouvernement de Koutais; pin du district de Gori; sapin des forêts de la Vétlouga, flotté sur le Volga.
LXXX. Ét. r. : M -Br. — Forêts des gouvernements de Moguilév, Minsk et Grodno.
LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Des forêts voisines de la ligne.
LXXXII. M -J.-Ar — Forêts voisines de la ligne.
LXXXIII. R.-Our. — Bois du pays
LXXXIV. V.-V. — Chêne des gouvernements du sud-ouest de la Russie, principalement celui de Volynie.
LXXXV. Vlad — Versant nord du Caucase.
LXXXVI. Ét. fin — Finlande.
LXXXVII. St-Goth. — En majeure partie de l'Italie centrale (Toscane et provinces limitrophes); en quantités moindres, jusqu'à 4,000 traverses par an, des cantons du Tessin et des Grisons.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

3° Époque (date) d'abatage préférable.

I. S.-E. PR. — 1er novembre au 1er mars.
III. ÉT. AUTR. — L'automne ou l'hiver.
IV. SUD. AUTR. — Mi-octobre à mi-mars (hors sève).
V. AUSTRO-HONGR. — Comme pour les bois de construction (voir *A*, question 3, annexe V).
VI. K FERD.-NORDB. — Hiver (novembre à fin février).
VII. NORD-WESTB — Automne et hiver
VIII. ÉT HONGR. — Pour le chêne l'époque d'abatage prescrite est l'hiver exclusivement, par contre, le hêtre peut être abattu en toute saison.
IX. ÉT. B — Hors sève, fin octobre à fin février.
XI. GR CENTR B — Hors sève, fin octobre à fin février.
XII. L -MAESTR. — Hors sève, fin octobre à fin février.
XIII. MAES. — Hors sève, fin octobre à fin février
XV. ÉT DAN. : J ET F. — L'hiver.
XVI. ÉT. DAN : SEEL — Novembre à février.
XVII. LOLL -FAL. — L'hiver.
XVIII. M. S. ET AL. Octobre-mars.
XIX. MED DEL C. A Z. — L'hiver qui précède l'emploi; les traverses sont posées dans la voie sans aucune préparation.
XXI. ÉT. FR — Fin octobre à fin mars.
XXII. P -L -M. — Hêtre, du 15 octobre au 15 avril; chêne, du 15 octobre au 1er juillet.
XXIII. ORL. — 15 octobre au 31 mars.
XXIV. EST FR. — 1er novembre au 1er mars.
XXV. NORD. FR. Hêtre, novembre à fin mars : chêne, 15 octobre au 1er mars.
XXVI. MIDI FR. — 15 octobre au 31 mars (hors sève).
XXVII. MÉRID. — L'automne et l'hiver.
XXVIII. S. G. ÉC. FR. — 1er octobre au 1er avril.
XXIX. OUEST FR. — 15 octobre au 31 mars.
XXXIII. GR. EAST. — L'automne et l'hiver.
XXXIV. GR. NORTH. — L'hiver (hors sève).
XXXVI. GR. S. & W. — L'hiver.
XXXVII. L. & N.-W. — L'hiver.
XXXVIII. L. & S.-W. — Le printemps, avant la sève.
XXXIX. L. T. & S. — Mois d'hiver, tant que le sol est couvert de neige (novembre-mars).
XLII. N. L. — L'hiver.
XLIV. T. V. — L'hiver.
XLV. M. S. & L. — L'hiver (hors sève).
XLVI. ISLE OF M. — De novembre à mi-mars.
XLVII. LANC. & YORK. — Automne et hiver.
XLIX. NORTH EAST. — L'hiver.
LV. N. ZEAL. — Les mois de mai, juin, juillet et août.
LVI. N. S. WALES. — L'hiver (hors sève).
LVII. MED. IT. — Du 1er octobre à la fin de février.
LVIII. SICIL. — Octobre à février.
LIX. TRAM. PIÉM. — Du 15 octobre au 1er mars.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LX. As. tram. it. — De décembre à février.
LXI. Pr. Hen. — Du 15 octobre au 15 mars.
LXII. Ét. néerl. — L'automne et l'hiver.
LXIII. Holl. — L'hiver.
LXIV. Port. — Pour le chêne, de novembre à mars; pour le pin, de septembre à février.
LXV. Ét. roum. — De novembre à mars.
LXVI. Ét. r. : Balt. - Octobre-février.
LXVII. Ét. r. : Bask. — L'hiver.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — L'hiver.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — L'hiver.
LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Bois de chêne, printemps et automne; bois de pin, hiver.
LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Octobre à mi-mars; mais l'époque préférable est du 15 décembre au 15 janvier.
LXXII. Ét. r. : Nic. — L'hiver.
LXXIII. Ét. r. : Our. — En hiver; pas plus tard que le 15 mars.
LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — L'hiver.
LXXV. Ét. r. : Pol. — L'hiver.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — L'hiver; mois de novembre, décembre, janvier et février
LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — L'hiver.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — L'hiver; du 1er octobre au 1er mars.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — L'hiver; du mois de novembre au mois de mars.
LXXX. Ét. r. : M.-Br. — L'hiver; du mois de novembre au mois de mars.
LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Octobre, novembre, décembre.
LXXXII. M.-J.-Ar. — L'hiver.
LXXXIII. R.-Our. — L'hiver.
LXXXIV. V.-V. — L'hiver; du mois de décembre au mois de mars.
LXXXV. Vlad. — L'hiver.
LXXXVI. Ét. finl. — Décembre à fin février.
LXXXVII. St-Goth. — Du 1er octobre à fin février.

4. Age des bois abattus.

IV. Sud Autr. — Age moyen.
V. Austro-hongr. — Voir A, question 4 (annexe V).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Dépend du profil des traverses.
VIII. Ét. hongr. — Chêne de 100 à 250 ans. Hêtre de 80 à 200 ans.
IX. Ét. b. — De 80 à 90 ans.
XI. Gr. Centr. b. — De 80 à 90 ans.
XII. L. Maestr. — De 75 à 80 ans.
XVIII. M. S. et Al. — Variable.
XXI. Ét. fr. — De 45 à 80 ans.
XXIII. Orl. — Entre 80 et 150 ans.
XXIV. Est fr. — De 50 ans au moins.
XXVI. Midi fr. — Chêne, environ 100 ans; pin maritime, à partir de 50 ans. Passé 100 ans, ces bois ont une tendance à s'altérer sur pied.
XXVII. Mérid. — Pas d'âge prescrit; les arbres doivent donner des équarries de dimensions voulues et sans défauts.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVIII. S. G. éc. fr. — Chêne et hêtre, séculaires ; pin, depuis 60 ans.
XXIX. Ouest fr. — Chêne, au moins 70 ans; hêtre, au moins 60 ans; pin ou sapin, au moins 60 ans.
XXXIV. Gr. North. — Environ 30 ans.
XXXVII. L. & N.-W. — Environ 40 ans.
XXXIX. L. T. & S. — De 50 à 100 ans; âge moyen, environ 60 ans.
XLIV. T. V. — De 30 à 40 ans.
XLVI. Isle of M. — De 50 à 90 ou 100 ans; en moyenne 60 ans.
LIV. Cape Gov. — De 150 à 500 ans.
LVII. Med. it. — De 80 à 150 ans.
LVIII. Sicil. — Variable.
LIX. Tram. piém. — 30 ans au moins.
LX. As. tram. it. — Aucun âge déterminé; on se règle sur le diamètre minimum du tronc de l'arbre, généralement fixé à 25 centimètres.
LXI. Pr. Hen. — L'âge n'est pas déterminé; les dimensions des troncs règlent le choix.
LXII. Ét. néerl. — Inconnu.
LXIV. Port. — En moyenne, 30 ans pour le pin et 90 ans pour le chêne.
LXV. Ét. roum. — L'âge n'est pas déterminé.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Les bois doivent satisfaire à certaines conditions de dimensions.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — De 30 à 70 ans.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — De 50 à 100 ans.
LXX. Ét. r. : K. Kh. Áz. — L'âge des bois n'est pas indiqué dans les cahiers des charges.
LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — De 40 ans en moyenne.
LXXII. Ét. r. : Nic. — De 70 à 90 ans; les traverses en bois de 35 ans posées en 1891, à titre d'essai, servent aussi bien que celles de 70 ans.
LXXIII. Ét. r. : Our. — Sapin, de 70 à 135 ans; pin, 60 ans.
LXXV. Ét. r. : Pol. — 50 ans environ.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses gagnent en qualité avec l'âge des bois dont elles sont débitées.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Pas de données; l'âge n'est pas stipulé dans les cahiers des charges, vu la difficulté du contrôle.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Variable; l'âge n'est pas déterminé par les conditions techniques. Les traverses doivent être débitées des troncs n'ayant pas moins de 7 verchoks (0m315) de diamètre.
LXXX. Ét. r. : M.-Br. — De 30 à 40 ans.
LXXXI. Ét r. : Or -V. — De 30 à 70 ans.
LXXXII. M.-J.-Ar. — Environ 65 à 70 ans.
LXXXIII. R.-Our. — De 80 à 100 ans.
LXXXV. Vlad. — L'âge n'est pas déterminé, pourvu que les bois soient sains.
LXXXVI. Ét. fin. — Varie selon le sol et la latitude; de 40 à 120 ans et même davantage.

5. Temps maximum entre la coupe des bois et leur débit en traverses.

I. S.-E. pr. — Dix-huit mois.
IV. Sud Autr. — Le bois abattu est immédiatement débité en traverses ; il n'y a point d'intervalle maximum fixé

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 5 annexe V).
VII. Nord-Westb. — Maximum un an.
VIII. Ét. hongr. — Pour le chêne, le temps maximum est de deux ans ; quant au hêtre, le débit en traverses doit être entrepris immédiatement après l'abatage.
IX. Ét. b. — Il convient de débiter les arbres le plus tôt possible après la coupe et, en tout cas, de ne jamais laisser écouler un an, afin d'empêcher l'échauffement.
XII. L. Maestr. — Sont fournis dans l'année de la mise en adjudication, en une période de deux à trois mois.
XIV. Cart.-Magd. — Un an.
XV. Ét. dan. : J. et F — Deux ans.
XVI. Ét. dan : Seel. — Un an.
XVII. Loll -Fal. — Trois ans.
XVIII. M. S et Al. — Un an.
XXI. Ét. fr. — Pour le pin, deux mois.
XXII. P.-L.-M. — Chêne, deux ans ; hêtre, un an.
XXIII. Orl. — Maximum, sept mois.
XXIV. Est fr. — Environ six mois pour le hêtre et un an pour le chêne
XXV. Nord fr. — Hêtre : les débits s'effectuent au fur et à mesure de l'abatage et sont terminés à la fin d'avril ; chêne : les bois doivent avoir au moins deux ans de coupe au moment du débit.
XXVI. Midi fr — Le moins possible ; la Compagnie ne tolère pas plus de trois ans.
XXVII. Mérid. — Ce temps est de quatre à cinq ans.
XXVIII. S. G. éc. fr — Varie d'un à six mois pour le hêtre et pour le chêne. Le pin est généralement débité à mesure de l'abatage.
XXIX. Ouest fr. — Hêtre, neuf mois ; chêne, deux, trois ans et plus.
XXXIII. Gr. East. — Deux ans.
XXXIV. Gr. North. — Environ six mois.
XXXVII. L. & N.-W — Quelques semaines ou quelques mois ; dépend de la distance des forêts à un port de mer, de la possibilité de transporter le bois au bord d'une rivière et de le faire descendre jusqu'au port.
XXXVIII L. & S.-W. — Environ un an.
XXXIX. L. T. & S. — Les bois abattus sont écorcés en forêt et débités en blocs équarris ; ces blocs arrivés en Angleterre sont coupés en deux, suivant l'axe de l'arbre, pour former deux traverses.
XLIV. T V. — Un an
XLVI. Isle of M. — Deux mois.
XLIX. North East. — De six à neuf mois.
LIV. Cape Gov. — Six mois
LV. N. Zeal. — De six à douze mois.
LVI. N. S. Wales. — Mis en œuvre immédiatement.
LVII Méd. it. — Pas plus de deux ans.
LVIII. Sicil — Deux ans
LIX Tram. piém. — Deux ans.
LX As. tram. it. — Deux ans.
LXI. Pr. Hen. — Les traverses sont débitées immédiatement après la coupe.
LXII. Ét. néerl. — Un an.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIII. Holl. — Deux ans.
LXIV. Port. — Un mois.
LXV. Ét. roum. — Minimum, un an.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Six mois.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — De neuf à dix mois.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Généralement de huit à dix-huit mois.
LXX. Et. r. : K.-Kh.-Az. — L'intervalle maximum entre la coupe et le débit des bois ne doit pas être supérieur à un an.
LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Immédiatement après la coupe.
LXXIII. Et. r. : Our. — Le débit des bois suit immédiatement sa coupe et dure jusqu'à mi-mai; l'intervalle est de deux mois en moyenne.
LXXV. Ét. r. : Pol. — Immédiatement après la coupe; mais un intervalle de six mois est admis.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Ordinairement on coupe et on débite les bois dans le courant d'un même hiver.
LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les bois coupés sont débités pendant l'été de la même année.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — La coupe et le débit des bois en traverses se font dans le courant d'une même année.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Cet intervalle ne dépasse pas quatre mois; les bois sont coupés en hiver, et la livraison des traverses débitées commence au mois d'avril ou au mois de mai.
LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Jusqu'à un mois et demi.
LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Six mois.
LXXXII. M.-J.-Ar. — Jusqu'à quatre mois.
LXXXIII. R.-Our. — Un an.
LXXXIV. V.-V. — Les traverses sont fournies, pour la plupart, la même année que les bois ont été abattus.
LXXXV. Vlad. — Deux ans
LXXXVI. Ét. fin. — Quelques semaines.
LXXXVII. St-Goth. — Pas au dêlà de deux ans.

6. Empilage des bois coupés ou des traverses débitées dans la forêt (avec ou sans écorce). Durée maximum de cette période.

IV. Sud Autr. — Les traverses débitées sont empilées dans la forêt.
V. Austro-hongr. — L'empilage dans la forêt n'a généralement pas lieu à cause des dépenses résultant de cette manipulation et du manque de place.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Écorcé; trois mois.
VIII. Ét. hongr. — Les bois de chêne ne sont pas écorcés avant leur débit; la durée maximum est de deux ans. Le hêtre est débité de suite. Après leur débit, les traverses sont empilées en forêt, protégées de l'humidité du sol par des pièces de bois sur lesquelles elles reposent. Les traverses en chêne peuvent rester deux ans en forêt, par contre, les traverses en hêtre peuvent être immédiatement enlevées de la forêt.
IX. Ét. b. — Le moins de durée d'empilage, afin d'empêcher le bois de se fendre ou de s'échauffer; les pièces empilées ne doivent pas être exposées à l'action des intempéries.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XI. Gr. Centr. b. — Pas d'empilage.
XII. L.-Maestr. — Pas d'empilage.
XVIII. M. S. et Al. — En piles ou en châtelets.
XXI. Ét. fr. — Les traverses en pin séjournent quelquefois en forêt deux ou trois mois, suivant l'époque et la facilité de les expédier; alors elles sont empilées de la manière suivante : 4 cales de bois de 30 à 40 centimètres de longueur et 15 centimètres de hauteur supportent, à chacune de leurs extrémités, deux traverses séparées de 2.50 mètres environ; deux autres traverses se posent sur les extrémités de celles-ci, et on monte ainsi une pile carrée contenant 20 ou 24 traverses, soit cinq ou six rangées dans chaque sens. — Les traverses en chêne ne séjournent pas en forêt; elles sont expédiées dès qu'elles sont fabriquées.
XXIII. Orl. — Empilage en piles carrées, dites en grille. Durée maximum : sept mois.
XXV. Nord fr. — Au fur et à mesure du débit en forêt, les traverses sont empilées en herses; elles sont écorcées.
XXVI. Midi fr. — Les bois coupés sont écorcés avant d'être empilés; on les empile sur des cales, à l'abri du contact de toute végétation; la durée du séjour en forêt doit être réduite au minimum.
XXVIII. S. G. éc. fr. — Les traverses sont empilées sans écorce pendant un à trois mois.
XXIX. Ouest fr. — Les bois ne sont pas empilés avant le débitage. Les traverses débitées avec ou sans écorce sont empilées en formant un premier rang de cinq traverses et en les espaçant de manière à obtenir la longueur d'une traverse (2.70 mètres); puis on place un second rang transversalement au premier, et ainsi de suite jusqu'à une hauteur de 1 à 1.50 mètre. La durée maximum de cette période est de onze à douze mois.
XXXIII. Gr. North. — Les traverses sont empilées dans la forêt.
XXXVI. L. & N.-W. — Les bois sont expédiés au port, d'où ils sont écoulés le plus vite possible.
XXXVIII L. T. & S. — Les bois ne sont pas empilés, mais expédiés à flot au port dès que les froids cessent et que les fleuves deviennent navigables.
XLIV. T. V. — Trois mois.
XLVI. Isle of M. — Les bois ne sont pas empilés.
LIV. Cape Gov. — Les bois sont empilés dans la forêt d'un à six mois. Les traverses sont empilées avant l'injection environ un mois.
LV. N. Zeal. — Le bois n'est pas empilé.
LVI. N. S. Wales. — Immédiatement.
LVII. Med. it. — Les chênes abattus et ébranchés restent dans la forêt en écorce. Les traverses sont empilées par centaine. Les troncs y restent jusqu'au moment de leur débit en traverses.
LVIII. Sicil. — Pas d'empilage dans la forêt.
LIX. Tram. piém. — Avec écorce; six mois.
LX. As. tram. it. — Avec écorce.
LXI. Pr. Hen. — Pas d'empilage dans la forêt.
LXII. Ét. néerl. — Sans écorce.
LXIV. Port. — Pas d'empilage dans la forêt.
LXV. Ét. roum. — Les traverses sans écorce sont empilées dans la forêt par centaine.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Sans écorce.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses équarries, sans écorce, sont empilées dans la forêt; les billes pour traverses demi-rondes sont transportées avec écorce près de l'atelier d'injection, où l'on procède au débitage. Les traverses en chêne sont débitées en forêt; on en enlève alors aussi l'écorce.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — On coupe les bois destinés au transport par voie de terre par billes de 2.667 mètres de longueur et on les met en tas sans ordre. Les traverses débitées, mais en écorce, sont gardées de la même façon. On ôte l'écorce en été, parce que ce travail est très difficile quand il fait froid. Il est à remarquer que si on laisse les traverses en écorce jusqu'à l'automne, on découvre sous l'écorce de petits insectes qui rongent les bois, et, par conséquent, les traverses prennent le même aspect que si elles étaient débitées de bois mort. Les traverses écorcées sont empilées par cinquantaine. La longueur des pièces de bois qui sont destinées au transport à flot est d'environ 5.344 mètres.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les bois coupés sont transportés hors de la forêt et mis en tas sans ordre, en attendant le débitage.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les bois abattus sont immédiatement écorcés et débités en traverses; ces dernières sont transportées près de la ligne et empilées le long de la voie.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses débitées en forêt n'y restent que peu de temps; elles sont transportées au point de flottage ou près de la ligne, où elles sont empilées à proximité des maisons des gardes-ligne.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les traverses débitées sont empilées sans écorce; elles ne restent pas plus d'une année en piles.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les bois doivent être écorcés quatre mois après l'abatage.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Les bois coupés sont immédiatement débités en traverses qui sont écorcées et ne restent pas plus de trois mois dans la forêt.

LXXXI. Ét. r : Or.-V. — Les traverses sans écorce sont débitées aux stations. Trois à quatre mois.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les traverses débitées et écorcées en forêt n'y restent jamais plus de quatre mois.

LXXXIII. R.-Our. — Les traverses sont empilées en piles de soixante-dix pièces sans écorce.

LXXXV. Vlad. — L'empilage et la conservation des traverses débitées en forêt sont à la charge des fournisseurs. Le bois ne reste pas plus d'un an dans la forêt.

LXXXVI. Ét. fin. — Les bois ne sont pas empilés en forêt.

LXXXVII. St-Goth. — La durée de l'empilage ne peut excéder deux ans.

7. Transport des traverses par eau (à flot ou en barque) ou par voie de terre.

I. S.-E. pr. — Par eau (en bateau).

IV. Sud Autr. — Par voie de terre et, exceptionnellement, par eau; ces dernières ne sont utilisées qu'après leur dessiccation complète.

V. Austro-hongr. — Le mode de transport varie suivant les lieux d'abatage et l'état des chemins de communication.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Par voie de terre.

VII. Nord-Westb. — Par voie de terre.

VIII. Ét. hongr. — Le transport des traverses a lieu par voie de terre, voie en forêt, voiture; le flottage est défendu.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. b. — Traverses belges et françaises, par voie de terre et en bateau; traverses étrangères, à flot (en radeau et en bateau). — Le flottage enlève une partie de la sève du bois et atténue les causes de la fermentation, mais il rend le bois plus mou.

X. Vicin. b. — Par bateaux pour les bois provenant du Nord et de la Russie, ainsi que pour ceux provenant des Indes néerlandaises, et par voie de terre pour les traverses provenant des Ardennes.

XI. Gr. Centr. b. — La majeure partie par voie de terre; le reste en bateau.

XII. L.-Maest. — Par voie de terre.

XIII. Maes. — Par voie de terre.

XIV. Cart.-Magd. — Par eau.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Probablement à flot jusqu'à Dantzig et de là en bateau.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Flottées jusqu'au port de mer; de là, transport en bateau. Le hêtre et le chêne sont transportés par voie de terre ou en bateau.

XVII. Loll.-Fal. — Sans doute à flot jusqu'à Dantzig; de là, en bateau.

XVIII. M. S. et Al. — Par les rivières du pays et par chemin de fer.

XXI. Ét. fr. — Les traverses en chêne sont toutes expédiées par voie de terre et de même pour les traverses en pin, sauf celles qu'on fabrique aux abords du cours d'eau « La Leyre », qui sont transportées par eau. On attache ensemble 150 à 250 traverses et on forme un radeau. Les traverses sont empilées dès leur sortie de l'eau à Lamothe (Gironde) pour être séchées; on les charge ensuite en wagons pour les rendre au dépôt.

XXII. P.-L.-M. — Par voie de terre.

XXIII. Orl. — Par voie de terre.

XXIV. Est fr. — Par voie de terre, sauf pour les traverses en chêne de Pologne, qui sont flottées, puis transportées en bateau et par voies ferrées.

XXVI. Midi fr. — Par voie de terre et par eau (exceptionnellement).

XXVIII. S. G. éc. fr. — Par voie de terre et par eau (généralement en radeau).

XXIX. Ouest fr. — Suivant les moyens dont on dispose.

XXXI. Furn. — Par eau.

XXXIII. Gr. East. — Par eau.

XXXIV. Gr. North. — Par eau.

XXXVI. Gr. S. & W. — A flot.

XXXVII. L. & N.-W. — Les bois sont transportés en traîneaux jusqu'à la rivière et ensuite flottés jusqu'au port le plus proche.

XXXIX. L. T. & S. — A flot.

XLIV. T. V. — Par eau. Flottées jusqu'au port et de là expédiées en bateau.

XLV. M. S. & L. — Par eau.

XLVI. Isle of M. — Par eau.

XLIX. North East. — Par eau.

LII. East Ind. — Par eau et par voie de terre.

LIV. Cape Gov. — Par eau et par voie de terre.

LV. N. Zeal. — Par voie de terre.

LVI. N. S. Wales. — Par eau et par voie de terre.

LVII. Méd. it. — Par voie de terre.

LVIII. Sicil. — Par voie de terre et en barque jusqu'aux stations de livraison.

LIX. Tram. piém. — Par voie de terre.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LX. As. tram. it. — Par voie de terre.
LXI. Pr. Hen. — Par voie de terre.
LXII. Ét. nérrl. — A flot, en barque et par chemin de fer.
LXIV. Port. — Par voie de terre, mais, par exception, une partie des traverses est transportée par eau (à flot). On reconnaît ces dernières à leurs extrémités endommagées par les rochers des côtes.
LXV. Ét. roum. — Par voie de terre.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Par eau et par voie de terre.
LXVII. Ét. r. : Bask. — Par eau, en bateau.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses en pin sont toutes transportées à flot sur le Dniéper; les traverses équarries sont disposées sur des radeaux formés avec des troncs destinés pour les traverses demi-rondes; c'est pourquoi les premières restent relativement sèches. Les traverses en chêne sont transportées par voie de terre.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses en pin, à flot; celles en chêne, par voie de terre.
LXX. Ét. r. : K.-Kh -Az. — A flot, en partie en bateau.
LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — Par voie de terre et à flot.
LXXII. Ét. r. : Nic. — La plupart en bateau; une partie par voie de terre.
LXXIII. Ét. r. : Our. — Par voie de terre.
LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Préférablement à flot.
LXXV. Ét. r. : Pol. — La plupart par voie de terre; 15 à 20 p. c. à flot; une petite partie en bateau.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses sont transportées hors de la forêt par chevaux; ensuite, elles sont flottées jusqu'à Dvinsk ou autres stations (Livengof, etc.); le transport par voie de terre revient trop cher.
LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les bois sont transportés à flot (en radeaux) jusqu'aux villes d'Oufa et d'Orenbourg, où ils sont débités en traverses; ces dernières sont transportées jusqu'à la station Spasskaïa, du chemin de fer Syzrane-Viazma, par voie de terre.
LXXVIII. Ét. r. : S.-O. — Par voie de terre jusqu'aux stations de livraison.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les traverses en sapin et en chêne local sont transportées par voie de terre; les troncs de pin sont flottés par le Volga jusqu'à Kozmo-Démiansk, où ils sont débités en traverses; ces dernières viennent à leur destination en barque et en bateau.
LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Par voie de terre pour la plupart; on n'admet qu'un tiers de traverses transportées à flot.
LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Par voie de terre.
LXXXII. M.-J.-Ar. — Par voie de terre et à flot.
LXXXIII. R.-Our. — En barque et par voie de terre.
LXXXIV. V.-V. — Par les trois moyens indiqués.
LXXXV. Vlad. — Exclusivement par voie de terre.
LXXXVI. Ét. fin. — Plus par voie de terre que par eau.
LXXXVII. St-Goth. — Par voie de terre.

8. Empilage des traverses vierges (non préparées) aux ateliers d'injection (de préparation) ou sur la ligne. Durée moyenne.

III. Ét. Autr. — Les traverses sont empilées par tas de 100 pièces aux ateliers d'injection; elles y restent pendant trois à six mois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IV. Sud Autr. — Les traverses non préparées sont disposées en grilles aux ateliers d'injection ou dans les stations et y restent pendant trois à six mois.

V. Austro-Hongr. — Les traverses sont réparties suivant leurs dimensions en piles ou en tas de manière à les mettre à l'abri du soleil et de l'humidité du terrain et à faciliter entre elles la circulation de l'air.

VI. K. Ferd.-Norb. — Les traverses non préparées sont empilées par tas de 80 à 120 pièces aux ateliers; elles y restent pendant six semaines.

VII. Nord-Westb. — De six à sept mois.

VIII. Ét. hongr. — Les traverses sont empilées en tas de 80 à 100 pièces, de façon que l'air puisse arriver sur toutes leurs faces. La durée moyenne des traverses est de six ans.

IX. Ét. b. — Dans les chantiers en tas, aussi grands que le comporte l'arrivage, et en tas croisés de 100 pièces, lorsqu'elles sont trop humides; sur la ligne, elles sont empilées parallèlement aux voies par tas de 10 à 12 pièces. Durée de l'empilage variable.

XI. Gr. Centr. b. — L'empilage des traverses vierges (les traverses préparées ne sont pas employées), dans les dépôts de la ligne, est d'une durée moyenne de cinq mois (fin octobre à fin mars).

XII. L.-Maestr. — Les traverses ne sont pas injectées; elles sont distribuées sur la ligne aussitôt après leur réception.

XIII. Maes. — Les traverses sont empilées sur la ligne, en forme de grille; durée, six mois.

XVI. État dan. : Seel. — Aux ateliers d'injection, les billes de sapin sont sciées en traverses et demeurent en piles bien aérées pendant trois à six mois avant l'injection.

XVII. Loll.-Fal. — Un an.

XVIII. M. S. et Al. — Très variables suivant les besoins.

XXI. Ét. Fr. — Les traverses en chêne sont empilées; elles peuvent rester ainsi pendant cinq à six mois avant d'être injectées. On ne doit jamais commencer l'injection avant que les traverses soient sèches.

XXII. P.-L.-M. — En grille, trois mois pour le chêne et six mois pour le hêtre en bonne saison.

XXIII. Orl. — Empilage dans les chantiers de préparation en piles carrées en grille. Durée moyenne, six mois

XXIV. Est Fr. — Sur le réseau, l'empilage provisoire en piles à base carrée, de 100 pièces, par rangs croisés de 8, avec toiture de deux rangs de traverses posées jointives et inclinées vers l'ouest. Dans les chantiers, les piles longitudinales, à vingt rangs de hauteur, croisés, avec intervalle de 20 centimètres entre les traverses; toiture formée de deux rangs de traverses posées jointives et inclinées vers l'ouest. Durée moyenne de l'empilage avant l'injection, un an.

XXVI. Midi fr. — Les traverses en chêne sont empilées au lieu de livraison jusqu'à leur envoi au lieu de destination. Les traverses en pin non préparées, empilées d'abord au lieu de livraison, sont expédiées de ce point aux chantiers de préparation, où elles sont empilées en grilles pour activer leur séchage. Toiture formée de traverses inclinées jointives. Durée moyenne : pin, cinq mois; chêne, huit mois.

XXVII. Mérid. — Les traverses ne sont pas injectées.

XXVIII. S. G. éc. fr. — La durée moyenne d'empilage dans les gares ou dans les chantiers est de deux à trois mois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXV. Nord fr. — Les traverses vierges sont empilées dans les chantiers en grille et y restent deux ou trois mois (*voir* fig. 4).

(Coupe en travers.) *Empilage en grille.* (Coupe en long.)

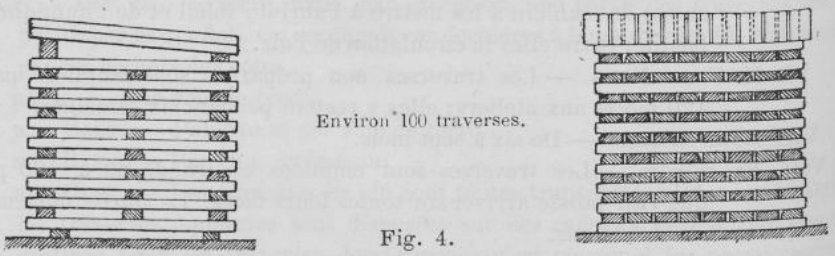


Fig. 4.

XXIX. Ouest fr. — L'empilage de traverses est fait de manière à arriver à une dessiccation aussi prompte et aussi complète que possible. Durée moyenne, un an.

XXX. B. & N. — Six mois.

XXXI. Furn. — Six mois.

XXXII. H. & B. — Six mois.

XXXIII. Gr. East. — Les traverses restent empilées sur le quai pendant un à douze mois avant d'être envoyées sur la ligne. Durée moyenne, cinq mois.

XXXIV. Gr. North. — Au moins un an.

XXXVII. L. & N.-W. — Quelques semaines ou quelques mois, suivant leur livraison par les fournisseurs et les besoins du chemin de fer.

XXXVIII. L. & S.-W. — Un an.

XXXIX. L. T. & S. — Environ deux mois.

XLI. N. Br. — La durée d'empilage n'est pas limitée.

XLII. N. L. — Les traverses ne sont pas injectées.

XLIV. T. V. — Douze mois.

XLV. M. S. & L. — En moyenne trois mois.

LXVII. Lanc. & York. — En règle générale six mois.

LXIX. North East — Neuf mois.

LI. Gr. N. Ir. — Douze mois.

LIV. Cape Gov. — Six mois.

LV. N. Zeal. — Dix mois.

LVI. N. S. Wales. — Les traverses ne sont pas empilées.

LVII. Med. it. — Les traverses ne sont pas injectées; à l'état vierge, elles sont empilées dans les gares de réception et y restent tout au plus un an.

LVIII. Sicil. — Les traverses ne sont pas injectées; elles sont disposées en piles de 100 pièces (voir n° 10 ci-joint); elles y restent quelques semaines ou quelques mois, suivant leur livraison par les fournisseurs et les besoins du service.

LIX. Tram. Piém. — Traverses vierges dans les gares; six à sept mois.

LXI. Pr. Hen. — Empilage sur la ligne, de deux à dix mois.

LXII. Ét. néerl. — Empilage en tas légers.

LXIV. Port. — Les traverses vierges sont empilées en piles carrées d'une traverse de côté; les rangs ont l'épaisseur d'une traverse et sont croisés. Les traverses non destinées à l'injection sont empilées de la même façon dans les dépôts. La durée moyenne d'empilage des traverses vierges est de trois mois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIII. Holl. — En piles de 150 traverses.

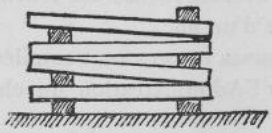


Fig. 5. — Empilage.

LXV. Ét. roum. — L'empilage des traverses se fait sur la ligne. La durée moyenne est de trois à quatre mois pour les piles de 50 pièces.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Il n'existe pas d'ateliers d'injection.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Les traverses sont immergées, dans l'eau salée du lac Baskountchak, aussitôt après leur réception.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses vierges sont empilées en piles de 75 pièces; la durée d'empilage est d'environ trois mois.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses restent sur le quai et sur la ligne de six mois à un an et demi.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Les traverses à injecter sont disposées près du chantier d'injection; la durée d'empilage n'est pas déterminée.

LXXI. Ét. r. : M.-K. — Les traverses sont empilées aux ateliers, ainsi que sur la ligne de la même façon, de 75 à 100 pièces par pile. Elles y restent en moyenne six mois.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Les traverses sont reçues au chantier d'injection à Saint-Pétersbourg, où elles sont disposées en piles de 1 $^1/_2$ archine (près de 1 mètre). Durée moyenne d'empilage, trois mois.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les traverses sont mises en piles de 50 pièces sur les lieux même de la coupe; elles y restent jusqu'à leur livraison (un mois environ), ensuite elles sont transportées sur la ligne, où on les dispose de nouveau en piles, si elles ne sont pas immédiatement posées dans la voie.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les traverses sont mises en piles de 50 pièces; le rang supérieur est incliné pour faciliter l'écoulement des eaux. Durée moyenne d'empilage, six mois.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses conservées en piles de 100 pièces le long de la ligne.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Voir question 6.

LXXVIII. Ét. b. . S.-Ouest. — La surface du sol, sur lequel les piles de traverses sont placées, doit être aplanie; en hiver, elle doit être débarrassée de la glace et de la neige. Les piles, longues et larges d'une traverse, ne contiennent pas plus de 50 pièces; une impasse de $^1/_2$ archine (35 centimètres) doit être ménagée autour de chaque pile; le premier rang de traverses est posé sur des longerons, afin qu'elles ne touchent pas le sol; la durée de cet empilage est de deux à trois mois.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les traverses sont empilées par 100, près de l'atelier d'injection qui n'existe que depuis 1893; le premier rang est formé par de vieilles traverses. On se propose de laisser les traverses empilées pendant trois à sept mois, c'est-à-dire jusqu'à leur complète dessiccation.

LXXX. Ét. M.-Br. — Les traverses ne sont pas injectées. Elles sont empilées sur la ligne en piles de 50 pièces.

LXXXI. M.-J.-Ar. — Voir question 6. Durée d'empilage, de un à deux ans.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXII. Ét. Or.-V. — Empilées sur la ligne.

LXXXIII. R.-Our. — Les traverses reçues des fournisseurs sont conservées dans les scieries, mais pas plus d'un an.

LXXXVI. V.-V. — Les traverses vierges sont empilées, par piles de 50 pièces, dans les stations désignées par l'Administration du chemin de fer et y restent une demi-année environ.

LXXXV. Vlad. — Les traverses ne sont pas injectées. Elles sont empilées d'abord dans les dépôts des stations, ensuite dans ceux des sections et des districts. L'intervalle moyen entre le débitage et la pose des traverses est d'environ une année, mais ce délai n'est pas de rigueur.

LXXXVI. Ét. finl. — Les traverses ne sont pas préparées; elles sont empilées sur la ligne ou dans les hangars découverts. Elles ne sont jamais posées l'année de leur livraison.

9. Type, dimensions et poids des traverses de différentes essences pour voies de diverses valeurs.

I. S.-E. pr. — $2^m50 \times 0^m26 \times 0^m16$.

III. Ét. Autr. — Type n° 1, rectangulaire; types n°s 2, 3 et 4, en trapèze. Dimensions des traverses : pour les lignes principales (fig. 6, types I, II et III); pour les lignes secondaires (fig. 6, type IV).

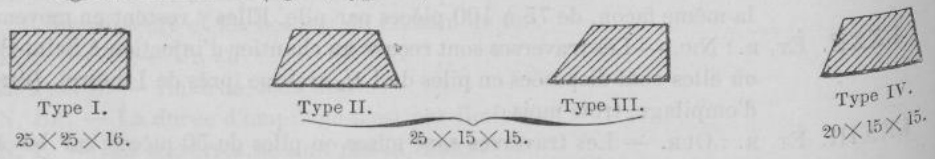


Fig. 6.

La longueur minimale des types I, II, III . . . . . 2.5 mètres.
— — du type IV. . . . . 2.4 —

IV. Sud Autr. — Type n° 1, en trapèze; type n° 2, rectangulaire; type n° 3, rectangulaire aux arêtes supérieures coupées. Dimensions des traverses pour les lignes principales (fig. 7).

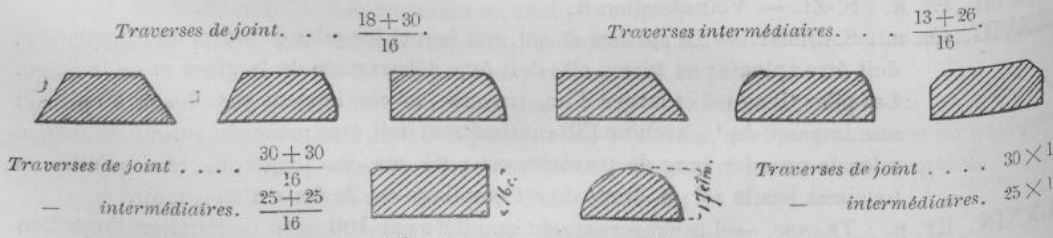


Fig. 7. — Traverses en hêtre.

Types n°s 1 et 3 :

Largeur de la face supérieure de la traverse intermédiaire . . . . . 13 centimètres.
— — — au joint . . . . . 18 —
Largeur de la face inférieure de la traverse intermédiaire . . . . . 26 —
— — — au joint . . . . . 30 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Type n° 2 :

Largeur de la face supérieure . . . . . 25 centimètres.
— — inférieure . . . . . 30 —

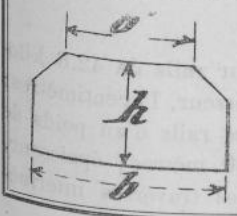
Types n°s 1, 2 et 3 :

Épaisseur . . . . . 16 —
Longueur . . . . . 2.400 mètres.

Dimensions des traverses pour les lignes secondaires.

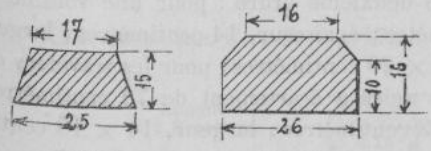
Largeur de la face supérieure. . . . . 15 centimètres
— — inférieure . . . . . 20 —
Épaisseur . . . . . 14 —
Longueur . . . . . 2.200 à 2.300 mètres.

V. Austro-hongr.

Section des traverses.	ESSENCES DES TRAVERSES.	Longueur.	Épaisseur. h	LARGEUR (centimètres)					
				normale.		tolérée.		minimum.	
				b	b'	b	b'	b	b'
		Mètres.	Mètres.						
	Chêne pour lignes principales	2.50	0.15	30	16	26	15	25	14
	Chêne pour lignes secondaires	2.30	0.14	23	15	21	14	—	—
	Pin pour lignes secondaires	2.30	0.14	21	15	20	14	—	—

Les traverses de joint ont un poids moyen d'environ 100 kilogrammes et les traverses intermédiaires un poids moyen de 75 kilogrammes.

VI. K. Ferd.-Nordb.



Type *a*. Type *b*.

	Type *a*.	Type *b*.
Section en centimètres carrés.	315	386
Longueur en mètres	2.40	2.70
Pin en kilogrammes	43 à 53	60 à 75
Chêne en kilogrammes	63 à 75	87 à 105

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VII. Nord-Westb.

Pour voies principales.

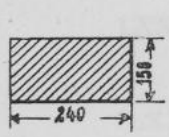


Fig. 8.

Fig. 9.

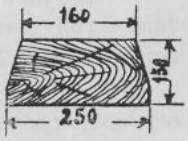


Fig. 10.

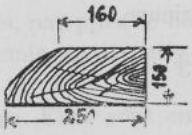


Fig. 11.

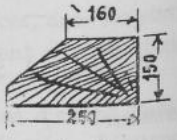


Fig. 12.

Fig. 13.

Pour voies secondaires.

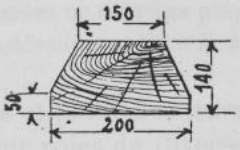


Fig. 14.

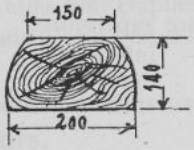


Fig. 15.

Voies principales : les traverses en bois durs,	2m50	de longueur . . .	74	kilogrammes.
— — blancs,	2m50	— . . .	55	—
Voies secondaires : — — durs,	2m30	— . . .	56	—
— — blancs,	2m30	— . . .	42	—

VIII. Ét. hongr.

Dimensions des divers types de traverses.

Traverses pour lignes principales avec superstructure pour rails de 42.8 kilogrammes par mètre courant : longueur, 2.70 mètres; épaisseur, 17 centimètres; largeur, 25 × 30 centimètres. Pour superstructure, avec rails d'un poids de 34.50 kilogrammes par mètre courant : longueur, 2.50 mètres; épaisseur, 15 centimètres; largeur, 17 × 25 centimètres pour les traverses intermédiaires, 25 × 30 centimètres pour les traverses de joint.

Traverses pour chemins de fer de deuxième ordre : longueur, 2.20 mètres; épaisseur, 14 centimètres; largeur, 14 × 20 centimètres pour les traverses intermédiaires et 17 × 25 centimètres pour les traverses de joint. Là où l'emploi des platines est prescrit, la largeur des traverses doit comporter 16 × 20 centimètres.

Traverses pour chemins de fer de deuxième ordre : pour une voie de 1 mètre d'écartement : longueur, 1.70 mètre; épaisseur, 14 centimètres; largeur pour les traverses intermédiaires, 13 × 20 centimètres; pour les traverses de joint, 17 × 25 centimètres. Pour des voies à écartement de 76 centimètres : longueur, 1.50 mètre; épaisseur, 13 centimètres; largeur, 14 × 18 centimètres. Une traverse en chêne séchée à l'air, d'une longueur de 2.50 mètres, pèse, en moyenne, 100 kilogrammes; une traverse en hêtre, dans les mêmes conditions, pèse, en moyenne, 80 kilogrammes.

IX. Ét. b. — 2m600 × 0m280 × 0m140; poids des traverses en chêne, 85 kilogrammes pour les traverses belges et 80 kilogrammes pour les traverses étrangères.

X. Vicin. b. — Traverses rectangulaires de 1m80 × 0m20 × 0m11; elles pèsent environ 36 kilogrammes pièce.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XI. Gr. Centr. b. — Les traverses sont demi-rondes : $2^m600 \times 0^m260 \times 0^m130$ pour les voies principales ; $2^m600 \times 0^m240 \times 0^m120$ pour les voies des embranchements et les voies de garage. Toutes ces voies ont une largeur de 1.430 mètre. Les premières traverses pèsent de 80 à 85 kilogrammes et les secondes de 70 à 75 kilogrammes.

XII. L.-Maestr. — $^1/_4$: de $2^m600 \times 0^m280 \times 0^m140$ pour joints ; poids d'une bille, 59 kilogrammes ; $^3/_4$: de $2^m600 \times 0^m260 \times 0^m130$ intermédiaires. Forme demi-ronde avec tolérance de 0^m020 d'aubier.

XIII. Maes. — Demi-rondes, traverses pour joints : $2^m600 \times 0^m280 \times 0^m140$; intermédiaires : $2^m600 \times 0^m260 \times 0^m130$.

XIV. Cart.-Magd. — 8 pieds × 7 × 9 pouces ($2^m438 \times 0^m178 \times 0^m229$).

XV. Ét. dan. : J. et F. — Type A : $2^m600 \times 0^m255 \times 0^m125$ (60 kilogrammes) ; B (*b* et *c*) : $2^m600 \times 0^m230 \times 0^m115$ (49 kilogrammes), intermédiaire ; B (*d*) : $2^m600 \times 0^m265 \times 0^m115$ (57 kilogrammes) de joint ; C (*b*) : $2^m440 \times 0^m200 \times 0^m100$ (36 kilogrammes) intermédiaire ; C (*d*) : $2^m440 \times 0^m255 \times 0^m100$ (45 kilogrammes) de joint. Depuis 1889, on emploie pour l'entretien un seul type : $2^m600 \times 0^m255 \times 0^m125$.

XVI. Ét. dan. : Seel. — $2^m600 \times 0^m254 \times 0^m127$ (pour les rails de 31.25 kilogrammes)

XVII. Loll.-Fal. — $2^m510 \times 0^m240 \times 0^m120$.

XVIII. M. S. et Al. — Voir figure 16 ci-dessous.

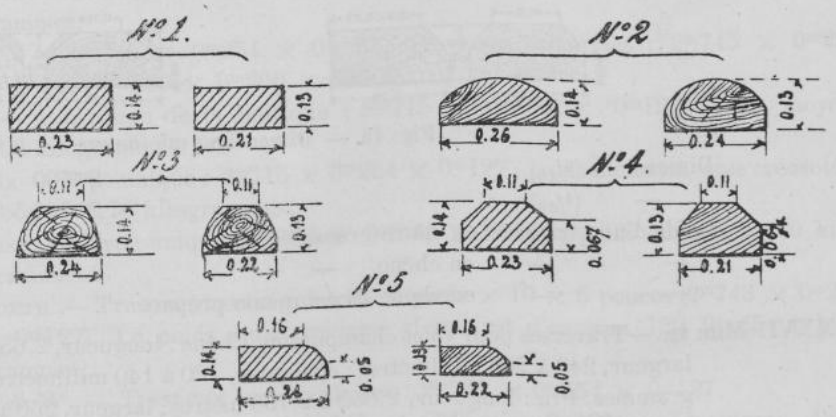


Fig. 16.

XIX. Med. del C. a Z (fig. 17).

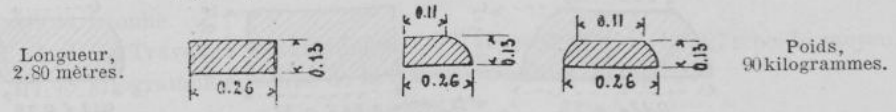


Fig. 17.

XX. South. Pac. — 6 × 8 pouces × 8 pieds ($0^m152 \times 0^m203 \times 2^m438$).

XXI. Ét. fr. — Les traverses employées jusqu'en 1892, tant celles en chêne que celles en pin, avaient : 1° une section rectangulaire ayant 22 à 24 centimètres de base et 14 à 16 centimètres de hauteur ; 2° une section demi-ronde ayant 30 à 32 centi-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mètres de diamètre. La longueur de chaque traverse est de 2.65 à 2.70 mètres. Depuis 1892, les traverses *en chêne* n'ont qu'une section unique minimum de forme rectangulaire ayant 22 centimètres de base et 14 centimètres de hauteur. Les dimensions fixées antérieurement sont conservées pour les traverses en pin. Le poids moyen d'une traverse en chêne est de 80 à 90 kilogrammes; celui d'une traverse en pin est de 55 à 70 kilogrammes.

XXII. P.-L.-M. — Traverses équarries, chêne ou hêtre : $2^m600 \times 0^m210 \times 0^m140$. Traverses demi-rondes, chêne ou hêtre : $2^m600 \times 0^m280 \times 0^m140$.

XXIII. Orl. — Dimensions minimums : $2^m65 \times 0^m210 \times 0^m140$. Poids des traverses non préparées : chêne, 90 kilogrammes; hêtre, 70 kilogrammes; pin, 56 kilogrammes.

XXIV. Est fr. — Pour toutes les voies du réseau, traverses en chêne, équarries : longueur, 2.500 à 2.600 mètres; largeur, 21 à 25 centimètres; épaisseur, 13 à 15 centimètres; poids, 70 kilogrammes environ. Traverses en hêtre, équarries : longueur 2.550 à 2.750 mètres; largeur, 21 à 26 centimètres; épaisseur, 13 à 16 centimètres; poids, 70 kilogrammes. Traverses en hêtre, demi-rondes : longueur, 2.550 à 2.750 mètres; largeur, 26 à 31 centimètres; épaisseur, 14 à 18 centimètres; poids, 80 kilogrammes environ.

XXV. Nord fr. — Les traverses, quelle que soit leur essence, sont de forme équarrie (fig. 18).

Traverses en chêne destinées à être créosotées. *Chêne vierge.* Minimum.

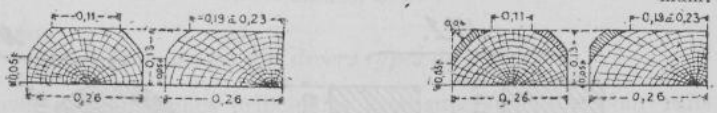


Fig. 18. — Dimensions minimums.

Dimensions (9/10).	$2^m600 \times 0^m260 \times 0^m130$.
— (1/10).	$2^m600 \times 0^m240 \times 0^m130$.
Poids d'une traverse en hêtre créosotée	88 kilogrammes.
— — en chêne —	83 —
— — en chêne de cœur non préparé. . . .	88 —

XXVI. Midi fr. — Traverses pour voies champignon. Chêne : longueur, 2.650 à 2.750 mètres; largeur, 240 à 280 millimètres; épaisseur, 120 à 140 millimètres; poids, 85 kilogrammes. Pin : longueur, 2.650 à 2.750 mètres; largeur, 260 à 320 millimètres; épaisseur, 120 à 160 millimètres; poids, 75 kilogrammes (fig. 19 et 20).

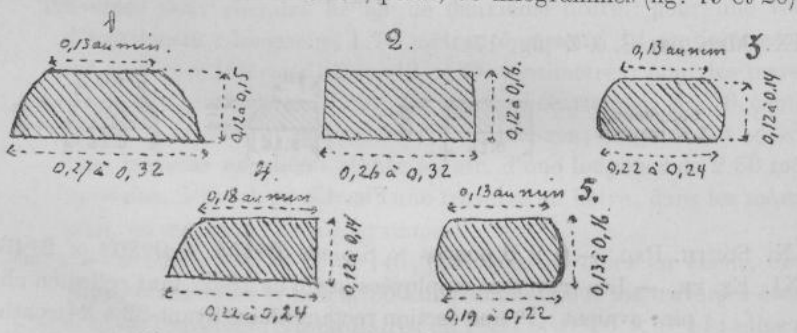


Fig. 19. — Traverses en bois de pin non préparé.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

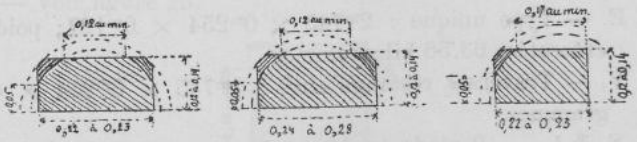


Fig. 20. — Traverses en chêne.

XXVII. Mérid. — $2^m600 \times 0^m240 \times 0^m140$; leur poids moyen, 100 kilogrammes.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Traverses : chêne (Orléans), 85 kilogrammes; voie, 1.450 mètre; rail, 37 kilogrammes; hêtre (P.-L.-M.), 80 kilogrammes; voie, 1.450 mètre; rail, 37 kilogrammes; pin (Orléans), 70 kilogrammes; voie, 1.450 mètre; rail, 37 kilogrammes; pin (Midi), 70 kilogrammes; voie, 1.450 mètre; rail, 37 kilogrammes; pin (ch. de fer écon.), 50 kilogrammes; voie, 1.450 mètre; rail, 25 kilogrammes.

XXIX. Ouest fr. — Les dimensions et la forme des sections des traverses pour voies principales sont indiquées dans le cahier des charges ci-annexé (n° 1). Pour les voies de garage, les dimensions sont réduites ainsi qu'il suit : traverses équarries : $2^m500 \times 0^m180 \times 0^m120$; poids, 55 à 60 kilogrammes; traverses demi-rondes : $2^m500 \times 0^m260 \times 0^m130$; poids, 60 à 65 kilogrammes. Les poids des traverses pour voies principales sont les suivants : chêne sans aubier et chêne avec aubier créosoté, 80 à 85 kilogrammes; hêtre créosoté, 85 à 90 kilogrammes.

XXX. B. & N. — $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$. Traverses équarries : $2^m745 \times 0^m225 \times 0^m113$; $1^m830 \times 0^m200 \times 0^m100$.

XXXI. Furn. — Pin rouge de la Baltique : $2^m715 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids moyen, 50.8 kilogrammes.

XXXII. H. & B. — Type unique : $2^m715 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids d'une traverse créosotée, 63.56 à 68.10 kilogrammes.

XXXIII. Gr. East. — Type unique : $2^m715 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids moyen, 51.20 kilogrammes.

XXXIV. Gr. North. — Traverses rectangulaires : 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$). Le poids d'une traverse vierge est d'environ 120 lb. (54.4 kilogrammes).

XXXVI. Gr. S. & W. — Traverses rectangulaires : $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$.

XXXVII. L. & N.-W. — Type unique : $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids moyen d'une traverse créosotée, 67.19 kilogrammes.

XXXVIII. L. & S.-W. — Pin de Dantzig : 9 × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$). 16 = 1 tonne.

XXXIX. L. T. & S. — Traverses rectangulaires : $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids moyen, 54.48 kilogrammes; coupe de la traverse demi ronde (fig. 21).

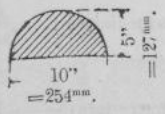


Fig. 21. — Traverse demi-ronde.

XL. Midl. — $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids d'une traverse, 59.02 kilogrammes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLIII. S. E. — Type unique : $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids moyen d'une traverse créosotée, 63.56 kilogrammes.

XLIV. T. V. — Traverses rectangulaires : $2^m745 \times 0^m254 \times 0^m127$; poids, 76.2 kilogrammes.

XLV. M. S. & L. — 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$). 50 pieds cubes (1.416 mètre cube) par tonne.

XLVII. Lanc. & York. — 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$); poids de la traverse vierge, 128 lb. (58.1 kilogrammes).

XLVIII. Metr. Dist. — 9 pieds × 12 pouces × 6 inches ($2^m743 \times 0^m305 \times 0^m152$).

XLIX. North East. — Traverses rectangulaires, 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$).

L. Rhym. — 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$).

LI. Gr. N. Ir. — Traverses rectangulaires : 8 pieds 11 pouces × 10 × 5 pouces ($2^m718 \times 0^m254 \times 0^m127$).

LII. East. Ind. — 10 pieds × 10 × 5 pouces ($3^m048 \times 0^m254 \times 0^m127$).

LIV. Cape Gov. — Traverses rectangulaires, 7 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m134 \times 0^m254 \times 0^m127$. Le poids moyen d'une traverse de bois jaune créosotée est de 110 lb. (49.9 kilogrammes).

LV. N. Zeal. — 7 pieds × 8 × 5 pouces ($2^m134 \times 0^m203 \times 0^m127$). Le poids d'une traverse varie entre 80 et 140 lb. (36.3 et 63.5 kilogrammes).

LVI. N. S. Wales. — Pour voies principales, 9 pieds × 10 × 5 pouces ($2^m743 \times 0^m254 \times 0^m127$), environ 230 lb. (104.3 kilogrammes); pour voies secondaires, 8 pieds × 9 × 4 ½ pouces ($2^m438 \times 0^m229 \times 0^m115$), environ 160 lb. (72.6 kilogrammes).

LVII. Med. it. — Type équarri. Première catégorie : $2^m60 \times 0^m24 \times 0^m14$. Deuxième catégorie : $2^m50 \times 0^m21 \times 0^m13$. Catégorie unique : $2^m30 \times 0^m22 \times 0^m13$. Les traverses de cette dernière catégorie ne sont employées que lorsque la largeur de la superstructure ne dépasse pas 4.40 mètres. Les traverses de la première catégorie sont employées dans les voies principales lorsque la largeur de la superstructure dépasse 4.40 mètres. Celles de la deuxième catégorie, dans les voies de garage et aussi dans les voies principales dans la proportion de 10 p. c. de celles de première catégorie, lorsque la largeur de la superstructure ne dépasse pas 4.40 mètres. Le poids approximatif des traverses est de 80 kilogrammes pour celles de 2.60 mètres, 65 kilogrammes pour celles de 2.50 mètres, et 60 kilogrammes pour celles de 2.30 mètres.

LVIII. Sicil. — Traverses équarries : les dimensions sont : $2^m60 \times 0^m23 \times 0^m13$ type. Leur poids moyen est de 80 kilogrammes. (*Voir* instruction ci-jointe.)

LIX. Tram piém. — Voir figure 22.

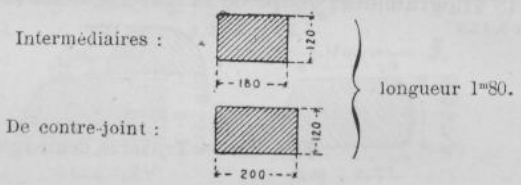


Fig. 22.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LX. As. tram it. — Voir figure 23.

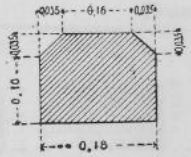


Fig. 23.

LXI. Pr. Hen. — Un seul type $\frac{0^m14}{0^m28} \times 2^m50$, en chêne vierge ou hêtre injecté

LXII. Ét. néerl.

Sapin	2^m60 à $2^m70 \times 0^m15 \times 0^m260$.
Hêtre	2^m60 à $2^m70 \times 0^m15 \times 0^m200$.
Chêne	2^m60 à $2^m70 \times 0^m15 \times 0^m250$.

LXIII. Holl. — Traverses rectangulaires : $2^m600 \times 0^m280 \times 0^m150$; poids d'une traverse en bois de teck, 76 kilogrammes; en chêne, 80 kilogrammes; en sapin rouge, 70 kilogrammes.

LXIV. Port. — Traverses en pin du pays demi-rondes.

Dimensions :	*Poids :*
$2^m80 \times 0^m13 \times 0^m26$.	52 kilogrammes.
$2^m80 \times 0^m14 \times 0^m28$.	60 —
$2^m80 \times 0^m15 \times 0^m30$.	70 —

Traverses en pin des Landes demi-rondes; les mêmes que ci-dessus. Poids de 50 à 60 kilogrammes.

Traverses en chêne rectangulaires :

Dimensions :	*Poids :*
$2^m80 \times 0^m12 \times 0^m24$.	72 kilogrammes.
$2^m80 \times 0^m13 \times 0^m26$.	77 —
$2^m80 \times 0^m14 \times 0^m28$.	83 —

LXV. Ét. roum. — Voir figure 24. $2^m600 \times 0^m35 \times 0^m30$. Leur poids moyen est de 80 à 100 kilogrammes.

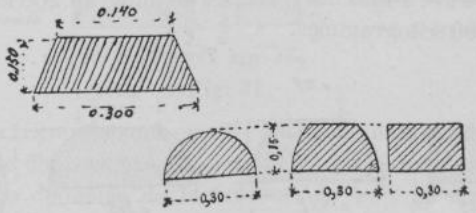


Fig. 24. — Traverses en chêne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVI. Ét. r. : Balt. — Voir figure 25.

Traverses de joint. *Traverses intermédiaires.*

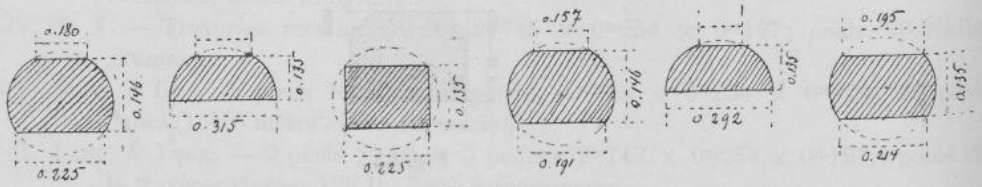


Fig. 25.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Suivant les circulaires du ministère des voies de communication, la longueur des traverses est de 2.45 mètres.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Traverses demi-rondes et équarries. Dimensions : $2^{m}65 \times 0^{m}270 \times 0^{m}135$; poids des traverses en pin demi-rondes, de 65.600 à 73.800 kilogrammes; de celles équarries, de 57.400 à 65.600 kilogrammes. Le poids des traverses en chêne est de 82 à 98.640 kilogrammes et même jusqu'à 114.800 kilogrammes (fig. 26).

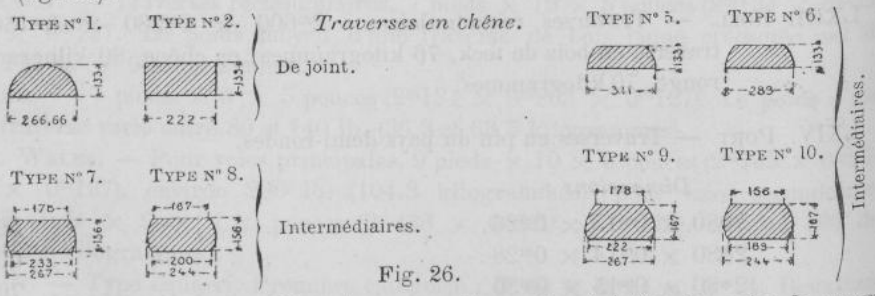


Fig. 26.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Types obligatoires prescrits par le ministère des voies de communication. Pour traverses en chêne, épaisseur tolérée, 123 millimètres. Longueur des traverses pour lignes à grand trafic, 2.663 mètres; pour les lignes à faible trafic, 2.454 mètres (fig. 27); pour voies de station, 2.454 mètres.

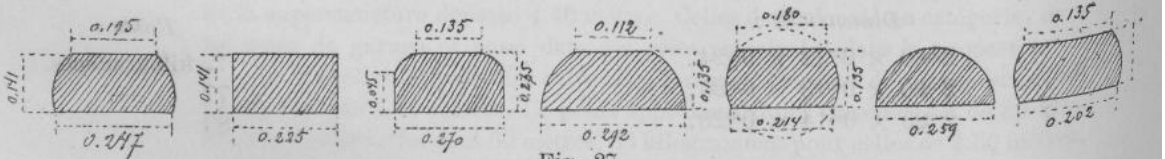


Fig. 27.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Traverses en chêne, équarries : $2^{m}700 \times 0^{m}270 \times 0^{m}135$. Poids approximatif, 73.800 kilogrammes. Pour les traverses en pin, voir figure 28. Poids des traverses de joint, 49.200 kilogrammes; des intermédiaires, 45.100 kilogrammes.

Traverses en pin.

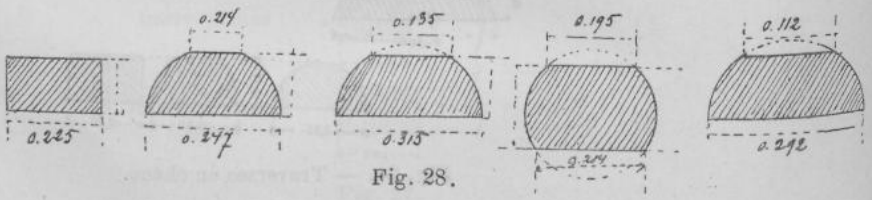


Fig. 28.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Voir figure 29.

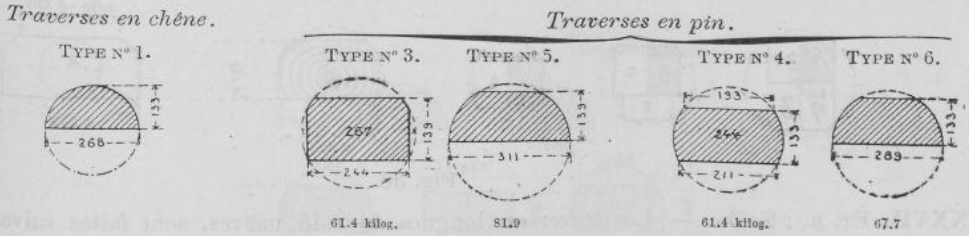


Fig. 29.

LXXII. Ét. r. : Nic. — On emploie dans les voies principales les traverses des types nos 11 et 12, approuvés par le ministère des voies de communication. Poids moyen d'une traverse avant l'injection, 69.700 kilogrammes.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Longueur des traverses en sapin, 2.45 mètres; de celles en pin, 2.667 mètres. Poids des premières, environ 49.200 à 65.600 kilogrammes; des secondes, 49,200 à 82 kilogrammes (fig. 30).

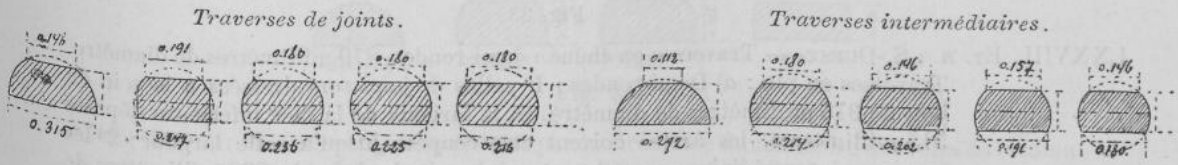


Fig. 30.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Pour les voies principales entre Saint-Pétersbourg et Gathchina, on emploie exclusivement les traverses du type n° 11 (de joint); sur le reste de l'étendue de la ligne, les types nos 11 et 12 (intermédiaires). Les vieilles traverses, retirées des voies principales, sont employées pour la réfection des voies de garage. Leur longueur est de 2.667 mètres (fig. 31).

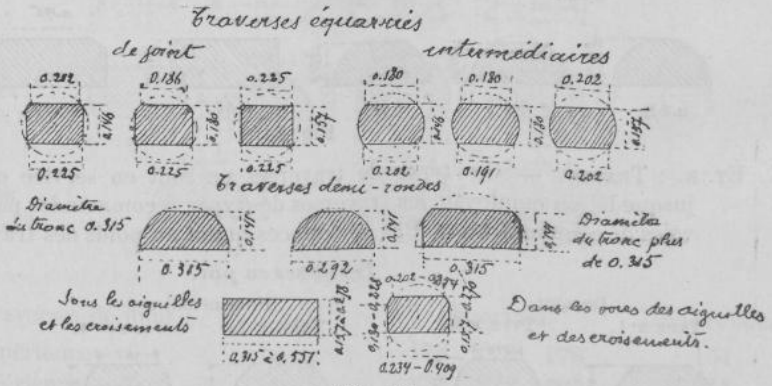


Fig. 31.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les traverses sont en pin; leur longueur est de 2.45 à2.667 mètres. Il n'existe pas de données exactes pour le poids et les qualités des bois employés.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Le diamètre de la traverse en bois de cœur n'a pas moins de 150 millimètres; longueur, 2.745 mètres. Le poids dépend du degré de dessiccation des traverses, en moyenne 60.68 kilogrammes (fig. 32).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Traverses en pin.

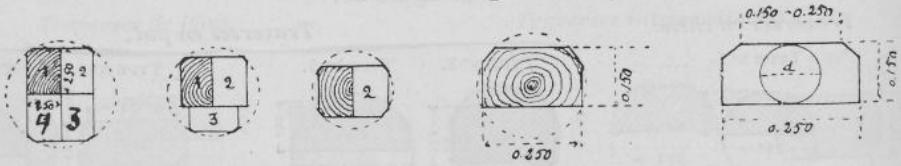


Fig. 32.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les traverses, longues de 2.45 mètres, sont faites suivant les prescriptions des circulaires de l'Administration des chemins de fer de l'État, du 31 juillet 1886, nº 6866, et du 4 octobre 1889, nº 10965 (fig. 33).

Traverses de joint. *Traverses intermédiaires.*

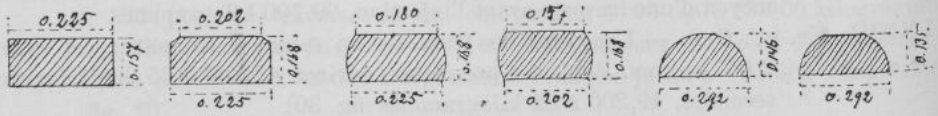


Fig. 33.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Traverses en chêne : demi-rondes, 270 millimètres de diamètre. Traverses en pin : *a*) Demi-rondes : 1º celles de joint sont dressées à la scie du bois de 315 millimètres de diamètre. Si la largeur de la face inférieure dépasse 315 millimètres, les arêtes doivent être coupées jusqu'à cette largeur; 2º les traverses intermédiaires sont dressées à la scie du bois de 292 millimètres de diamètre. La face supérieure ne doit pas avoir moins de 90 millimètres. *b*) Traverses équarries : 1º celles de joint sont sciées ou taillées sur quatre ou six faces; 2º les traverses intermédiaires ne sont taillées que sur deux faces. Les traverses demi-rondes ne sont employées pour les voies principales que dans des cas exceptionnels; en général, on emploie pour les voies principales les traverses en chêne et une quantité restreinte de traverses en pin équarries (fig. 34).

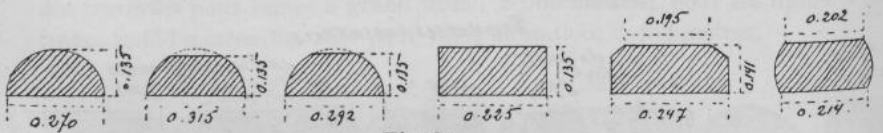
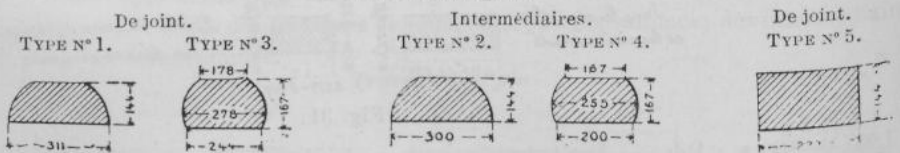


Fig. 34.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Ces types de traverses ne sont en service que depuis 1890; jusque-là, on employait les traverses des types recommandés par le ministère des voies de communication. Pas de données quant au poids des traverses (fig. 35).

Traverses en pin.



Traverses en chêne.

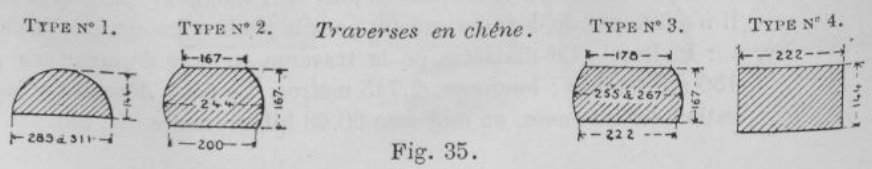


Fig. 35.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Traverses en pin.

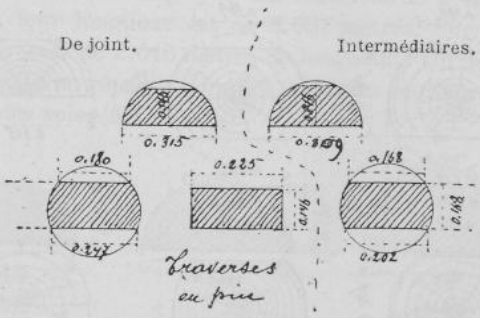


Fig. 36.

Traverses en chêne.

DERNIER TYPE.

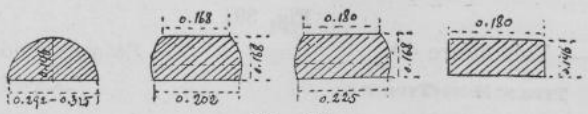


Fig. 37.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Types prescrits par la circulaire du ministère des voies de communication ; longueur des traverses, 2.66 mètres ; leur poids, 37 à 90 kilogrammes. Les dimensions transversales sont les suivantes (fig. 38).

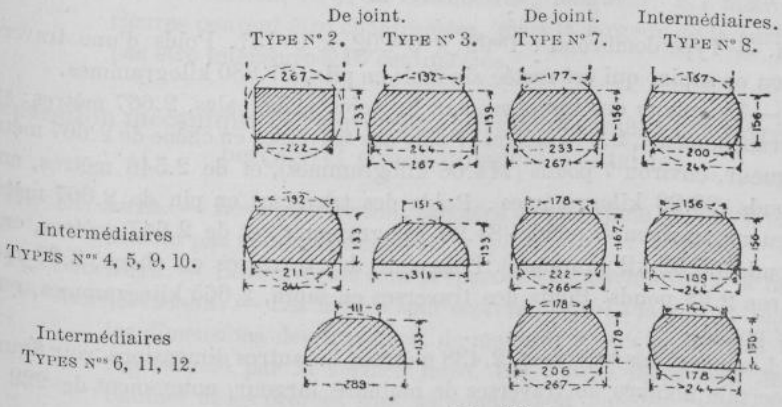


Fig. 38.

	Équarries.			*Demi-rondes.*
a) Traverses de joint :				
Face supérieure	178	178	178	151
Face inférieure	233	222	205	311
Hauteur	156	167	178	133
b) Traverses intermédiaires :	*Équarries.*			*Demi-rondes.*
Face supérieure	167	156	149	111
Face inférieure	120	189	178	289
Hauteur	156	167	178	133

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

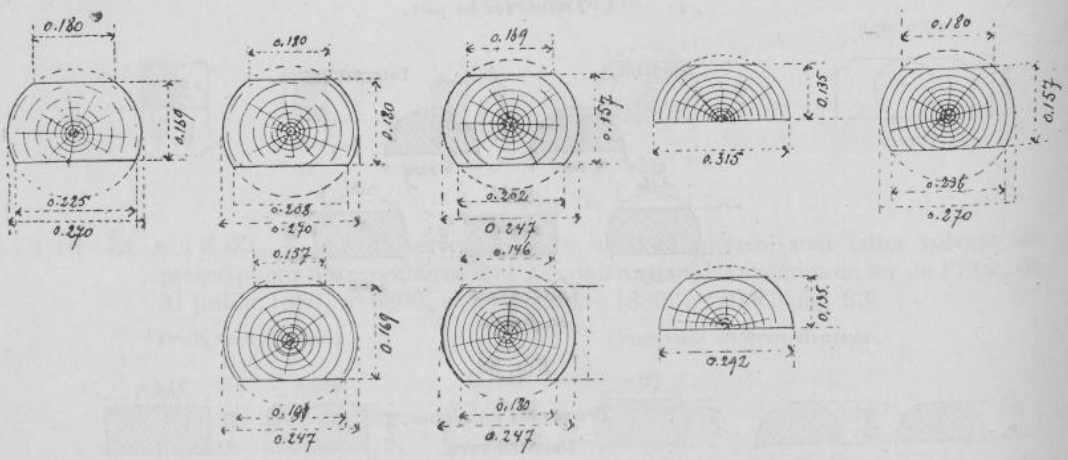


Fig. 39.

LXXXI. Or.-V. — Voir figure 40.

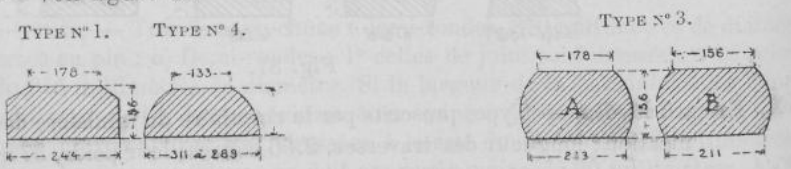


Fig. 40.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Type demi-rond : 1m99 × 0m202 × 0m157. Poids d'une traverse en pin ou en sapin, qui est restée six mois en pile, 27.880 kilogrammes.

LXXXIII. R.-Our. — Longueur des traverses sur les voies principales, 2.667 mètres; sur les embranchements, 2.646 mètres. Poids des traverses en chêne de 2.667 mètres de longueur, environ 7 pouds (114.66 kilogrammes), et de 2.546 mètres, environ 6 pouds (98.28 kilogrammes). Poids des traverses en pin de 2.667 mètres de longueur, environ 5 pouds (81.90 kilogrammes), et de 2.647 mètres, environ 4 pouds (65.52 kilogrammes). Longueur des traverses en chêne, 3.68 mètres, environ 2.28 pouds. Poids des traverses en sapin, 2.665 kilogrammes, environ 1.52 pouds.

LXXXIV. V.-V. — Longueur des traverses, 2.438 mètres; les autres dimensions, voir figure 41. Un certain nombre de traverses de moindre largeur, notamment de 229 millimètres, sont admises pour voie de garage et embranchements.

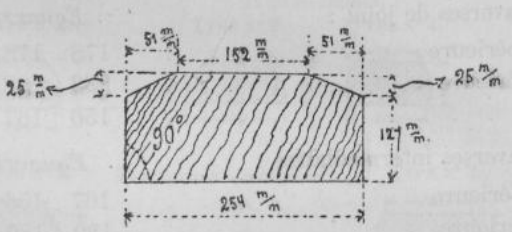


Fig. 41.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXV. Vlad. — Jusqu'en 1893, on employait les traverses de 2.45 mètres de longueur ; depuis 1893, leur longueur est de 2.667 mètres. Sur les voies de garage, on admet des traverses de 2.646 mètres de longueur. On ne procède pas au pesage des traverses. On ne répartit point les traverses de différentes catégories suivant l'importance des voies (fig. 42).

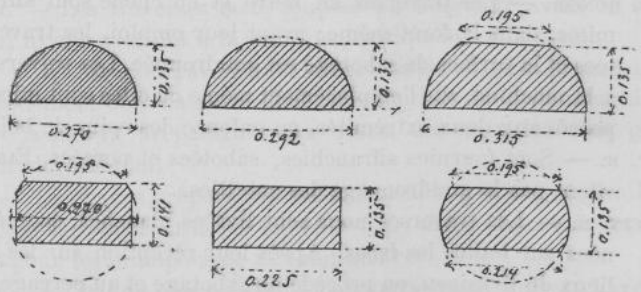


Fig. 42.

LXXXVI. Ét. fin. — Voir figure 43.

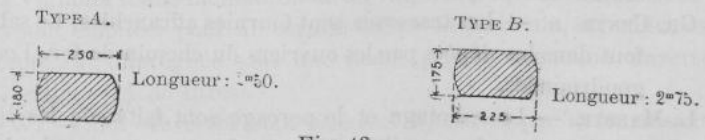


Fig. 43.

LXXXVII. St-Goth. — Section, 15 × 25 centimètres ; longueur, 2.7 mètres ; les arêtes supérieures peuvent être chanfreinées, mais la largeur de la surface d'appui ne doit pas être inférieure à 16 centimètres.

10. Préparation mécanique des traverses : affranchissement des extrémités, sabotage, perçage et goudronnage des entailles.

III. Ét. Autr. — Les traverses sont sabotées à la machine avant l'injection ; les entailles ne sont pas goudronnées.

IV. Sud Autr. — Les traverses sont préparées à la machine ou à la main.

V. Austro-Hongr. — Les arbres sont écorcés après l'abatage et sciés en rapport avec les dimensions des traverses, de manière à ce que la base de la traverse soit représentée par la surface sciée. Les autres faces sont débitées à la hache, l'aubier et les écorces sont soigneusement enlevés. Après cette opération, les traverses sont mises en dépôt.

Le perçage a lieu immédiatement avant l'enfonçage des clous. La profondeur du trou de perçage doit être en rapport avec la longueur des trous et des tirefonds et comporte quatre cinquièmes de leur section et trois cinquièmes de leur longueur.

Pour les bois blancs, il suffit d'une section de trois cinquièmes et une profondeur de un demi.

Pour éviter que les bois ne se fendent dans le sens de la fibre, il est bon de percer les trous en alternant à gauche et à droite à 3 centimètres de distance de l'axe de la traverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. Ferd.-Nordb. — Les traverses sont sabotées immédiatement avant l'injection. Le perçage se fait immédiatement avant la mise en place; les entailles ne sont pas goudronnées.

VII. Nord-Westb. — Le sabotage ne se fait pas. Les entailles sont faites à la machine. Le perçage et le goudronnage se font immédiatement avant la mise en place.

VIII. Ét. hongr. — Les traverses en hêtre et en chêne sont affranchies aux deux extrémités, dans la forêt même; avant leur emploi, les traverses en chêne sont sabotées et la surface de sabotage est goudronnée. Les traverses en hêtre sont sabotées à la machine, sur l'emplacement même où elles sont injectées, puis dans les trous percés aux deux extrémités, on enfonce des coins de bois tendre.

IX. Ét. b. — Sont fournies affranchies, sabotées et percées. Étant créosotées, ne nécessitent pas le goudronnage des entailles.

X. Vicin. b. — Les traverses nous sont livrées blanches, écorcées et proprement façonnées sur toutes les faces. Après leur réception sur les chantiers de l'État aux lieux de livraison, on procède au sabotage et au perçage, puis elles sont soumises au créosotage par injection. Les traverses en bois de Djatti ont été mises en œuvre sans préparation aucune à titre d'expérience.

XI. Gr. Centr. b. — Les traverses sont fournies affranchies. Le sabotage et le perçage se font dans les dépôts par les ouvriers du chemin de fer. Les entailles ne sont pas goudronnées.

XII. L.-Maestr.'— Le sabotage et le perçage sont faits sur les lieux d'emploi et sans goudronnage des entailles. Lorsque les traverses se fendent, on leur applique des fers en S aux extrémités pour empêcher la progression des fentes.

XIII. Maes. — Les traverses sont fournies affranchies. Le sabotage et le perçage se font dans les dépôts.

XV. Ét. dan. : S. et F. — L'une des faces larges est dressée à la scie; l'autre et les faces latérales sont dressées à la cognée. Pas de goudronnage

XVI. Ét. dan. : Seel. — Le sabotage des traverses se fait avant l'injection.

XVII. Loll.-Fal. — Fendues et sciées, pas goudronnées.

XVIII. M. S. et Al. — On les achète affranchies des extrémités, on les sabote mécaniquement aux ateliers et à la main le plus souvent.

XIX. Med. del C. a Z. — La préparation mécanique des traverses se fait à la main.

XXI. Ét. fr. — Les traverses sont dressées à la scie ou à la hache sur les faces planes. Les extrémités sont sciées perpendiculairement à la longueur. Les entailles destinées à recevoir les coussinets sont faites à la machine à égale distance des extrémités de la traverse et enduites à chaud avec du goudron végétal. Les trous sont percés avec des tarières dont le diamètre est égal à celui du noyau des tirefonds employés. Le perçage est fait sur toute l'épaisseur de la traverse et les trous sont soigneusement goudronnés.

XXII. P.-L.-M. — Les traverses sont entaillées et percées à la machine avant le créosotage.

XXIII. Orl. — Travaux faits à la main.

XXIV. Est. fr. — Les extrémités des traverses sont affranchies et percées à la machine de six ou huit trous de 19 millimètres; ensuite sabotées à la machine pour donner au rail Vignoles l'inclinaison de un vingtième.

XXV. Nord fr. — Affranchies ⊥ à la longueur; créosotées, sabotées et percées avant la préparation. Si les traverses doivent être sabotées après la préparation, les entailles et les trous de tirefond sont enduits de goudron de Norvège.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVI. Midi fr. — Les extrémités des traverses ne sont pas affranchies; les entailles sont faites à l'herminette; les trous pour les tirefonds se font à la tarière; les entailles sont goudronnées.

XXVII. Mérid. — Les traverses sont dressées à la scie; l'entaillage à la main à l'herminette; le perçage, à la tarière, est pratiqué lorsqu'on pose les traverses.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Les traverses sont coupées en longueur avant le sciage et sciées ensuite; le plus souvent à la machine, quelquefois à la main.

XXIX. Ouest. fr. — Affranchies par le fournisseur. Le sabotage et le perçage sont exécutés mécaniquement ou à la main dans les chantiers de la Compagnie et autant que possible avant la préparation; en outre, les entailles sont goudronnées au moment de l'emploi.

XXXIII. Gr. East. — Toutes les préparations se font pendant la pose des rails. Les entailles pour les coussinets sont de $0^m450 \times 0^m250$; on pratique huit trous de 156 millimètres pour les crampons de 218 millimètres.

XXXVI. Gr. S. & W. — Chaque bloc est coupé horizontalement (suivant l'axe) et forme deux traverses; celles-ci reçoivent des entailles de 5 pouces (125 millimètres) pour les rails Vignoles d'une inclinaison de un vingtième vers le milieu de la voie, ensuite elles sont empilées pour un certain temps en plein air, et, enfin, créosotées. La créosote est imprégnée sous une haute pression; chaque traverse en absorbe 2 1/2 gallons (11.35 litres).

XXXVII. L. & N.-W. — Les traverses sont sciées et équarries par le fournisseur avant leur livraison à la Compagnie des chemins de fer. Une machine au chantier de créosotage, munie de couteaux tournants, pratique les entailles pour les coussinets; une autre perce des trous pour les tirefonds, après quoi les traverses sont créosotées et munies de coussinets.

XXXVIII. L. & S.-W. — A la machine.

XXXIX. L. T. & S. — Les extrémités restent telles qu'on les reçoit des fournisseurs. Les traverses rectangulaires ne sont pas sabotées; les traverses demi-rondes sont sabotées pendant la pose.

XLI. N.-Br. — Les traverses sont sabotées et percées.

XLII. N. L. — Les traverses sont coupées et sciées; mais elles ne sont ni sabotées ni goudronnées.

XLIII. S. E. — Le sabotage et le perçage sont faits par les poseurs; les entailles ne sont pas goudronnées.

XLIV. T. V. — Les traverses ne sont que percées et créosotées.

XLV. M. S. & L. — Mécaniquement.

XLIX. North East. — Aucune.

LIV. Cape Gov. — Les traverses sont préparées à la main par les entrepreneurs.

LVI. N. S. Wales. — A la machine.

LVII. Med. it. — Aucune préparation mécanique. Lorsque les traverses se fendent, on leur applique des fers en § à leurs extrémités pour empêcher la progression des fentes. Le sabotage et le perçage sont faits sur les lieux de pose et sans goudronnage des entailles.

LVIII. Sicil. — Les traverses sont fournies affranchies; le sabotage se fait au chantier et le perçage sur les lieux de pose par le personnel même de l'entretien, sans goudronnage des entailles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LIX. Tram. piém. — La Compagnie pratique le sabotage et le perçage, sans faire le goudronnage des entailles. L'affranchissement des extrémités des traverses n'est pas nécessaire, parce que les traverses fendues sont rebutées.

LX. As. tram. it. — Aucune préparation mécanique.

LXI. Pr. Hen. — Les traverses sont fournies affranchies. Pour les billes en chêne, le sabotage se fait à la machine; le perçage est fait lors de l'emploi de la traverse, le goudronnage des entailles, de même. Pour les billes en hêtre, le sabotage se fait avant l'injection, le perçage après la préparation.

LXII. Ét. néerl. — Depuis quelques semaines seulement, la Compagnie a introduit un nouveau système de préparation mécanique des traverses. Au lieu de raboter des entailles plus ou moins larges pour placer les rails et les selles en acier, on rabote maintenant avec une machine spécialement construite pour ce but toute la longueur du dessus des traverses. On évite ainsi les coups de scie, nécessaires pour un bon rabotage aux bouts des entailles et qui donnent lieu à la pénétration de l'eau et, par suite, à la pourriture des traverses.

LXIII. Holl. — Les traverses sont fournies affranchies et sabotées. Les entailles ne sont pas goudronnées.

LXIV. Port. — Aucune préparation mécanique. Toutes les opérations sont faites à la main.

LXV. Ét. roum. — Les extrémités sont affranchies à la scie en équerre. Le sabotage, d'après gabarit à l'herminette, avec une inclinaison de un vingtième vers l'axe de la voie. Le perçage des trous pour crampons se fait à la tarière en spirale de 12 millimètres. Les entailles ne sont pas goudronnées.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Les extrémités sont affranchies; le sabotage se fait à la machine et à la main; les entailles ne sont pas goudronnées.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Les extrémités sont affranchies à la scie, de façon à obtenir des traverses d'une égale longueur; le sabotage est fait à la main; le perçage et le goudronnage n'ont pas lieu.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Pour les traverses équarries, les bois sont préparés à la main au lieu de la coupe; les traverses demi rondes sont sciées près des ateliers d'injection. Le sabotage est fait à la machine avant l'injection; pas de goudronnage des entailles. Les traverses en chêne sont goudronnées, vu qu'elles ne sont pas injectées.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Affranchies à la scie. Le sabotage s'effectue au moyen des herminettes ou des machines (Skrokhovsky et Rutgers).

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Le sabotage est fait à l'herminette et au moyen de l'appareil Skrokhovsky ou de l'appareil suédois. Le perçage des trous pour les crampons n'est fait que pour les traverses en chêne. Pas de goudronnage des entailles.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Les traverses sont affranchies ⊥ à l'axe. On ne perce que les traverses en chêne. Les entailles ne sont pas goudronnées.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Les traverses sont fournies affranchies. On procède au sabotage à l'atelier d'injection (appareil Rutgers).

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les extrémités sont affranchies à la scie. Le sabotage est en partie à la main, en partie à la machine. On ne perce pas les trous pour crampons; pas de goudronnage des entailles.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — On n'affranchit pas les traverses. Le sabotage est fait en partie à la main, en partie à la machine (appareil Rutgers). Pas de perçage ni de goudronnage des entailles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — Préparation mécanique à la main; les extrémités sont affranchies ; le sabotage est fait au moyen d'une hache et d'une scie; pas de perçage ni de goudronnage.

LXXVI. R.-Dv. — La préparation mécanique ne comporte que le sabotage à l'aide de l'herminette.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Toutes les préparations se font à la main; on goudronne les entailles.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les traverses doivent être bien écorcées; les branches coupées de manière qu'elles ne fassent pas de saillie; les extrémités doivent être affranchies ⊥ à la longueur; le sabotage se fait d'après gabarit, à la main; la longueur des entailles doit être au moins de 106 millimètres pour les traverses intermédiaires et de 128 millimètres pour celles de joint; leur largeur ne doit pas être inférieure à la largeur du patin du rail ou de la largeur de la selle; la profondeur ne doit pas dépasser :

Pour les traverses intermédiaires	21	millimètres.
— — de joint	27	—
— — intermédiaires dans les courbes.	27	—

Les entailles doivent avoir une inclinaison de un vingtième vers l'axe de la voie et être disposées à distance égale des deux extrémités de la traverse. On perce les traverses en chêne à un tiers de la longueur du crampon; la tarière est de 14 millimètres de diamètre; les traverses en pin ne sont pas percées. Le goudronnage n'est pas obligatoire.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les extrémités sont affranchies à la scie; le sabotage est fait à la main et les entailles ne sont pas goudronnées; les trous pour crampons et tire-fonds ne sont percés que dans des traverses en chêne.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Les traverses sont débitées et préparées à la main; le sabotage est fait sur le lieu de pose et à la main. On ne perce pas de trous pour crampons, et les entailles ne sont pas goudronnées.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Le sabotage s'effectue pour la plupart au moyen de l'appareil de Skrokhovsky; le reste au moyen de l'herminette; il n'y a ni perçage, ni goudronnage.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les traverses sont équarries, les extrémités affranchies; le sabotage est fait à la main d'après gabarit. Le perçage et le goudronnage des entailles n'ont pas lieu.

LXXXIII. R.-Our. — Après la réception des traverses de chez les fournisseurs et l'affranchissement des traverses débitées en régie, on renforce les bouts de traverses s'ils ont des fentes ou la tendance à se fendre par des fers en S d'une section de $^3/_4$ de millimètre sur 32 millimètres. Ensuite, on procède au sabotage des traverses au moyen de la saboteuse à main de Rütgers (depuis peu cette dernière tend à être remplacée par des saboteuses à transmission). Pendant le sabotage on applique à chaque traverse un crampon portant l'année de la pose, après quoi on introduit la traverse dans le cylindre d'injection.

Le goudronnage des entailles ne se pratique point.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXIV. V.-V. — Les traverses sont fournies avec les extrémités affranchies; leur sabotage s'effectue au moyen des appareils Rutgers, manœuvrés à la main. Le perçage des trous pour crampons ni le goudronnage des entailles ne sont pratiqués.

LXXXV. Vlad. — Les opérations de la préparation mécanique ne comportent que le sabotage et le perçage de trous; les deux opérations sont effectuées à la main avant la pose des traverses; les extrémités et les entailles sont goudronnées.

LXXXVI. Ét. fin. — Le sabotage est la seule préparation mécanique en usage.

LXXXVII. St-Goth. — Aucune préparation mécanique; le sabotage et le perçage sont exécutés immédiatement avant la pose.

11. Quantité de traverses posées sur la ligne et par kilomètre. Longueur des voies.

I. S.-E. pr. — 11 traverses par rail de 9 mètres; 1,221 par kilomètre.

III. Ét. Autr. — Le réseau comporte 11,044 kilomètres de voies, supportées par 12,586,540 traverses. Le nombre de traverses par kilomètre varie entre 1,200 et 1,280, suivant le système de la superstructure.

IV. Sud Autr. — 1,200 traverses par kilomètre.

V. Austro-hongr. — En admettant des rails de 9 mètres de longueur et de 33 kilog. par mètre courant, nous comptons en voie droite et dans les courbes supérieures à 500 mètres de rayon 1,220 traverses par kilomètre. Dans des courbes plus prononcées nous allons jusqu'à 1,330 traverses.

Dans les lignes secondaires avec rails en acier de 7.50 mètres de longueur et de 21.7 kilogrammes par mètre courant, nous comptons, pour les lignes exploitées par des locomotives spéciales à ces lignes, 1,338 traverses, et pour les lignes exploitées par les locomotives des lignes principales, 1,733 traverses par kilomètre.

VI. K. Ferd.-Nordb. — 3 millions de pièces; de ce nombre, 36 p. c. sur des voies de garage et 64 p. c. sur la voie principale, environ :

1,675,000	traverses	en chêne préparées;
535,000	—	— vierges;
10,000	—	en hêtre préparées;
740,000	—	en pin préparées;
40,000	—	— vierges.

Longueur des voies :

Voies principales, environ	2,011	kilomètres.
— secondaires, environ	300	—
— minières et étrangères, environ	125	—

Le nombre des traverses par kilomètre comporte : sur les voies secondaires, 1,212 pièces; sur les voies principales, de 1,222 à 1,360.

VII. Nord-Westb. — 1° Voies principales, pour l'année 1897 : 1,782,000 traverses; par kilomètre, 1,333 traverses; longueur totale, 1,224 kilomètres;

2° Voies secondaires, 1897 : 229,000 traverses; par kilomètre, 1,333 pièces; longueur totale des voies, 151 kilomètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VIII. Ét. hongr. — Fin 1897, la longueur des voies de nos chemins de fer comportait 16,188 kilomètres, dans lesquelles se trouvent posées 19,273,727 traverses, dont : traverses en hêtre injectées, 3,386,160 ; traverses en chêne vierges, 15,887,567. Soit, en moyenne, 1,130 traverses par kilomètre.

IX. Ét. b.

—	Voies principales.	Voies accessoires.	total.
Traverses en bois dans les voies . . .	5,733,690 pièces.	1,898,380 pièces.	7,632,493 pièces.
Longueur des voies	4,746,978 mètres.	2,187,654 mètres.	6,934,632 mètres.
dont en voies métalliques	75,339 mètres.	162,229 mètres.	237,568 mètres.
Longueur des voies sur traverses en bois.	4,671,639 mètres.	2,025,425 mètres.	6,697,064 mètres.
Billes par kilomètre de voie	5.733,690 pièces.	1,898,803 pièces.	7,632,493 pièces.
	soit 1,228 pièces.	soit 938 pièces.	soit 1,140 pièces.

X. Vicin. b. — 11 traverses par rail de 9 mètres, soit 1,222 traverses par kilomètre de simple voie ; nous avons 1,800 kilomètres de voie, soit 2,200,000 traverses en œuvre.

XI. Gr. Centr. b. — Dans toutes les voies, 904,329 traverses, dont 675,142 en voies principales et 229,187 en voies de garage des stations. Le nombre des traverses par kilomètre est de 1,129, tant pour les voies de garage que pour les voies principales. La longueur des voies exclusivement exploitées par le Grand Central belge est de 801 kilomètres, dont 598 kilomètres de voies principales et 203 kilomètres de voies de garage.

XII. L.-Maestr. — Sur toute la ligne, 64,220 billes en chêne ; 1,111 billes par kilomètre. Longueur des voies principales, 58,164 kilomètres.

XIV. Cart.-Magd. — 1800 par kilomètre.

XV. Ét. dan. : J. et F.

	Type A.	Type B.		Type C.	
		b	*c*	*a*	*b*
Quantité totale . . .	665,000	410,000		45,000	96,000
Par kilomètre	1,093	1,312, 1,406, 1,250		1,250	1,406
Longueur des voies . .	487	290		28	62

XVI. Ét. dan. : Seel. — 1,093 traverses par kilomètre. Longueur de la voie principale, 308,800 kilomètres.

XVII. Loll.-Fal. — 1,500 traverses par kilomètre. Longueur de la voie, 117,600 kilomètres.

XVIII. M. S. et Al. — 1,100 traverses par kilomètre. Longueur de la voie, 2,927 kilomètres.

XIX. Med. del C. a Z. — On pose par kilomètre 1,125 traverses.

XX. South. Pac. — Dans toutes les voies, 1,772,453 traverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXI. Ét. fr. — Il existe 3,500,000 traverses sur les voies principales du réseau dont la longueur est de 2,661 kilomètres.

XXII. P.-L.-M. — 15,847,292 traverses posées sur les voies principales du réseau à la fin de 1892. Longueur des voies principales, 12,872 kilomètres, soit 1,230 traverses par kilomètre.

XXIII. Orl. — 1,090 ou 1,273 traverses par kilomètre, suivant l'importance de la ligne. Longueur du réseau : 9,000 kilomètres de simple voie principale.

XXIV. Est fr. — Suivant le trafic, on a posé de 1,125 à 1,500 traverses par kilomètre de voie. Longueur totale des voies, 7,832 kilomètres.

XXV. Nord fr. — Le réseau comporte 5,753 kilomètres de voies principales, supportées par 6,841,897 traverses. Le nombre de traverses par kilomètre varie :

1° 4,444 kilomètres de voies en rails d'acier Vignoles de 30 kilogrammes, de 8 mètres de longueur, posés sur 10 traverses, soit 1,250 par kilomètre de voie;

2° 827 kilomètres de voies en rails d'acier Vignoles de 43 kilogrammes, de 12 mètres de longueur, posés sur 12, 13, 14 ou 15 traverses, selon les vitesses des trains;

3° 476 kilomètres de voies en rails d'acier ou de fer de 37 à 35 kilogrammes, de 6 mètres de longueur, posés sur 7 traverses, soit 1,169 traverses par kilomètre;

4° 6 kilomètres de voies en rails de divers modèles, posés sur traverses à écartement variable.

XXVI. Midi fr. — Nombre de traverses, 6,100,000 environ. Ce nombre varie de 1,091 à 1,273 par kilomètre, selon que la voie est posée avec 12 ou 14 traverses par rail de 11 m. de longueur. Longueur des voies simples du réseau au 31 octobre 1897, 5,422 kilomètres.

XXVII. Mérid. fr. — La quantité de traverses par kilomètre est de 1,222 pour les rails de 9 mètres et de 1,166 pour les rails de 12 mètres.

XXIX. Ouest fr. — En 1897, sur 7,485 kilom. de voie simple, il y avait 9,356,000 traverses, soit par kilomètre, 1,250.

XXX. B. & N. — 1,760 traverses par mille, soit 1,094 par kilomètre; longueur de la ligne, 402.5 kilomètres.

XXXI. Furn. — 1,760 traverses par mille, ou 1,094 traverses par kilomètre.

XXXII. H. & B.

Longueur de la voie double, 64 milles 30 chains = 103.64 kilomètres.
— — simple, 1 mille 27 — = 2.2 —
Nombre de traverses, 300,000.

XXXIII. Gr. East. — 1,285,000 traverses sur la ligne principale, comprenant 274 1/2 milles (441.67 kilomètres) à double voie et 110 milles (185.9 kilomètres) à voie unique; 1,950 traverses par mille, soit 1,212 par kilomètre de voie unique (1895).

XXXIV. Gr. North. — 5.000.000. Longueur totale de la ligne 2,500 milles (4,023 kilom.).

XXXVI. Gr. S. & W. — Près de 1 3/4 million de traverses; 1,210 par kilomètre; longueur de la ligne, 800 milles (1,288 kilomètres) à voie unique.

XXXVII. L. & N.-W.

Sur les voies principales, 6 1/2 millions de traverses.
— de garage, 2 3/4 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Longueur des premières, 3,660 milles (5,892.6 kilomètres); longueur des secondes, 1,225 milles (1,972 kilomètres), soit 1,094 traverses par kilomètre.

XXXVIII. L. & S.-W. — 3,500,000. Longueur de la ligne, 1,550 milles (2,494 kilomètres).

XXXIX. L. T. & S. — Nombre de traverses sur les lignes, excepté celles de garage, 350,000; 1,364 traverses par kilomètre en voie unique; longueur des lignes à double voie, 65 milles 69 chains (106 kilomètres); de celles à voie unique, 13 milles 11 chains (21.15 kilomètres).

XL. Midi. — 1,203 traverses par kilomètre.

XLII. N. L. — 66,000 traverses dans la ligne principale.

XLIII. S. E. — Environ 1,513,800 traverses, soit 2,011 par mille, ou 1,249 par kilomètre; longueur des lignes, 393 ½ milles (606.55 kilomètres), sans compter les 752 ¾ milles (1,210.84 kilomètres), de ligne à voie unique.

XLIV. T. V. — Nombre total, 445,280 traverses; 1,201 par kilomètre; longueur de la ligne, 371 kilomètres.

XLV. M. S. & L. — 1,936 par mille (1,203 par kilomètre).

XLVII. Lanc. & York. — 1,936 par mille (1,203 par kilomètre).

XLIX. North. East. — 7 ¾ millions. Sur voies principales, 1,210 traverses par kilomètre; sur voies secondaires, 1,100 par kilom. Longueur totale des voies, 6,672 kilom.

L. Rhym. — 1,005 traverses par kilomètre.

LIV. Cape Gov. — 2,130 milles (3,428 kilomètres); 1,094 traverses par kilomètre (1,760 par mille).

LV. N. Zeal. — 5,000,000; 1,514 par kilomètre. Longueur totale de la voie principale, 3,300 kilomètres.

LVI. N. S. Wales. — 5,953,500; en moyenne 2,100 par mille (1,305 par kilomètre). Longueur totale de la ligne 2,835 milles (4,562 kilomètres).

LVII. Méd. it. — En moyenne, on a 14 traverses posées sur 12 mètres de longueur de voie. La longueur totale des voies est de 7,039 kilomètres.

LVIII. Sicil. — 1,111 traverses par kilomètre. Longueur des voies du réseau 1,080 kilomètres.

LIX. Tram. piém. — Sur la ligne, 212,800 traverses; par kilomètre, 1,330; longueur des voies, 160 kilomètres.

LX. As. tram. it. — Le nombre de traverses est très variable; il dépend des conditions du tracé de la ligne.

LXI. Pr. Hen. — 1,176 par kilomètre de voie, 1,542 par kilomètre en y comprenant les voies de garage. Longueur des voies principales, 21,456 kilomètres.

LXII. Ét. néerl. — 1,100 francs par kilomètre; en tout, 2,180 kilomètres de voies principales.

LXIII. Hol. — Longueur des voies principales et de garage au 1er janvier 1893 était de 1,342,411 kilomètres. Il y avait à cette époque 1,289,224 traverses posées, soit 1,130 traverses par kilomètre.

LXIV. Port. — 1,300,000 traverses; 1,250 traverses par kilomètre, les voies des stations comprises; 1,040 kilomètres de voies principales.

LXV. Ét. roum. — 308,262 traverses; 1,130 traverses par kilomètre. Longueur des voies, 273,019 kilomètres.

LXVI. Ét. r. : Balt. — 1,642,000 traverses dans toutes les voies des chemins de fer Baltique et Pskov-Riga; 1,371 par kilomètre de voie principale.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVII. Ét. r. : Bask. — 154,739 traverses; 1,314 traverses par kilomètre de voies à rail de 6m100 de longueur et 1,378 par kilomètre de celles à rail de 7m32 de longueur.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Sur toute l'étendue des lignes Catherine et de Donetz, il existe dans les voies principales et de garage, 2,005,926 traverses, dont :

Traverses en pin injectées	1,252,026
— — vierges	2,500
— en chêne, vierges	751,400

1,368 traverses par kilom. Longueur des voies principales, au 1er décembre 1894. $\left\{\begin{matrix} \text{I } 995.860 \\ \text{II } 145.302 \end{matrix}\right. = 1{,}141.162$ verstes, soit $\left\{\begin{matrix} 1{,}060.590 \\ 154.746 \end{matrix}\right. = 1{,}215.336$ kilomètres, dont il revient pour la ligne Catherine $\left\{\begin{matrix} \text{I } 548.370 \\ \text{II } 154.746 \end{matrix}\right. = 703.116$, et pour la ligne de Donetz, 512.220 kilomètres. Longueur de toutes les voies, y compris celles de stations, de garages, de service, etc., 1,510.828 kilomètres.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — 1,836,668 traverses; 1,238 à 1,370 traverses par kilomètre. Longueur des voies : voie unique, 1,069.96 kilomètres; voie double, 97 55 kilomètres; embranchements et voies de stations, 271.85 kilomètres. Longueur totale : 1,439.37 kilomètres.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Au 1er janvier 1894, il y avait en service :

Traverses en chêne	919,821 pièces.
— en pin injectées	109,382 —
— — non injectées	1,023,910 —

En plus, 283 pièces de traverses métalliques, système Vautherin, posées sur 248,571 mètres de la section de Kramatorovsk, 2,053,401 traverses en total, soit 1,253 traverses par kilomètre. Longueur des voies : principale, 1,017.469 kilomètres; seconde, 284.100 kilomètres; embranchements aux carrières de ballast et voies provisoires, 5.016 kilomètres; de stations et de garage, 318.626 kilomètres; voies d'accès, 12.428 kilomètres.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — En tout, 3,208,987 traverses. La longueur totale des voies est de 1,052.70 kilomètres.

LXXII. Ét. r. : Nic.

Nombre de traverses dans les voies principales, 1,705,000 } = 2,185,000 pièces.
— — de garage, 480,000 }

Jusqu'en 1893, on posait 1,314 traverses par kilomètre avec les rails de 6.100 mètres de longueur, et 1,291 traverses par kilomètre avec les rails de 8.540 mètres de longueur; à partir de 1893, on pose 1,526 dans le dernier cas et 1,596 avec les rails de 10.675 mètres de longueur. Dans les voies de garage, on pose 1,314 par kilomètre avec les rails de 6.100 mètres et 1,291 avec ceux de 8.540 mètres.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Nombre de traverses : en sapin, 1,021,180; en pin, 568,171, dont 886,177 traverses en sapin et 499,521 en pin sur les voies principales; dans les stations et les embranchements, 135,010 en sapin et 68,650 en pin. On pose, suivant la longueur du rail en fer, de 1,251 à 1,314 et du rail en acier de 1,291 à 1,460 traverses par kilomètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Au 1er janvier 1893, il y avait 3,077,292 traverses dans les voies principales et 481,114 dans celles de garage, soit en tout 3,558,406 traverses. Nombre moyen de traverses par kilomètre de voie principale, 1,291 ; de voie de garage, 1,314.

LXXV. Pol. — Ligne principale :

Le rail de 7m32 de longueur repose sur 10 traverses (1,369 traverses par kilomètre).
— 6m71 — 9 — (1,344 —).
— 6m100 — 8 — (1,314 —).
— 5m500 — 8 — (1,458 —).

Ligne Vilna-Rovno :

Voies principales	687,044 pièces.
— de stations	178,502 —
— auxiliaires	4,663 —

Ligne Biélostok-Baranovitchi :

Voies principales	298,658 pièces.
— de stations	71,676 —
— auxiliaires	1,242 —
— à trafic commercial	3,384 —

Ligne Jabinka-Briansk :

Voies principales	1,060,134 pièces.
— de stations	220,822 —
— auxiliaires	8,120 —
— à trafic commercial	4,872 —

Total, non compris les aiguilles et les croisements :

Voies principales	2,045,836 pièces.
— de stations.	471,000 —
— auxiliaires	14,025 —
— à trafic commercial	8,256 —

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Il existe en tout 628,016 traverses posées au chemin de fer de Riga-Dvinsk, y compris l'embranchement de Mulgraben et la ligne de Riga-Bolderaa. Le nombre de traverses par kilomètre de voie unique est de 1,126 à 1,343. Longueur des voies, 574.158 kilomètres.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Nombre total de traverses :

Voies principales de la section	Kinel-Tchéliabinsk		1,302,437 pièces.
— de stations	—	—	121,441 —
— principales	—	Batraki-Orenbourg	666,198 —
— de stations	—	—	113,004 —

Dans les voies principales de la section Tchéliabinsk, 1,369 traverses par kilomètre ; section d'Orenbourg, 1,234 traverses par kilomètre.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — 6,200,000 traverses dans les voies principales et 1,250,000 dans les voies de garage, soit 1,314 par kilomètre de voie unique. Suivant les catégories des traverses, cette quantité se répartit comme suit :

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Voies principales :

Traverses en chêne, vierges	5,110,000 pièces.
— en pin, vierges équarries	210,000 —
— — demi-rondes	20,000 —
— — injectées équarries	860,000 —

Voies de garage :

Traverses en chêne	350,000 pièces
— demi-rondes, vierges	900,000 —

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Quantité totale de traverses, 1,699,683. On pose de 1,314 à 1,370 traverses par kilomètre, suivant la longueur du rail.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Il existe 2,898,154 traverses sur toutes les voies du chemin de fer (à l'exception de la seconde voie de Koubinka-Viazma); 2,545,802 traverses se trouvent dans les voies principales et 352,352 dans les voies de garage. Longueur des voies, 2,464.88 kilomètres. Le nombre de traverses par kilomètre dépend du type du rail et de sa longueur, savoir :

Longueur du rail.	Nombre de traverses sous les rails d'un poids de			
	26.87 kilogrammes		29.11 à 30.20 kilogrammes	
	par rail.	par kilom.	par rail.	par kilom.
8.534 mètres	...	...	11	1,289
7.315 —	11	1,504	10	1,367
6.706 —	...	...	10	1,491
6.401 —	10	1,562	9	1,496
6.096 —	8	1,312	...	...

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Voie principale, 686,164 traverses; voies de stations, 139,059 traverses; total, 825,223 traverses. Le nombre de traverses par kilomètre dépend de la longueur des rails; ainsi jusqu'en 1890 :

Longueur du rail, 8.541 mètres; nombre de traverses sous chaque rail,	11 pièces.
— 7.32 — — —	10 —
— 6.100 — — —	8 —

Dès 1890, sur les parties du trafic intensif effectué au moyen de locomotives pesantes à huit roues, on a commencé la pose des rails type n° 2 (*voir* annexe N II) et pour ce type :

Longueur du rail, 8.54 mètres; nombre de traverses.	12 pièces.
— 7.32 — —	10 —

Le nombre de traverses par kilomètre varie de 1,317 à 1,500 pièces; la longueur dominante des rails est de 8.541 mètres.

Voies principales	520.696 kilomètres.
— de stations	135.051 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXII. M.-J.-Ar. — 158,000 traverses. Maximum, 1,502 traverses par kilomètre. Longueur des voies, 102.027 kilomètres.

LXXXIII. R.-Our. — 1,405 traverses par kilomètre. La longueur de la ligne est de 4,095 verstes (environ 4,350 kilomètres).

LXXXIV. V.-V. — La quantité des traverses posées sur la ligne est d'environ 1,500,000 pièces, ou 1,335 traverses par kilomètre. La longueur des voies (principales et de stations) est de 1,120.5 kilomètres.

LXXXV. Vlad. — 2,540,000 traverses; de 1,289 à 1,406 traverses par kilomètre. La longueur de la ligne est de 1,995 kilomètres.

LXXXVI. Ét. fin. — Type de traverses *a*, 1,250 par kilomètre; type *b*, 1,375 par kilomètre. Longueur des voies : 1,104 kilomètres avec des traverses type *a*, et 1,351 kilomètres avec les traverses type *b*.

LXXXVII. St-Goth. — La quantité des traverses en bois posées sur la ligne est d'environ 248,000.

Par kilomètre : de voies principales.	1,350	traverses.
— — accessoires.	1,125	—
Longueur : des voies principales	394,759	mètres.
— — accessoires	110,375	—
Total . . .	505,134	mètres.

12. Quantité par essence de traverses vierges et injectées employées pour l'entretien annuel des voies de différente importance (voie principale, de garage, etc.).

III. Ét. Autr. — Toutes les traverses sont injectées.

IV. Sud Autr. — Pour les lignes principales, environ 500,000 traverses par an.
— — de garage — 20,000 — —
Dans ce nombre, 120,000 traverses en chêne non injectées;
70,000 — en sapin blanc non injectées;
330,000 — en hêtre injectées.

V. Austro-hongr. — Depuis l'année 1888, et pour un réseau d'une longueur de 2,316 kilomètres avec rails de tous systèmes et un chiffre total de 2,588,800 traverses jusque fin 1897 avec une longueur de 2,415 kilomètres et un chiffre total de 2,705,900 traverses, la consommation en traverses pour le service de l'entretien a varié de 5.53 p. c. (1888) jusque 9.32 p. c. (1897).

VI. K. Ferd.-Nordb. — *Voir* le tableau ci-joint et question 9.

VII. Nord-Westb. — En 1897 :

1° Voies principales	76,700	préparées, en bois	blancs.
— —	33,600	— —	durs.
2° Voies secondaires	12,300	— —	blancs.
— —	400	— —	durs.
— —	4,800	vierges, —	blancs.
— —	900	— —	durs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VIII. Ét. hongr. — Quantités employées pour l'entretien annuel :

a) Traverses, de 2.70 mètres de longueur, 197,000, dont 14,000 traverses en hêtre injectées et 57,000 en chêne vierges;

b) Traverses, de 2.50 mètres de longueur, 1,093,000, dont 809,000 traverses en chêne vierges et 284,000 en hêtre injectées;

c) Traverses, de 2.20 mètres de longueur, 516,839, dont 472,648 traverses en chêne vierges et 44,191 en hêtre injectées;

d) Traverses, de 1.70 à 1.50 mètre, 4,000 en chêne vierges.

IX. Ét. b. :

SORTES DE TRAVERSES.			Voies principales.	Voies accessoires.	TOTAL.
Traverses en bois	de chêne	injectées. . . .	5,650,156	1,478,924	7,129,080
		vierges	8,963	170,886	179,849
	de sapin	injectées. . . .	57,386	246,528	303,914
		vierges	...	1,630	1,630
	de hêtre	injectées. . . .	17,185	835	18,020
		vierges	...	...	...
		Totaux. . .	5,733,690	1,898,803	7,632,493

X. Vicin. b. — Les renouvellements sont insignifiants jusqu'à présent; nous comptons que les traverses en chêne, créosotées, auront une durée de quatorze à dix-huit ans; or, nos voies les plus anciennes n'ont été établies qu'en 1885.

XI. Gr. Centr. b. — En moyenne, 63,000 traverses par an pour l'entretien des voies principales et de garage.

XII. L.-Maestr. — Environ 5,000 traverses pour les voies principales. Pour les voies accessoires, on emploie les traverses retirées des voies principales.

XIII. Maes. — Actuellement, 3,000 traverses; quantité relativement forte due à ce que nous sommes dans une période de réfectionnement de la voie.

XV. Ét. dan. : J. et F. :

		Type C.	
Type A.	Type B.	*a*.	*b*.
52,000	45,700	1,100	5,700

Quantité moyenne pour toutes les voies, de 1887 à 1891.

XVI. Ét. dan. : Seel. — En 1890, on employait 56,700 traverses non préparées.

XVII. Loll.-Fal. — Environ 120 traverses par kilomètre.

XX. South. Pac. — Environ 42 p. c. du nombre total des traverses.

XXI. Ét. fr. — En 1897 il a été employé 116,030 traverses pour l'entretien des voies principales du réseau.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXII. P.-L.-M. — On emploie par an pour l'entretien des voies principales 900,000 à 1,100,000 traverses. Les voies de garage et de service sont entretenues avec des traverses retirées des voies principales.

XXIII. Orl. — Chêne, environ 400,000 traverses, dont 50,000 préparées; hêtre, 50,000 traverses préparées; pin, 150,000 traverses préparées.

XXIV. Est. fr. — De 1863 à 1885, on a remplacé annuellement, dans les voies principales seulement, environ 6 p. c. des traverses.

XXV. Nord fr. — On emploie en moyenne 285,000 traverses, soit un remplacement d'environ 4 p. c. par rapport aux quantités en service. Ce retrait de 4 p. c. ne serait même pas atteint, si la substitution des rails de 43 kilogrammes aux rails de 30 kilogrammes n'avait pour conséquence le retrait complet des traverses supportant les rails. Pour une substitution moyenne annuelle de 150 à 160 kilomètres, on retire près de 200,000 traverses, dont plus de la moitié sert, comme premier choix, à l'entretien des sections en rails de 30 kilogrammes et aux additions de voies dans les gares. Les essences de bois entrant dans les 285,000 traverses ci-dessus se décomposent comme suit :

10 p. c. traverses en chêne de cœur, non préparées;
21 — — — créosotées;
69 — — en hêtre, créosotées

XXVI. Midi fr. :

Voies principales.	220,000	traverses en	pin, créosotées.
	80,000	—	en chêne.
— de garage	40,000	—	en pin, créosotées.

XXVII. Mérid. — Pour l'entretien annuel de la voie, on emploie 10 p. c. des traverses pour les voies principales.

XXX. B. & N. — Toutes les traverses sont injectées.

XXXI. Furn. — 40,000 par an.

XXXII. H. & B. — Les traverses ne sont que d'une seule essence; on en remplace par an de 4,000 à 24,000.

XXXIII. Gr. East. — De 90,000 à 100,000 traverses injectées (1895).

XXXIV. Gr. North. — Environ 250,000.

XXXVI. Gr. S. & W. — Traverses injectées.

XXXVII. L. & N.-W. — Toutes les traverses sont également créosotées. Les traverses enlevées des voies principales sont employées à la réparation des voies de garage. Quantité moyenne par an, 300,000 traverses.

XXXVIII. L. & S.-W. — Environ 85,000 traverses créosotées.

XXXIX. L. T. & S. — Très variable.

XLII. N. L. — Toutes les traverses sont créosotées. Durée de service, quinze ans.

XLIII. S. E. — *Voir* la réponse à la question 9. Le nombre de traverses employées actuellement à l'entretien des lignes principales est de 97,170 par an.

XLIV. T. V. — 17,000.

XLVII. Lanc. & York. — Environ 120,000 traverses préparées sur les voies principales. Les traverses enlevées des voies principales sont employées à la réparation des voies de garage.

XLIX. North East. — 300,000

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LV. N. Zeal. — 280,000.

LVI N. S. Wales. — 130,864 ou 2.29 p. c.

LVII. Méd. it. — Pour l'entretien ordinaire, on emploie annuellement 350,000 traverses.

LVIII. Sicil. — Pour l'entretien ordinaire, on emploie annuellement environ 10 p. c. des traverses vierges.

LIX. Tram. piém. — 20,000 traverses.

LXI. Pr. Hen. — Traverses en chêne vierges, 196 par kilomètre des deux voies principales annuellement. Pour les voies de garage, on emploie les traverses retirées des voies principales.

LXII. Ét. néerl. — 160,000 pièces de sapin, injectées; 7,000 pièces de hêtre, injectées; 1,500 mètres cubes de chêne, vierges.

LXIII. Holl. — Du 1er janvier 1892 au 1er janvier 1893, ont été employées pour l'entretien de la voie :

8,733 traverses en bois de teck (vierges);
32,235 — — de chêne (injectées);
63,941 — — de sapin rouge (injectées).

LXIV. Port. :

Années.	Voies principales.	Voies de garage.
1886.	53,281	4,445
1887.	62,702	2,576
1888.	85,320	3,308
1889.	104,054	4,021
1890.	149,400	4,026
Total.	454,757	18,376

De septembre 1890, on a installé une nouvelle ligne de Beira-Baura, 165 kilomètres, dont les traverses ne sont pas comprises dans le tableau.

LXV. Ét. roum. — La quantité moyenne de traverses par an, pour l'entretien des voies, a été de 15 p. c.

LXVI. Ét. r. : Balt. — On remplace annuellement 273,000 traverses non injectées sur les voies principales et 100,000 traverses sur les voies de garage.

LXVII. Ét. r. : Bask. — 32,911 traverses vierges, 12,128 traverses imbibées. En moyenne, le remplacement annuel atteint 13,000 pièces.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — En moyenne, 250,000 annuellement, dont 170,000 traverses en pin injectées pour réfection générale et 80,000 traverses en chêne pour les remplacements par pièce.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pendant les quatre années :

Années.	Voies principales.	Voies de gares et embranchements
1888.	174,731	33,842
1889.	288,080	15,720
1890.	296,822	28,516
1891.	217,043	40,216

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — La quantité moyenne annuelle des traverses pour les quatre dernières années (1890, 1891, 1892, 1893) a été, dans les :

Voies principales	Traverses en chêne		89,038
	—	en pin	250,042
Voies de gares	—	en chêne (1892-1893)	6,789
	—	en pin	24,689
Embranchements	—	—	748

Il a été posé sur la section de Donetz en 1890 :

Dans la voie principale	27,747 traverses en chêne.
Dans les voies de gares	1,895 — —
Total	29,642

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Pour les voies principales, 379,432 pièces. Pour les voies de garage, 42,215 pièces.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Il n'y a que des traverses injectées sur toute la ligne principale, ainsi que sur une certaine partie de voies de garage (environ 180,000 pièces). Le reste des voies de garage est pourvu de traverses non injectées au nombre de 300,000 environ.

LXXIII. Ét. r. : Our — Pour l'entretien des voies de garage, on emploie annuellement 9,000 traverses en sapin et 40,000 traverses en pin, retirées des voies principales. La durée du service des traverses en sapin est de quatre ans dans les voies principales, plus cinq ans dans les voies de garage; pour les traverses en pin, cette durée est de cinq et six ans

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Les traverses employées au chemin de fer de Saint-Pétersbourg-Varsovie ne sont pas injectées; de même que celles que l'on a préparées pour les années 1895 et 1896. Pour les réfections en 1895, il a été alloué une quantité de 805,879 traverses en pin, dont pas moins de 20 p. c. de la quantité générale devaient être du type nº 11 (de joint) et 80 p. c. au plus de la même quantité du type nº 12 (intermédiaires). Pour les remplacements dans les voies de garage, on employa les traverses retirées des voies principales.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Toutes les traverses sont en pin. En 1894, on a posé, à titre d'essai, des traverses en chêne sur une distance de 6 verstes (6.4 kilomètres).

LXXVI. Ét. r. : R. Dv. — La consommation annuelle de traverses (non injectées, exclusivement) est de 100,000 pièces.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Pour le remplacement des traverses hors de service sur la section Kinel-Tchéliabinsk, il a fallu, en 1894, environ 315,000 pièces, dont :

Traverses en chêne	30,000
— en pin	135,000
— en sapin	150,000

Sur la section Batraki-Orenbourg (même année), 197,000, dont :

Traverses en pin	122,000
— en mélèze	75,000

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — La quantité de traverses à remplacer varie chaque année suivant les sections qui exigent la réfection. Pour 1889 à 1893, *voir* le tableau inséré au formulaire C, page 75, du *Compte rendu de Londres*. 4e volume, et page 2961 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

LXXIX. Ét. r. : Transc. – Il y avait au 1er janvier 1893 :

Traverses en chêne, non injectées	620,059
— en sapin —	779,990
— — injectées.	299,634
Total.	1,699,683

Autrefois, la quantité des traverses en pin était insignifiante et on ne les enregistrait pas séparément de celles en sapin. Ce n'est qu'en 1893 qu'on a commencé à les employer dans de plus grandes proportions ; à l'avenir, on leur fera un décompte spécial. La quantité de traverses remplacées en 1892, par rapport aux quantités de traverses en service au 1er janvier de la même année, est indiquée dans le tableau inséré au formulaire C, page 75, du *Compte rendu de Londres*, 4e volume, et page 2961 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — En moyenne (pour les dix dernières années), on emploie pour les réfections 627,437 traverses en pin non injectées, soit 23.59 p. c. sur toute la quantité de traverses posées.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Le remplacement s'effectue par verste ou demi-verste. On remplace toutes les traverses ayant quatre ans de service et, en moyenne, 25 p. c. ayant trois ans de service ; ces dernières, après triage, servent au remplacement partiel d'autres traverses qui ont servi trois ans. Le remplacement des traverses de deux ou un an de service, endommagées par l'entretien de la voie pendant l'hiver, se fait par pièce avec des traverses neuves.

	Moyenne de trois ans.		
Voies principales :			
Remplacement kilométrique avec traverses neuves.	187,892 pièces	= 27.38	p. c.
Remplacement par pièce — — .	3,848 —	= 0.56	—
Remplacement par pièce avec des traverses ayant trois ans de service	11,531 —	= 1.6	—
Voies de stations :			
Remplacement avec traverses neuves	15,656 —	= 11.26	—
Remplacement avec des traverses de trois ans de service (retirées de la voie principale)	15,082 —	= 10.9	—

LXXXII. M.-J.-Ar. — Chaque année, on remplace indifféremment, avec des traverses en pin ou en sapin, environ 1/4 de la quantité de traverses dans les voies. Certaines parties des voies de garage ne sont réparées que pour 1/3 des traverses. Les traverses peuvent servir quelquefois de cinq à six ans.

LXXXIII. R.-Our. — Pour l'entretien annuel, il faut 500,000 traverses préservées. Les traverses vierges ne s'emploient pas. En outre, les traverses sont employées pour de nouveaux travaux, mais le nombre dépend de l'importance des travaux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXIV. V.-V. — La quantité de traverses employées pour l'entretien annuel des différentes voies varie d'après l'état des traverses. Elle est à peu près de 200,000 pièces par an.

LXXXV. VLAD. — La quantité de traverses remplacées annuellement est de 325,000 pièces.

LXXXVI. ÉT. FIN. — Quantité de traverses vierges employées pour l'entretien des voies pendant l'année 1893 : *A*. 178,893 ; *B*. 167,269.

La quantité totale des traverses, type *A* était, au 1er janvier 1894, de 1,415,664 et type *B* de 1,848,196.

LXXXVII. St-GOTH. — Pour l'entretien annuel, environ 15,000 traverses en chêne vierges qui sont presque exclusivement affectées aux voies principales.

II. — Conservation des traverses (injection, immersion, carbolisation, etc.) (1).

13. Substance antiseptique employée.

I. S.-E. PR. — Chlorure de zinc.

II. CENTR. ARG. — Les traverses ne sont pas injectées.

III. ÉT. AUTR. — Chlorure de zinc.

IV. SUD. AUTR. — Sulfate de cuivre et chlorure de zinc.

V. AUSTRO-HONGR. — Les traverses sont employées à l'état vierge.

VI. K. FERD.-NORDB. — Chlorure de zinc.

VII. NORD-WESTB. — Chlorure de zinc ; huile de goudron.

VIII. ÉT. HONGR. — Chlorure de zinc à 2°1 Baumé, ainsi que de chlorure de zinc à 3° Baumé et d'huile de créosote de hêtre 32 p. c.

IX. ÉT. B. — Créosote.

X. VICIN. B. — Créosote brute.

XI. GR. CENT. B. — Créosote.

XII. L.-MAESTR. — Créosote.

XIII. MAES. — Créosote.

XVI. ÉT. DAN. : SEEL. — Chlorure de zinc.

XVIII. M. S. ET AL. — Créosote.

XX. SOUTH. PAC. — Chlorure de zinc.

XXI. ÉT. FR. — Chlorure de zinc additionné de créosote brute.

XXII. P.-L.-M. — Créosote.

XXIII. ORL. — Créosote.

XXIV. EST FR. — Créosote.

XXV. NORD FR. — Huile lourde de houille, dite « créosote brute ».

XXVI. MIDI FR. — Sulfate de cuivre et créosote.

XXVIII. S. G. ÉC. FR. — On emploie en France : sulfate de cuivre, créosote, chlorure de zinc, sulfate de fer, sulfate de zinc, ferro-cyanure de sodium.

XXIX. OUEST FR. — Créosote brute ou huile lourde, provenant de la distillation du goudron de gaz.

XXX. B. & N. — Créosote.

XXXI. FURN. — Créosote.

XXXII. H. & B. — Créosote.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXXIII. Gr. East. — Créosote.
XXXIV. Gr. North. — Créosote.
XXXV. Chesh. L Com. — Créosote.
XXXVI. Gr. S. & W. — Créosote.
XXXVII. L. & N.-W. — Créosote. (*Voir* la réponse à la question 16.)
XXXVIII. L. & S.-W. — Créosote.
XXXIX. L. T. & S. — Créosote, huile lourde de goudron.
XLI. N Br. — Créosote.
XLII. N. L. — Créosote.
XLIII. S. E. — Créosote.
XLIV. T. V. — Créosote.
XLV. M. S. & L. — Créosote.
XLVI. Isle of M. — Créosote.
XLVII. Lanc. & York. — Créosote.
XLVIII. Metr. Dist. — Créosote.
XLIX. North East. — Créosote.
L. Rhym. — Créosote.
LI. Gr. N. Ir. — Créosote.
LII. East Ind. — Aucune.
LIII. Nat. Gov. — Créosote pour le pin.
LIV. Cape Gov. — Créosote.
LVI. N. S. Wales. — Aucune.
LXI. Pr. Hen. — Sulfate de cuivre et chlorure de zinc avec un mélange de créosote brute.
LXII. Ét. néerl. — Créosote et chlorure de zinc.
LXIII. Holl. — Chlorure de zinc.
LXIV. Port. — La créosote entièrement liquide d'une densité entre 1.035 et 1.045, contenant 12 à 15 p. c. d'acide de goudron.
LXV. Ét. roum. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXVI. Ét. r. : Balt. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXVII. Ét. r. : Bask. — Eau salée (concentrée) du lac de Baskountchak.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Chlorure de zinc pour les traverses en pin; les traverses en chêne ne sont pas injectées.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Chlorure de zinc. La ligne, ne possédant pas, jusqu'en 1894, de chantier de préparation, faisait préparer les traverses pour sa partie méridionale (50,000 traverses en pin par an) au chantier de la ligne Catherine. Mais, depuis 1894, elle a installé à Krioukov, sur le Dniéper, un grand chantier pour une préparation de 250,000 à 400,000 traverses par an.
LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Chlorure de zinc; il n'y a que les traverses en pin qui soient injectées.
LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Chlorure de zinc.
LXXII. Ét. r. : Nic. — Chlorure de zinc.
LXXIII. Ét. r. : Our. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXXV. Ét. r. : Pol. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses ne sont pas injectées.
LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — On n'utilise aucune substance antiseptique

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Chlorure de zinc.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — De 1887 à 1889, on préparait au chlorure de zinc exclusivement les traverses en sapin du pays; puis on a abandonné la préparation, qui n'a été reprise, toujours au chlorure de zinc, qu'au mois de novembre 1893. Les renseignements donnés par l'Administration ne se rapportent qu'aux prescriptions et règles que l'on se propose de suivre à la préparation des traverses.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — On injecte les traverses depuis 1894 au chlorure de zinc.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Pas d'injection.

LXXXIII. R.-Our. — Chlorure de zinc.

LXXXIV. V.-V. — Les traverses sont employées à l'état vierge.

LXXXV. Vlad. — On n'injecte pas les traverses. En 1887, on a fait des essais d'injection des traverses au chlorure de zinc; les traverses ainsi préparées, au nombre de 17,585, furent posées dans les voies; 11,827 de ce nombre étaient encore en service au 1er janvier 1893.

LXXXVI. Ét. fin. — Les traverses ne sont pas injectées.

LXXXVII. St-Goth. — Chlorure de zinc.

14. Procédé de conservation (mode d'introduction de la substance antiseptique dans la traverse).

I. S.-E. pr. — Dans des cylindres fermés, au moyen du vide et d'une pression de 6 2/5 atmosphères.

III. Ét. Autr. — Procédé Bréant-Burnett.

IV. Sud Autr. — Dans des cylindres fermés, au moyen du vide et d'une pression de 6 à 8 atmosphères.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Procédé Burnett.

VII. Nord-Westb. — Au moyen du vide et d'une pression de 6 1/2 atmosphères.

VIII. Ét. hongr. — Procédé Burnett

IX. Ét. b. — Procédé Bethell, par vide d'abord et pression ensuite.

X. Vicin. b. — Injection par le vide et la pression, pour terminer l'opération ; la créosote est préalablement chauffée à 50° C. au minimum.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Procédé Burnett.

XVIII. M. S. et Al. — On fait le vide dans la chaudière contenant les traverses, puis on injecte la créosote sous pression.

XX. South. Pac. — Procédé Burnett.

XXI. Ét. fr. — Les traverses sont conservées en les injectant à l'aide d'un antiseptique. Le procédé Blythe a été employé de 1879 à 1886; depuis, l'injection se fait toujours en vase clos, le vide est produit par des éjecteurs et la pression de l'antiseptique dans le cylindre qui renferme les traverses est fait au moyen de pompes.

XXII. P.-L.-M. — Pression à une température de 60 à 90°.

XXIII. Orl. — En vase clos par vide et pression.

XXIV. Est fr. — Le procédé Bethell ; injection en vase clos, par vide et pression

XXV. Nord fr. — Procédé Blythe, dit « thermo-carbolisation ». Dans ce procédé, les traverses sont soumises aux deux opérations suivantes :

1° Elles sont introduites dans un cylindre en tôle et subissent l'action d'un courant

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de vapeur d'eau, mélangée de vapeur d'huile créosotée, pendant un temps nécessaire pour assurer dans la seconde partie de l'opération — l'absorption de la quantité prescrite de créosote ;

2° Le cylindre contenant les traverses est ensuite rempli de créosote brute en quantité suffisante. Ce liquide, maintenu à une température d'au moins 60°, est refoulé et comprimé dans le cylindre par la vapeur de 5 atmosphères du générateur, pendant un temps suffisant pour que la quantité totale de créosote introduite dans le bois, tant sous forme de vapeur carburée que sous forme de liquide, soit d'au moins 15 kilogrammes par traverse.

XXVI. Midi fr. — Procédé Bethell ; injection en vase clos par vide et pression. Procédé Bréant pour le sulfate de cuivre.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Le procédé le plus généralement utilisé est l'injection en vase clos, par le vide et la pression.

XXIX. Ouest fr. — Procédé Bethell.

XXX. B. & N. — Pression de 8 atmosphères.

XXXI. Furn. — Injection en vase clos par vide et pression (120 lb. par pouce carré), soit 8 atmosphères.

XXXII. H. &. B. — Procédé Bethell ; pression (environ 90 lb. par pouce carré), 6 atmosphères.

XXXIII. Gr. East. — Pression à l'aide de vapeur (procédé Bethell). Pression de 80 lb. par pouce carré (5.62 kilogrammes par centimètre carré).

XXXIV. Gr. North. — Pression hydraulique de 180 lb. par pouce carré (12.66 kilogrammes par centimètre carré).

XXXV. Chesh. L. Com. — Pression.

XXXVI. Gr. S & W. — Injection de la créosote en vase clos.

XXXVII. L. &. N.-W. — Après une dessiccation naturelle en piles, les traverses placées dans un cylindre en acier sont soumises à un vide de 7 à 10 lb. par pouce carré (492 à 703 grammes par centimètre carré) pendant un quart à trois quarts d'heure. La créosote y est introduite ensuite sous une pression de 100 à 120 lb. par pouce carré (7.03 à 8.44 kilogrammes par centimètre carré), soit 6 $^2/_3$ à 8 atmosphères ; l'opération dure d'une et demie à trois heures, jusqu'à ce que chaque traverse ait absorbé 3 gallons (13.6 litres) de la substance.

XXXVIII. L. & S.-W. — On trempe les traverses dans les réservoirs ouverts, contenant de la créosote chaude (1895).

XXXIX. L. T. & S. — Les traverses sont placées dans des cylindres fermés, où le vide se produit à l'aide d'une pompe ; ensuite, la créosote y est introduite à la température de 100 à 120° F. ; on injecte à l'aide d'une pompe.

XLI. N. Br. — Pression en vase clos.

XLII. N. L. — Pression en vase clos.

XLIV. T. V. — Pression en vase clos de 150 lb. par pouce carré, soit 10 atmosphères.

XLV. M. S. & L. — Pression de 150 à 200 lb. par pouce carré (10.55 à 14.06 kilogrammes par centimètre carré).

XLVII. Lanc. & York. — Injection en cylindres clos par vide et pression de 150 lb. par pouce carré (10.55 kilogrammes par centimètre carré).

XLIX. North East. — Pression de 100 lb. par pouce carré (7.03 kilogrammes par centimètre carré).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LIV. Cape Gov. — Procédé Bethell.
LXI. Pr. Hen. — Procédé Bethell ; injection en vase clos, par vide et pression.
LXII. Ét. néerl. — Procédé Bethell.
LXIII. Holl. — Procédé Burnett, pression de 8 atmosphères.
LXIV. Port. — Procédé Blythe, consistant essentiellement en deux opérations : 1° traitement à la vapeur carburée, ayant pour but d'extraire l'eau séreuse et l'humidité du bois; 2° injection d'une certaine quantité d'antiseptique.
LXVII. Ét. r. : Bask. — Immersion directe dans des bassins spéciaux contenant de l'eau salée.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Procédé Bethell : vaporisation, vide, injection de la solution sous pression de 6 atmosphères.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses à injecter sont placées dans des cylindres en fer contenant chacun 240 pièces environ. La solution est injectée sous pression de 6 $^1/_2$ atmosphères.
LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — La solution de chlorure de zinc est injectée suivant le procédé Bethell.
LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Procédé Burnett.
LXXII. Ét. r. : Nic. — Procédé Burnett.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Procédé Bethell : en vase hermétiquement clos.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les traverses sont introduites dans des cylindres en fer, où elles sont injectées au chlorure de zinc sous pression de 6 atmosphères.
LXXXIII. R.-Our. — La substance antiseptique s'introduit par le mode Bethell et Peyel.

15. Durée des opérations diverses de la préparation et leur influence sur le service et la durée des traverses.

I. S.-E. pr. — Trois heures environ.
III. Ét. Autr. — Trois heures.
IV. Sud Autr. — Traitement par vapeur, d'une à une heure et demie; vide, une à une heure et demie; pression, une à une heure et demie, ou suivant la nécessité.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Traitement par vapeur, d'une demi-heure à une heure (pour le hêtre trois heures); vide, une demi-heure à une heure; après quoi, pression de 6 $^2/_3$ atmosphères.
VII. Nord-Westb. — Quatre et demie à cinq heures.
VIII. Ét. hongr. Quatre-vingt-dix minutes.
IX. Ét. b. — Les traverses étant séchées au chantier, on les enfourne dans le cylindre. Généralement, trois heures et demie suffisent pour effectuer les diverses opérations. Avec deux cylindres, on peut préparer facilement de 800 à 1,000 billes par jour. Après une expérience de trente-cinq ans, on estime que le créosotage augmente la durée des traverses en chêne d'environ 40 p. c.
X. Vicin. b. — Voir le mode de préparation de l'administration des chemins de fer de l'État belge (cahier des charges spécial n° 216 de 1897).
Nos prescriptions sont exactement les mêmes.
XVI. Ét dan. : Seel. — Traitement par la vapeur : une heure un quart; opération du vide : une heure et demie; pression : une heure et demie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVIII. M. S. ET AL. — Quinze minutes pour chaque injection.

XX. SOUTH. PAC. — Vide, environ dix minutes; température de 125° F., quinze à vingt minutes; pression, quatre à six heures et demie; vide, environ une heure quarante minutes; injection, vingt-cinq minutes; pression, une heure à une heure et demie.

XXI. ÉT. FR. — Pour atteindre 56 centimètres de hauteur de mercure indiquant le vide fait dans les cylindres au moyen d'éjecteurs, il faut fonctionner pendant trente minutes. Ce degré de vide est maintenu cinq minutes pour les traverses en chêne, dix minutes pour les traverses en pin. La pression du liquide sur les traverses est faite par les pompes; pour atteindre 6 kilogrammes de pression, la durée est de quarante minutes pour les traverses en pin. Cette pression est maintenue cinq minutes pour le chêne et dix minutes pour le pin.

XXII. P.-L.-M. — Une heure.

XXIII. ORL. — Environ une heure.

XXIV. EST FR. — Durée de l'opération entière : deux heures quinze minutes (chargement et déchargement du cylindre, trente minutes; vide, quarante-cinq minutes; pression, une heure).

XXV. NORD FR. — La durée de l'opération est d'environ une heure : trente minutes pour la préparation de vapeur carburée; trente minutes pour le remplissage de créosote (immersion). La pression, dans les deux cas, doit être élevée à 5 atmosphères.

XXVI. MIDI FR. — La durée de la préparation au sulfate de cuivre est en moyenne de quarante-cinq minutes pour un appareil d'une capacité de 22 mètres cubes et d'une heure pour un appareil d'une capacité de 31 mètres cubes.

XXVIII. S. G. ÉC. FR. — Quarante à cinquante minutes.

XXIX. OUEST FR. — Variable avec les dimensions des cylindres et, par suite, avec le nombre de traverses traitées par opération.

Cette durée est, en tout cas, déterminée par la pratique, de manière à ce que le poids de créosote absorbée par traverse soit au moins égal à celui fixé par nos cahiers des charges, en vue d'obtenir une conservation suffisante des bois.

XXX. B. & N. — Trois heures.

XXXII. H. & B. — Près de trente minutes (?).

XXXIII. GR. EAST. — De quatre à six heures.

XXXIV. GR. NORTH. — Environ trois heures, si les traverses sont assez sèches.

XXXVII. L. & N.-W. — Voir la réponse à la question 58.

XXXVIII. L. & S.-W. — Environ huit heures.

XXXIX. L. T. & S. — Environ cinq heures.

XLIII. S. E. — La conservation augmente la durée des traverses de trois à quatre ans.

XLIV. T. V. — L'opération dure trente minutes; la durée est doublée.

XLV. M. S. & L. — Une à deux heures.

XLVII. LANC. & YORK. — Environ deux heures (117 minutes l'été et 147 minutes l'hiver).

XLIX. NORTH EAST. — Quatre heures.

LXI. PR. HEN. — Après le chargement du cylindre, il faut quarante-cinq minutes pour le vide et deux heures pour la pression à 8 atmosphères.

LXII. ÉT. NÉERL. — Deux heures et demie à trois heures.

LXIII. HOLL. — Vide, pendant quarante-huit minutes; introduction du chlorure de zinc sous une pression de 8 atmosphères, quarante minutes; la pression est maintenue pendant deux heures.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIV. Port. — Durée de la première opération, vingt minutes; de la deuxième, dix minutes; total, trente minutes. Lorsque les traverses absorbent une forte quantité de créosote, elles deviennent plus durables, mais pour arriver à une forte absorption, il faut prolonger les opérations; par suite de la haute température à laquelle ces traverses sont alors exposées, elles deviennent friables.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Environ six mois.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — La durée des opérations : vaporisation, une heure et demie; vide, une heure un quart; injection, une heure à une heure trois quarts.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — La vaporisation, sous pression de 1 $^1/_2$ atmosphère, dure une heure à une heure et demie, suivant l'état des traverses et la température; vide, une heure; injection, une heure à une heure vingt minutes. Le déchargement et chargement suivant s'effectuent en une heure, de sorte qu'en travaillant vingt-quatre heures sans interruption, on arrive à cinq ou six opérations complètes.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — La vaporisation sous pression de 1 $^1/_2$ atmosphère dure trente minutes; vide à 140 millimètres, trente minutes; injection, trente à quarante-cinq minutes. L'influence de la durée des opérations sur la durée des traverses n'a pas encore pu être observée, vu qu'on ne pratique l'injection que depuis 1893.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — Si les traverses sont d'une siccité moyenne, chacune des trois opérations : vaporisation, vide et injection ne dure qu'une heure.

LXXII. Ét. r. : Nic. — La vaporisation, une heure; vide, une heure; injection de la solution, une heure; échappement de la vapeur après la vaporisation, dix minutes; introduction de la solution dans le cylindre, trente minutes; écoulement de la solution après l'opération, trente minutes; chargement et déchargement des cylindres, une heure.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — La vaporisation sous pression de 1 $^1/_2$ atmosphère dure cinquante minutes (le but de la vaporisation consiste à faire tourner les albumines, qui provoquent la pourriture; apprêter les pores à l'absorption de la solution, ainsi que lessiver la sève du bois); vide, quarante-cinq minutes (à 60 centimètres), pour faire extraire de la traverse l'eau de condensation avec la sève); refoulement de la solution, une heure dix minutes sous pression de 7 atmosphères.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Après le chargement du cylindre, le couvercle en est fermé hermétiquement; on y fait entrer la vapeur sous une pression pas au-dessus de 1 $^1/_2$ atmosphère; l'eau de condensation est écoulée de temps en temps de la partie inférieure du cylindre. Ensuite, on met en communication le cylindre avec une pompe à air, à l'aide de laquelle on produit le vide pendant une heure et un quart (70 centimètres); puis le cylindre est rempli de la solution de chlorure de zinc, et les traverses y restent trente minutes sous pression de 6 atmosphères,

LXXXIII. Ét. r. : R.-Our. — Cette opération dure quatre heures et consiste dans le procédé suivant :

a) Vaporisation. La pression de vapeur est de 1 $^1/_2$ atmosphère et dure trente minutes; tout le procédé (en comptant par quinze minutes pour l'admission et pour le déchargement) ne dure qu'une heure;

b) Vide. Après la détente de sève végétative et de vapeur à pression égale à l'atmo-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sphère, le reste de vapeur et d'air sont pompés avec une pompe à air, la raréfaction se fait de 25 millimètres. Toute l'opération dure une heure ;

c) Injection. Après la raréfaction de l'air, le cylindre est rempli sous la différence de pression atmosphérique et celle du cylindre (raréfiée); la pompe alors commence à fonctionner et la pression monte jusqu'à 7 atmosphères. On soutient cette pression pendant trente minutes, après quoi le cylindre se vide et l'opération est achevée. Cela dure, y compris quinze minutes pour l'admission et autant pour la décharge, aussi une heure. Il faut ajouter de quarante minutes à une heure pour le déplacement des traverses vierges et préparées.

16. Composition chimique des substances antiseptiques.

I. S.-E. PR. — Le chlorure de zinc ne doit pas contenir des acides libres; il doit être de 3° Baumé à la température de 14° R. On ajoute à la solution de chlorure de zinc de l'huile lourde (provenant de la distillation de la houille). Cette huile doit contenir 20 à 25 p. c. d'acide phénique et avoir un poids spécifique de 1.15.

III. ÉT. AUTR. — Le chlorure de zinc ne doit pas contenir des acides libres, ni plus de 1 p. c. de chlorure de fer; il doit être au minimum de 1.5-1.8° Baumé à la température de 17.5° C.

IV SUD. AUTR. — Sulfate de cuivre, chlorure de zinc.

VI. K. FERD.-NORDB. — Le chlorure de zinc ne doit pas contenir des acides libres; il doit être de 3° Baumé (1.021 de poids spécifique) à la température de 17.5° C.

VII NORD-WESTB. — Le chlorure de zinc ne doit pas contenir des acides libres; il doit être au moins de 2° Baumé (1.0151 de poids spécifique) à la température de 15° C., et de 1.5° Baumé à la température de 17.5° C. L'huile de goudron doit être liquide et contenir 10 p. c. d'acide phénique et moins de 6 p. c. d'eau.

VIII. ÉT. HONGR. — Voir question 13.

IX. ÉT. B. — Créosote provenant de la distillation du goudron ; elle contient des huiles lourdes (vertes), obtenues à une température d'au moins 250°, et avec un maximum de 30 p. c. de naphtaline et de corps gras.

X. VICIN. B. — Voir question 15.

XVI. ÉT. DAN. : SEEL. — Le chlorure de zinc doit être à 3° Baumé à une température de 17.5° C. On ajoute à la solution de chlorure 4 livres d'huile lourde (provenant de la distillation de la houille) par traverse. Cette huile doit contenir 20 à 25 p. c. d'acide phénique et avoir un poids spécifique de 1.15.

XX. SOUTH. PAC. — La solution doit contenir 1.6 p. c. de chlorure de zinc, ce qui correspond à 2 $^1/_3$° Baumé.

XXI. ÉT. FR. — Le chlorure de zinc employé à l'injection des traverses doit être à l'état de solution concentrée marquant 52° à l'aréomètre Baumé. La solution doit être aussi neutre que possible et contenir 25 p. c. de zinc métallique.

La créosote employée est retirée de la distillation du goudron de houille, sa densité est de 1.04, elle contient 5 p. c. d'acide phénique et ne doit pas contenir plus de 25 p. c. de naphtaline ou d'autres matières solides, à la température de 15° C.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXII. P.-L.-M. — La créosote provenant de la distillation des goudrons de gaz doit être très fluide, contenir de 5 à 10 p. c. d'acide phénique et de 10 à 30 p. c. de naphtaline.

XXIII. Orl. — Créosote renfermant au minimum 5 p. c. d'acide phénique et 10 p. c. de naphtaline.

XXV. Nord fr. — La créosote employée doit être constituée par l'ensemble des produits volatils plus lourds que l'eau, retirés de la distillation du goudron de gaz. Elle doit être entièrement liquide à la température de 40° C., avoir à 50° C. une densité d'au moins 1,015 kilogrammes par mètre cube, être entièrement soluble dans la benzine, contenir au moins 6 p. c. d'acide phénique ou d'autres principes analogues solubles dans la soude; enfin, elle ne doit pas laisser déposer plus de 25 p. c. de naphtaline ou autre matière solide à la température de 15° C.

XXVIII. S. G. éc. fr. — On exige que le sulfate de cuivre ne contienne pas plus de 1 p. c. de sulfate de fer; que la créosote ne contienne pas plus de 35 p. c. de naphtaline et qu'elle ait au moins 5 p. c. d'acide phénique.

XXIX. Ouest fr. — La créosote doit renfermer au moins 5 p. c. d'acide phénique.

XXVI. Midi fr. — Sulfate de cuivre pur cristallisé contenant moins de 1.5 p. c. de sulfate de fer. Créosote répondant aux conditions suivantes : teneur en eau inférieure à 1 p. c.; teneur en phénol supérieure à 5 p. c.; teneur en naphtaline inférieure à 20 p. c. Elle doit de plus répondre aux conditions suivantes : densité à 50° C. supérieure à 1.00; point d'ébullition supérieur à 200° C.; quantité passant à la distillation avant 250° inférieure à la moitié; résidu de la distillation à 340° inférieure à 15 p. c. La créosote doit être entièrement soluble dans la benzine.

XXXIII. Gr. East. — La créosote étant un produit brut obtenu de diverses sources, sa composition chimique est difficile à obtenir.

XXXVII. L. & N.-W. — Produit pur de la distillation de goudron de houille ne contenant pas plus de 8 p. c. des acides de goudron, entièrement fluide à la température de 100° F. ou 38° C.; ne doit pas contenir plus de 25 p. c. de matières volatiles à la température dépassant 600° F. ou 316° C.; être libre d'eau et des huiles bouillant à une basse température. Température de la distillation doit être de 400° F. ou 204° C.; les premiers 25 p. c. des produits de la distillation doivent avoir un poids spécifique plus grand que celui de l'eau.

XXXIX. L. T. & S. — L'huile lourde obtenue de la distillation du goudron de houille de Newcastle.

XLIV. T. V. (*Voir* n° 66.) — Créosote tirée des huiles du pays, contenant environ 30 p. c. de naphtaline, 5 p. c. d'acide carbonique et 5 p. c. d'acide de goudron de houille.

LXI. Pr. Hen. — Depuis 1892, la Compagnie emploie le chlorure de zinc, concentration à 3° Baumé, mélangé de créosote brute.

Avant 1892, sulfate de cuivre et créosote, chaque matière séparément et ensuite les deux mélangées.

XLII. Ét. néerl. — *Voir* cahier ci-joint.

LXIII. Holl. — Chlorure de zinc.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIV. Port.

Eau contenant des sels ammoniacaux	6.28
Créosote ou phénol	5.35
Naphtaline impure	38.15
Hydrocarbures bouillant entre 225° C. et 280° C.	36.68
— solides bouillant au-dessus de 280° C.	13.36
Charbon poussiéreux	0.12
Cendre	0.06
	100.00

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Chlorure de zinc ($Zn Cl^2$).

LXIX. Ét. r : Kh.-N. — La solution est obtenue par l'action (appareils Dormidontov) de l'acide chlorhydrique sur le zinc.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Chlorure de zinc ($Zn Cl^2$).

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Chlorure de zinc ($Zn Cl^2$).

LXXII. Ét. r. : Nic. — Chlorure de zinc employé contient le sel neutre de $Zn Cl^2$ et 54 p. c. de $Zn Cl^2$ pur. On n'admet pas d'acides libres ; l'eau est admise en proportion de 3 p. c. Sont tolérés en addition : le Fe, Rb, Cd et autres, pas au-dessus de 1 1/2 p. c.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Chlorure de zinc ($Zn Cl^2$).

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Solution de chlorure de zinc ($Zn Cl^2$).

Pour les quantités de fer et de zinc métalliques et d'acides contenus dans la solution du chlorure de zinc, voir le tableau inséré page 2969 du *Bulletin* de juillet 1895.

LXXXIII. R.-Our. — Chlorure de zinc.

17. Concentration des dissolutions des sels métalliques à introduire dans les traverses.

I. S.-E. pr. — Voir question 16.

III. Ét. Autr. — Voir question 16.

IV. Sud Autr. — Sulfate de cuivre, 2.2° ; chlorure de zinc, 2 à 3° Baumé.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir question 16.

VII. Nord-Westb. — Voir question 16.

VIII. Ét. hongr. — La solution de chlorure de zinc employée a une densité de 2° Baumé et un poids spécifique de 1.015 à la température de 17° C.

X. Vicin. b. — Voir question 15.

XVI. Ét. dan. : Seel. — 3° Baumé à 17.5° C.

XX. South. Pac. — Voir question 16.

XXI. Ét. fr. — La dissolution du liquide antiseptique se compose de trente parties d'eau, d'une partie de chlorure de zinc et 1/20 en poids du mélange de ces deux parties de créosote brute. Le mélange s'opère dans une cuve en tôle, au moyen d'un brassage pendant tout le temps que dure l'opération ; la dissolution est chauffée par un jet de vapeur, sa température est portée à 70° C. A cette température, la naphtaline et les autres matières solides contenues dans la créosote se liquéfient et se mélangent avec le chlorure. La dissolution pénètre mieux dans les bois et l'injection est meilleure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIV. Est fr. — La créosote est employée telle qu'elle est fournie par l'usine à gaz.

XXVI. Midi fr. — La concentration donnée à la solution de sulfate de cuivre varie avec l'état plus ou moins avancé de la dessiccation des bois à injecter; elle est réglée d'après le volume de liquide que le bois est susceptible d'absorber, de manière que la quantité de sel solide injectée par mètre cube reste constante. Le titre des solutions varie normalement entre 2 et 4 p. c.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Pour la préparation des traverses au sulfate de cuivre, la préparation généralement admise est de 2 kilogrammes par hectolitre d'eau et l'absorption de 5,500 par mètre cube de bois. Le dosage de la créosote est généralement le suivant pour les diverses essences : pin, de 10 à 12 litres par traverse; hêtre, 15 litres par traverse; chêne, de 6 à 7 litres par traverse. L'injection du Dr Penière (sulfate de cuivre, sulfate de zinc, sulfate de fer et ferro-cyanure de sodium) est un procédé nouveau, encore à l'essai. Les premiers essais datent de la fin de 1890 et se poursuivent actuellement dans les chantiers de MM. Léglise et Cie, à Bordeaux, sur des traverses destinées à la Compagnie d'Orléans. Les traverses subissent deux préparations distinctes. La première a pour but de faire pénétrer dans les traverses une solution de sels métalliques composée comme suit : sulfate de fer, 4 grammes par litre d'eau; sulfate de cuivre, 2 grammes par litre d'eau, soit 8 grammes de sels métalliques pour chaque litre d'eau. L'absorption doit être, en moyenne, de 23 litres par traverse. La deuxième opération, effectuée quinze jours à trois semaines après la première, a pour but de faire pénétrer dans les traverses une solution de ferro-cyanure de sodium au titre de 6 grammes par litre d'eau. L'absorption doit être, en moyenne, de 17 litres par traverse. Le ferro-cyanure de sodium a pour but de rendre insoluble les sels absorbés par le bois dans la première opération. La préparation au chlorure de zinc n'est guère employée en France que par les chemins de fer de l'État, au titre de 33 litres par mètre cube d'eau. L'État fait également des essais de préparation avec un mélange de créosote et de chlorure de zinc au titre de : chlorure de zinc, 31 litres par mètre cube d'eau; créosote, 46 litres par mètre cube d'eau. L'absorption est faite jusqu'à saturation.

LXI. Pr. Hen. — La solution de chlorure de zinc doit être de 50 à 52° Baumé, aussi neutre que possible et contenir 25 p. c. de zinc métallique.

LXII. Ét. néerl. — Chlorure de zinc et solution de 4 p. c. (5° Baumé à 15° C.).

LXIII. Holl. — Un volume de chlorure de zinc sur cinquante volumes d'eau.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Eau concentrée du lac salé de Baskountchak.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — 2 à 3° Baumé à 15° C.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — 2 1/2 à 2 3/4 Baumé à 14° C.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — 2.25° Baumé à 14° R.; avant l'injection, la solution est chauffée à 45° R.; si la température extérieure est moins de + 10° R., la solution est chauffée à 50° R.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — 3° Baumé à 15° C.

LXXII. Ét. r. : Nic. — 2 1/2° Baumé.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — 2 1/4 à 2 1/2° Baumé à 14° R.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — 2 1/2° Baumé.

LXXXIII. R.-Our. — La concentration de la substance est de 3° Baumé.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

18. Quantité d'antiseptique absorbée par les traverses de diverses essences.

I. S.-E. PR. — Une traverse (d'environ 0.104 mètre cube) absorbe au moins 30 kilogrammes. 1 mètre cube de pin doit absorber 200 kilogrammes.

III. ÉT. AUTR. — Suivant leur âge et leur provenance, les bois absorbent :

Les traverses de chêne	7 à 8	kilogrammes.
— de mélèze	9 à 12	—
— de pin	18 à 22	—
— de hêtre	20 à 30	—

IV. SUD AUTR. — De 25 à 30 kilogrammes du liquide injecté.

VI. K. FERD.-NORDB.

	Type *a.*	*b.*	
Pin et hêtre	22.7	31.2	kilogrammes.
Chêne	7.6	10.4	—

VII. NORD-WESTB. — 6 à 8 kilogrammes de chlorure de zinc et 1 ½ kilogramme d'huile de goudron par traverse (18 kilogrammes par mètre cube).

VIII. ÉT. HONGR. — Une traverse en hêtre absorbe 30 à 40 kilogrammes de substance antiseptique.

IX. ÉT. B. — 80 litres de créosote par mètre cube.

X. VICIN. B. — 4 litres de créosote par traverse.

XVI. ÉT. DAN. : SEEL. — Une traverse en sapin absorbe 25 kilogrammes; une traverse en hêtre, 35 kilogrammes.

XVIII. M. S. ET AL. — 130 kilogrammes par mètre cube de bois de sapin.

XXI. ÉT. FR. — Les traverses en chêne absorbent en moyenne 4 litres de la dissolution par traverse. Les traverses en pin absorbent en moyenne 30 litres de dissolution par traverse.

XXII. P.-L.-M. — Chêne, 5 à 6 kilogrammes de créosote par traverse jusqu'à saturation; pin des Landes, 12 kilogrammes; hêtre, 16 kilogrammes.

XXIII. ORL. — Chêne (saturation de l'aubier), environ 6 kilogrammes par traverse; hêtre, 18 kilogrammes par traverse; pin, 16 kilogrammes par traverse.

XXIV. EST FR. — Chêne, 75 litres environ par mètre cube, soit 6.50 litres par traverse; hêtre, 310 litres environ par mètre cube, soit 27.50 litres par traverse.

XXV. NORD FR. — La traverse en hêtre absorbe 15.5 kilogrammes de créosote; celle en chêne avec aubier en absorbe 5 kilogrammes.

XXVI. MIDI FR. — La quantité d'antiseptique employée par mètre cube de bois préparé (pin) est, en moyenne, de 2.60 à 3.60 kilogrammes pour le sulfate de cuivre et de 120 à 150 kilogrammes pour la créosote.

XXIX. OUEST FR. — Chêne, avec aubier, 5 à 6 kilogrammes; hêtre, 17 à 18 kilogrammes; pin des Landes, 18 kilogrammes; sapin de la Baltique, 14 kilogrammes.

XXX. B. & N. — 1 gallon par pied cube, soit 162.15 litres par mètre cube.

XXXI FURN. — 8 lb. de créosote par pied cube, 130 kilogrammes par mètre cube.

XXXII. H. & B. — 8 lb. de créosote par pied cube, soit 130 kilogrammes par mètre cube.

XXXIII. GR. EAST. — Environ 8.2 lb. par pied cube (131 kilogrammes par mètre cube).

XXXIV. GR. NORTH. — 35 gallons par 50 pieds cubes (113.5 litres par mètre cube).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXXV. Chesh. L. Com. — 8 lb. par pied cube (soit 130 kilogrammes par mètre cube).

XXXVI. Gr. S. & W. — Près de 3 1/2 gallons, soit 15.89 litres.

XXXVII. L. & N.-W. — 13.6 litres de créosote par traverse.

XXXVIII. L. & S.-W. — Environ 10 lb. par pied cube (160 kilogrammes par mètre cube).

XXXIX. L. T. & S. — De 7 à 10 lb. par pied cube de bois, soit de 114 à 162 kilogrammes par mètre cube.

XLI. N. Br. — 1 gallon par pied cube, soit 162.15 litres par mètre cube.

XLII. N.-L. — 28 lb. (12.71 kilogrammes) de créosote par traverse.

XLIII. S. E. — 28 lb. (12.71 kilogrammes) de créosote par traverse.

XLIV. T. V. — Près de 1 1/5 gallon par pied cube, soit 216 litres par mètre cube.

XLV. M. S. & L. — 2 1/2 à 3 gallons (11.4 à 13.6 livres).

XLVI. Isle of M. — 7 à 10 lb. de créosote par pied cube (112 à 160 kilogrammes par mètre cube).

XLVII. Lanc. & York. — Environ 3 gallons par traverse (9 1/2 lb. par pied cube (152 kilogrammes par mètre cube).

XLIX. North East. — 2 1/2 gallons (11.4 litres) par traverse.

L. Rhym. — 30 gallons par 50 pieds cubes (96 litres par mètre cube).

LI. Gr. N. Ir. — 2 3/4 gallons (12.5 litres) par traverse.

LIV. Cape Gov.

Podocarpus latifolius . .	30 à 40 lb. (13.6 à 18.1 kilogrammes)	par traverse.	
— *elongatus* . .	60 à 80 lb. (27.2 à 36.3 —)	—	
Bois de fer	5 à 10 lb. (2.3 à 4.5 —)	—	

LXI. Pr. Hen. — Les traverses en hêtre absorbent, après douze mois d'empilage, de 12 à 13 litres de sulfate de cuivre et de créosote; 30 litres de mélange de chlorure de zinc à 52° Baumé.

LXII. Ét. néerl. — 15 kilogrammes de créosote pour les traverses en hêtre; 30 kilogrammes d'une mixture de 5 kilogrammes de créosote sur 25 kilogrammes de solution de zinc Cl^2 pour les traverses en sapin.

LXIII. Holl. — Chêne, environ 9 litres de solution; sapin, environ 18 litres.

LXIV. Port. — On injecte seulement les traverses en pin avec 8 kilogrammes.

LXVIII. Ét. r. Cath. — Il est d'usage d'injecter 265.5 kilogrammes de solution (3° B.) par mètre cube, soit 320 kilogrammes de zinc et 1,120 kilogrammes d'acide chlorhydrique par 1,000 traverses. En réalité, la quantité de solution injectée varie suivant la siccité du bois. Les traverses sèches absorbent beaucoup plus que les traverses humides.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — L'absorption dépend du degré de siccité et de la forme de la traverse.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — N° 3 absorbe par traverse 19,804 kilogrammes, soit 186.1 kilogrammes par mètre cube.

N° 4 absorbe par traverse 24,700 kilogrammes, soit 248 kilogrammes par mètre cube.

N° 5 absorbe par traverse 26,620 kilogrammes, soit 226.9 kilogrammes par mètre cube.

N° 6 absorbe par traverse 24,270 kilogrammes, soit 233.2 kilogrammes par mètre cube.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXII. Ét. r. : Nic. — En moyenne (années 1890, 1891, 1892, 1893), l'absorption a été de 29.4 kilogrammes par mètre cube.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Chaque traverse en pin absorbe de 24 à 41 kilogrammes de solution.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — En moyenne, 70 livres (28.7 kilogrammes) par traverse.

LXXXIII. R.-Our. — Chaque traverse de pin absorbe à peu près 70 livres (28.7 kilogrammes) de substance antiseptique.

19. Influence de la température de l'antiseptique sur la marche et l'efficacité de la préparation des traverses.

I. S.-E. pr. — Le chlorure de zinc est chauffé avant l'opération à 50° C.

IV. Sud Autr. — La concentration du liquide, indiquée au n° 17, est en rapport avec sa température, notamment de 17.5° C., suivant l'élévation ou l'abaissement de la température, change la fluidité du liquide.

VI. K. Ferd.-Nordb. — La meilleure température du liquide est de 65° à 70° C.

VIII. Ét. hongr. — La substance antiseptique n'est pas portée à une température déterminée, mais elle est employée suivant la température variable de l'air ambiant. Température normale, 17°. Si la température de l'air ambiant descend à 1° au-dessous de 0, l'opération de l'injection est interrompue.

IX. Ét. b. — La température de la créosote doit être portée à un degré plus élevé que pour la préparation des traverses, à raison de la pénétration plus difficile de l'huile dans les bois de fondations — dépourvus d'aubier — que dans les traverses qui en ont toujours plus ou moins.

X. Vicin. b. — On atteint le maximum de pénétration lorsque la température de l'antiseptique est portée à 50° C.

XVIII. M. S. et Al. — On l'introduit à la température de 50° C.

XX. South. Pac. — La température ne doit pas être trop élevée.

XXI. Ét. fr. — Le mélange de la créosote et du chlorure de zinc se faisant plus facilement à chaud qu'à froid, il y a avantage à chauffer le liquide qui, alors, pénètre dans le bois et aide à sa conservation.

XXII. P.-L.-M. — La température de la créosote, au moment de l'injection, varie de 60° à 70° C.

XXIII. Orl. — Chauffage de la créosote de 60° à 80° C.

XXIV. Est fr. — La créosote est chauffée à 80° C., afin d'assurer la fluidité parfaite et la pénétration régulière des huiles.

XXV. Nord fr. — La créosote doit être maintenue à une température d'au moins 60° C.; cette créosote est refoulée et comprimée dans le cylindre par la vapeur à 5 atmosphères du générateur. A cette condition, la préparation est parfaite.

XXVI. Midi fr. — La température est sans influence sensible sur le nombre et l'efficacité de la préparation des traverses au sulfate de cuivre; pour la préparation à la créosote, il est, au contraire, très utile que la température du bois soit élevée, avant son contact avec l'huile, à une température suffisante pour que l'huile, à son passage à travers les pores des bois, garde une fluidité suffisante, sans cependant atteindre la limite où le bois pourrait être altéré.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVIII. S. G. éc. fr. — La température de la créosote est de 60° C. Les autres matières s'emploient à froid.

XXIX. Ouest fr. — Avant l'injection, la créosote brute est préalablement élevée à la température de 50° C. L'élévation de la température est favorable au succès de l'opération.

XXX. B. & N — La température basse produit un mauvais effet.

XXXII. H. & B. — L'huile est chauffée au moyen de conduites à vapeur, ce qui facilite l'injection.

XXXIII. Gr. East. — La conservation est plus efficace, si la créosote est chauffée à une température de 40° C.

XXXIV. Gr. North. — L'imprégnation est plus complète, quand la température de la créosote est élevée.

XXXVII. L. & N.-W. — La créosote est employée à la température d'environ 100° F. ou 38° C., afin qu'elle soit suffisamment fluide.

XLIV. T. V. — Afin que le procédé soit plus efficace, la température de l'antiseptique doit être élevée à 60° C. environ.

XLV. M. S. & L. — L'échauffement de la créosote augmente sa force de pénétration.

XLIX. North East. — L'imprégnation est plus effective, si la créosote est chaude.

LXI. Pr. Hen. — Le liquide doit être chauffé de 55° à 60° pour que l'opération marche bien.

LXII. Ét. néerl. — Température de la mixture, 55° C.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Pour augmenter l'absorption, il est utile d'élever la température à 50° R.

LXXII. Ét. r. : Nic. — On a employé la solution à 22° R. et à 50° R. sans constater une différence notable dans la quantité de solution absorbée. Les traverses qui ont servi à ces expériences provenaient des mêmes lieux; leur siccité, ainsi que les autres propriétés physiques, étaient à peu près identiques; cependant, les résultats des expériences n'ont pas donné lieu à l'établissement du rapport entre la température et la solution et de son absorption par les traverses. La solution était chauffée soit par la vapeur sortant du cylindre à injection après le traitement des bois, soit par la vapeur prise directement à la chaudière; mais on n'arrivait pas à remonter la température à plus de 22° R., vu le grand volume du cylindre et le renouvellement constant de la solution absorbée par les traverses à mesure de son refoulement dans le cylindre.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Plus la température est élevée, plus la solution est fluide et pénètre mieux dans les pores des bois.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Pour faciliter la pénétration dans le bois, la solution est chauffée à 55° C., mais pas au-dessus, vu que les pompes commencent alors à travailler irrégulièrement.

20. Dessiccation naturelle ou artificielle des traverses.

III. Ét Autr. — Naturelle.

IV. Sud Autr. — Naturelle.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Naturelle.

VII. Nord-Westb. — Naturelle.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VIII. Ét. hongr. — Naturelle.
IX. Ét. b. — Naturelle.
XVI. Et. dan.: Seel. — Naturelle.
XVIII. M. S. et Al. — Naturelle sous hangars ventilés.
XXI. Ét. fr. — Naturelle.
XXII. P.-L.-M. — Naturelle.
XXIII. Orl. — Naturelle.
XXIV. Est fr. — Naturelle et artificielle. Naturelle : en piles, à l'air, et ensuite passage aux étuves à air chaud.
XXV. Nord fr. — Naturelle
XXVI. Midi fr. — Naturelle. La dessiccation artificielle ne serait utile que pour le chêne ; pour le bois de pin qui est très poreux, elle est en général inutile.
XXVIII. S. G. éc fr. — Naturelle presque toujours.
XXIX. Ouest fr. — Naturelle.
XXX. B. & N. — Naturelle.
XXXI. Furn. — Naturelle.
XXXII. H. & B. — Restent à l'air libre pendant six mois.
XXXIII. Gr. East. — Naturelle.
XXXIV. Gr. North. — Naturelle.
XXXVI. Gr. S. & W. — Naturelle.
XXXVII. L. & N.-W. — Naturelle.
XXXVIII. L. & S.-W. — Naturelle.
XXXIX L. T. & S. — Toujours naturelle ; la dessiccation artificielle à une haute température décompose le bois et en affaiblit les fibres.
XLI. N. Br. — Naturelle.
XLIV. T. V. — La dessiccation est artificielle pour les traverses formant les rangs supérieurs des piles ; pour les autres, dans les cas où elles sont restées en piles moins de douze mois.
XLV. M. S. & L. — Naturelle.
XLVI. Isle of M. — Naturelle.
XLVII. Lanc. & York. — Naturelle.
XLIX. North East. — Naturelle.
LXI. Pr. Hen. — Un an à dix-huit mois de dessiccation naturelle.
LXII. Holl. — Naturelle.
LXIII. Ét. néerl. — Dessiccation naturelle.
LXIV. Port. — Naturelle.
LXVII. Ét. r.: Bask. — Naturelle.
LXVIII. Et. r.: Cath. — Naturelle en piles, sous l'influence du soleil et des vents.
LXIX. Ét. r.: Kh.-N. — Naturelle ; les conditions climatériques s'y prêtent bien.
LXX. Et. r.: K.-Kh.-Az. — Naturelle.
LXXI. Ét. r.: M.-K. et N.-N. — Naturelle.
LXXII. Ét. r.: Nic. — Naturelle.
LXXVIII. Ét. r.: S.-Ouest. — Naturelle.
LXXIX. Ét. r.: Transc. — Naturelle ; un à deux mois en été.
LXXXIII. R.-Our. — Naturelle.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

21. Influence de l'âge du bois des traverses sur la marche et l'efficacité de la conservation.

IV. Sud Autr. — Le vieux hêtre, même tout à fait sain (sans maladies), est peu résistant; il ne devrait pas être employé même à l'état préparé.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Le bois vieux et séché absorbe plus de liquide.

VIII. Ét. hong. — Un bois trop vieux atteint de pourriture rouge absorbe peu de substance antiseptique; par contre, sans pourriture rouge, il en absorbe davantage qu'un bois moins âgé.

IX. Ét. b. — Pour avoir les dimensions voulues, les arbres employés pour traverses ont ordinairement de quatre-vingts à quatre-vingt-dix ans; plus les arbres sont jeunes, plus ils absorbent de liquide conservateur, de sorte qu'il faut une plus grande quantité de celui-ci pour les imprégner efficacement.

XVIII. M. S. et Al. — On préfère le bois jeune.

XXIII. Orl. — En général, les bois de cent à cent cinquante ans sont préférables aux bois plus jeunes.

XXIV. Est fr. — Les vieux hêtres se colorent au cœur, il se forme alors une zone rebelle à l'injection, qui se décompose rapidement à l'humidité. Les vieux chênes se colorent également au cœur; dans ce cas, la fibre ne présente plus de résistance. Ce défaut se rencontre fréquemment dans les chênes de Pologne.

XXVI. Midi fr. — Les bois les plus âgés sont plus incrustés, plus durs et résistent mieux aux efforts de destruction mécanique; des bois plus jeunes se pénètrent mieux des agents antiseptiques et résistent mieux à la pourriture.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Les bois jeunes absorbent plus facilement les matières antiseptiques; cependant, la durée des bois vieux, même moins pénétrés, est généralement plus longue.

XXIX. Ouest fr. — Les hêtres trop âgés se colorent en rouge au cœur, et cette zone colorée, rebelle à la préparation se décompose rapidement à l'humidité. — Les traverses en hêtre avec cœur rouge sont rejetées lors des réceptions.

XXXVII. L. & N.-W. — Le procédé est toujours le même pour les bois de n'importe quel âge.

XXXVIII. L. & S.-W. — Il n'est pas nécessaire de préparer des bois très âgés.

XLIV. T. V. — Les traverses doivent être séchées à l'air libre pendant douze mois; dans le cas de la dessiccation artificielle, elles peuvent être injectées aussitôt après leur réception.

XLV. M. S. & L. — Voir *A*, question 18.

XLVII. Lanc. & York. — Voir *A*, question 18.

LXI. Pr. Hen. — Les hêtres jeunes absorbent facilement les liquides antiseptiques; les vieux en prennent beaucoup moins. Les jeunes durent moins que les vieux, mais il y a une limite à établir quant à l'âge de ces derniers.

LXII. Hol. — Plus le bois est jeune, plus il s'injecte facilement.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les expériences faites n'ont pas donné de résultats satisfaisants, vu que les traverses sont transportées à flot et que l'influence prépondérante revient au degré d'humidité des bois; toutefois il est à supposer que les bois jeunes absorbent moins que les vieux.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N.-N. — Les traverses en bois jeune absorbent moins.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXII. Ét. r. : Nic. — Relativement à l'influence de l'âge des bois sur l'absorption d'antiseptique, on peut citer l'exemple suivant : les dimensions des traverses étant identiques ($2^m66 \times 0^m180 \times 0^m247$), leur volume est presque le même, sans compter quelques saillies de la surface, dont la valeur ne dépasse pas $0^{m3}0034$.

Age de l'arbre.	Quantité absorbée par traverse.
93 ans.	28.700 kilogrammes.
85 —	29.520 —
77 —	30.750 —
68 —	29.110 —
60 —	29.930 —
56 —	29.930 —
41 —	30.340 —
35 —	29.520 —

Ce tableau fait croire que l'âge des bois n'a pas d'influence sur la quantité d'antiseptique absorbée; cette dernière varie généralement de 24 à 30 kilogrammes et dépend essentiellement du degré de siccité du bois.

LXXVIII. S.-Ouest. — C'est l'aubier qui est surtout imbibé de la substance antiseptique; le cœur reste souvent intact; ainsi les traverses débitées de la partie supérieure des troncs absorberont plus d'antiseptique que celles provenant des autres parties; on vient à la conclusion que les bois jeunes, possédant plus d'aubier, doivent absorber plus que les bois vieux.

LXXXIII. R.-Our. — Le bois plus âgé absorbe moins de substance antiseptique que le jeune bois de la même siccité.

22. Influence de l'époque d'abatage des bois sur le mode et l'efficacité de la conservation.

IV. Sud Autr. — On n'emploie que les bois abattus en hiver.

VIII. Ét. hongr. — Le bois nouvellement abattu absorbe moins de substance antiseptique que le bois séché à l'air, aussi la solution d'antiseptique doit-elle être notablement plus forte pour le bois fraîchement abattu.

IX. Ét. b. — La meilleure époque d'abatage est le temps dit « hors sève ». Les bois abattus en sève se préparent mal et l'efficacité de la conservation est plus petite.

XII. L.-Maestr. — La meilleure époque d'abatage est le temps dit « hors sève ».

XVI. Ét. dan. : Seel. — On n'emploie que les bois abattus en hiver.

XXI. Et. fr. — Les bois abattus à l'époque où la sève monte prennent peu de liquide antiseptique; d'ailleurs, ils pourrissent plus vite; pour cette raison ils doivent être proscrits.

XXIII. Orl. — L'abatage ne doit être fait qu'en hiver, d'octobre à avril.

XXIV. Est fr. — Les bois abattus en mauvaise saison sont sujets à s'échauffer rapidement.

XXV. Nord fr. — Les bois acceptés par la Compagnie étant toujours abattus en bonne saison, elle n'obtient, au point de vue de la préparation, que de bons produits.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVI. Midi fr. — Les bois abattus pendant le mouvement de la sève s'altèrent rapidement et les procédés de conservation sont impuissants à leur assurer une durée de service convenable.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Les traverses abattues sur sève (mai-septembre) absorbent mal, la dessiccation ne se faisant qu'imparfaitement.

XXIX. Ouest fr. — Les bois abattus en mauvaise saison sont exposés à s'échauffer et la préparation de ces bois serait alors sans efficacité.

XXXIV. Gr. North. — Les bois abattus pendant le mouvement de la sève ne peuvent pas être imprégnés aussi complètement que les bois abattus en hiver.

XXXVII. L. & N.-W. — L'époque d'abatage des bois employés pour les traverses préparées ne nous est pas connue.

XXXVIII. L. & S.-W. — Pour obtenir de meilleurs résultats, il faut abattre le bois au printemps, avant la sève.

XXXIX. L. T. & S. — Les bois coupés en hiver présentent les meilleures conditions pour le créosotage.

XLIV. T. V. — La présence de la sève dans les bois coupés en été entrave l'injection, même si on a eu recours à la dessiccation artificielle.

XLV. M. S. & L. — Voir *A*, question 19.

XLVII. Lanc. & York. — Voir *A*, question 19.

LXI. Pr. Hen. — La meilleure époque est celle dite « hors sève »; les bois abattus en sève n'absorbent pas autant de liquide, parce que leur dessiccation n'est pas parfaite. Ils durent aussi moins.

LXII. Ét. néerl. — L'automne et l'hiver sont les périodes préférables au point de vue de la conservation.

LXIV. Port. — Le pin qui n'est pas abattu dans la saison « hors sève » ne dure pas, en traverses, au delà de deux ans.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — On n'a pas étudié l'influence de l'époque d'abatage sur l'efficacité d'absorption. Mais il est à remarquer que les traverses demi-rondes sont débitées au chantier d'injection, où elles arrivent à flot, et que l'époque de leur débit a une grande influence sur leur capacité d'absorber les liquides antiseptiques; l'époque la plus favorable est celle des mois de mai, juin, juillet, lorsque les bois ont la possibilité de bien sécher. Les traverses débitées en automne sèchent mal et absorbent peu de liquide. Il est d'usage de n'injecter qu'au mois d'avril les traverses débitées en novembre et décembre.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Le bois doit être abattu en hiver.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Toutes les traverses sont abattues en hiver, de sorte qu'il n'existe pas d'expérience pouvant faire ressortir l'influence en question.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les bois pour les traverses sont exclusivement abattus en hiver; les traverses ne peuvent être injectées immédiatement après la coupe; elles doivent sécher au moins deux à trois mois en été, après quoi elles acquièrent le degré de dessiccation permettant de les traiter suivant le procédé Bethell.

LXXXIII. Ét. r. : R.-Our. — Cela dépend complètement de la siccité des traverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

23. Influence du mode de transport et d'empilage des traverses vierges sur leur préparation.

IV. Sud Autr. — Le transport s'effectue exclusivement par voie de terre.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Le transport s'effectue exclusivement par voie de terre.

IX. Ét. b. — Généralement, on reçoit les traverses suffisamment sèches pour être préparées; quand elles ont été visiblement flottées, on les dispose verticalement dans les chantiers afin que l'eau s'en écoule.

XXI. Ét. fr. — Les bois flottés, c'est-à-dire ceux qui sont transportés par eau, prennent beaucoup mieux l'injection que les bois transportés en wagons ou en charrettes. Ces bois se conservent mieux que les autres. Ils doivent être bien secs avant leur préparation, sans quoi ils s'échaufferaient.

XXIII. Orl. — Aérer les traverses et les isoler du sol.

XXIV. Est fr. — Le flottage des traverses n'est pas nuisible lorsqu'il est suivi d'un empilage soigné. Il présente, au contraire, l'avantage de débarrasser les bois d'une partie des matières féculentes dont ils sont chargés. Un empilage soigné assure la conservation et l'injection régulière des bois.

XXV. Nord fr. — Les traverses transportées par eau sont susceptibles de s'échauffer si le séjour dans les bateaux est trop prolongé; dans ce cas, ces traverses sont refusées à leur arrivée au chantier d'injection. Celles qui sont livrées sur wagons ne présentent pas cet inconvénient. Quant à l'empilage sur les chantiers de la Compagnie, il est toujours bien fait et la préparation des traverses n'a donné lieu, de ce fait, à aucune observation.

XXVI. Midi fr. — Le transport par flottage ne présente pas d'inconvénients si les traverses ne séjournent pas trop longtemps dans l'eau et si, une fois retirées de l'eau, elles sont placées dans des conditions de séchage convenable. Tout mode d'empilage dans lequel la circulation de l'air autour du bois est insuffisante, et où les contacts entre les pièces de bois sont multipliés, exerce une influence fâcheuse sur la conservation, quel que soit le mode de préparation employé ultérieurement.

XXVIII. S. G. éc. fr. — L'absorption est imparfaite quand les traverses n'ont pas été empilées avec soin. L'empilage en grille est le meilleur. Le mode de transport paraît avoir peu d'influence sur la préparation, car le bois se débarrasse assez facilement de l'eau qu'il peut absorber pendant la flottaison.

XXIX. Ouest fr. — Les modes de transport en usage sont sans influence; quant à l'empilage, le soin avec lequel il est fait assure la bonne préparation et la conservation des traverses.

XXX. B & N. — Il faut que les traverses restent un certain temps en piles avant la préparation.

XXXIV. Gr. North. — Le transport par eau est le meilleur.

XXXVII. L. & N.-W. — Ces circonstances ne sont pas prises en note. La Compagnie n'est pas en état de surveiller le mode de transport. Les traverses préparées défectueuses sont rejetées à la réception.

XLIV. T. V. — Cette influence n'est pas grande. Pour le mode d'empilage, voir n° 21.

LXI. Pr. Hen. — Tout dépend du degré de dessiccation des traverses au moment de leur arrivée au chantier.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXII. Ét. néerl. — La dessiccation des traverses flottées prend plus de temps que celle des traverses transportées en barques ou par chemin de fer.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses transportées à flot doivent absolument être séchées en piles; les expériences ont bien démontré que les traverses humides ne se prêtent pas à l'injection et que l'efficacité de la dernière dépend essentiellement du degré d'humidité.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses en pin flottées acquièrent après la préparation une certaine mollesse qui se manifeste visiblement par la pénétration du patin du rail dans le bois.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — L'injection des traverses transportées par voie de terre est meilleure que celle des traverses flottées, si on n'a pas suffisamment de temps pour leur dessiccation complète.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Il est impossible de tirer, à l'aide de la vaporisation et du vide, toute la quantité d'eau contenue dans les traverses transportées à flot; la dessiccation naturelle n'est pas non plus suffisante; ces traverses absorbent moins de liquide antiseptique que celles qui arrivent par voie de terre et la durée de leur service doit être en conséquence moindre.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Le meilleur moyen de transport des traverses destinées à l'injection est la voie de terre; les piles doivent être formées de manière à laisser pénétrer l'air à leur intérieur, afin que la dessiccation soit plus complète.

LXXXIII. R.-Our. — Les traverses faites en bois flotté absorbent, après la dessiccation, plus de substances antiseptiques que les traverses faites en bois transporté en barque ou par voie de terre.

24. Mode d'empilage des traverses préparées.

III. Ét. Autr. — En piles de 50 à 100 traverses, et de telle façon que l'air pénètre librement entre elles.

IV. Sud Autr. — L'empilage en piles croisées est le plus rationnel.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Empilage en piles croisées; la couche supérieure est inclinée.

VII. Nord-Westb. — En piles mortes de 10 traverses en hauteur et 10 traverses en largeur.

VIII. Ét. hongr. — Les traverses préparées sont empilées de telle sorte que l'air arrive sur toutes les traverses.

IX. Ét. b. — En tas parallèles aux voies pour être chargées plus aisément.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Les traverses préparées demeurent au chantier d'injection en piles bien aérées, puis elles sont empilées sur la ligne.

XVIII. M. S. et Al. — En piles, en quinconce ou châtelets.

XXI. Ét. fr. — Les traverses en bois préparées peuvent s'empiler en piles mortes; il n'y a pas à craindre l'échauffement; elles sècheraient plus rapidement et pourraient par suite être employées plus rapidement si on les empilait en grille. Si les traverses ne doivent pas être employées de suite, il est préférable de les empiler en piles mortes.

XXII. P.-L.-M. — En piles serrées pour prévenir l'évaporation des principes volatils de la créosote.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIII. Orl. — En piles mortes, traverses jointives.

XXIV. Est fr. — Les traverses créosotées sont empilées en piles mortes de 25 rangs de hauteur.

XXV. Nord fr. — Empilage en piles mortes.

Pile morte (1,000 traverses).

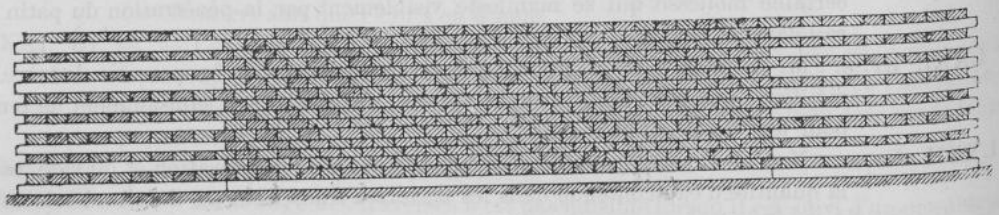


Fig. 44.

XXVI. Midi fr. — Généralement en piles mortes pour les traverses créosotées. Il est bon d'empiler les traverses sulfatées en grilles pour faciliter leur dessiccation après préparation.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Les traverses préparées peuvent être empilées en pile ordinaire, sauf entre les deux opérations du système Pénière, où l'empilage en grille est préférable.

XXIX. Ouest fr. — Voir figure 45.

Piles de traverses préparées.

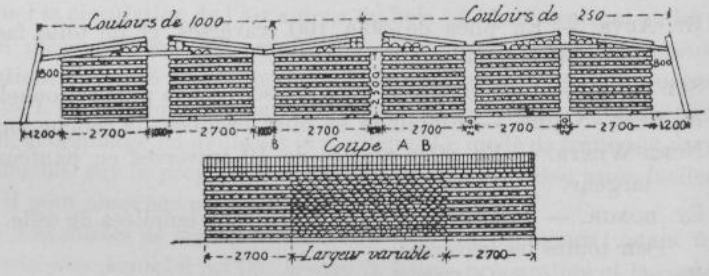


Fig. 45.

XXX. B. & N. — Piles mortes de 2^m745 de côté et environ 3^m660 de hauteur.

XXXI. Furn. — Piles de $2^m745 \times 2^m745$, distantes de 0^m915, afin que l'air pénètre librement entre elles.

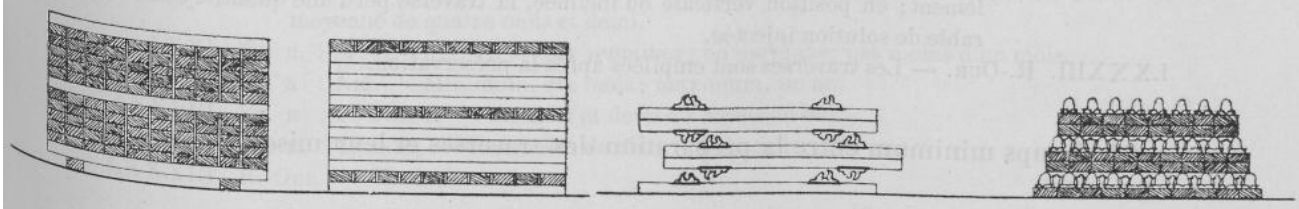
XXXII. H. & B. — Les traverses sont mises en piles mortes, afin d'éviter l'évaporation.

XXXIII. Gr. East. — Les traverses ne sont pas empilées; elles sont expédiées aussitôt après l'injection et posées une semaine environ plus tard.

XXXIV. Gr. North. — Ne se pratique pas, sauf quelques exceptions.

XXXVII. L. & N.-W. — Voir figure 46. La longueur des piles dépend de la nature du sol.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Empilage des traverses créosotées. Fig. 46. Empilage des traverses pourvues de coussinets.

XLII. N. L. — Ne sont pas empilées.
XLIII. S. E. — Les traverses sont empilées en piles croisées.
XLIV. T. V. — Les traverses sont immédiatement employées et ne sont pas empilées.
XLVII. Lanc. & York. — Ne sont pas empilées.
XLIX. North East. — En piles mortes.
LXI. Pr. Hen. — En piles croisées de 90 pièces.
LXII. Ét. néerl. — Voir la note annexée de M. von Vrybergt de Coningh.
LXIII. Holl. — En piles de 150 traverses.
LXIV. Port. — Voir nº 8.
LXVII. Ét. r. : Bask. — Les traverses trempées sont rangées en une couche sur celles qui sont encore en état de préparation; elles leur servent de charge.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Après l'injection, les traverses doivent être posées horizontalement; sinon, il se produit un écoulement entier du liquide injecté.
LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses préparées sont transportées sur la ligne et y sont disposées en piles régulières; elles ne sont placées dans les voies qu'environ trois mois après la préparation.
LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — En piles de 50 pièces; distance entre les piles, 714 millimètres.
LXXI. Ét. r. : M.-K. — Voir figure 47.

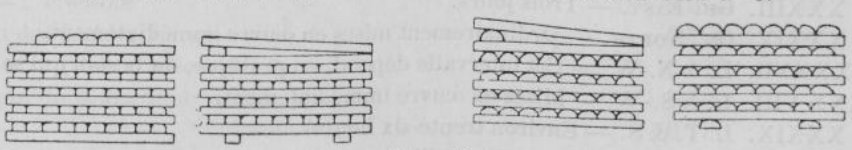


Fig. 47.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Les traverses préparées sont disposées en piles ou placées verticalement. On n'a pas remarqué jusqu'à présent que le mode d'empilage ait de l'influence sur la durée du service des traverses.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les traverses préparées sont mises en piles de 100 pièces à onze rangs, supportant chacun 9 pièces; les distances entre les piles doivent être assez grandes pour permettre une libre circulation de l'air; la meilleure manière est de placer les traverses préparées sous des auvents, afin de les préserver de l'influence des pluies qui enlèvent une certaine quantité de solution injectée.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les traverses, disposées en piles de 50 à 100 pièces, sont recouvertes de branches, d'herbes et de terre, afin de les préserver de l'action directe des rayons du soleil. Il est important que les traverses soient disposées horizonta-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

lement; en position verticale ou inclinée, la traverse perd une quantité considérable de solution injectée.

LXXXIII. R.-Our. — Les traverses sont empilées après la préservation.

25. Temps minimum entre la préparation des traverses et leur mise en œuvre.

III. Ét. Autr. — Six semaines.
IV. Sud Autr. — Après les trois mois d'été, si c'est possible.
VI. K. Ferd.-Nordb. — Au moins deux à quatre mois.
VII. Nord-Westb. — Six mois.
VIII. Ét. hongr. — Cela dépend de l'époque à laquelle les traverses sont injectées; en été, trois mois suffisent; en automne, le temps minimum est de six mois.
IX. Ét. b. — Huit jours et même jusqu'à deux ans. Préparées à la créosote et mises en grands tas serrés après la préparation: le mal est nul; il n'y a que quelques traverses placées en haut qui souffrent quelque peu.
XVIII. M. S. et Al. — Sont employées en tout temps, quelquefois de suite.
XXI. Ét. fr. — D'un mois à six semaines.
XXII. P.-L.-M. — En moyenne, six mois.
XXIII. Orl. — Il est désirable de laisser passer quelques mois entre la préparation et la mise en œuvre des traverses.
XXIV. Est fr. — Souvent l'intervalle n'est que de quelques jours.
XXV. Nord fr. — Deux à trois mois pour les traverses créosotées.
XXVI. Midi fr. — Les traverses peuvent, sans inconvénient, être mises en œuvre très peu de temps après leur préparation.
XXIX. Ouest fr. — Immédiatement après la préparation.
XXX. B. & N. — Mises en œuvre immédiatement.
XXXI. Furn. — Mises en œuvre presque immédiatement après la préparation.
XXXII. H. & B. — Six jours.
XXXIII. Gr. East. — Trois jours.
XXXIV. Gr. North. — Ordinairement mises en œuvre immédiatement.
XXXVII. L. & N.-W. — Cet intervalle dépend, en pratique, du besoin qui se fait sentir.
XXXVIII. L. & S.-W. — Mises en œuvre immédiatement.
XXXIX. L. T. & S. — Environ trente-six heures.
XLII. N. L. — Posées aussitôt qu'il est possible.
XLIV. T. V. — Sont employées de suite.
XLV. M. S. & L. — Mises en œuvre immédiatement.
XLVII. Lanc. & York. — Environ une semaine.
XLIX. North East. — Un à quatre mois.
LXI. Pr. Hen. — On n'observe pas de délais; l'emploi immédiat est admis.
LXII. Ét. néerl. — Le temps demandé pour le transport du chantier jusqu'à l'endroit de la mise en œuvre.
LXIII. Holl. — Cinq mois en moyenne; en cas d'urgence, cette période est diminuée.
LXIV. Port. — Un mois.
LXVII. Ét. r. : Bask. — On emploie les traverses immédiatement après leur préparation.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — En été, une semaine; en automne, jusqu'à deux mois.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Deux mois.
LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Pas moins de trois mois; cette période a été, en 1895, en moyenne de quatre mois et demi.
LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Six semaines; en moyenne, pas moins d'un mois.
LXXII. Ét. r. : Nic. — Minimum, six mois; maximum, un an.
LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Un mois et demi au moins en été.
LXXIX. Ét. r. : Transc. — Pas moins de deux à trois mois.
LXXXIII. R.-Our. — Un mois.

III. — Propriétés des bois de traverses (vierges et préparées).

26. Densité et poids spécifique (données moyennes).

IV. Sud Autr. — Chêne, 0.85 à 1.10; mélèze, 0.60 à 0.92; hêtre, 0.80 à 1.00.
V. Austro-hongr. — Voir A, question 23 (annexe V).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Pin, 0.545 à 0.680; chêne, 0.837 à 1.004.
VIII. Ét. hongr. — Poids spécifique : bois de chêne, 0.84; bois de hêtre, 0.74.
IX. Ét. b. — Les traverses en chêne vierges ont un poids spécifique qui ne dépasse guère celui de l'eau. Par la préparation, on augmente leur densité, qui dépasse alors sensiblement celle de l'eau (elles ne flottent plus).
XVI. Ét. dan. : Seel. — Densité moyenne des traverses non préparées, 0.660; densité moyenne de celles préparées, 0.900.
XVIII. M. S. et Al. — La densité est 0.8 à 0.9.
XXVI. Midi fr. — Pin maritime, 0.600 à 0.800; chêne, 0.800 à 1.200.
XXIX. Ouest fr. — En admettant que la densité de l'eau est égale à l'unité, les poids spécifiques des bois des différentes essences employées sont les suivants :

Chêne vierge	0.850 kilogramme.
— créosoté	0.930 —
Hêtre vierge	0.800 —
— créosoté	0.975 —
Pin des Landes vierge	0.700 —
— — créosoté	0.875 —
Sapin de la Baltique vierge	0.600 —
— — créosoté	0.750 —

XXXII. H. & B. — Le poids approximatif des traverses non créosotées est de 583.7 kilogrammes par mètre cube. Poids spécifique, 0.576.
XXXIII. Gr. East. — Une traverse vierge pèse 40.86 kilogrammes. Poids spécifique moyen, 0.601.
XXXVI. Gr. S. & W. — Poids approximatif, 68.100 kilogrammes.
XXXVII. L. & N.-W. — Poids spécifique des traverses sèches, non créosotées. 0.577k ilog.
— — — — créosotées . . 0.752 —
XXXVIII. L. & S.-W. — 16.
XXXIX. L. T. & S. — Poids spécifique, environ 0.649 kilogramme.
XLIII. S.-E. — Pas de réponse aux questions 26 à 34.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LII. East Ind. — Poids spécifique : « *Sal* », 0.98 ; « *Deodar* », 0.59.
LIV. Cape Gov. — Poids spécifique : *Podocarpus latifolius*, 0.59 ; *Podocarpus elongatus*, 0.54.
LVI. N. S. Wales. — 1.20.
LIX. Tram. piém. — Densité de 0.900 à 1.100.
LX. As. tram. it. — Densité de 0.800 à 1.
LXI. Pr. Hen. — La densité ne diffère guère de celle de l'eau : chêne, 0.900 ; hêtre, 0.830.
LXIV. Port. — Densité moyenne : pin, 0.700 ; chêne, 0.900. Poids spécifique moyen : pin, 700 grammes ; chêne, 900 grammes.
LXXI. Ét. r. : M. K. & N. N. — Poids spécifique des traverses du type n° 3, 620 grammes ; du type n° 5, 650 grammes.
LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Densité, 0.578.
LXXXVI. Ét. fin. — Le poids spécifique varie de 480 à 850 grammes.

27. Poids d'un décimètre cube.

IV. Sud Autr. — Voir question 26.
V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 24 (annexe V).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir question 26.
VIII. Ét. hongr. — Bois de chêne, 0.84 kilogramme ; bois de hêtre, 0.74 kilogramme.
IX. Ét. b. — Un décimètre cube, pris dans une bille vierge en chêne du pays, pèse 900 grammes ; dans une bille bien préparée, 965 grammes et en bois préparé vieux, 798 grammes ; les poids moyens des billes blanches et préparées sont respectivement 85 et 93 kilogrammes.
XII. L.-Maestr. — Environ 800 grammes.
XVII. Loll.-Fal. — 620 grammes.
XVIII. M. S. et Al. — 800 à 900 grammes.
XXIV. Est fr. — Poids d'un décimètre cube : chêne blanc, 850 grammes ; chêne créosoté, 935 grammes environ ; hêtre blanc, 750 grammes ; hêtre créosoté, 975 grammes environ.
XXV. Nord fr. — Le poids du hêtre blanc, 820 grammes ; hêtre créosoté, 960 à 980 grammes ; chêne, 1 à 1.050 kilogramme.
XXVI. Midi fr. — Pin, 600 à 800 grammes ; chêne, 800 grammes à 1.200 kilogramme.
XXIX. Ouest fr. — Mêmes chiffres que ci-dessus (question 26).
XXXII. H. & B. — 0.323 lb. = 146 grammes par décimètre cube (non créosoté).
XXXIII. Gr. East. — Poids d'un décimètre cube est de 600 grammes.
XXXVI. Gr. S. & W. — Pas de réponses aux questions 27 à 34.
XXXVII. L. & N.-W. — Poids d'un décimètre cube : bois humide, 770 grammes ; bois sec, 577 grammes ; bois créosoté, 752 grammes.
XXXIX. L. T. & S. — Près de 655 grammes par décimètre cube.
XLII. N. L. — Poids d'un décimètre cube : bois sec, 600 grammes ; bois créosoté, 762 grammes.
XLIV. T. V. — Environ 648 grammes par décimètre cube (non préparé).
XLV. M. S. & L. — 50 pieds cubes (14.158 mètres cubes) par tonne.
LII. East Ind. — 1.76 lb. (0.798 kilogramme).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LIV. Cape Gov. — *Podocarpus latifolius*, 37 lb. par pied cube (0.592 kilogramme par mètre cube); *Podocarpus elongatus*, 33 lb. par pied cube (0.529 kilogramme par décimètre cube); bois de fer, 63 lb. par pied cube (1.009 kilogramme par décimètre cube).

LV. N. Zeal. — 1.4 à 2.5 lb. (0.635 à 1.134) par décimètre cube.

LVI. N. S. Wales. — 75 lb. par pied cube (1.202 kilogramme par décimètre cube).

LIX. Tram. piém. — De 900 grammes à 1.100 kilogramme.

LX. As. tram. it. — De 800 grammes à 1 kilogramme.

LXI. Pr. Hen. — Le décimètre cube, pris dans une bille de chêne vierge, pèse 880 grammes; hêtre blanc, 800 grammes; hêtre créosoté, 900 grammes.

LXIII. Hol. — Traverses vierges : chêne, 860 grammes; sapin rouge, 550 grammes, teck, 760 grammes. Traverses préparées : chêne, 930 grammes; sapin rouge, 790 grammes.

LXIV. Port. — Pin, en moyenne 700 grammes; chêne, en moyenne 900 grammes.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Poids d'un décimètre cube du type n° 3, 619.04 grammes; du type n° 5, 647.87 grammes.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — 578.5 grammes.

LXXXVII. St-Goth. — Une traverse en chêne vierge pèse de 80 à 85 kilogrammes; quelquefois davantage.

28. Hygroscopicité.

IV. Sud Autr. — De 20 à 40 p. c.

V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 25 (annexe V).

VI. K. Ferd.-Nordb. — Le pin jusqu'à 25 p. c.; le chêne jusqu'à 20 p. c.

IX. Ét. b. — La nature grasse de l'antiseptique (créosote) rend le bois moins sensible à l'humidité.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Les traverses en sapin non préparées, par la dessiccation au four pendant trois jours et nuits, ont perdu, en moyenne, 6.3 p. c. de leur poids normal, et puis, en restant dans l'eau trois jours et nuits, elles ont pris un poids en moyenne 3 p. c. plus grand que le poids primitif. Les traverses en sapin préparées ont perdu, par la dessiccation au four pendant trois jours et nuits, 7.2 p. c. en moyenne de leur poids normal, et puis, en restant dans l'eau pendant trois jours et nuits, elles ont pris un poids en moyenne 3.1 p. c. plus grand que le poids primitif.

XXVI. Midi fr. — Teneur en eau du bois de pin après dessiccation naturelle complète : 16 à 20 p. c. Le pin est plus hygroscopique que le chêne; le rapport entre l'hygroscopicité des deux essences n'a pas été déterminé.

XVII. Loll.-Fal. — Se dessèchent facilement. (?)

XXIX. Ouest fr. — Le bois de chêne non préparé est moins hygroscopique que le hêtre non préparé; le pin et le sapin sont plus hygroscopiques que le hêtre. Les mêmes bois préparés ne paraissent présenter entre eux aucune différence notable.

XXXIII. Gr. East. — Très grande (1895).

XXXVII. L. & N.-W. — 33 p. c. du poids à l'état sec.

XXXVIII. L. & S.-W. — Complète.

XLIV. T V. — Voir question 18.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — Nulle.
XLIX. North East. — 18 p. c.
LVI. N. S. Wales. — Nulle.
LVIII. Sicil. — Le bois est tellement dur qu'il absorbe fort peu d'humidité.
LXIV. Port. — Les traverses en pin sont très hygroscopiques; on peut estimer à 20 kilogrammes par traverse le poids de l'eau absorbée quand elles sont transportées à flot.

29. Inflammabilité.

IV. Sud Autr. — Ordinaire.
V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 26 (annexe V).
IX. Ét. b. — Le créosotage des bois les rend beaucoup plus inflammables; on ne peut espérer éteindre qu'avec de la terre, du sable ou une grande quantité d'eau un tas de bois créosoté qui serait enflammé.
XVI. Ét. dan. : Seel. — Les traverses préparées s'enflamment et brûlent plus difficilement que les traverses non préparées.
XVII. Loll.-Fal. — Inflammables.
XVIII. M. S. et Al. — Les traverses créosotées sont plus inflammables.
XXIV. Est fr. — Les bois créosotés sont très inflammables.
XXV. Nord fr. — Les bois créosotés sont très inflammables.
XXVI. Midi fr. — Le bois de pin est plus inflammable que le bois de chêne, et le bois préparé au sulfate de cuivre moins inflammable que le bois non préparé.
XXIX. Ouest fr. — Les traverses créosotées étant très inflammables, il est recommandé d'en éviter le séjour dans les gares ou, s'il est nécessaire d'y faire des dépôts, de choisir des emplacements éloignés des bâtiments. En outre, après l'empilage, elles doivent être recouvertes de terre ou de gazon ou même de bâches, lorsque les toits et les parois ne peuvent être composés de vieilles traverses ou de traverses de rebut non créosotées.
XXXIII. Gr. East. — Pas grande (1895).
XXXVIII. L. & S.-W. — Ordinaire.
XLII. N. L. — Le bois créosoté est très inflammable.
XLIV. T. V. — L'inflammabilité est considérable après le créosotage, mais elle disparaît ensuite.
XLVII. Lanc. & York. — Grande.
XLIX. North East. — Très inflammable.
LV. N. Zeal. — Pas grande.
LVI. N. S. Wales. — Pas grande.
LXI. Pr. Hen. — Très inflammable.
LXIV. Port. — En général, les pins ne sont pas gémés, par conséquent la résine les rend très inflammables. Cependant, les cas d'incendie sur la voie sont assez rares.
LXXII. Ét. r. : M. K. et N. N. — L'inflammabilité des traverses vierges est plus grande que celle des traverses préparées.

30. Gélivité.

IV. Sud Autr. — Se manifeste peu.
V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 27 (annexe V).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. Ferd.-Nordb. — Le bois préparé est moins gélif : les pièces offrant des indices de gélivité ne sont pas conservées.
IX. Ét. b. — La gélivité est sensiblement diminuée par le créosotage.
XVII. Loll.-Fal. — Ne gèlent pas.
XXVI. Midi fr. — Le bois de chêne est plus gélif que le bois de pin ; les pièces offrant des indices de gélivité ne sont pas conservées.
XXIX. Ouest fr. — La gélivité est plus grande pour les traverses récemment préparées que pour celles qui le sont depuis un certain temps.
XXXVIII. L. & S.-W. — Jusqu'à un certain degré.
XLIV. T. V. — Pratiquement, elle n'existe pas.
XLV. M. S. & L. — Ne gèlent pas.
XLVII. Lanc. & York. — Nulle.
XLIX. North East. — Nulle.
LVI. N. S. Wales. — Ne gèlent pas.
LX. As. tram. it. — Le chêne croissant dans les terrains humides est gélif ; il est refusé à la réception.
LXI. Pr. Hen. — Les bois gélifs sont refusés à la réception.
LXIV. Port. — Cette qualité n'est pas appréciable.
LXVIII. Ét. r. : Cath. — Il a été observé que les traverses en pin pas assez sèches se fendent pendant les froids ; les traverses équarries, à la température de 20°, et les demi-rondes, à celle de 10°.

31. Élasticité.

V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 28 (annexe V).
VI. K. Ferd.-Nordb. — Le module d'élasticité est de 100,000 à 120,000.
IX. Ét. b. — L'introduction d'une substance grasse dans le bois augmente son élasticité.
XVII. Loll.-Fal. — Peu élastiques.
XXXIII. Gr. East. — Satisfaisante (1895).
XXXVIII. L & S.-W. — Satisfaisante.
XLIV. T. V. — La propriété essentielle des traverses consiste à répartir la charge sur une plus grande surface.
XLVII. Lanc. & York. — Pas grande.
LV. N. Zeal. — D'après la formule :

$$E = \frac{\text{longueur}^3 \times \text{charge}}{\text{largeur} \times \text{profondeur}^3 \times \text{déflection}}.$$

L'élasticité est de 100 à 300.
LVI. N. S. Wales. — Module d'élasticité, 2.715.813 lb. par pouce carré (190.949 kilogrammes par centimètre carré).
LVIII. Sicil. — Suffisante.

32. Fendilité (indiquer les mesures pour la combattre).

III. Ét. Autr. — On applique aux extrémités des S en fer.
IV. Sud Autr. — On place des S en fer ou des anneaux, mais ce dernier système est compliqué et coûteux ; actuellement, il est abandonné.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 29 (annexe V).

VI. K. Ferd.-Nordb. — Cause de refus à la réception. On palce des S en fer. Le procédé de préparation diminue la fendilité.

IX. Ét. b. — Éviter l'exposition au soleil autant que possible. Quand les fentes aux têtes des traverses sont assez fortes, on les resserre, puis on fait latéralement, d'outre en outre, un trou d'environ 25 à 30 millimètres de diamètre, qu'on remplace par une broche en chêne que l'on tient en place avec des coins placés dans ses deux têtes. Si les fentes sont légères, on chasse des S de 5 à 9 centimètres de longueur, à cheval sur les fentes. La fendilité est fortement arrêtée par le créosotage, et les grandes pressions ne provoquent aucune fente; cela revient, en grande partie, au vide qui précède la pression.

XI. Gr. Centr. b. — Pour les fentes légères, on pose des S à cheval sur la fente. Toutes les traverses avec des fentes fortes sont rebutées lors de la réception.

XII. L.-Maestr. — On pose des S sur les fentes.

XIII. Maes — On pose des S sur les fentes.

XVII. Loll.-Fal. — Fendiles.

XVIII. M. S. et Al. — On cloue aux extrémités une lame de fer en S.

XXII. P.-L.-M. — Lorsqu'une traverse commence à se fendre, on serre les deux parties qui se séparent au moyen d'un boulon, ou bien on empêche la fente de se développer au moyen d'S en acier; on les enfonce au marteau et elles relient les parties qui se fendent.

XXIII. Orl. — Emploi de boulons ou d'S.

XXIV. Est fr. — Les fentes sont maintenues au moyen d'S en fer posés aux extrémités ou au moyen de boulons de serrage, lorsqu'elles sont plus accentuées.

XXV. Nord fr. — Sous l'influence de la chaleur, les traverses ont une tendance à se fendre; si les fentes sont légères, on boulonne les deux parties de la traverse ou on y applique des S en fer convenablement disposés.

XXVI. Midi fr. — Le bois de chêne a plus de tendance que le bois de pin à se fendre spontanément. Les fentes qui se produisent au bout d'une pièce ont une tendance à s'ouvrir de plus en plus. On combat cette tendance en enfonçant dans le bois un S réunissant les deux côtés de la fente, qui ne peuvent plus s'écarter.

XXVIII. S. G. éc. fr. — Le chêne et surtout le hêtre sont susceptibles de se fendre. On emploie généralement des S et des boulons en fer.

XXIX. Ouest fr. — Les traverses fendues sont boulonnées ou garnies d'S en fer convenablement fixés aux extrémités.

XLIV. T. V. — On emploie des coussinets à large base et trois boulons au lieu de deux.

XLV. M. S. & L. — Couvrir avec du ballast.

LV. N. Zeal. — Peu susceptibles de se fendre.

LVI. N. S. Wales. — Aucune.

LVIII. Sicil. — Si les fentes sont légères, on applique des S en fer aux extrémités; si elles sont fortes, les traverses sont rebutées lors de la réception.

LIX. Tram. piém. — Les bois fendus sont refusés.

LX. As. tram. it. — Application aux extrémités des traverses d'S en fer.

LXI. Pr. Hen. — Toutes les billes en hêtre sont boulonnées après le sciage aux deux têtes; diamètre des boulons, 10 millimètres; les boulons sont placés à 10 centimètres des têtes; une rondelle est appliquée à chaque extrémité.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIII. Holl. — Si les fentes sont légères, on y place des S en fer.

LXIV. Port. — Dans les traverses en pin, la fendilité n'est pas importante. Pour combattre les fentes dans les traverses en chêne, on applique des S en fer aux extrémités.

LXV. Ét. roum. — On se sert d'S en fer (voir figure 48).

Fig. 48.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses vierges se fendent suivant leur état d'humidité, sous l'influence des rayons du soleil et des vents. Dans les traverses en chêne, on voit distinctement le rapport entre la fendilité et l'espèce du chêne : chêne de montagne, ne se fend presque jamais; chêne des plaines, est très susceptible de se fendre; les fentes les plus nuisibles sont celles concentriques, qui entraînent l'apparition des fentes longitudinales lors de l'enfoncement des crampons.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Pour éviter les fentes, on conserve les traverses dans des piles; après la pose, on les recouvre d'une mince couche de ballast.

LXXX. Et. r. : M.-Br. — La fendilité est insignifiante et ne provoque aucune mesure.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Afin d'éviter les fentes, on doit rapprocher les piles entre elles ; mais la mesure la plus efficace est de placer les traverses dans la voie, au printemps, le plus tôt possible et de les recouvrir d'une couche de pierres cassées ou de sable ; une forte fendilité diminue la durée du service.

LXXXIV. V.-V. — Pour empêcher les traverses de se fendre, on enfonce dans les extrémités des S en fer.

LXXXV. Vlad. — Il a été remarqué que, lors de brusques changements du temps (grandes chaleurs après les pluies), beaucoup de traverses en piles se fendent par suite d'une rapide dessiccation ; on trouve souvent aussi des fentes dans des traverses déjà posées. On applique alors des fers et on bourre les fentes avec du chanvre goudronné.

33. Coefficients de résistance (en kilogrammes par centimètre carré), compression et cisaillement, etc.

IV. Sud Autr. — Pas de renseignements.

V. Austro-hongr. — Voir A, question 30 (annexe V).

VIII. Ét. hongr. — Le coefficient de résistance des traverses soumises à la compression ne doit pas être supérieur à 60 kilogrammes par centimètre carré.

IX. Ét. b. — La résistance à l'écrasement est de 396 kilogrammes par bloc de chêne non créosoté, de $0^m080 \times 0^m0388 \times 0^m388$, et de 424 kilogrammes par bloc de chêne créosoté des mêmes dimensions.

XXII. P.-L.-M. — Voir les essais des traverses à la compression indiqués dans le numéro de juillet 1884 de la *Revue générale des chemins de fer*, page 5.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXV. Nord fr. — La Compagnie admet dans le sens longitudinal les coefficients ci-dessous

	Chêne.	Hêtre.
1° Pour la rupture à l'extension par 0m²0001 .	800 kilog.	800 kilog.
2° Pour la rupture à la compression par 0m²0001 dans le cas d'un cube	500 kilog.	540 kilog.
3° Pour la rupture à la torsion par 0 m²0001 .	280 à 300 kil.	320 kilog.
4° Coefficient d'élasticité par mètre carré (E) .	1.20×10^9	0.93×10^9
5° Coefficient de torsion (G).	0.40 à 0.48×10^9	0.37×10^9

Il convient de remarquer que dans le cas de flexion, les limites d'élasticité, ainsi que les résistances à la rupture, répondent à des chiffres un peu plus élevés que ceux ci-dessus.

XXXVII. L. & N.-W. — Compression, environ 7,047 à 7,420 lb. par pouce carré, soit 495 à 521 kilogrammes par centimètre carré ; tension, environ 3,230 à 4,050 lb. par pouce carré, soit 227 à 285 kilogrammes par centimètre carré.

XLII. N. L. — Tension, environ 245 kilogrammes par centimètre carré ; compression, environ 490 kilogrammes par centimètre carré.

XLIV. T. V. — Tension, 788.17 ; compression, 394.08 ; cisaillement, 78.81 (pour le bois non préparé).

LII. East Ind. — *Sal :* compression, 598 kilogrammes par centimètre carré.

LV. N. Zeal. — 420 et 700 kilogrammes par centimètre carré.

LVI. N. S. Wales. — 719.08 kilogrammes par centimètre carré.

LIX. Tram. piém. — Traction, 800 à 900 kilogrammes ; compression, 600 à 700.

LXIV. Port. — Dans les traverses en pin, le cisaillement et le foncement sont très notables par leurs effets.

LXXXVI. Ét. fin. — Les expériences peu nombreuses qui ont été faites ont donné des résultats analogues à ceux qu'on trouve dans les manuels techniques français et allemands.

34. Maladies et tares des bois de traverses.

IV. Sud Autr. — Cœur ou aubier pourri, séparation par couches (au cœur) pour les bois de diverses essences, pourriture blanche et échauffement pour le hêtre.

V. Austro-hongr. — Voir *A*, question 31 (annexe V).

VI. K. Ferd.-Nordb. — Pourriture ; séparation par couches, pourriture blanche ; gélivure ; torsion des fibres ; vermoulures ; roulure, etc. Elles motivent le refus des bois qui en sont atteints.

VIII. Ét. hongr. — Pourriture au cœur du bois ou bois rouge échauffé, pourriture sous l'écorce, interruption de sève, bois trop mûrs. Défauts : nœuds vicieux, crevasses circulaires, gélivures, gerçures, défauts de débits.

IX. Ét. b. — Pour les traverses en chêne, les principales tares sont : la pourriture provenant d'arbres mal ébranchés, la roulure et la torsion des fibres. Le créosotage arrête la pourriture et empêche qu'elle se produise au droit des attaches, où la créosote est en plus grande quantité.

XI. Gr. Centr. b. — La roulure, la gélivure, la pourriture, les nœuds vicieux, etc.

XII. L.-Maestr. — Roulure, pourriture, nœuds vicieux.

XVII. Loll.-Fal. — Putréfaction.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVIII. M. S. ET AL. — Pourriture sèche et humide.

XXI. ÉT. FR. — On s'efforce d'obtenir des traverses ne présentant pas les défauts ordinaires des bois (roulure, gélivure, vermoulure, piqûre, nœuds vicieux, etc.)

XXIII. ORL. — Roulures, gélivures, nœuds vicieux, échauffements.

XXIV. EST FR. — Les défauts principaux sont : gélivure, roulure, carie sèche.

XXV. NORD FR. — Les bois peuvent être atteints de diverses tares et défauts, tels que : malandres, gélivures, nœuds vicieux, cœurs rouges, etc.; dans ce cas, les traverses débitées dans ces bois sont absolument rejetées.

XXVI. MIDI FR. — Pin : aubier bleu, champignons, caudrouge, quarres recouvertes et exceptionnellement roulures. Chêne : aubier passé, vermoulures, pourriture, cœurs rouges, nœuds vicieux, nœuds pourris, fentes, roulures, gélivures.

XXVIII. S. G. ÉC FR. — Le chêne et le hêtre sont sujets à des fentes, roulures, gélivures, nœuds vicieux, etc. Le pin des Landes est sujet à la pourriture, qui se manifeste généralement par un champignon.

XXIX. OUEST FR. — Les maladies et les tares les plus habituelles des bois de traverses sont les suivantes :

Chêne : piqûres, pourriture, malandres, fentes, gerçures, gélivures, roulures, nœuds vicieux, double aubier;

Hêtre : nœuds vicieux, cœurs rouges.

XXXVII. L. & N.-W. — Les traverses défectueuses sont rejetées.

XXXVIII. L. & S.-W. — Pourriture, fentes, cadrannures et nœuds.

XLII. N. L. — Les traverses défectueuses sont rejetées.

XLIV. T. V. — De 20 à 25 p. c.

XLV. M. S. & L. — Pourriture.

XLVII. LANC. & YORK. — Environ 0.2 p. c. par fentes et détériorations mécaniques.

LV N. ZEAL. — Environ 25 p. c.

LVII. MED. IT — Les maladies des bois des traverses de la ligne sont celles ordinaires du chêne rouvre.

LVIII. SICIL. — Les traverses en chêne ont généralement très peu de défauts.

LIX. TRAM. PIÉM. — Pourriture, échauffement, vermoulure.

LX. AS. TRAM. IT. — Il existe un ver blanc qui ronge le chêne et de préférence les bois les plus durs

LXI. PR. HEN. — Piqûres, pourriture, malandres, fentes de certaines dimensions, gerçures, gélivures, cadrannures, nœuds vicieux, roulure.

LXIII. HOLL. — Les traverses en chêne et en sapin rouge ont généralement très peu de défauts.

LXIV. PORT. — Les maladies n'ont pas fait jusqu'à présent, dans les forêts (?) de pins et de chênes, des ravages assez considérables pour que l'attention soit appelée sur ce point.

LXVIII. ÉT. R. : CATH. — Outre la pourriture, une grande influence sur l'état de la traverse en chêne de montagne à l'âge du bois; les bois vieux secs sont très cassants. Le principal défaut des traverses en chêne de plaine, c'est qu'elles pourrissent rapidement au cœur, ce qui arrive lorsque la traverse est devenue bien sèche Ces dernières servent beaucoup moins que les premières qui, par exception, restent dans la voie principale quelquefois dix-huit ans.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pourriture, piqûres, fentes.

LXX. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Le bois n'est pas susceptible de maladies.

LXXX. Ét. r : M.-Br. — Vieux bois, arbres creux, nœuds vicieux, pourriture et fendilité Le défaut principal est que le pin employé pourrit rapidement après la pose des traverses.

LXXXII. M.-J.-Ar. — On rencontre quelquefois le ver rongeur (*Bostrichus typographus*); vieux bois et bois pourris sont rejetés à la réception.

LXXXV. Vlad. — On n'a pas observé de maladies qui se seraient produites au cours du service des traverses. La pourriture et les fentes sont ordinairement les causes de remplacement, détériorées à tel point qu'il n'est plus possible d'assurer la fixation du rail. A la réception, on constate parfois des vieux bois, des nœuds vicieux qui forment une cause de rebut; on les achète cependant à un prix réduit et on les emploie dans les voies de garage.

IV. — Conditions dans lesquelles les traverses ont été posées.

35. Nature du sous-sol; degré d'humidité ou de siccité.

IV. Sud Autr. — La couche de 30 centimètres de ballast est soit en pierraille concassée, soit en gros gravier criblé.

V. Austro-hongr. — La nature du terrain varie suivant les conditions topographiques et les contrées traversées. Le degré de siccité ou d'humidité est également très variable.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Très variée.

VIII. Ét. hongr. — Suivant la situation topographique des diverses lignes, le sol est rocailleux, argileux ou sablonneux; le sol rocailleux élimine bien l'humidité et maintient les traverses à l'état sec, par contre, le bois souffre lors du bourrage des traverses, de sorte que la durée des traverses ne dépasse pas la moyenne.

Dans les sols argileux, les traverses souffrent du fait qu'on arrive difficilement à l'écoulement des eaux du jour. Le sol le plus propice à la conservation des traverses est le sol sablonneux dans lequel elles se trouvent à sec et ne sont pas endommagées par les opérations du bourrage.

IX. Ét. b. — Le sous-sol en Belgique est habituellement de nature sablonneuse et argileuse, plus rarement de nature rocheuse.

X. Vicin. b. — La plate-forme de la voie doit être le moins humide possible ; la couche minimum de ballast, de 20 centimètres au-dessus des traverses.

XI. Gr. Centr. b. — Le sous-sol se compose de sable, terre végétale argileuse et schiste; en général, le sous-sol est bon et sec.

XII L.-Maestr. — Argileuse sur la section hollandaise (11 kilomètres); rocheuse et schisteuse en Belgique (18,200 kilomètres).

XIII. Maes. — Sous-sol humide, même marécageux en certains endroits.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Terre argileuse et sablonneuse; degré d'humidité ou de siccité médiocre.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Le plus souvent un sous-sol glaiseux.

XVII. Loll.-Fal. — Terre glaisée; humidité dépend du temps. Les traverses sont posées sur une couche de gravier.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVIII. M. S. & Al. — Très variable.

XXII. P.-L.-M. — Tous les renseignements recueillis sur l'influence de ces différentes conditions (questions nº 35 au nº 50, et nº 53 au nº 62), sur la durée du service des traverses, ont fait l'objet de trois notes de M. Couard, ingénieur du service des approvisionnements, parues dans les numéros de décembre 1891, juillet 1892 et mai 1893 de la *Revue générale des chemins de fer*.

XXIV Est fr. — Quand le sous-sol est humide, on cherche à l'assainir.

XXV. Nord fr. — La nature du sous-sol est variable : terre végétale, terrain tourbeux et mouvant, terrain glaiseux, terrain siliceux.

XXVI. Midi fr. — La nature du sous-sol la plus favorable à la conservation des traverses paraît être celle qui les protège le mieux contre les variations trop grandes et trop fréquentes de leur état hygrométrique.

XXIX. Ouest fr. — La nature du sous-sol est très variable, mais plutôt humide que sèche.

XXX. B. & N. — Pas de réponses aux questions du chapitre IV (35-56).

XXXII. H. & B. — Le ballast, d'une épaisseur de 305 millimètres, est en pierre concassée en dessous et de la scorie au-dessus. Le sous-sol n'a pas d'influence sur la durée des traverses.

XXXIII. Gr East. — La nature du sous-sol n'est pas d'une grande importance. Le ballast doit être de bonne qualité et bien assaini.

XXXVI. Gr. S. & W. — Humide.

XXXVII. L. & N.-W. — La ligne comprend toutes sortes de sous-sols Elle est drainée sur toute sa longueur.

XXXVIII. L. & S.-W. — Gravier.

XXXIX. L. T. & S. — Les traverses servent plus longtemps dans un ballast qui retient l'humidité que dans celui qui est sujet à de rapides passages du chaud au froid et de l'humidité à la sécheresse.

XLII. N L. — Terre glaise, gravier et grès.

XLIII. S. E. — En général, sec.

XLIV. T V. — Le sous-sol présente un mélange marne, calcaire, gravier. Une quantité considérable d'eau de passage; mais celle-ci ne pourrait affecter les traverses créosotées

XLV. M. S. & L. — Gravier, calcaire, sable.

XLVII. Lanc. & York. — Diverses.

LVI. N. S. Wales. — Sec.

LVII Med. it. — Relativement aux questions formulées dans cette partie, nous devons faire observer que notre réseau se compose d'un si grand nombre de lignes en conditions si différentes, soit pour l'importance du trafic, soit pour leur âge, soit pour la nature du sous-sol, soit pour le profil, le tracé, le type de la voie, la nature et les dimensions du ballast, qu'il nous serait impossible de répondre à toutes les questions; d'autre part, nous n'avons aucune expérience à nous qui puisse éclairer les questions 51, 52 et 53.

LVIII. Sicil. — Sur les deux tiers des lignes de notre réseau, le sous-sol est argileux; l'autre tiers est calcaire, sablonneux et marneux.

LIX. Tram. piém. — Variable.

LXIII. Holl. — Humide et peu solide pour la plus grande partie du réseau; sablonneux sur une longueur de 250 kilomètres environ.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIV. Port. — En général, le sous-sol est calcaire ; dans quelques parties des lignes de l'ouest, il est calcaire-argileux, et, dans la ligne de Beira-Baura, il y a d'abord le sous-sol schisteux et ensuite le sous-sol granitique. Les tranchées humides de nos lignes sont naturellement celles qui correspondent au sous-sol calcaire-argileux de quelques parties de la ligne de l'Ouest.

LXV. Ét. roum. — Le sol est très perméable : terres rocheuses, sable et gravier de rivière. Les terrassements sont de terres argileuses ; le ballast, de gravier de rivière.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Le sous-sol est en grande partie en argile sablonneuse.

LXVII. Ét r. : Bask. — Sur une étendue de 32 verstes de voies, à proximité du lac de Baskountchak, le sous-sol est sablonneux, imbibé de solution concentrée de sel ; le reste est argileux et sec.

LXVIII. Ét. r. : Cath — Argile sèche, sablonneuse. Terre noire et terrain rocheux.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Sol, terre noire ; sous-sol, terre noire et argile compacte.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Terre noire, complètement sèche.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — Le sol argileux et sablonneux.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Sous-sol argileux, en grande partie humide.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Ligne de l'Oural, en grande partie sous-sol rocheux ; dans les fentes des roches et dans les lieux bas stationne l'eau. Ligne de Tumène, sous-sol argileux et terre noire.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Section du nord de la ligne (jusqu'à la 560e verste), sous-sol argileux ; section méridionale, sous-sol sablonneux. Degré d'humidité insignifiant, grâce à la bonne qualité du ballast sur toute la longueur de la ligne.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Sables arides et vaseux ; niveau des eaux souterraines assez élevé.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Sous-sol argileux et sablonneux.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — L'humidité ou la siccité du sous-sol influent sur la durée du service des traverses ; dans le cas des sous-sols humides, les traverses pourrissent rapidement sous l'action des rayons du soleil.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Par suite de l'étendue énorme du réseau, le sous-sol est très variable. On n'a pas constaté de grande influence du caractère du sous-sol sur la durée du service des traverses, quoique les endroits marécageux et les tranchées humides facilitent la pourriture des traverses, dont le service diminue ; souvent leur service est d'une année inférieur à la durée normale

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les différents degrés de siccité du sous-sol, servant de base aux terrassements, n'ont pas l'air de produire une influence notable sur la durée du service des traverses. Dans les tranchées humides, le service des traverses est plus court ; l'assainissement des remblais et des talus doit combattre cette influence fâcheuse. Il n'existe pas de données exactes.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Sous-sol argileux près de Moscou et sablonneux dans la direction de Brest ; il est plus sec aux environs de Moscou ; le sous-sol entre Baranovitchi et Brest est toujours très humide.

LXXXI. Et. r. : Or.-V. — Sous-sol argileux ; humidité moyenne.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Sous-sol sablonneux, en argile sablonneuse et argileux. Dans des terrains humides, les traverses peuvent servir jusqu'à cinq ans, surtout si la voie passe par une forêt. Le sous-sol sec favorise la pourriture (?)

LXXXIII. R.-Our. — Le degré d'humidité du sous-sol varie ; nous n'avons pas d'observations précises.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXIV. V.-V. — Le sous-sol est plutôt sablonneux qu'argileux. Des terrains meubles se rencontrent dans quelques tranchées.

LXXXV. Vlad. — Le sous-sol est, en général, argileux, compact et aride.

LXXXVI. Ét. fin. — La nature du sous-sol varie du sable aride jusqu'aux marais tourbeux.

36. Profil de la ligne et son influence sur la durée des traverses (remblais, tranchées et tunnels), âge et nature des terrassements.

V. Austro-hongr. — Le profil des diverses lignes varie entre les limites suivantes, en ce qui concerne les déclivités, la plus grande déclivité comporte pour :

Vienne-Bodenbach	538.6	kilomètres.	10.5 p. m.
Olmütz-Trübau	85.5	—	9.5 —
Chotzen-Halbstadt	90.5	—	14.3 —
Vienne-Bruck.	39.0	—	5.0 —

VI. K. Ferd.-Nordb. — Le profil est très varié. Age, 60 à 62 années.

VIII. Et. hongr. — Dans les remblais, la durée des traverses est supérieure à celle des traverses posées dans les tranchées. Dans les tunnels, par contre, la durée est moindre eu égard à ce que les traverses sont continuellement soumises à l'action de l'humidité.

Dans les remblais de date plus ancienne, dans lesquels ordinairement le lit de ballast se tasse dans le milieu, l'eau a un écoulement difficile; ce qui influe nécessairement sur la moindre durée des traverses.

IX. Ét. b. — Sur les fortes rampes et dans les tranchées, les traverses sont exposées à s'user plus rapidement qu'ailleurs. Pas de données pratiques.

XI. Gr. Centr. b. — Aucune statistique à ce sujet; variations d'usure négligeables.

XII. L.-Maestr. — Les traverses posées dans les voies en remblais durent moins que celles posées dans les voies en déblais.

XVIII. M. S. et Al. — Sont plus durables en remblai qu'en tranchée ou tunnel.

XX. South. Pac. — Le profil est très varié.

XXII. P.-L.-M. — Voir question 35.

XXVI. Midi fr. — Un profil susceptible d'assurer un assèchement rapide de la plate-forme est le plus favorable à la conservation des traverses; à ce point de vue, l'assainissement des remblais étant plus facile que celui des tranchées et des tunnels, les traverses s'y conservent mieux.

XXXII. H. & B. — Ces circonstances n'influent pas sur la durée des traverses.

XLII. N. L. — Profil dans les remblais et les tranchées, ordinaire; viaducs, de même; âge, environ 43 ans.

XLIII S. E. — L'âge des terrassements varie de 5 mois a 50 ans.

LVIII. Sicil. — Nous n'avons pas d'observations exactes; mais nous avons remarqué que les traverses dans les remblais se conservent mieux que dans les tranchées, surtout quand le sous-sol de ces dernières est argileux.

LIX. Tram. piém. — Les traverses posées sur les voies en tranchée durent plus que celles posées sur les voies en remblais.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLIV. T. V. — Voir la figure 49.

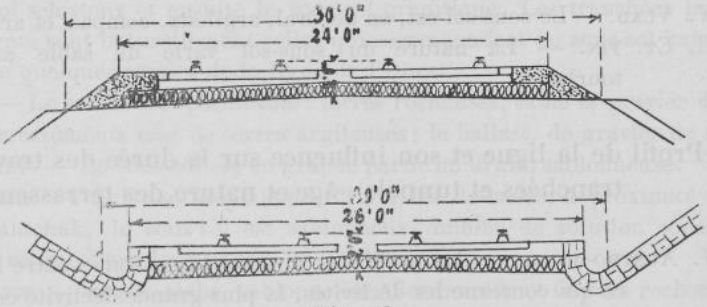


Fig. 49.

LXI. Pr. Hen. — Pente maximum, 16 millimètres. Les traverses s'usent plus vite dans les courbes en pente qu'en palier, à cause de resabotage des traverses et des réfections des voies plus fréquentes. Les resabotages sont, en grande partie, dus à l'usure des traverses dans les appuis, ce qui provient principalement du cheminement longitudinal des rails dans les fortes pentes. Pas de différence entre la durée des traverses en tranchée et celles en remblai ou en tunnels.

LXIII. Holl. — A l'exception de quelques parties de faible longueur, le profil de la voie est partout formé par un remblai de sable. Pas de tunnels sur la ligne.

LXIV. Port. — Profil. On peut rapporter aux trois espèces suivantes les terrains traversés par le réseau : 1° terrain de plaine, bords du Tage et littoral de la mer; 2° terrains moyennement ondulés, la plupart des lignes; 3° terrain de montagnes, la seconde partie de la ligne de Beira-Baura. Il n'y a pas de données sur l'influence du profil sur la durée des traverses. Quant à l'âge et à la nature des terrassements, on peut conclure, d'après les données statistiques, que la durée des traverses dépend, en grande partie, de l'âge et de la nature de la voie. Sur les lignes anciennes, les traverses en pin du pays sont renouvelées tous les huit ans. Sur les lignes nouvelles, elles ne durent pas plus de quatre années, à cause du remaniement constant de la voie pendant les premières années de l'exploitation. Pour cette même raison, les traverses en chêne ont eu une courte durée.

LXV. Ét. roum. — Chemin de fer de montagnes, traversant diverses vallées parallèles aux Carpathes. Remblais situés dans le lit de la rivière Prahova et petites tranchées pierreuses. Écoulement facile des eaux de pluie. La construction a été achevée en 1875.

LXVI. Ét. r. : Balt. — On ne fait pas d'observations concernant l'influence en question.

LXVII. Ét. r. : Bask. — La construction date de 1881. Pas de données sur l'influence des remblais, etc., sur la durée des traverses.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Le sous-sol du remblai est très variable : argile, argile sablonneuse, terre noire. Remblais, 85 p. c.; tranchées, 15 p. c. La construction de la ligne Catherine date de 1881-1883 ; celle de Donetz, de 1874-1878.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses s'usent plus vite sur les courbes, par suite des réfections de la voie plus fréquentes.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Il n'existe pas d'observations exactes; mais il a été remarqué que, pendant les années pluvieuses, les traverses vierges pourrissent plus vite dans les tranchées que sur des remblais.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXII. Ét. r. : Nic. — Ligne principale : remblai et à niveau, 43.66 verstes (458.653 kilomètres) ; le remblai le plus haut est de 41.506 mètres. Tranchées, 178.24 verstes (189.826 kilomètres) ; la tranchée la plus profonde est de 18.822 mètres. La voie a été construite en 1843-1851, sauf la partie entre les 177e et 197e verstes (déviation de Vérébié), construite en 1877-1881.

Ligne du Port maritime : remblais, 26.19 verstes (278.90 kilomètres), avec une élévation maximum de 8.536 mètres. Tranchées, 4.96 verstes (5.282 kilomètres), avec une profondeur maximum de 6.402 mètres. La voie a été construite en 1878-1881. On n'a pas fait d'expériences concernant l'influence de la superstructure de la voie sur la durée des traverses.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Ligne de l'Oural (traverses en sapin) : remblais, 65.09 p. c.; tranchées, 34.91 p. c.

Ligne de Tumène (traverses en pin) : remblais, 64.10 p. c.; tranchées, 35.90 p. c.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les traverses pourrissent plus vite dans les remblais en sable. La voie a été construite en 1882-1887.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les traverses durent plus longtemps sur un sol argileux que sur un sol sablonneux.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Il a été remarqué que dans les tranchées les traverses pourrissent plus rapidement que sur des remblais.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les tranchées dans un sol compact, exemptes de boursouflures, présentent plus d'avantages pour les traverses que les remblais (surtout nouvellement construits) qui s'affaissent pendant un certain temps. On est forcé de procéder au resabotage et à la réfection fréquente de la voie sur de nouveaux remblais, surtout dans les parties courbes ; cette circonstance a une influence fâcheuse sur la durée du service des traverses.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Mêmes considérations que celles contenues dans la réponse précédente ; pas de données précises.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Le profil de la ligne est favorable à la bonne conservation des traverses. Remblais, 62.3 p. c.; tranchées, 37.7 p. c. Hauteur maximum des remblais, 23 mètres ; profondeur des tranchées, 14 mètres ; il n'existe pas de tunnels. Les terrassements en terre argileuse et sablonneuse ont été exécutés en 1869-1871.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — En général, les traverses en remblais se conservent mieux ; le profil n'a pas d'influence sérieuse sur la durée des traverses. Remblais et tranchées ont de 23 à 24 ans.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Dans les tranchées en argile humide, la durée des traverses est plus grande que sur des remblais sablonneux. La durée est plus grande dans des voies anciennement construites.

LXXXIII. R.-Our. — La ligne de Riazane-Ouralsk n'a pas de tunnels. Les remblais sont en terre sèche, non gelée et sans terre glaise.

Les terrassements existent à peu près trente ans, et sur les embranchements pas plus de huit ans.

LXXXIV. V.-V. — Les deux tiers de la voie sont en remblais et un tiers en déblais. La durée des traverses dans les tranchées est moindre que dans les remblais, mais ce rapport ne peut être précisé. Le chemin de fer a été construit entre 1845 et 1857.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXXV. Vlad. — La voie de Rostov-Vladicaucase a été construite en 1873-1875; celle de Tikhorétskaïa-Novorossiisk, en 1885-1887. Longueur et hauteur des terrassements :

	Section Rostov-Vlad.	Section Tikhor.-Novor.
Remblais jusqu'à 2m134 (1 sagène) de hauteur . .	470.157	164.65
— au delà de 2m134 (1 sagène) de hauteur .	54.110	46.03
Tranchées jusqu'à 2m134 (1 sagène) de profondeur .	116.625	30.86
— au delà de 2m134 (1 sagène) de profond.	10.293	9.59

Il y a deux tunnels sur l'embranchement de Novorossiisk :

1er tunnel. . 1,386m63 de longueur; 2e tunnel. . 362m180 de longueur.

Il n'existe pas de données précises quant à l'influence de la superstructure sur la durée du service des traverses.

LXXXVI. Ét. fin. — Le profil de la ligne n'a pas d'influence sensible sur la durée de nos traverses.

37. Travaux d'assainissement (drains, pierrées, etc.).

III. Ét. Autr. — Comme d'ordinaire.

IV. Sud Autr. — Drains, rigoles empierrées et d'écoulement.

V. Austro-hongr. — Ces travaux consistent en drainages divers, en perrés et fossés d'écoulement latéraux à la voie, etc.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Drains, fossés, rigoles empierrées.

VIII. Ét. hongr. — Sur les lignes principales, le rayon minimum des courbes comporte 275 mètres; sur les lignes de deuxième ordre, le rayon minimum des courbes est de 200 mètres. Dans les courbes et notamment dans les courbes raides, les traverses souffrent beaucoup de *reclouage* des crampons (ripage de la voie) et elles n'atteignent généralement pas la durée moyenne.

IX. Ét. b. — En vue d'assurer un assèchement plus complet du sol, il est procédé graduellement à l'élargissement des tranchées sur certaines lignes particulièrement accidentées.

X. Vicin. b. — Drains, empierrements, etc.

XI. Gr. Centr. b. — On attache une grande importance à ce que la plate-forme des terrassements soit dans un état de siccité aussi complet que possible.

XII. L.-Maestr. — Plate-forme des terrassements en pente transversale. Rigoles transversales et longitudinales.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Les terrassements sont drainés par les fossés le long des deux côtés.

XVII. Loll.-Fal. — Terrassements en terre glaise, âgés, en moyenne, de 18 ans. Largeur du plateau, 5 mètres; talus, 1 à 1 1/2 mètre.

XX. South. Pac. — Un bon drainage.

XXII. P.-L.-M. — Voir question 35.

XXV. Nord fr. — Quand cela paraît nécessaire, on exécute des rigoles à saignées pour rejeter les eaux de l'entrevoie et de la voie dans les fossés.

XXVI. Midi fr. — Les travaux d'assainissement sont chose essentielle à la bonne conservation des traverses; leur nature doit varier avec les conditions locales.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIV. Est. fr. — On assure l'écoulement des eaux du ballast au moyen de drains transversaux avec pierrées débouchant sur les talus plus bas que le fond de bateau de la plate-forme, dans des caniveaux gazonnés ou des pierrées.

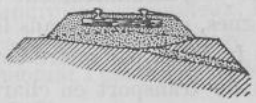


Fig. 50.

XXIX. Ouest fr. — L'assainissement, par drains ou autres moyens, du ballast et de la plate-forme procure l'avantage de mieux maintenir le bourrage et d'éviter, par suite, les traverses danseuses que l'on rencontre fréquemment sur les points non assainis et dont l'usure mécanique, par martellement, nécessite le remplacement prématuré.

XXXII. H. & B. — Les terrassements sont drainés par des rigoles, tuyaux ou fossés.

XXXIII. Gr. East. — Drains bien aménagés, drains ouverts (fossés) et tuyaux de drainage.

XXXVI. Gr. S. & W. — Dalots pour l'écoulement de l'eau et drains latéraux dans les tranchées.

XXXVII. L. & N.-W. — Drains ouverts, parallèles à la ligne dans les conditions ordinaires. Parfois des tuyaux de drainage longitudinaux ou transversaux.

XXXVIII. L. & S.-W. — Drainage suffisant.

XXXIX. L. T. & S. — Tuyaux en grès, drains en maçonnerie et en terre glaise pour l'écoulement des eaux des tranchées en argile humide. Sur un lit sec et solide, les traverses durent très longtemps.

XLI. N. Br. — Toutes sortes de drains.

XLII. N. L. — Comme d'ordinaire.

XLIII. S. E. — Des fossés pour la plupart.

XLIV. T. V. — La surface est suffisamment drainée ; il n'y a de drains établis que dans les tranchées et fossés.

XLV. M. S. & L. — Drainage suffisant.

XLVII. Lanc. & York. — Voir question 36.

LVIII. Sicil. — Pour l'assainissement de la plate-forme, nous avons expérimenté un système qui nous a donné des résultats satisfaisants.

Ce système est le suivant :

On déblaie de la plate-forme une couche de mauvais terrain (voir fig. 51) et on le

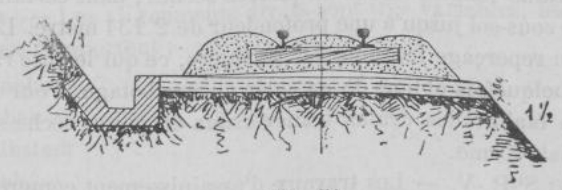


Fig. 51.

remplace par une couche de résidus *(ginesi)* provenant de la fusion du soufre, qu'on pilonne après les avoir *triturés*, à l'aide de l'arrosage, et on obtient un

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

massif imperméable. L'écoulement des eaux du ballast est assuré par les deux pentes transversales données à la surface du massif, formant bombé. Le prix de revient est de 8 à 9 francs par mètre courant sur les lignes en exploitation où circulent 12 à 14 trains par jour.

Le prix de revient de l'assainissement de la plate-forme exécuté pendant la construction des lignes, c'est-à-dire sans le dérangement du passage des trains, est de 5 francs à 5 fr. 50 c. par mètre courant. Ces prix de revient sont si élevés à cause des frais du transport en charrette des résidus (*ginesi*) de la mine au chemin de fer, et de ceux du transport au lieu d'emploi par les trains de matériaux.

LIX. Tram. piém. — Saignées à travers la voie.

LXI. Pr. Hen. — Des drains profonds sont établis, dans les fossés des tranchées, dans le schiste bitumineux sur les deux tiers du parcours de la ligne.

LXIII. Holl. — Des fossés d'une grandeur moyenne suffisent partout. Pour les remblais, pas de dimensions spéciales.

LXIV. Port. — En quelques tranchées et remblais, galeries souterraines en pierre sèche.

LXV. Ét. roum. — Il y a des rigoles sèches et des rigoles empierrées.

LXVI. Ét. r. : Balt. — L'assainissement de la voie dans des endroits humides s'effectue au moyen des drains en pierres. Sur les boursouflures, on dresse la voie à l'aide des plaques sur les traverses, par suite de quoi les traverses ne s'usent pas trop (fig. 52).

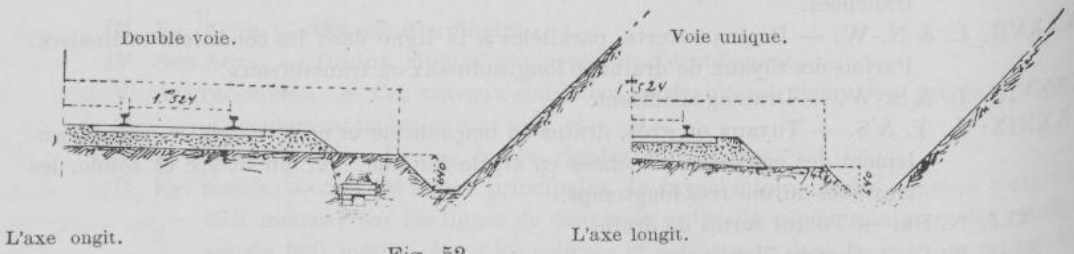


Fig. 52.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Peu de boursouflures au droit desquelles les traverses pourrissent plus vite.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Les travaux d'assainissement s'exécutaient jusqu'à présent au moyen de toutes sortes de drains, sans donner de résultats satisfaisants; en ces derniers temps, on a remplacé partout le sous-sol boursoufleux par une couche de sable de 1.920 mètre de profondeur. Il n'existe pas de données statistiques.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les travaux d'assainissement consistent en général dans l'établissement et l'approfondissement des fossés latéraux; on abaisse leur fond jusqu'à la limite de la gélivité du sous-sol. Dans des tranchées profondes, il existe des drains longitudinaux en pierres sèches; dans certaines tranchées, on remplace le sous-sol jusqu'à une profondeur de 2.134 mètre. Les boursouflures nécessitent un reperçage fréquent des traverses, ce qui les use rapidement; en outre, on est quelquefois obligé de recourir au resabotage. Pour le dessèchement du ballast, on établit des drains transversaux en pierre sèche sous le fond de bateau de la plate-forme.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Les travaux d'assainissement comprennent le remplacement du sous-sol boursoufleux par du sable, afin d'empêcher la désorganisation de la voie par les froids.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — Pour faire disparaître les boursouflures, on remplace le sous-sol jusqu'à la limite de la gélivité. Il en a été remplacé, en 1893 : 2,813.658 mètres de voie courante et, en 1894 : 4,672.326 mètres. Les traverses s'usent par suite de resabotage en hiver et de l'humidité en été.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Dans des endroits boursoufleux, les traverses sont souvent détériorées par le fréquent perçage à cause du ripage.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — En augmentant l'épaisseur de la couche du ballast, on préserve les traverses de la pourriture.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Il est nécessaire de bien dessécher la plate-forme au moyen des drains, principalement pour faire disparaître les boursouflures, qui ont une influence désastreuse sur le service des traverses, qui doivent être souvent resabotées et repercées. Après des hivers où les froids sont souvent suivis de dégel, on est obligé de retirer les traverses après un an de leur service.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Voir question 35.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Tuyaux de drainage en terre cuite ou ciment dans quelques tranchées, pavage dans d'autres.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Élargissement et approfondissement des fossés en tranchées, drains latéraux pour l'écoulement de l'eau du sous-sol en remblais; relevage et remplacement du ballast.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les boursouflures obligent de retirer les traverses après un ou deux ans de service (à cause du resabotage); on remplace le sous-sol des endroits boursoufleux par du ballast, on y met des pierres concassées, on approfondit les fossés et on relève le ballast.

LXXXIII. R.-Our. — Le drainage existe pour la conservation du terrassement, et en même temps pour les traverses.

LXXXIV. V.-V. — Dans les cas où le sous-sol est argileux et imperméable (spécialement dans les tranchées), l'assainissement de la voie se fait au moyen de rigoles transversales remplies de pierres concassées et disposées de 6 à 10 mètres. Ces rigoles débouchent dans des pierrées longitudinales, disposées sous les fossés.

LXXXV. Vlad. — Sur les grands remblais, où on constate des affaissements considérables, on établit des drains en pierre sèche. On n'a pas observé leur influence sur la durée des traverses. Pas de boursouflures.

LXXXVI. Ét. fin. — Peu nombreux.

38. Alignements droits et courbes (rayon).

IV. Sud Autr. — Rayon minimum : 190 mètres.

V. Austro-hongr. — Les alignements droits sont très variables, les plus faibles rayons des courbes comportent :

Vienne-Bodenbach	275 mètres
Olmütz-Trubau	379 —
Chotzen-Halbstadt	284 —
Vienne-Bruck	1,000 —

VI. K. Ferd.-Nordb. — Rayon minimum, 500 mètres sur les voies principales et 250 à 200 sur les voies secondaires.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Et. b. — Sur les lignes importantes, alignements droits et courbes de grand rayon. Sur l'ensemble du réseau, le développement des courbes de 500 mètres de rayon et moins n'atteint pas 10 p. c. de la longueur totale des lignes.

X. Vicin. b. — *Voir* notice de l'Administration des chemins de fer vicinaux, Congrès international des chemins de fer, session de Paris, XXVIII, pages 71 à 87.

XI. Gr. Centr. b. — Les alignements droits atteignent 70 p. c. de la longueur totale des lignes; les courbes forment les autres 30 p. c., se décomposant comme suit :

3 p. c. d'un rayon de.	3,000 mètres et plus.
2 — —	3,000 à 2,000 mètres.
3 — —	2,000 à 1,500 —
9 — —	1,500 à 1,000 —
10 — —	1,000 à 500 —
1 — —	500 à 400 —
1 — —	400 à 300 —
1 — —	300 à 200 —

XII. L.-Maestr. — Le développement des courbes de 500 mètres de rayon et moins atteint 8.3 p. c. de la longueur totale de la ligne.

XIII. Maes. — Courbe d'un rayon minimum de 500 mètres.

XV. Ét. dan. : J. et F.

	Courbes.			
	Type A.	Type B.	Type C.	
Rayon minimum	785m00 / (315 [*])	680m00 / (375 [*])	470m00 / (315 [*])	... / (375m00)
Déclivité maximum. . . .	1 : 100	1 : 100	1 : 100	1 : 00

XVI. Ét. dan. : Seel. — Rayon minimum des courbes : 375 mètres.

XVII. Loll.-Fal. — Rayons variant entre 120 et 3,140 mètres.

XVIII. M. S. et Al. — Le rayon minimum est de 300 mètres.

XIX. Med. del C. a Z. — Les alignements droits varient suivant la nature du terrain entre 100 et 5,000 mètres et les courbes entre 200 et 4,000 mètres.

XX. South. Pac. — Courbes maximum de 10°.

XXII. P.-L.-M. — *Voir* question 35.

XXIV. Est fr. — Les rayons descendent rarement au-dessous de 300 mètres.

XXV. Nord fr. — La longueur du réseau en voie normale étant de 3,654 kilomètres, on a 62 p. c. en alignement droit et 38 p. c. en courbes. Le rayon des courbes varie de 100 à 6,000 mètres, mais les plus fréquents sont ceux variant de 500 à 3,000 mètres.

XXVI. Midi fr. — Le tracé de la ligne en plan n'influe que sur la fatigue mécanique des traverses, qui est plus grande dans les courbes que dans les alignements.

XXIX. Ouest fr. — L'usure mécanique à l'emplacement des attaches est plus importante dans les courbes que dans les alignements droits.

XXXII. H. & B. — L'influence n'est pas apparente.

XXXIII. Gr. East. — Excepté les courbes d'un très petit rayon, la durée des traverses ne paraît pas être plus grande dans les alignements droits que dans les courbes.

(*) Courbes voisines des stations.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXXVIII. L. & S.-W. — La longueur des alignements droits est presque égale à celle des courbes. Les courbes sont de rayons différents, à partir de :

40.24 mètres dans les gares et dépôts à marchandises ;
100.06 mètres dans les voies de garage et d'évitement ;
120.07 à 200 mètres dans les stations et les croisements ;
200 mètres dans la voie courante.

XXXIX. L. T. & S. — Sur les courbes de 300 mètres (1,000 pieds) de rayon, l'usure est plus prononcée à la face supérieure du rail intérieur et à la surface latérale du rail extérieur. En général, dans les courbes plus que dans les alignements droits.

XLIII. S. E. — Les plus fortes courbes sont de 128 mètres de rayon.

XLIV. T. V. — Une grande partie de la ligne présente des courbes et les déclivités sont fortes ; ces circonstances ont une grande influence sur la durée des traverses.

LV. N. Zeal. — Rayon minimum, 7 1/2 chaînes (150 mètres).

LVI. N. S. Wales. — La durée des traverses est de dix-huit ans environ dans les courbes de 12 chaînes (240 mètres) de rayon (minimum) et de vingt-cinq ans dans les alignements droits.

LVIII. Sicil. — L'usure des traverses est plus grande dans les courbes que dans les alignements, elle augmente avec la diminution du rayon des courbes.

LIX. Tram. piém. — Rayon minimum, 50 mètres.

LXI. Pr. Hen. — Alignements droits, 50.21 p. c. du parcours ; courbes, 49.79 p. c. ; rayon maximum, 400 mètres ; paliers sur 5,847 kilomètres ; pentes et rampes (maximum, 0.016), 15,609 kilomètres.

LXIII. Holl. — Les courbes sont en minorité ; les rayons ne sont guère moindres de 500 mètres et, le plus souvent, ils ont 1,000 mètres ou davantage.

LXIV. Port. — Les lignes sont, en général, très sinueuses ; le plus long alignement droit est de 8,385 mètres sur la ligne de l'Est. Courbes, 500, 400, 350 et 300 mètres de rayon.

LXV. Ét. roum. — Alignement droit maximum de 6,870 mètres. Rayon minimum des courbes, 200 mètres.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Alignements droits, 80 p. c. ; courbes, 20 p. c.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Longueur de la voie entière, 77,880 kilomètres, dont 12.59 p. c. des courbes de 640 mètres de rayon (300 sagènes) ; 8.96 p. c. de moins de 640 mètres ; en tout, 21.55 p. c. de courbes avec le rayon minimum de 576,180 mètres.

LXVIII. Ét. r. : Cath.

	Ligne principale.	Section du Donetz.
Alignements droits	72 p. c.	65 p. c.
Courbes	28 —	35 —

Rayon minimum de 640 mètres ; comme exception, il y a une courbe de 308.5 mètres de rayon.

La durée du service des traverses dans les courbes dépend principalement de l'usure mécanique par suite du reperçage des traverses (ripage de la voie). Dans les courbes de 2,134 et de 1,650 mètres de rayon, cette détérioration est presque la même que dans les parties droites de la ligne ; elles augmentent avec la diminution du rayon.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Longueur des alignements droits, 88.79 p. c.; des courbes, 18.40 p. c., dont 3.93 p. c. de rayon de 640 mètres.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — L'usure mécanique dans les courbes est plus grande. On est souvent obligé de retirer les traverses de la voie avant le terme fixé.

LXXII. Ét. r. : Nic.

	Ligne principale.	Ligne du Port maritime.
Alignements droits	588.413 kilomètres.	20.788 kilomètres
Courbes	60.066 —	12.386 —
Rapports entre les 1ers et le 2es =	9.8 : 1	1.68

Les rayons des courbes de la ligne principale varient de 1,065 à 7,255.6 mètres ; ceux de la ligne du Port maritime, de 150.45 à 1,065 mètres.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Sur la ligne de l'Oural, pourvue de traverses en sapin, la longueur des courbes est de 39.40 p. c. (dont 32.5 p. c. d'un rayon de moins de 640 mètres). Il y a des sections où le pour cent des courbes est égal à 77. Sur la ligne de Tumène, la longueur des courbes est de 20.80 p. c. Les courbes d'un petit rayon exigent des réfections fréquentes de la voie.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — La longueur de la ligne est de 1,234.40 kilomètres, dont : alignements droits, 1,069.26 kilomètres; courbes d'un rayon au delà de 1,280 mètres, 136.32 kilomètres; d'un rayon de 640 à 1,280 mètres, 48.160 kilomètres.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Alignements droits, 1,226.140 kilomètres; courbes d'un rayon au delà de 640 mètres, 254.760 kilomètres; courbes d'un rayon de 640 mètres et moins, 20.24 kilomètres; longueur des courbes en total, 275 kilomètres.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Longueur de la ligne à double voie, 217.846 kilomètres; la longueur des courbes, 34.49 kilomètres, soit 15.8 p. c. de la longueur totale; rayons des courbes, de 1,218.5 à 3,047.4 mètres. Les courbes n'ont pas d'influence sur la durée des traverses.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Rayon minimum des courbes sur la ligne principale, 320 mètres. Par suite du reperçage, les détériorations des traverses dans les courbes sont plus considérables que dans les alignements droits. Les courbes de la section Kinel-Tchéliabinsk, 36.78 p. c.; de la section Batraki-Orenbourg, 17.73 p. c.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les rayons des courbes de la ligne principale des chemins de fer Sud-Ouest sont de 640 à 2,134 mètres ; dans les embranchements avec un plus faible trafic, ceux-ci descendent jusqu'à 320 mètres. Les courbes de petit rayon exigeant un fréquent reperçage, influent défavorablement sur le service des traverses. Les rayons moindres de 640 mètres donnent 11.5 p. c. de la longueur du réseau, et au delà de 640 mètres, 15.2 p. c.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Rayon minimum des courbes sur la section des montagnes, 170.7 mètres; pour cent des courbes par rapport à la longueur totale de la section, 16.23 p. c.; rayon minimum dans les pentes maximums, 277.4 mètres; pour cent de ces parties par rapport à la longueur totale, 0.07 p. c.; rayon minimum des courbes sur la section de Tkviboul, 128 mètres; pour cent de ces courbes par rapport à la longueur totale de la section, 7 p. c., rayon minimum dans les pentes maximums, 128 mètres ; pour cent par rapport à la longueur de la section, 1 p. c.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Longueur de la ligne, 1,100.11 kilomètres. Les alignements droits atteignent 868.69 kilomètres; les courbes atteignent 21 p. c. de la longueur totale de la voie. Le rayon minimum dans les voies principales est de 640 mètres. Le développement des courbes de rayon minimum atteint 40.51 kilomètres ou 18 p. c. du nombre total des courbes.

LXXXI. Ét. r. : Or. V. — 433.97 kilomètres; 86.04 kilomètres; rayon > 640 mètres, 80.36 kilomètres; rayon < 640 mètres, 5.78 kilomètres; rayon minimum, 513 mètres.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Le rayon minimum est de 533.5 mètres. Dans les courbes de rayon jusqu'à 640 mètres, les traverses sont remplacées tous les trois ans.

LXXXIII. R.-Our. — Sur les lignes principales les courbes minimums (rayons) sont de 300 toises et sur les embranchements de 150 toises (environ 600 et 300 mètres).

LXXXIV. V.-V. — Pour la voie principale, l'alignement droit constitue 85 p. c. et les courbes, 15 p. c. de la longueur totale. Le rayon minimum est de 500 mètres.

LXXXV. Vlad.

	Section Rostov-Vladicaucase.		Section Tikharétzkaïa-Novorossiisk.	
Alignements droits	655,773 kilomètres.		202,012 kilomètres.	
Courbes de rayon de 1,280 mètres et au-dessus	20,147	—	6,981	—
Courbes de rayon au-dessus de 640 mètres et moins de 1,280 mètres	58,702	—	49,711	—
Courbes de rayon de 640 mètres.	7,463	—	10,855	—

Il a été remarqué que dans les courbes de petit rayon, les traverses s'usent assez vite par suite de la réfection de la voie; mais les données statistiques manquent.

LXXXVI. Ét. fin. — Les alignements droits forment 73 p. c. du type *A* et 67 p. c. du type *B*; les courbes, 27 p. c. du type *A* et 33 p. c. du type *B*; les rayons minimums, 297 mètres.

39. Déclivité de la ligne (rampes, paliers et pentes).

IV. Sud Autr. — Déclivité maximum, 25 sur 1,000.

V. Austro-hongr. — Mêmes chiffres que pour la question 36.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Déclivité maximum, 6.4 sur 1,000 sur les voies principales; 18 à 33 sur 1,000 sur les voies secondaires.

VIII. Ét. hongr. — Les déclivités (pentes et rampes) comportent jusqu'à 25 p. c. Dans les pentes, et notamment si ces pentes comportent des courbes raides, les traverses sont soumises à une grande fatigue. Dans les paliers, la fatigue est notablement moindre.

IX. Ét. b. — Sur les lignes importantes, on n'a pas en général de rampes ou pentes dépassant 17 millimètres par mètre. Les deux tiers du réseau (lignes importantes et autres) sont établis en palier ou avec des pentes et rampes ne dépassant pas 5 millimètres.

X. Vicin. b. — Voir question 38.

XI. Gr. Centr. b. — Le développement des paliers atteint 27 p. c. de la longueur totale

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des lignes; le développement des déclivités est de 73 p. c., se décomposant comme suit :

7 p. c.	d'une déclivité de	. . . . .	0m001 par mètre.
12 —	—	. . . . .	0m001 à 0m0025 par mètre.
30 —	—	. . . . .	0m0025 à 0m005 —
16 —	—	. . . . .	0m005 à 0m010 —
2 —	—	. . . . .	0m010 à 0m0125 —
5 —	—	. . . . .	0m0125 à 0m016 —
1 —	—	. . . . .	0m016 à 0m020 —

XII. L.-Maestr. — 19.678 kilomètres pentes et rampes inférieures à 5 millimètres. Paliers, 9.304 kilomètres.

XIV. Maes. — Déclivité maximum, 115 millimètres par mètre.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Déclivité maximum, 12 1/2 à 10 millimètres par mètre.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Déclivité maximum, 10 millimètres par mètre.

XVII. Loll.-Fal. — Déclivité maximum, 7 millimètres par mètre.

XVIII. M. S. et Al. — Les plus fortes déclivités sont de 25 millimètres par mètre.

XIX. Med. del C. a Z. — Les rampes varient de 1 à 15 millimètres, les paliers entre 200 et 6,000 mètres et les pentes de 1 à 17 millimètres; seulement, sur un tronçon secondaire du port de Vigo, de 4 kilomètres, elles sont de 24 millimètres.

XX. South. Pac. — Déclivité maximum, 10 sur 1,000.

XXIV. Est fr. — Pentes maximums, 20 millimètres.

XXV. Nord fr. — La déclivité varie de 0 à 18 millimètres par mètre.

XXVI. Midi fr. — La plus ou moins grande déclivité de la ligne ne paraît pas avoir d'influence sur la conservation des traverses.

XXXII. H. & B. — Voir question 38.

XXXIX. L. T. & S. — Dépend de la disposition des arrêts. L'application des freins a une certaine influence sur l'usure des traverses.

XLII. N. L. — Voir la réponse dans les annexes.

XLIII. S. E. — La déclivité varie de 0 à 1 sur 30.

XLIV. T. V. — Voir question 38.

XLVII. Lanc. & York. — La déclivité maximum est de 1 sur 40 (une fois, 1 sur 27).

LIV. Cape Gov. — Environ 1 sur 12.

LVI. N. S. Wales. — 1 sur 30. Exerce peu d'effet sur la durée des traverses.

LVIII. Sicil. — Déclivité maximum, 30 p. m.

LIX. Tram. piém. — Déclivité maximum, 39 p. m.

LXIII. Holl. — La déclivité dépasse rarement 5 millimètres, à l'exception des abords de ponts sur les grandes rivières, où les rampes sont quelquefois de 7 à 8 millimètres. Entre une rampe et une pente qui se suivent, la loi exige un palier de 200 mètres au moins, et, entre deux rampes, un palier de 600 mètres.

LXIV. Port. — La déclivité moyenne est de 15 millimètres sur les lignes du nord, de l'est et de Figueira; de 12 millimètres sur la ligne de Cascaes et de 18 millimètres sur les autres lignes. Le palier maximum est de 9,116 mètres sur la ligne du Nord.

LXV. Ét. roum. — Presque entièrement en rampes continues variant entre 10 et 20 p. m.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les paliers des stations sont en rampe de 2.5 p. m. La différence totale des altitudes depuis l'origine jusqu'à la fin de la ligne est de 822.19 mètres. Pente maximum, 28.9 millimètres.

LXVI. Ét. r. : Balt. — 40 p. c. de paliers et 60 p. c. de rampes et de pentes.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Paliers, 64.81 p. c.; rampes de 1 à 5 millimètres, 24.87 p. c.; de 6 à 10 millimètres, 10.32 p. c.; nombre total de rampes, 35.19 p. c Rampe maximum, 10 millimètres.

LXVIII. Ét. r. : Cath.

	Ligne principale.	*Section de Donetz.*
Paliers	37 p. c.	31 p. c.
Pentes	63 —	69 —
Pentes maximums	8 mill.	10 mill.

Les traverses souffrent plus de la longueur des déclivités en ce qu'elles favorisent le cheminement longitudinal de la voie.

LXIX. Ét. r. : Kh -N. — Paliers, 33 à 35 p. c.; pentes, 67 à 65 p. c.; rampes maximums de 10 millimètres, 4.83 p. c.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Paliers, 40.2 p. c.; rampes de 1 à 5 millimètres, 15.9 p. c.; de 6 à 10 millimètres, 40 p. c.; au-dessus de 10 millimètres, 6.1 p. c. Déclivité maximum, environ 10 millimètres.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Ligne principale : paliers, 119.913 kilomètres; rampes, 231.556 kilomètres; pentes, 297.116 mètres.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Ligne de l'Oural : paliers. 31.11 p. c.; rampes, 35.59 p. c.; pentes, 33.30 p. c. Il y a des parties entre les stations où la rampe constitue 90 p. c. de la distance entière.

Ligne de Tumène : paliers, 45.56 p. c.; rampes, 22.50 p. c.; pentes, 31.94 p. c.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Longueur des paliers et des sections en déclivité jusqu'à 2 millimètres, 590 kilomètres. Rampes (direction Saint-Pétersbourg-Varsovie) de 2 à 4 millimètres, 152 3 kilomètres; de 4 à 6 millimètres, 205.5 kilomètres. Pentes de 2 à 4 millimètres, 150.2 kilomètres; de 4 à 6 millimètres, 186.4 kilomètres.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Paliers, 787.9 kilomètres. Déclivité de 1 à 5 millimètres, 359.081 kilomètres; de 6 à 10 millimètres, 354.939 kilomètres.

LXXVI Ét. r. : R.-Dv. —Ligne principale : rampes, 67.521 kilomètres; pentes, 46.966 kilomètres; paliers, 103.305 kilomètres. Pente maximum, 6 millimètres. La déclivité n'a pas d'influence sensible sur la durée du service des traverses.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Rampes et pentes maximums, 10 millimètres. Section de Kinel-Tckéliabinsk : paliers, 38.09 p. c. de toute la longueur de la section; déclivité, 61.91 p. c.

Section de Batraki-Orenbourg : paliers, 50.63 p. c. de la longueur totale de la section.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Rampes et pentes maximums sur la ligne principale et sur les embranchements de Volotchisk et de Kiev, 8 millimètres. Par exception, on tolère sur les embranchements de faible trafic des déclivités de 18 millimètres.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Section de montagnes (gorge de Souram), entre les stations Mikkaïlovo et Kvirily : longueur, 62.835 kilomètres; pente maximum, 28 millimètres; longueur maximum de la pente, 971.546 mètres, soit 5.16 p. c. par rapport à la longueur de la section.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Section de Tkvibouly : pente maximum, 40 millimètres; longueur de la pente maximum, 3,194.6 mètres, soit 16.52 p. c. par rapport à la longueur de la section. Section de plaine : pente maximum, 10 millimètres ; ces pentes constituent 9.50 p. c. par rapport à la longueur de la ligne.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Paliers, 41 p. c.; rampes, 29 p. c.; pentes, 30 p. c.; déclivité maximum, 85 millimètres; la plupart de 6 millimètres et au-dessus.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Rampes et pentes : de 1 à 5 millimètres, à 137.29 kilomètres; de 6 à 10 millimètres, à 201.47 kilomètres. Paliers, 181.25 kilomètres.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Déclivité maximum, 12 millimètres. Les traverses sont plus solides sur les paliers que sur les voies en déclivité, grâce à un mouvement plus régulier des trains et au cheminement moins prononcé des rails.

LXXXIV. V.-V. — La longueur des paliers est de 29 p. c., et celle des rampes et pentes de 71 p. c. de la longueur totale de la voie principale.

LXXXV. Vlad.

	Section de Rostov-Vladicaucase.	*Section de Tikhar.-Novoros.*
Paliers et rampes jusqu'à 2 millimètres. .	202.259 kilom.	117.000 kilom.
Rampes de 2 à 4 millimètres	115.315 —	8.896 —
— de 4 à 6 —	79.160 —	51.391 —
— de 6 à 8 —	68.183 —	0.426 —
— de 8 à 10 —	69.695 —	14.429 —
— de 10 à 15 —	... —	... —
Pentes de 2 à 4 —	58.584 —	7.115 —
— de 4 à 6 —	53.861 —	55.260 —
— de 6 à 8 —	31.884 —	... —
— de 8 à 10 —	39.746 —	... —
— de 10 à 15 —	... —	14.719 —

Il n'y a pas de données pour faire ressortir l'influence du profil de la voie sur la durée du service des traverses.

LXXXVI. Ét. fin. — Les paliers des lignes du type *A* constituent 24 p. c.; du type *B*, 20 p. c. Les rampes et les pentes du type *A*, 76 p. c.; du type *B*, 80 p. c. La rampe ou la pente maximum est pour le groupe *A*, en règle, 10 millimètres; pour le groupe *B*, 12.5 millimètres.

LXXXVII. R.-Our. — Déclivité des lignes principales, 8 millimètres ; déclivité sur les embranchements, 15 millimètres.

40° Largeur de la voie (élargissements et surhaussements).

III. Ét. Aut.

Élargissement.

RAYON.	Élargissement.	RAYON.	Élargissement.
De 150 à 300 mètres . . .	28 millimètres.	De 700 à 1,000 mètres. .	12 millimètres.
— 300 à 400 — . . .	24 —	— 1,000 à 1,500 — . .	8 —
— 400 à 500 — . . .	20 —	— 1,500 à 2,000 — . .	4 —
— 500 à 700 — . . .	16 —		

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Surhaussement du rail extérieur de la courbe.

RAYON EN MÈTRES.	Surhaussement en millimètres pour la vitesse maximum de											
	80	75	70	65	60	55	50	45	40	35	30	25
	kilomètres par heure.											
150.	...	...	...	...	...	...	..	...	130	100	75	55
160.	...	...	...	...	...	...	...	150	120	95	70	50
170.	...	...	...	...	...	..	...	140	110	90	65	50
180.	...	...	...	...	...	...	...	135	105	85	60	45
190.	...	...	..	..	...	...	..	125	100	80	60	40
200.	...	...	..	...	...	...	150	120	95	75	55	40
220.	...	...	...	...	...	...	140	110	85	70	50	35
240.	...	...	...	...	...	150	125	100	80	65	45	35
260.	...	...	...	...	...	140	115	90	75	60	40	30
280.	...	...	...	...	150	130	110	85	70	55	40	30
300.	...	...	...	...	140	120	100	80	65	50	35	25
325.	...	...	...	150	130	110	90	75	60	50	35	25
350.	...	...	...	145	125	105	85	70	55	45	30	25
375.	...	...	150	135	115	95	80	65	50	40	30	20
400.	...	...	145	125	110	90	75	60	50	40	30	20
450.	...	150	130	110	100	80	65	55	45	35	25	20
500.	150	135	115	100	85	70	60	50	40	30	20	15
550.	135	120	105	90	80	65	55	45	35	25	20	15
600.	125	110	95	85	70	60	50	40	30	25	20	15
650.	115	105	90	75	65	55	45	35	30	25	15	15
700.	110	95	85	70	60	50	45	35	25	20	15	10
800.	95	85	75	65	55	45	40	30	25	20	15	10
900.	85	75	65	55	50	40	35	30	20	20	10	10
1,000.	75	70	60	50	45	35	30	25	20	15	10	10
1,250.	60	55	45	40	35	30	25	20	15	15	10	5
1,500.	50	45	40	35	30	25	20	15	15	10	5	5
1,750.	45	40	35	30	25	20	20	15	10	10	5	5
2,000.	40	35	30	25	20	20	15	10	10	10	5	...
3,000.	25	20	20	15	15	10	10	10	5	5	...	...
4,000.	20	20	15	15	10	10	10	10	5	...	...	...
6,000.	15	10	10	10	5	5	5	...	...	...	...	...
8,000.	10	10	10	5	5	5	...	...	...	...	...	...
10,000.	5	5	5	5	5	...	...	...	...	...	...	...

IV. Sud Autr. — Largeur de la voie, 1.435 mètre; élargissement maximum, 26 millimètres; surhaussement, 150 millimètres.

V. Austro-hongr. — La largeur de la plate-forme des voies comporte pour les lignes à une voie, 5.75 mètres; pour les lignes à deux voies, 9.25 mètres.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Largeur de la voie, 1.435 mètre.

Rayon en mètres.	Élargissement en millimètres.
De 150 à 250	28
— 250 à 325	26
— 325 à 400	24
— 400 à 475	22
— 475 à 550	20
— 550 à 625	18
— 625 à 700	16

Rayon en mètres.	Élargissement en millimètres.
De 700 à 800	14
— 800 à 950	12
— 950 à 1,100	10
— 1,100 à 1,300	8
— 1,300 à 1,500	6
— 1,500 à 1,750	4
— 1,750 à 2,000	2

Surhaussement calculé au moyen de la formule :

$$h = \frac{sc^2}{gR},$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

où :

s, la distance normale entre les axes des rails = 1,492 mètres;

c, vitesse des trains, mètres par seconde;

$g = 9.81$;

R, rayon de la courbe en mètres.

VIII. Ét. hongr. — Les élargissements comportent jusqu'à 20 millimètres et les surhaussements atteignent jusqu'à 140 millimètres.

IX. Ét. b. — En partie droite, l'écartement des rails (à l'intérieur des bourrelets) est fixé à 1.435 mètre. En partie courbe, cette largeur est de :

1.437	mètre	pour les R de.	700 à 1,000	mètres.
1.440	—	— —	500 à 700	—
1.442	—	— —	300 à 500	—
1.445	—	— —	150 à 300	—
1.450	—	— —	150	—

La formule employée pour calculer le surhaussement est la suivante :

$$S = \frac{LV^2}{gR}.$$

Un tableau indiquant les surhaussements des voies a été donné formulaire C, page 117 du *Compte rendu de Londres*, 4e volume, et page 3003 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

Dans toutes les courbes, la différence du niveau occasionnée par le surhaussement à donner sera rachetée au moyen d'une perte de 2 millimètres par mètre, des deux côtés du point de tangence, suivant le rail extérieur. La surlargeur dans les courbes sera comme suit : 2 centimètres pour toutes les courbes d'un rayon inférieur ou égal à 300 mètres; 15 millimètres pour toutes les courbes d'un rayon compris entre 300 et 500 mètres; 1 centimètre pour toutes les courbes d'un rayon compris entre 500 et 1,000 mètres. L'écartement normal de la voie étant de 1.435 mètre, les surhaussements ont été calculés au moyen de la formule :

$$H = \frac{lv^2}{gr},$$

dans laquelle : $l = 1.50$ mètre; $g = 9,808.96$; r = le rayon de la courbe; v = vitesse en mètres par seconde (soit 60 kilomètres à l'heure pour la première colonne, et 30 kilomètres pour la troisième colonne).

X. Vicin. b. — Voir question 38.

XII. L.-Maestr. — En droites, 1.435 mètre. En courbes de 500 à 700 mètres, 1.440 mètre; de 150 à 300 mètres, 1.445 mètre.

Surhaussement calculé au moyen de la formule :

$$\frac{\frac{1}{2}\text{ écartement} \times \text{vitesse}^2}{\text{Rayon} \times 53}.$$

XIII. Maes. — Largeur normale entre bourrelets, 1.435 mètre.

XV Ét. dan. : J. et F. — Largeur de la voie, 1.435 mètre; élargissement maximum, 18 millimètres; surhaussement maximum, 150 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVI. Ét. dan. : Seel. — Largeur de la voie, 1.435 mètre.

XVII. Loll.-Fal. — Largeur de la voie, 1.435 mètre.

XVIII. M. S. et Al. — Voir tableau inséré formulaire C, page 118 du *Compte rendu de Londres*, 4e volume, et page 3004 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

XIX. Med. del C. a Z. — La largeur normale de la voie est de 1.674 mètre; dans les courbes, l'élargissement varie jusqu'à 10 millimètres correspondant à 300 mètres de rayon, diminuant jusqu'au rayon de 1,000 mètres à l'endroit où la voie revient à sa largeur normale. On n'admet pas de surhaussement supérieur à 16 centimètres employant la formule suivante :

$$D = 0'9 \frac{V}{R},$$

où D = surhaussement en mètres, V = vitesse en kilomètres par heure et R = rayon.

XXII. P.-L.-M. — Voir question 35.

XXIV. Est fr. — La largeur de la voie varie de 1.440 à 1.450 mètre, suivant les types des rails. L'élargissement dans les courbes varie suivant les rayons, sans que l'on dépasse la largeur de 1.465 mètre. Le surhaussement du rail extérieur varie suivant la vitesse et le rayon des courbes et ne dépasse jamais 150 millimètres.

XXV. Nord fr. — La largeur normale de la voie est de 1.450 mètre entre les bords intérieurs des champignons des rails. Dans les voies en courbes, l'élargissement devient :

Courbes de 100 à 250 mètres.	1.465 mètre.
— de 250 à 450 —	1.460 —
— de 450 et au delà.	1.450 —

Pour les courbes de 1,000 mètres de rayon, on adopte :

Surhaussement de 75 millimètres pour les lignes à trains rapides;

Surhaussement de 50 millimètres pour les lignes à trains directs et les vitesses moindres que les express;

Surhaussement de 40 millimètres pour les lignes à trains-omnibus.

Pour les courbes autres que celles de 1,000 mètres, le surhaussement est donné par le rapport :

$$\frac{1,000}{R},$$

R étant le rayon de la courbe.

XXVI. Midi fr. — La largeur de la voie paraît également sans influence sur la conservation des traverses.

XXXII. H. & B. — Largeur de la voie, 1.435 mètre.

XXXIII. Gr. East. — Largeur de la voie, 1.435 mètre; surhaussement, 25 à 100 millimètres.

XXXVII. L. & N.-W. — Il n'existe pas d'élargissement dans les courbes d'un rayon au-dessus de 5 à 6 chaînes, soit 100 à 120 mètres. Surhaussement maximum, 8 pouces, soit 202 millimètres. Distance des rails d'axe en axe, 4 pieds 11 1/4 pouces, soit 1.505 mètre. Largeur de la voie, 4 pieds 8 1/2 pouces, soit 1.435 mètre.

XXXIX L. T. & S. — Largeur, 1.435 mètre. Le surhaussement varie avec le rayon des courbes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XL. Midl. — 1.435 mètre de largeur; l'élargissement dans les courbes n'existe pas; le surhaussement ne dépasse pas 75 millimètres.

XLI. N. Br. — Largeur, 1.435 mètre.

XLII. N. L. — Largeur, 1.435 mètre; le surhaussement dépend du rayon de la courbe et de la vitesse.

XLIII. S. E. — Largeur, 1.435 mètre dans les alignements droits; 1.422 mètre aux aiguilles et croisements. Le surhaussement dépend du rayon de la courbe.

XLIV. T. V. — Nous prévenons l'élargissement de la voie en employant trois boulons. Le mouvement des trains rapides fait entrer le coussinet sous le rail extérieur dans la traverse; le même fait se produit avec les coussinets du rail intérieur par suite des trains lourds à petite vitesse; tout cela diminue le service des traverses (voir fig. 53).

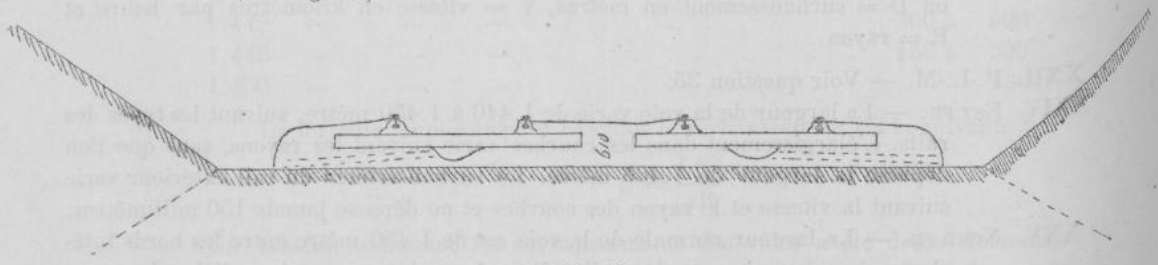


Fig. 53.

XLVII. Lanc. & York. — 4 pieds 8 $^1/_2$ pouces (1.435 mètre).

XLIX. North East. — 4 pieds 8 $^1/_2$ pouces (1.435 mètre).

LIV. Cape Gov. — 3 pieds 6 pouces (1.067 mètre) dans les alignements droits; 3 pieds 6 $^1/_2$ pouces (1.080 mètre) dans les courbes. Le surhaussement (en pouces) se calcule à l'aide de la formule :

$$\frac{wv^2}{1.25\,R},$$

où w = largeur de la voie (en pieds), v = vitesse (en miles par heure), R = rayon de la courbe.

LV. N. Zeal. — 3 pieds 6 pouces (1.067 mètre) d'élargissement dans les courbes d'un rayon de 35 chaînes (700 mètres) $^1/_4$ de pouce (6.3 millimètres), d'un rayon 7 $^1/_2$ chaînes (150 mètres) $^3/_4$ de pouce (19 millimètres); surhaussement dans les courbes d'un rayon de 80 chaînes (1,600 mètres) $^1/_2$ pouce (13 millimètres) dans les courbes d'un rayon de 7 $^1/_2$ chaînes (150 mètres) 3 pouces (76 millimètres).

LVI. N. S. Wales. — 4 pieds 8 $^1/_2$ pouces (1.435 mètre); élargissement, 0; surhaussement maximum, 3 pouces (76 millimètres).

LVII. Med. it. — La largeur de la voie est de 1.445 mètre. Cette largeur est portée à 1.46 mètre pour les courbes dont le rayon est égal ou inférieur à 400 mètres; à 1.455 mètre pour les courbes dont le rayon est égal à 400-500 mètres, et à 1.45 mètre pour celles dont le rayon est de 500 à 650 mètres. Le surhaussement est évalué d'après :

$$H = \frac{sv^2}{gR}, \text{ ou } \begin{matrix} s = \text{écartement}; v = \text{vitesse}; \\ R = \text{rayon}; g = 9.81. \end{matrix}$$

Toutefois, le surhaussement ne doit pas dépasser le maximum de 140 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LVIII. Sicil. — Largeur de la voie, 1.445 mètre.

LIX. Tram. piém. — Écartement, 1.10 mètre; élargissement, 1 centimètre; surhaussement, 7 centimètres.

LX. As. tram. it. — La plus grande partie des lignes sont à écartement normal.

LXI. Pr. Hen. — La largeur normale de la voie est de 1.435 mètre. L'élargissement est de 15 millimètres pour courbes de 300 mètres et moins de rayon. Le surhaussement est le suivant (vitesse maximum = 60 kilomètres) :

Pour un rayon de	300	mètres.	142 millimètres;
— —	400	—	106 —
— —	500	—	85 —
— —	600	—	71 —
— —	700	—	61 —
— —	800	—	53 —
— —	1000	—	42 —

LXII. Ét. néerl. — Largeur de la voie, 1.435 mètre.

LXIII. Holl. — La largeur de la voie est de 1.438 mètre dans les alignements droits; l'élargissement est de 3 millimètres pour les courbes de 1,000 mètres de rayon et de 12 millimètres pour celles de 300 mètres de rayon. Le surhaussement est de 140 millimètres pour les courbes de 300 mètres et de 13 millimètres pour celles de 5,000 mètres.

LXIV. Port. — Largeur normale, 1.670 mètre. Dans les courbes d'un rayon inférieur à 400 mètres, largeur : 1.692 mètre, et dans les courbes d'un rayon compris entre 400 et 1,000 mètres, 1.680 mètre. Le surhaussement est donné par la formule :

$$s = \frac{v}{R},$$

v étant la plus grande vitesse que les trains puissent prendre sur la ligne considérée.

LXV. Ét. roum. — Largeur de la voie, 1.435 mètre. L'élargissement pour courbes de rayon de 200 mètres est de 25 centimètres et le surhaussement de 174 millimètres.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Largeur de la voie, 1.525 mètre.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Largeur de la voie, 1.525 mètre.

Rayon en mètres.	Surhaussement en millimètres.	Élargissement en millimètres.	Rayon en mètres.	Surhaussement en millimètres.	Élargissement en millimètres.
532.50	0.069	0.021	1,384.50	0.026	...
659.00	0.053	0.015	1,491.00	1.023	. .
745.00	0.045	0.011	1,597.50	0.021	...
852.00	0.041	0.006	1,704.00	0.0198	...
958.50	0.036	0.004	1,810.50	0.0187	...
1,065.00	0.032	0.002	1,872.00	0.0177	...
1,171.50	0.030	...	2,023.50	0.0166	...
1,278.00	0.028	...	2,130.00	0.0160	...

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Largeur normale, 1.525 mètre; pour les courbes de rayon de 640 mètres, 1.540 mètres; dernièrement, cet élargissement a été diminué jusqu'à 1.531 mètre; surhaussement pour rayon de 640 mètres, 55 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Largeur de la voie, 1.525 mètre; l'élargissement et le surhaussement dépendent du rayon de la courbe.

LXX. Ét. r. : K.-Kh -Az. — L'élargissement maximum pour les courbes de 640 mètres de rayon est de 26 millimètres; surhaussement pour le même rayon, 64 millimètres.

LXXI. Ét. r. : M -K. et N.-N. — La largeur normale de la voie est de 1.523 mètre; l'élargissement et le surhaussement sont notés dans le tableau suivant :

Rayon en mètres.	Élargissement en millimètres.
640 ou moins.	15
De 640 à 1,493	10.6
1,600 et plus.	...

Rayon en mètres.	Surhaussement en millimètres.
640	64
853 à 1,065	48
1 280 à 1,493	32
1,707	32
1,920 et plus (*voir* fig. 54) .	21

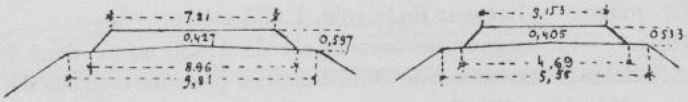


Fig. 54.

LXXII. Ét. r. : Nic. — La largeur de la voie est de 1.525 mètre.

LXXIII. Ét. r. : Our. — La largeur de la voie est de 1.525 mètre. (Voir l'annexe pour les élargissements et les surhaussements.)

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — La largeur normale de la voie est de 1.525 mètre; la largeur maximum atteinte dans les courbes entre les stations est de 1.531 mètre et celle atteinte dans les courbes des voies de stations est de 1.542 mètre. Le surhaussement est donné par la formule :

$$h = \frac{3v^2}{R}$$

Le rayon minimum des courbes entre les stations est de 896.3 mètres, ce qui donne à la vitesse $v = 74.5$ kilomètres à l'heure le surhaussement maximum du rail extérieur, 75 millimètres.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Largeur normale, 1.525 mètre.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — L'élargissement de la voie et le surhaussement du rail extérieur ne produisent aucun effet sur la durée du service des traverses.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Largeur normale, 1.525 mètre. Pour les courbes d'un rayon de 320.04 à 960.12 mètres, la largeur de la voie varie de 1.543 à 1.523 mètre; il n'y a pas de la sorte d'élargissement pour les rayons supérieurs à 960.12 mètres. Le surhaussement varie (pour les rayons de 320.04 à 2,136 mètres), suivant la vitesse : à la vitesse de 50 kilomètres, de 81.2 à 21.3 millimètres; à la vitesse de 45 kilomètres, de 85.4 à 12.8 millimètres; à la vitesse de 35 kilomètres, de 53.3 à 8.5 millimètres.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Pour les rayons de 128 à 2,134 mètres, le surhaussement varie : à la section de montagnes, de 98 à 85 millimètres; à la section de plaines, de 98 à 15 millimètres (ne commençant que par le rayon de 320 mètres); l'élargis-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sement de la voie pour les mêmes rayons varie de 1.540 à 1.528 mètre. Le surhaussement est calculé d'après la formule :

$$X = b\left(\frac{v^2}{gR} - \frac{d}{2R + b}\right)$$

et l'élargissement de la voie d'après :

$$y = b + \frac{bd}{a\,(4R + 2b)}$$

b étant la largeur normale de la voie, 0.714 sagène (1.525 mètre) ;
g — l'accélération de la pesanteur, 4.60 sagènes (9.810 mètres) ;
d — le diamètre des roues des wagons, 0.469 sagène (1 mètre) ;
a — conicité de la jante (de la roue), 1 sur 20 ;
R — le rayon de la courbe en sagènes ;
v — la vitesse du train en sagènes par seconde.

Le surhaussement maximum toléré à la section de montagnes est de 98 millimètres ; l'élargissement maximum pour toute la voie est de 1.540. Les vitesses maximums (pour lesquelles sont donnés les chiffres ci-dessus) sont de 38.340 kilomètres pour la section de montagnes et de 53,250 kilomètres pour celle de plaines.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — La largeur de la voie est de 1.525 mètre. En partie courbe, cette largeur est augmentée de :

21	millimètres	pour	les	rayons	de . . . 320.00 mètres.
17	—	—	—	. . .	426.71 —
13	—	—	—	. . .	533.39 —
11	—	—	—	. . .	640.68 à 853.42 mètres.
4	—	—	—	. . .	853.42 à 1,493.49 mètres.
0	quand le rayon dépasse				1,493.49 mètres.

Le surhaussement du rail extérieur dans les courbes de rayon de 320 à 2,133.56 mètres varie suivant la vitesse des trains, mais ne dépasse jamais 85 millimètres.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Largeur normale de la voie, 1.525 mètre.

Rayon en mètres.	Largeur en millimètres.	Surhaussement en millimètres.
640 à 750	1,537	64
850 à 960	1,532	53
1,067 à 1,173	1,532	43
1,280 à 1,600	1,528	32
1,707 à 2,134	1,528	20

pour la voie principale.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Largeur de la voie, 1.065 mètre ; élargissement maximum, 107 millimètres pour le rayon de 373.450 mètres ; surhaussement maximum, 40.5 millimètres. Au surhaussement maximum, on observe l'enfoncement des traverses sous le rail intérieur.

LXXXIII. R.-Our.

Largeur de la voie	0.714 sagène	(1.428 mètre).
Élargissement dans les courbes. . .	0.008 —	(16 millimètres).
Surhaussement du rail extérieur . .	0.035 —	(70 millimètres).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Largeur de la voie étroite	0,569 sagène	(1.138 mètre).
Élargissement.	0.003 —	(6 millimètres).
Surhaussement	0.009 —	(18 millimètres).

LXXXIV. V.-V. — La largeur normale de la voie est de 1.435 mètre. L'élargissement dans les courbes comporte pour les rayons :

De 1,700 à 1,000 mètres	5 millimètres.
De 1,000 à 650 —	10 —
De 630 à 450 —	15 —

Le surhaussement est déterminé d'après la formule connue :

$$h = \frac{lv^2}{gR},$$

où la vitesse v correspond à 64 kilomètres à l'heure dans les voies principales et à 43 kilomètres dans les embranchements et aux abords des stations.

LXXXV. Vlad. — La largeur normale est de 1.525 mètre. L'élargissement varie, pour les rayons de 640 à 1,065 mètres, de 15 millimètres à 0 millimètre, et le surhaussement varie, pour les rayons de 640 à 2,134 mètres, de 53 à 45 millimètres.

LXXXVI. Ét. fin. — Largeur de la voie, 1.523 mètre. Élargissement et surhaussement maximum, 20 et 100 millimètres.

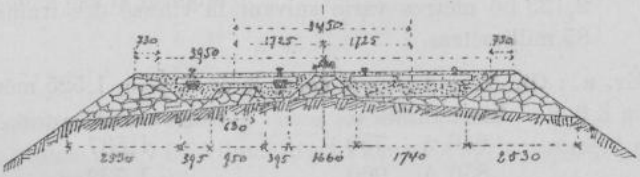
41. Nature et épaisseur du ballast.

III. Ét. Autr. — Ballast en pierraille concassée. Épaisseur du ballast, de 30 à 35 centimètres.

IV. Sud Autr. — Ballast en pierraille ou en gros gravier; épaisseur de la couche, 50 centimètres (voir fig. 55).

Sur les remblais :

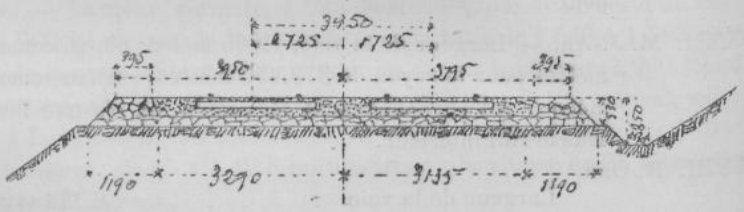
Avec longrines. | Sans longrines.



2.014 mètres cubes de gravier. | 2.483 mètres cubes de gravier.
3.503 mètres cubes de pierraille. | 3.251 mètres cubes de pierraille.

Pour sous-sol humide :

Sur les remblais. | Dans les tranchées.



mètres cubes de gravier. | 2.275 mètres cubes de gravier.
1.88 mètres cubes de pierraille. | 1.834 mètres cubes de pierraille.

Fig. 55.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

V. Austro-hongr. — La nature du ballast employé est très variable, généralement du gravier ou de la caillasse sur une épaisseur de 24 centimètres sous la traverse.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Ballast en pierraille concassée; épaisseur de la couche, 40 centimètres en dessous la traverse.

VIII. Ét. hongr. — Ballast de pierre cassée calcaire ou trachyte, ballast de gravier criblé ou non criblé, et ballast de rivière, extrait à la drague. L'épaisseur du ballast comporte au minimum 25 centimètres; au maximum, 60 centimètres; sur les lignes à profil très accidenté on a soin d'établir la couche de ballast sur un empierrement.

IX. Ét. b. — Pierraille concassée (porphyre et grès) pour les lignes à circulation rapide. Cendrées ou laitier granulé pour les autres lignes et les stations. Épaisseur totale du ballast : 58 centimètres environ pour les lignes à double voie. La perméabilité de ces divers genres de ballast favorise l'assèchement de la voie et influe sur la durée des traverses.

X. Vicin. b. — Ballast, généralement en cendres de forges et quelquefois en pierraille de grès ou de porphyre.

XI. Gr. Centr. b. — Laitier granulé, silex lavé, pierraille concassée et gravier de rivière. Ces différents ballasts sont généralement employés sur les parties situées à proximité des lieux de présence de chacun d'eux. L'épaisseur réglementaire sous la traverse est de 20 centimètres et l'épaisseur totale est d'environ 45 centimètres.

XII. L.-Maestr. — Gravier sous les billes, ensuite cendrées. Épaisseur totale, 45 centim.

XIII. Maes. — Gravier.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Gravier. Épaisseur : 290, 160 et 180 millimètres.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Le ballast est de gros gravier sans pierres; épaisseur, 350 millimètres.

XVII. Loll.-Fal. — Gravier. Épaisseur, 230 millimètres.

XVIII. M. S. et Al. — Gros sable, gravier, cailloux, pierres concassées, selon la nature des terrains que traverse la ligne. Épaisseur, 420 millimètres.

XIX. Med. del C. a Z. — Le ballast est en pierre concassée, l'épaisseur est de 45 centimètres.

XX. South. Pac. — Gravier. Épaisseur, 3 pouces (76 millimètres).

XXII. P.-L.-M. — Pierres cassées.

XXIV. Est fr. — Gravier ou pierres cassées, scories des forges. Épaisseur, 450 à 500 millimètres.

XXV. Nord fr. — La nature du ballast est variable : laitier, sable, gravier, cailloux silicieux, pierre concassée de marquise. L'épaisseur du ballast sous les traverses est de 200 millimètres environ; le ballast à l'intérieur de la voie doit être arasé à 50 millimètres au-dessus de la traverse.

XXVI. Midi fr. — Un ballast bien perméable est celui qui convient le mieux pour assurer la durée des traverses. Son épaisseur varie de 450 à 500 millimètres.

XXIX. Ouest fr. — Le ballast parraissant le mieux convenir à la bonne conservation des traverses est composé de sable mêlé d'une assez forte proportion de cailloux.

Il est bon que l'épaisseur au-dessous des traverses soit aussi forte que possible et au moins égale à 25 centimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXX. B. & N. — Voir figure 56.

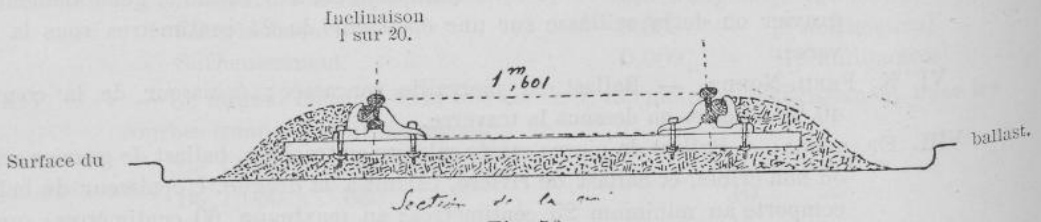


Fig. 56.

XXXI. Furn. — Couche inférieure du ballast, pierraille ou laitier; ballast supérieur, cendrées (610 millimètres d'épaisseur).

XXXII. H. & B. — Voir question 35.

XXXIII. Gr. East. — Gravier, laitier; 610 millimètres d'épaisseur.

XXXVI. Gr. S. & W. — Épaisseur du ballast environ 250 millimètres.

XXXVII. L. & N.-W. — Escarbille, laitier, granit. L'épaisseur est, en moyenne, de 1 pied 3 pouces, soit 380 millimètres sous les traverses.

XXXIX. L. T. & S. — Traverses recouvertes de ballast durent plus que les découvertes; épaisseur sous les traverses, 305 à 530 millimètres. Comme ballast : terre cuite et pierraille concassée.

XL. Midl. — Ballast inférieur (275 millimètres d'épaisseur) : laitier ou pierraille. Ballast supérieur : gravier fin, cendres, pierraille, granit concassé.

XLI. N. Br. — Toutes sortes de ballasts.

XLII. N. L. — Ballast de gravier; 610 millimètres d'épaisseur.

XLIII. S. E. — Gallets du bord de la mer, gravier de la Tamise; épaisseur, 305 millimètres sous les traverses.

XLIV. T. V. — Couche inférieure du ballast en pierre concassée; le ballast supérieur, en scorie des usines métallurgiques; l'un et l'autre épais de 225 millimètres.

XLV. M. S. & L. — 2 pieds (610 millimètres) sous les traverses.

XLVII. Lanc. & York. — Voir question 36.

XLIX. North East. — Coke, 18 pouces (457 millimètres).

LIV. Cape Gov. — Divers; 18 pouces (457 millimètres).

LV. N. Zeal. — Divers, 6 pouces (152 millimètres) sous les traverses.

LVI. N. S. Wales. — Divers; 8 pouces (203 millimètres) sur les voies principales, 6 pouces (152 millimètres) sur les voies secondaires.

LVIII. Sicil. — Ballast en pierre concassée ou gros gravier. Épaisseur, 50 centimètres; couche inférieure, 25 centimètres; supérieure, 25 centimètres.

LIX. Tram. piém. — Gravier; épaisseur, 30 centimètres.

LX. As. tram. it. — Le ballast est formé de gravier extrait des carrières ou du lit des torrents. Son épaisseur sous les traverses est de 10 centimètres pour les voies posées sur les routes et de 15 centimètres pour les voies sur plate-forme indépendante.

LXI. Pr. Hen. — Le laitier granulé sur une couche d'empierrement de 20 centimètres d'épaisseur. La couche totale (ballast et empierrement), 45 centimètres.

LXII. Ét. néerl. — Variable.

XLIII. Holl. — Couche de gravier fin de 300 à 350 millimètres d'épaisseur.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLIV. Port. — Pierre concassée dans les tranchées humides ; du sablon partout ailleurs. Où on ne trouve pas le sablon, on emploie la pierre concassée. L'épaisseur est de 40 centimètres.

LXV. Ét. roum. — En gros gravier de rivière criblé avec tolérance de 15 p. c. de sable. Les traverses reposent sur une première couche de 25 centimètres d'épaisseur ; le profil est ensuite complété jusqu'à hauteur de la surface supérieure des traverses.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Ballast et sable des carrières locales ; épaisseur moyenne, 384 millimètres.

LXVII. Ét. r. : Bask. — En argile mince ; épaisseur, 427 millimètres.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Épaisseur du ballast, 213 à 427 millimètres, de qualité fort différente : pierre concassée, sable à gros grains ; pour la plupart, sable fin avec addition d'argile.

LXIX. Ét. r. Kh.-N. — Sable fin, épaisseur normale, 427 millimètres. Épaisseur tolérée, 277 millimètres.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Sable fin, en partie mélangé d'argile, provenant des carrières locales, est employé pour la couche inférieure d'une épaisseur d'environ 384 millimètres. Pour la couche supérieure, on emploie la pierre concassée préparée, du sablon.

LXXI. M.-K. et N.-N. — Le ballast contient peu d'argile et consiste généralement en sable à grains fins et, comme exception, à grains moyens. L'épaisseur du ballast est de 426 millimètres.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Le ballast inférieur est en sable ; son épaisseur est de 610 millimètres dans les tranchées et de 305 millimètres sur les remblais. La couche supérieure est formée de pierres concassées d'une épaisseur de 100 millimètres.

LXXIII. Our. — L'épaisseur normale du ballast, sur la ligne principale de l'Oural, est de 470 millimètres ; sur celle de Louniév, de 384 millimètres. La largeur de la surface supérieure est de 3.201 mètres pour la ligne principale et de 2.988 mètres pour celle de Louniév. Le ballast, employé lors de la construction du chemin de fer de l'Oural, se distingue par une grande diversité des matériaux le composant : le ballast entre Perm et Tchoussovskaïa est en sable fin des rivières Tchoussovskaïa et Sylva ; il se compose de pierres de roche entre les stations Tchoussovskaïa et Konchoa, à l'exception de la station Oust-Tiskos et d'Europe, où il est formé de sables aurifères. Entre les stations Kouchva et Ekatherinbourg, on emploie pour ballast le sable et le gravier provenant des sables aurifères après l'extraction de l'or. En outre, près de la station Nijni-Taguil, il existe du ballast en scories concassées provenant des usines de cuivre. Sur la ligne de Louniév, près de la station Tchoussovskaïa, le ballast est en sable à gros grains de rivière ; plus loin, jusqu'à la station Kisél, c'est de la roche ; de là jusqu'à la station Vsevolodovilva, scories de fer ; puis, jusqu'aux Bérézniaki, sable fin des rivières Vilva, Jaïva et Kouna.

L'épaisseur normale du ballast sur la ligne de Tumène est de 384 millimètres, avec la largeur de la couche supérieure, de 3.094 mètres. De la station d'Ekatherinbourg jusqu'à la quatre-vingt-troisième verste, c'est du granit ; sur le reste du parcours, ainsi que sur l'embranchement du Kamensk, c'est du gros sable en quartzite.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Le ballast des voies principales est formé de gros sable de quartzite avec addition de gravier. L'épaisseur normale du ballast est de 533 millimètres en comptant à partir du patin du rail jusqu'à la surface de la plate-forme.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Sable ; épaisseur, 384 millimètres.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Mélange de sable à gros grains avec des pierres concassées ; l'épaisseur de la couche est de 427 à 854 millimètres.

LXXVII. S.-Zl. — Sable avec 15 p. c. d'argile ; s'il y a plus de 20 p. c. d'argile, les semelles des traverses pourrissent très vite. L'épaisseur moyenne du ballast est de : 427 millimètres pour la section de Kinel-Oufa ; 384 millimètres pour la section de Oufa-Zlatooust ; 320 millimètres pour la section de Zlatooust-Tchébiabinsk, et de 427 millimètres pour la section de Batraki-Orenbourg.

LXXVIII. Ét. r. : S. Ouest. — Les matériaux composant le ballast sont extraits de plusieurs carrières se trouvant sur les différentes sections de la voie, par suite de quoi ses qualités varient. En général, c'est du sable plus ou moins gros, argileux parfois. Une couche épaisse de ballast en sable pur ou avec de l'argile, recouvrant bien les traverses, pourvue des épaulements suffisants, concourt à la bonne durée du service des traverses et, en préservant celles en chêne de l'action des rayons du soleil, diminue leur fendilité.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Sable fin et moyen, en partie mélangé d'argile ; l'épaisseur de la couche du ballast, 469 millimètres. Ce ballast n'est recouvert de pierres concassées que sur une distance de 50 kilomètres.

LXXXI. Ét. Or.-V. — Moitié de la voie, sable argileux ; l'autre moitié, sable graveleux. Épaisseur, 213 à 853 millimètres.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Le ballast en sable graveleux ou en sable à gros grains est d'une excellente qualité ; son épaisseur est de 427 millimètres.

LXXXIII. R.-Our. — Généralement, le ballast est en sable de quartz à gros grains, quelquefois en sable fin mêlé de terre glaise. Sur la ligne principale le ballast est couvert d'une couche de blocaille.

LXXXIV. V.-V. — Le ballast est en gravier de carrière, mêlé de gros sable. Sur 106 kilomètres de la voie, la couche supérieure est en pierre concassée. L'épaisseur du ballast est de 360 millimètres.

LXXXV. Vlad. — Gravier mêlé de sable plus ou moins pur. En dernier temps, on complète la couche de ballast sur la section Rostov-Kouakovo-Tikhorétzkaïa Afius, avec du gravier criblé. Vu la diversité de l'épaisseur réelle de la couche du ballast et de ses propriétés, il est impossible de faire des conclusions concernant son influence sur la durée du service des traverses.

LXXXVI. Ét. fin. — Du sable ou gravier plus ou moins gros. L'épaisseur minimum du ballast est de 450 millimètres.

42. Bourrage des traverses.

III. Ét. Autr. — Le bourrage se fait au moyen de pioches, à la main ; il est nul vers le milieu des traverses et fort vers les extrémités.

V. Austro-hongr. — A la manière ordinaire, avec le pic à bourrer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. Ferd.-Nordb. — Bourrage très soigné, en particulier vers les extrémités des traverses.

VIII. Ét. hongr. — Le bourrage s'effectue au moyen de pioches à bourrer spéciales, de façon qu'à une des extrémités de la traverse deux ouvriers travaillent dans un sens contraire.

Dans les sols sablonneux, le bourrage s'effectue au moyen de pioches à bourrer en bois.

IX. Ét. b. — L'Administration tient la main à ce que les traverses soient bien bourrées.

X. Vicin. b. — Ordinaires.

XI. Gr. Centr. b. — Dans de bonnes conditions.

XII. L.-Maestr. — Dans de bonnes conditions.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Soigneusement bourrées.

XVIII. M. S. et Al. — Le bourrage se fait au moyen de battes, dont une extrémité a la forme de pioche et l'autre de béquille; le bourrage se fait légèrement sur toute la longueur de la traverse, excepté aux endroits où reposent les rails.

XIX. Med. del C. a Z. — Le bourrage des traverses se fait avec le ballast indiqué question 41.

XXII. P.-L.-M. — Voir question 35.

XXIV. Est fr. — Le bourrage est nul vers le milieu des traverses et très fort vers les extrémités, notamment à l'aplomb des rails.

XXV. Nord fr. — Pour que l'assiette soit bonne, il faut que les traverses n'aient de tendance à se déverser d'aucun côté. A cet effet, le bourrage doit être nul vers le milieu des traverses et très fort vers les parties qui portent les rails.

XXVI. Midi fr. — Un bon bourrage des traverses est essentiel pour empêcher la destruction mécanique du bois au point d'appui de la voie; il se fait en comprimant fortement le ballast à la batte en fer, au droit des coussinets sur une largeur de 30 à 40 centimètres de chaque côté du rail; le reste de la traverse est garni de ballast tassé à la pelle.

XXIX. Ouest fr. — Un bon bourrage est essentiel pour empêcher l'usure mécanique du bois au droit des attaches, et la qualité du ballast préconisée ci-dessus (question 41) facilite ce bourrage.

XXXI. Furn. — Bourrées autant qu'il le faut. (!)

XXXII. H. & B. — Bien bourrées; on ajoute des cendrées ou du gravier afin de couvrir les traverses d'une couche de 25 millimètres.

XXXIII. Gr. East. — Les traverses sont bourrées aussi profondément que possible, pour avoir un lit ferme, mais perméable à l'eau.

XXXVI. Gr. S. & W. — Les traverses sont bourrées avec du gros ballast.

XXXVII. L. & N.-W. — Les traverses sont bourrées à l'aide d'une pioche ou d'une pelle.

XLII. N. L. — Au moyen de pelles et de pioches.

XLIV. T. V. — Les traverses de joint sont bourrées tous les six mois; les autres, environ tous les trois ans.

LIV. Cape Gov. — Au moyen de pioches.

LVIII. Sicil. — Le bourrage se fait vers les extrémités des traverses, notamment à l'aplomb des rails.

LXI. Pr. Hen. — Le bourrage se fait à l'aide de pioches pesant 4 kilogrammes, avec le même laitier que celui qui est employé pour le ballast; il est fortement bourré à

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

l'endroit du rail, nul au milieu de la traverse et bien peu aux têtes. Ce ballast présente de graves inconvénients; il se gonfle pendant les périodes pluvieuses et pendant la gelée, et il se serre pendant la sécheresse et le dégel.

LXIII. Holl. — Se fait avec du sable ou avec du gravier provenant de la couche du ballast, à l'aide des bourres en bois. Le bourrage est très fort vers les extrémités de la traverse.

LXV. Ét. roum. — Le bourrage se fait avec le même gravier que celui employé pour le ballast, au moyen de pioches à bourre en fer.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Le bourrage est fait à l'aide de bourres en bois.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Ordinaire.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — A la main, à l'aide de pioches.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Au moyen de bourres métalliques.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Au moyen de bourres en fer.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Autant que possible, uniformément sur toute la longueur de la traverse (en tout cas, le milieu ne doit pas être bourré plus fortement que les bouts); de même, le degré de bourrage doit être le même pour les traverses de joint et intermédiaires.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Le bourrage se fait au moyen de pioches en fer ou de bourres en bois.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Le bourrage est fait à l'aide de bourres en bois garnies de fer.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Le bourrage n'a aucun rapport avec la durée du service des traverses.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Le bourrage est fait à la main, à l'aide de bourres; le procédé de bourrage n'influe aucunement sur la durée du service des traverses si, toutefois, il n'y a pas eu de détérioration mécanique de la traverse, lors du bourrage.

LXXVIII. Ét. r. : S.-O. — Le bourrage se fait à l'aide de pioches en fer ou en bois revêtues de fer. Un bourrage soigneux et uniforme favorise la bonne durée des traverses.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Le bourrage se fait à la main, à l'aide de bourres en bois ou de pioches en fer.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Sous toute la longueur des traverses. La face supérieure n'est pas recouverte de ballast.

LXXXII. M.-J.-Ar. — A l'aide de pioches. Si le bourrage est solide et la voie bien régulière, on évite le reperçage et les traverses se conservent mieux.

LXXXIII. R.-Our. — Le bourrage des traverses se fait avec du fer. Pendant le terrassement de nouvelles sections de ligne, le surhaussement se fait en deux couches.

LXXXIV. V.-V. — Le bourrage s'effectue au moyen de pioches en fer.

LXXXV. Vlad. — Le bourrage est fait à l'aide de bourres en bois ou de pioches en fer. On n'a pas fait d'observations relativement à l'influence du procédé de bourrage sur la durée des traverses.

LXXXVI. Ét. fin. — Durant les mois de mai et d'octobre.

43. Espacement des traverses de contre-joint et intermédiaires.

III. Ét. Autr. — De 480 à 500 millimètres pour les traverses de joint; de 810 à 920 millimètres pour les intermédiaires.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IV. Sud Autr. — Espacement des traverses de joint, 510 millimètres ; espacement des traverses intermédiaires, 800 millimètres, pour les rails de 12.50 mètres de longueur.

V. Austro-hongr. — 520 millimètres pour les premières ; 776 millimètres pour les autres.

VI. K. Ferd.-Nordb.

Rails. Profil.	Rails. Longueur en mètres.	Joint.	Nombre des traverses par rail et type.	Nombre des traverses par kilomètre.	Distance entre le joint et la traverse de contre-joint.	Distance entre les traverses les plus proches du joint.	Distance entre les traverses intermédiaires.	Emploi.
A	6.6	Porté.	1 joint, 8*a*.	1,364	...	702-800	4 × 900	Voies secondaires et gares.
	6.6	Porte-à-faux.	8 *c*.	1,212	237	815	5 × 900	
B	5.69	Porté.	1 joint, 7*a*.	1,405	...	600-647	4 × 800	Gares.
	6.6	—	1 joint, 8*a*.	1,364	...	702-800	4 × 900	—
	6.6	Porte-à-faux.	8*a* ou *b*.	1,212	237	815	5 × 900	Voies.
	9	—	11*a* ou *b*.	1,222	237	825	8 × 860	—
C	9	—	—	1,222	237	825	8 × 860	Gares.
	9	—	12*a* ou *b*.	1,267	237	755	9 × 780	Voies.
	9	—	11*a* ou *b*.	1,222	237	825	8 × 860	—
	9	—	12*a* ou *b*.	1,267	237	755	9 × 780	—
	9	—	—	1,267	276.5	716	9 × 780	—
D	12	—	15 *c* ou *b*.	1,250	237	785	12 × 830	—
	12	—	16*a* ou *b*.	1,333	237	760	13 × 770	—
	12	—	—	1,333	276.5	720	13 × 770	—
	12.5	—	—	1,280	237	751	13 × 810	—
	12.5	—	18*a* ou *b*.	1,360	237	731	14 × 755	—

VIII. Ét. Hongr.

—	Lignes principales		Lignes secondaires		A voie étroite.
	de 1er ordre.	de 2me ordre.	en vallée.	en montagnes	
Contre-joint	0m56	0m56	0m51	0m51	0m25
Mesuré à partir de l'extrémité du rail	0m28	0m28	0m28	0m255	...
Entre la 1re et 2me	0m80	0m726	0m92	...	0m681
— les autres	0m894	0m908	0m95	0m73	0m682
— la 7me et la 8me	0m90	...	...	...	...
Nombre des traverses	14	14	10	13	25

IX. Ét. b — L'espacement des traverses de contre-joint : 600 millimètres d'axe en axe des traverses ; l'espacement des traverses intermédiaires : 800 millimètres, à l'exception des deux traverses les plus rapprochées des deux traverses de contre-joint, dont l'espacement est de 700 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

X. Vicin. b. — Les traverses de contre-joint sont espacées de 53 centimètres et les traverses intermédiaires sont espacées de 85 centimètres environ (théoriquement de 847 millimètres).

XI. Gr. Centr. b. — L'espacement des traverses de contre-joint et de joint est d'axe en axe de 750 millimètres; pour les traverses intermédiaires, cet espacement est de 940 millimètres, également d'axe en axe.

XII. L.-Maestr. — 10 traverses par rail de 9 mètres.

XIII. Maes. — Espacement uniforme de un mètre pour les rails en fer avec joints appuyés. Pour les rails en acier, avec les joints en porte-à-faux, les traverses de joint ont 600 millimètres d'espacement, les autres 930 millimètres.

XV. Ét. dan. :

	Type A.	Type B.		Type C.	
		b	c	a	b
1.	565	515	000	480	000
2 (maximum)	965	815	840	845	710

XVI. Ét. dan. : Seel. — Espacement des traverses de contre-joint, 564 millimètres. Espacement des traverses intermédiaires, 965 millimètres.

XVII. Loll.-Fal. — En moyenne, 850 millimètres d'axe en axe.

Longueur du rail.		*Espacement des traverses*		
		intermédiaires.	de joint.	voisines de joints.
8 mètres.	*A*	860	500	740
	B	762	458	723
7 —	*A*	840	500	730
	B	747	458	657
6 —	*A*	820	500	700
	B	731	458	578

XVIII. M. S. et Al. — Espacement des traverses de contre-joint, 600 millimètres; espacement des traverses intermédiaires, 960 millimètres.

XIX. Med. del C. a Z. — La première traverse après celle du joint est à 60 centimètres, la deuxième, à 90 centimètres, et les suivantes, à 1 mètre.

XXII. P.-L.-M. — Les traverses de contre-joint sont espacées de 540 millimètres d'axe en axe, et l'écartement des traverses intermédiaires varie de 1 mètre à 660 millimètres.

XXIII. Orl. — Traverses de joint, 60 centimètres d'axe en axe; traverses intermédiaires : 85 centimètres, voies très importantes, 98 centimètres, voies ordinaires.

XXIV. Est fr. — Les traverses de contre-joint sont espacées de 420 à 600 millimètres et les traverses intermédiaires de 600 millimètres à 1 mètre.

Pose de voie en rails Vignoles de 30 kilogrammes en acier.

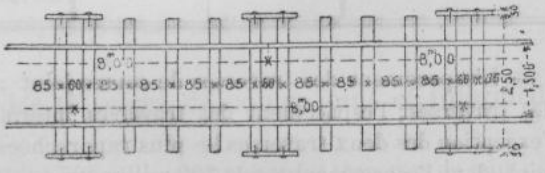


Fig. 57.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXV. Nord fr. — L'espacement des traverses de contre-joint est : pour les rails de 30 kilogrammes, de 600 millimètres ; pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, de 480 millimètres. Pour les rails de 30 kilogrammes, la pose est faite sur 10 traverses et l'espacement des traverses intermédiaires est de 850 millimètres. Pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, la pose est faite sur 16 traverses et l'espacement des traverses intermédiaires est de 800 millimètres (voir fig. 57).

XXVI. Midi fr. — Cet espacement est de 600 millimètres pour les traverses de contre-joint et varie de 817 à 980 millimètres pour les traverses intermédiaires.

XXIX. Ouest fr. — Espacement des traverses de contre-joint, 60 centimètres ; espacement des traverses intermédiaires, 65 à 90 centimètres, suivant l'importance de la circulation. Les systèmes d'éclissage employés jusqu'à présent permettant un fléchissement notable et irrégulier des extrémités des rails, il en résulte que les traverses de contre-joint se détériorent plus rapidement que les traverses intermédiaires.

XXX. B. & N. — Voir figure 58.

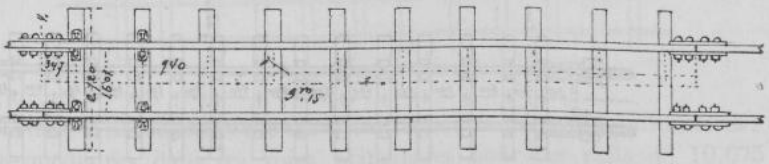


Fig. 58. — Espacement des traverses et fixation des rails.

XXXI. Furn. — 710 millimètres pour les traverses de joint ; 915 millimètres pour les intermédiaires.

XXXII. H. & B. — 685 millimètres entre les traverses de joint ; 840 millimètres entre les intermédiaires ; 11 traverses par rail de 9 mètres.

XXXIII. Gr. East. — 660 millimètres entre les traverses de joint ; 690 à 920 millimètres entre les intermédiaires.

XXXVI. Gr. S. & W. — Pour les rails de 9 mètres, 840 millimètres entre les traverses intermédiaires ; pour les rails de 7.03 mètres, 822 millimètres ; pour les rails de 9 mètres et de 7.03 mètres, 710 millimètres entre les traverses de joint et leurs voisines.

XXXVII. L. & N.-W. — Entre les traverses de joint, 718 millimètres ; entre les traverses intermédiaires, 937 millimètres.

XXXIX. L. T. & S. — Pour les rails de 7.03 mètres, 710 millimètres entre les traverses de joint ; l'espacement des traverses intermédiaires est toujours de 735 millimètres.

XL. Midl.

Rail de 9 mètres.

330 × 685 × 835 × 885 × 915 × 915 × 915 × 915 × 885 × 835 × 685 × 730

XLII. N. L. — Pour les rails de 9 mètres, 622 millimètres entre les traverses de joint ; 772 millimètres entre les intermédiaires. Pour les rails de 7.03 mètres, 710 millimètres entre les traverses de joint ; 810 millimètres entre les intermédiaires.

XLIV. T. V. — Espacement des traverses de joint, 670 millimètres ; de celles intermédiaires, 850 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — Espacement des traverses de joint, 2 pieds (610 millimètres); de celles intermédiaires, 2 pieds 10 pouces (864 millimètres) (11 traverses pour le rail de 30 pieds [9.144 mètres]).

XLIX. North East. — 2 pieds 4 pouces (711 millimètres) entre les traverses de joint; 2 pieds 9 pouces (838 millimètres) entre les intermédiaires.

LIV. Cape Gov. — 3 pieds (914 millimètres) entre les traverses intermédiaires; 2 pieds 4 pouces (711 millimètres) entre les traverses de joint.

LV. N. Zeal. — 10 pouces (254 millimètres) entre les traverses intermédiaires; 18 pouces (457 millimètres) entre les traverses de joint.

LVI. N. S. Wales. — 1 pied 8 pouces (508 millimètres) entre les traverses de joint; 2 pieds 7 pouces (787 millimètres) entre les traverses intermédiaires.

LVII. Med. it. — L'espacement des traverses de contre-joint est égal à 590 millimètres. L'espacement entre chaque traverse de contre-joint et la traverse intermédiaire voisine est de 810 millimètres et l'espacement entre les autres traverses est de 890 millimètres (voir fig. 59).

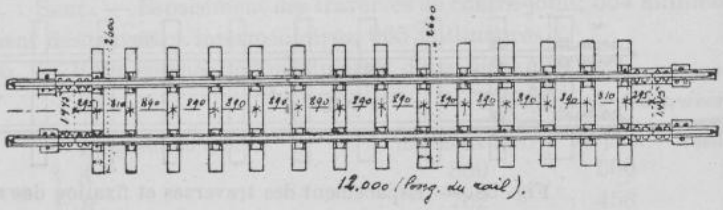


Fig. 59.

LVIII. Sicil. — Espacement des traverses de contre-joint, 610 millimètres; de celle de contre-joint et la voisine, 80 centimètres; 97 centimètres entre les autres (pour les rails de 9 mètres).

LIX. Tram. piém. — 50 centimètres; 875 millimètres d'axe en axe.

LX. As. tram. it. — L'espacement des traverses de contre-joint varie entre 40 et 50 centimètres; celui des traverses intermédiaires, de 75 à 90 centimètres d'axe en axe.

LXI. Pr. Hen. — Type Vignoles.

LXII. Ét. néerl. — 60 à 98 centimètres.

LXIII. Holl. — Traverses de contre-joint, 620 millimètres; traverses intermédiaires, 920 millimètres.

LXIV. Port. — Pour les rails de 8 mètres et de 30 kilogrammes, 10 traverses; les intermédiaires sont espacées de 85 centimètres; celles de contre-joint, de 60 centimètres. Pour les rails de 12 mètres et de 40 kilogrammes, 15 traverses; les intermédiaires sont espacées de 837 millimètres et celles de contre-joint de 55 centimètres.

LXV. Ét. roum. — Intermédiaires, 950 millimètres; de contre-joint, 496 millimètres.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Espacement des traverses de contre-joint, 507 millimètres; intermédiaires, 788 millimètres.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Pour les rails de 6.100 mètres, l'espacement des traverses de contre-joint est de 507 millimètres; entre celle de contre-joint et la voisine, 622 millimètres; entre les traverses intermédiaires, 745 millimètres. Pour les rails de 7.320 mètres, l'espacement des traverses de contre-joint est de 500 millimètres; des intermédiaires, 754 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Pour traverses de joints, 507 millimètres; intermédiaires, 747 à 832 millimètres.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pour traverses de joints, 512 millimètres; intermédiaires, 857 millimètres.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Pour les rails de 8 2 kilogrammes, l'espacement entre les traverses intermédiaires varie de 677 à 703 millimètres; entre celles de contre-joint, de 251 à 230 millimètres. Pour les rails de 9.225 à 8.883 kilogrammes, ces espacements varient de 789 à 816 millimètres pour les intermédiaires et de 241 à 253 millimètres pour celles de contre-joint. Sur la section du Donetz, la distance maximum entre les traverses intermédiaires est de 722 millimètres; entre celles de contre-joint, de 609 millimètres.

LXXI. Ét. r. : M.-K. — Voir figure 60 pour les rails de 8.534 et 6.096 mètres.

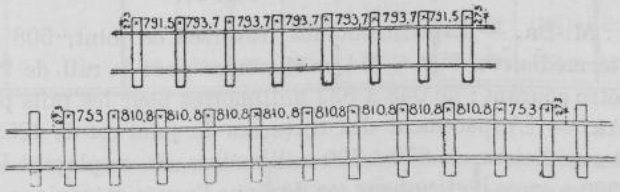


Fig. 60.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Espacement des traverses de contre-joint, 559 millimètres; de celles intermédiaires dans les voies principales pour les rails de 10.675 mètres, 633 millimètres; pour les rails de 8.540 mètres, 665 1/2 millimètres; dans les voies de garage, pour les rails de 8.540, 864 millimètres, et pour ceux de 6.100 mètres, 889 millimètres.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Distance des traverses d'axe en axe : de contre-joint sous le rail en en fer, 544 millimètres; sous le rail en acier, 508 millimètres; intermédiaires sous le rail en fer, 834 à 839 millimètres; sous le rail en acier, suivant sa longueur, de 749 à 834 millimètres. L'espacement entre la traverse de contre-joint et l'intermédiaire voisine, 622 à 825 millimètres.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Espacement des traverses de contre-joint, 559 millimètres; de celle de contre-joint et la voisine, 737 millimètres; entre les intermédiaires, 813 millimètres.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Espacement des traverses de contre-joint, 507 millimètres; de celles intermédiaires :

Pour le rail de 7.320 mètres	788	millimètres
— de 6.710 —	809	—
— de 6.100 —	831	—
— de 5.490 —	745	—

LXXVI. Ét. r. : R -Dv. — Espacement maximum, 900 millimètres; minimum, 450 millimètres.

LXXVII. Ét. r. : S -Zl. — Pour traverses de joint, 508 millimètres; pour les intermédiaires, 789 millimètres; dans le cas de joint porté, l'espacement des traverses de joint est de 852 millimètres, et la distance entre elles et les traverses voisines est de 671 millimètres.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. Voir figure 61.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Voir figure 61.

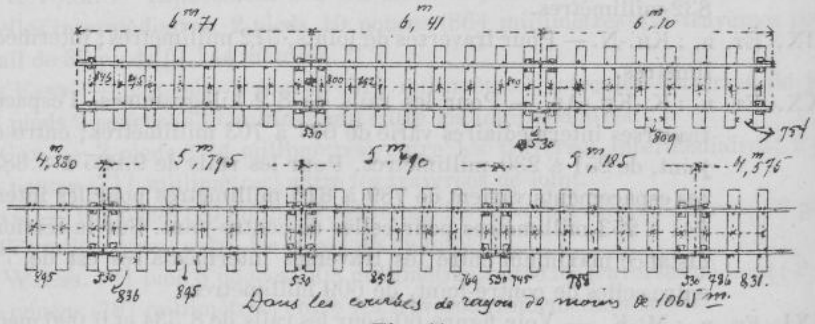


Fig. 61.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Espacement des traverses de joint, 508 millimètres; de celles intermédiaires, 559 à 711 millimètres pour le rail de 26.87 kilogrammes par mètre courant; de 648 à 833 millimètres pour les rails plus lourds.

LXXXII. M.-J.-Ar. — L'espacement des traverses de joint est de 425 millimètres; de celles intermédiaires, de 650 à 700 millimètres. En employant 11 traverses par rail de 7.320 mètres de longueur, on diminue l'usure mécanique des traverses et la voie se détériore moins.

LXXXIV. V.-V. — L'espacement des traverses de contre-joint est de 50 centimètres et des traverses intermédiaires de 60 à 85 centimètres.

LXXXV. Vlad. — On n'a pas fait d'expériences relatives à l'influence de la disposition des traverses sur leur durée (voir fig. 62).

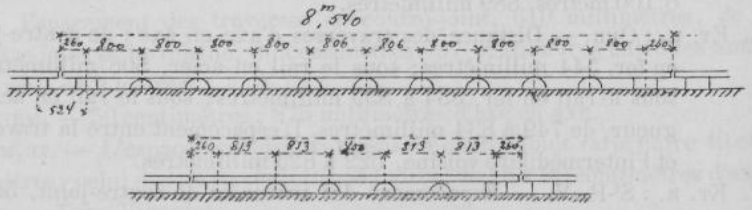


Fig. 62.

LXXXIII. R.-Our. — L'espacement entre les traverses de contre-joint (entre l'axe), 0.22 à 0.25 toises (environ 50 centimètres); des traverses intermédiaires, 0.35 toise (environ 70 centimètres).

44. Type et poids des rails.

I. S.-E. Pr. — Rail en acier 9 mètres de longueur, 134 millimètres de hauteur; type des chemins de fer de l'État.

III. Ét. Autr.

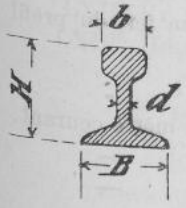
	Pour voies principales.	Pour voies secondaires.	
Hauteur	125 mill.	120 mill.	110 mill.
Largeur de champignon	58 —	57 —	53 —
Patin	110 —	110 —	95 —
Épaisseur de l'âme	12 —	12 —	11 —
Poids par mètre courant	35.4 kilog.	31.72 kilog.	26 kilog.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IV. Sud Autr. — Rail Vignoles, 32.36 kilogrammes par mètre courant.

V. Austro-hongr. — Rail à patins, système Vignoles, pesant 33 kilogrammes par mètre courant.

VI. K. Ferd -Nordb.



PROFIL.	MATÉRIEL.	DIMENSIONS (Millimètres.) b.	B.	d.	H.	KILOGRAMMES PAR MÈTRE.	MOMENT d'inertie.	MOMENT de résistance.	ANNÉES.	EMPLOI.
A	...	57	110	13.2	120	30.85 31.09	766.08	120.30	1886	Voies secondaires et gares.
C	...	57	105	11.5	119.5	31.09	747.98	124.21	1880	...
B	...	57	110	15	123.5	34.95 35.23	877.49	136.19	1872	Voies principales et gares.
D	...	58	110	12	127	35.34	951.39	147.23	1886	Voies principales.

VIII. Ét. hongr.

—	Lignes principales de 1er ordre.	Lignes principales de 2me ordre.	Lignes secondaires en vallée.	Lignes secondaires en montagne.	A voie étroite.
Poids du rail par mètre courant en kilogrammes.	42.8	34.5	23.6	23.6	11.7
— de longueur en mètres	12.0	12	9	9	8

IX. Ét. b. — Rails du type Vignoles de 52 kilogrammes par mètre, pour les lignes internationales et de 38 kilogrammes pour les autres.

X. Vicin. b. — Vignoles pesant 23 kilogrammes par mètre.

XI. Gr. Centr. b. — Type Vignoles d'un poids de 38 kilogrammes par mètre courant, pour les voies les plus fatiguées; type Vignoles et poids de 35 kilogrammes au mètre courant, et type à doubles bourrelets inégaux et poids de 34 kilogrammes au mètre courant, pour les embranchements. Tous ces rails sont en acier.

XII. L.-Maestr. — Type Vignoles; poids, 35.5 kilogrammes par mètre courant.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Voir question 43 (voir fig. 63).

31.25 kilog. par mètre.
En porte-à-faux.

22.32 kilog. par mètre.
Portés.

17.36 par mètre.
En porte-à-faux. Portés.

Fig. 63.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Rails Vignoles; poids, 31.25 kilogrammes par mètre courant.

XVII. Loll.-Fal. — 20 à 24 kilogrammes le mètre courant.

XVIII. M. S. et Al. — Type Vignoles en acier Bessemer: poids, 30 kilogrammes le mètre courant. Les principales dimensions sont : hauteur, 120 millimètres; patin, 98 millimètres; largeur des champignons, 53 millimètres; épaisseur de l'âme, 15 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XIX. Med. del C. a Z. — Les rails sont en acier du type Vignoles de 8 mètres de long et du poids de 32.50 kilogrammes par mètre.

XXII. L.-L.-M. — Le poids des rails varie de 34 à 47 kilogrammes le mètre courant.

XXIII. Orl. — Rail à double champignon : 42.540 kilogrammes, voies très importantes; 38 kilogrammes, voie ordinaire.

XXIV. Est fr. — Type Vignoles en acier, de 30, 36, 37 et 44 kilogrammes le mètre courant. Il reste encore des voies en vieux rails à double champignon en fer (environ 100 kilomètres) et des voies en rails de 35 kilogrammes, en fer, du profil Vignoles, environ 1,400 kilomètres.

XXV. Nord fr. — Type Vignoles, poids :

Rail de	8 mètres, pesant	30.300	kilogrammes	le mètre	courant.
— de	12 — —	43.215	—	—	
— de	12 — —	45.125	—	—	

XXVI. Midi fr. Rail double champignon symétrique, en acier, du poids de 38 kilogrammes le mètre courant.

XXIX. Ouest fr. — Rails à double champignon de 38.75 et de 44 kilogrammes le mètre courant. Rails Vignoles de 30 kilogrammes le mètre courant. Rails à champignons inégaux de 25 kilogrammes le mètre courant (pour voie de 1 mètre).

XXXI. Furn. — 39.98 kilogrammes par mètre courant; rail à double champignon.

XXXII. H. & B. — Rail en acier à double champignon; 39.74 kilogrammes par mètre courant.

XXXIII. Gr. East. — Rail à double champignon; 42.22 kilogrammes par mètre courant, pour voies principales; 39.74 kilogrammes par mètre courant, pour voies secondaires.

XXXVI. Gr. S. & W. — Rail Vignoles en acier; 36.76 kilogrammes par mètre courant.

XXXVII. L. & N.-W. — Rail à double champignon; 44.60 kilogrammes par mètre courant, pour les lignes à grand trafic. Rail à double champignon; 39 6 kilogrammes par mètre courant, pour les embranchements à faible trafic.

XXXIX. L. T. & S. — Rail à double champignon, en acier Bessemer; 35.76 kilogrammes par mètre courant.

XL. Midl. — Rail en acier à double champignon; 9.15 mètres de longueur, 42.22 kilogrammes.

XLII. N. L. — Rail à double champignon; 44.70 kilogrammes par mètre courant.

XLIII. S. E. — Rail en acier à double champignon; 40.73 kilogrammes par mètre courant.

XLIV. T. V. — Rail à double champignon; 42.22 kilogrammes par mètre courant.

XLV. M. S. & L. — 86 lb. par yard (42.7 kilogrammes par mètre).

XLVII. Lanc. & York. — 86 lb. par yard (42.7 kilogrammes par mètre); la longueur, 30 pieds (9.144 mètres).

XLVIII. Metr. Dist. — En acier; 87 lb. par yard (43.2 kilogrammes par mètre).

XLIX. North East. — 90 lb. par yard (44.6 kilogrammes par mètre).

LII. East. Ind. — Rail double champignon symétrique du poids de 75 lb. (37.2 kilogrammes par mètre).

LIV. Cape Gov. — Type Vignoles sur la voie principale, 60 lb. par yard (29.8 kilogrammes par mètre); sur la ligne Cape Town-Simonstown, 70 lb. par yard (34.7 kilogrammes par mètre); sur les voies secondaires, 45 lb. par yard courant (22.3 kilogrammes par mètre).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LV. N. Zeal. — Type Vignoles ; 56 lb par yard (27.8 kilogrammes par mètre).

LVI. N. S. Wales. — Type Vignoles.

LVII Med. it. — Type Vignoles de 36 kilogrammes par mètre.

LVIII. Sicil. — Type Vignoles, 36 kilogrammes par mètre courant.

LXI. Tram. piém. — Type Vignoles de 18 kilogrammes par mètre.

LX. As. tram. it. — Type Vignoles de 17 à 21 kilogrammes par mètre.

LXII. Ét. néerl. — Rail Vignoles de 33.7 à 40 kilogrammes le mètre courant.

LXIII. Holl. — Trois types de rails :

A. Hauteur :	130	millimètres ;	longueur :	9.800	mètres ;	poids :	38.6	kilog
B. —	128	—	—	9.625	—	—	33.5	—
C. —	140	—	—	12.250	—	—	47.0	—

Profil Vignoles.

LXIV. Port. — Type Vignoles de 30 à 40 kilogrammes par mètre courant.

LXV. Ét. roum. — Type Vignoles de 6.02 mètres de longueur, pesant 36 kilogrammes par mètre courant.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Type Vignoles de 30.246 kilogrammes par mètre courant.

LXVII. Ét. r. : Bask. — En acier de 32.262 kilogrammes par mètre courant, sur une étendue de 9,493 kilomètres ; sur le reste de la ligne, rails en fer avec champignon en acier, même poids.

LXVIII. Ét r. : Cath. — Type Vignoles en acier, 32.262, 30.246 et 28.510 kilogrammes par mètre courant ; dans quelques voies de stations, il y a des rails en fer de 34.951 et 32.262 kilogrammes.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Type Vignoles ; poids par mètre courant : 1° en acier, 26.87, 28.43, 29.52, 32.25 kilogrammes ; 2° en fer, 32.25 et 34.26 kilogrammes.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Type Vignoles en acier de 26.885, 28.510 et 30.246 kilogrammes par mètre courant.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Type Vignoles en acier, de 32.01 kilogrammes par mètre courant.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Deux types de rails en acier dans la voie principale : type n° 4, de 35.166 kilogrammes, et type n° 5, de 32.402 kilogrammes par mètre courant.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Types de rails : 1° rail en fer des usines russes et étrangères : poids, 32.2 kilogrammes ; longueur, 5.49 et 6.40 mètres ; 2° rail en acier des usines Nijni-Taguilsk, Briansk, Poutilov, Alexandrovsk et Katav-Ivanovsk : poids, 32.2 kilogrammes, longueur, 6.40, 7.32 et 8.54 mètres ; 3° rail en acier des usines Nijni-Taguilsk : poids, 30.25 kilogrammes, longueur, 7.32 mètres ; 4° rail en acier des usines Nijni-Taguilsk : poids, 29.01 kilogrammes, longueur, 9.04 mètres (voir fig. 64).

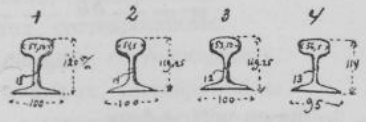


Fig. 64.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Type unique sur toute la longueur de la ligne, 32.489 kilogrammes par mètre courant.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — Type Vignoles de 32.262, 30.246 et 28.510 kilogrammes par mètre courant.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Type Vignoles en acier de 33.34 kilogrammes par mètre courant.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Sur la section Kinel-Mias, rails de 32.262 et 30.246 kilogrammes par mètre courant; sur la section Mias-Tchéliabinsk, rails de 24.197 kilogrammes; sur la section Batraki-Orenbourg, rails de 26.885 et 28.510 kilogrammes par mètre courant.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Le type des rails a une grande influence sur la durée des traverses, vu que lors du remplacement des premiers, on est ordinairement forcé de retirer aussi les secondes, qui, sans cela, auraient encore servi.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Type Vignoles de 26.88, 28.510 et 30.262 kilogrammes par mètre courant.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Type Vignoles de 28.43 et 29.52 kilogrammes par mètre courant..

LXXXII. M.-J.-Ar. — Type de rails de 18.820 kilogrammes par mètre courant.

LXXXIII. R.-Our. — Les rails sont du type Vignoles. Pour les lignes à voie large leur poids est de 18 à 27 3/4 livres par pied courant (26.8 à 41.3 kilogrammes par mètre). Pour les lignes à voie étroite leur poids est de 11 livres (16.4 kilogrammes par mètre).

LXXXIV. V.-V. — Il existe deux types de rails : un de 1875, dont le poids est de 30.09 kilogrammes, et le second de 1879, dont le poids est de 31.45 kilogrammes par mètre courant.

LXXXV. Vlad. — Trois types de rails en acier de 28.510, 30.246 et 32.262 kilogrammes par mètre courant. Il est à supposer que le type le plus lourd doit être le plus favorable pour la durée des traverses; mais l'expérience est encore insuffisante pour en déduire des conclusions.

LXXXVI. Ét. fin. — Type Vignoles, de 30 et 22.34 kilogrammes par mètre courant.

45. Joints en porte-à-faux ou portés (croisés ou d'équerre).

III. Ét. Autr. — En porte-à-faux.

IV. Sud Autr. — Pour la plupart, joints en porte-à-faux.

V. Austro-Hongr. — Les joints sont en porte-à-faux et d'équerre.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Sur les voies principales, en porte-à-faux ; sur quelques lignes secondaires, des joints portés. Pour le profil de la traverse de joint, voir figure 65.

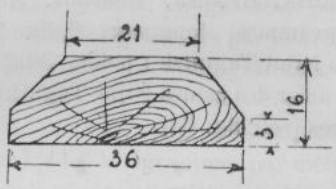


Fig. 65.

VIII. Ét. hongr. — Joints en porte-à-faux.

IX. Ét. b. — Pendant longtemps, des joints portés; mais depuis que l'on utilise des éclisses cornières (depuis huit ans), on place les joints en porte-à-faux. Les joints sont toujours placés d'équerre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

X. Vicin. b. — En porte-à-faux d'équerre ; cependant, dans les courbes de petit rayon, les joints d'une file de rails correspondent au milieu du rail de la file opposée, mais, dans ce cas, on fait usage d'une traverse supplémentaire (douze appuis au lieu de onze).
XI. Gr. Centr. b. — Joints appuyés et d'équerre.
XII. L.-Maestr. — Joints portés d'équerre en droite et croisés en courbe.
XIII. Maes. — Joints en porte-à-faux.
XV. Ét. dan.: J. et F. — Joints en porte-à-faux et supportés, toujours d'équerre.
XVI. Ét. dan.: Seel. — Joints en porte-à-faux et d'équerre.
XVII. Loll.-Fal. — Joints en porte-à-faux.
XVIII. M. S. et Al. — Joints portés (sur plaque d'acier), toujours d'équerre.
XIX. Med. del C. a Z. — Les joints sont sur traverses et d'équerre, seulement sur un trajet de 4 kilomètres et les joints sont en porte-à-faux.
XXII. P.-L.-M. — En porte-à-faux et d'équerre.
XXIII. Orl. — En porte-à-faux.
XXIV. Est fr. — Les joints sont en porte-à-faux pour les voies en acier ; ils sont croisés, soit de 600 millimètres, soit de la mi-longueur du rail. La tendance est de revenir à la pose des joints d'équerre.
XXV. Nord fr. — Pour le rail de 30 kilogrammes, les joints sont en porte-à-faux et alternés, de façon que les joints d'une des files de rails correspondent au milieu du rail de l'autre file.
XXVI. Midi fr. — Les joints sont en porte-à-faux et d'équerre.
XXIX. Ouest fr. — En porte-à-faux.
XXXI. Furn. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XXXII. H. & B. — En porte-à-faux.
XXXIII. Gr. East. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XXXVI. Gr. S. & W. — En porte-à-faux.
XXXVII. L. & N.-W. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XXXIX. L. T. & S. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XL. Midl. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XLII. N. L. — En porte-à-faux.
XLIII. S. E. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
XLIV. T. V. — En porte-à-faux.
XLV. M. S. & L. — En porte-à-faux.
XLVII. Lanc. & York. — En porte-à-faux, correspondants.
XLVIII. Metr. Dist. — En porte-à-faux.
XLIX. North East. — En porte-à-faux, correspondants.
LII. East. Ind. — En porte-à-faux, correspondants.
LIV. Cape Gov. — En porte-à-faux, correspondants.
LV. N. Zeal. — En porte-à-faux, correspondants.
LVI. N. S. Wales. — En porte-à-faux, correspondants.
LVII. Med. it. — Joints en porte-à-faux, correspondants.
LVIII. Sicil. — En porte-à-faux, correspondants (d'équerre).
LIX. Tram. piém. — En porte-à-faux, d'équerre.
LXI. Pr. Hen. — Joints portés, d'équerre.
LXII. Ét. néerl. — Joints en porte-à-faux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIII. Holl. — Joints en porte-à-faux et d'équerre.

LXIV. Port. — Les joints de la voie de 30 kilogrammes sont portés, ceux de 40 kilogrammes sont en porte-à-faux.

LXV. Ét. roum. — En porte-à-faux, d'équerre.

LXVI. Ét. r.: Balt. — En porte-à-faux, d'équerre.

LXVII. Ét. r.: Bask. — En porte-à-faux, correspondants.

LXVIII. Ét. r.: Cath. — En porte-à-faux, correspondants.

LXIX. Ét. r.: Kh.-N. — Éclisses plates et joints portés sur une longueur de 458.380 kilomètres. Une éclisse plate et une cornière, joints en porte-à-faux sur 461.578 kilomètres. Deux éclisses cornières, joints en porte-à-faux sur 252.642 kilomètres.

LXX. Ét. r.: K.-Kh.-Az. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXI. Ét. r.: M. K. et N. N. — En porte-à-faux, d'équerre.

LXXII. Et. r : Nic. — En porte-à-faux.

LXXIII. Ét. r.: Our. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXIV. Ét. r.: St-P.-V. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXV. Ét. r.: Pol. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXVI. Ét. r.: R.-Dv. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXVII. Ét. r.: S.-Zl. — Section Kinel-Tchéliabinsk : joints en porte-à-faux, d'équerre ; section Batraki-Orenbourg, joints portés, d'équerre.

LXXVIII. Ét. r.: S.-Ouest. — Le type et la qualité du joint ont aussi une grande influence sur la durée des traverses (voir question 44).

LXXIX. Ét. r.: Transc. — En porte-à-faux, correspondants.

LXXX. Et. r.: M.-Br. — En porte-à-faux et d'équerre ; les joints portés, existant sur quelques sections de la ligne, sont remplacés par des joints en porte-à-faux lors du renouvellement des rails.

LXXXI. Ét. r.: Or.-V. — En porte-à-faux et d'équerre. Mais pour le rail pesant 28.43 kilogrammes par mètre courant, le joint est supporté par une selle continue, reposant sur les traverses de joint et recourbée verticalement entre les traverses (*voir* fig. 66).

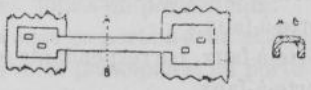


Fig. 66.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les joints correspondants sont préférables ; les chocs du matériel en mouvement sont alors également répartis sur les deux bouts de la traverse.

LXXXIII. R.-Our. — En porte-à-faux, d'équerre.

LXXXIV. V.-V. — Les joints sont en porte-à-faux et d'équerre.

LXXXV. Vlad. — Joints exclusivement en porte-à-faux. Les joints sont croisés sur la section de montagnes de l'embranchement de Novorossiisk, entre les stations Bakanskaïa et Novorossiisk, et dans les courbes des embranchements de Pétrovsk et de Minéralovodskaïa (eaux minérales).

LXXXVI. Ét. fin. — Tous les joints des voies du groupe *B*, ainsi que la plupart du groupe *A*, sont en porte-à-faux et d'équerre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

46. Éclissage des rails.

III. Et. Autr. — Éclisses cornières; fixées à l'aide de quatre boulons.
IV. Sud Autr. — Éclisses cornières.
V. Austro-hongr. — Les rails sont réunis par deux éclisses à cornière.
VI. K. Ferd.-Nordb.

Profil.	Éclisses. Plates.	Cornières.	Épaisseur en millimètres.	Longueur en millimètres.	Poids d'une paire en kilogrammes.	Vis.
A	1	1	15.4	500 à 554	11.3	4
B	1	1	17	500 à 554	12	4
B	...	2	17	500 à 554	14.6	4
C	1	1	16	500 à 554	10.7	4
C	...	2	14	500 à 554	15.7	4
D	...	2	15	500 à 554	15.9	4
D	...	2	15	495 à 720	19.4	4
D	...	2	15	730	23.0	6
D	...	2	15	720	25.7	4
D	...	2	15	730	25.7	6
D	...	2	15	735	22	...
D	...	2	15	735	...	...

VIII. Et. hongr. — Des éclisses cornières en fer, fixées au moyen de quatre à six boulons.
IX. Ét b. — Depuis quelque temps, des éclisses cornières en acier ou en fer fort.
X. Vicin. b. — Éclisses cornières de 625 millimètres, prenant appui sur les traverses de contre-joint.
XI. Gr. Centr. b. — Éclisses ordinaires.
XII. L.-Maestr. — Éclisses ordinaires.
XIII. Maes. — Éclisses à cornières sur les rails en acier.
XV. Et. dan. : J et F. — Éclisses plates et cornières.
XVI. Et. dan. : Seel. — Éclisses cornières.
XVII. Loll.-Fal. — En partie plates et en cornières.
XVIII. M. S. et Al. — L'éclissage se fait au moyen de deux éclisses ordinaires qui ont 590 millimètres de longueur, 80 millimètres de hauteur et 16 millimètres d'épaisseur maximum; une paire pèse 6.750 kilogrammes. Quatre boulons de 500 grammes chacun.
XIX. Med. del C. a Z. — L'éclissage des rails se fait au moyen d'éclisses droites de 45 centimètres à quatre boulons, et sur un parcours de 4 kilomètres on emploie des éclisses à cornières de 79 centimètres à six boulons.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXII. P.-L-M. — Éclisses cornières jumelles.

XXIII. Orl. — Éclissage ordinaire de 450 millimètres de longueur avec quatre boulons de 25 millimètres.

XXIV. Est fr. — Éclisse intérieure plate et une éclisse extérieure à cornières tirefonnée sur les deux traverses de contre-joint pour empêcher le glissement longitudinal des rails. Dans les nouvelles poses du rail de 44 kilogrammes, deux éclisses cornières, huit tirefonds de 23 millimètres pour fixer chaque éclisse sur les traverses de contre-joint.

XXV. Nord fr. — Pour les rails de 30 kilogrammes, on emploie les éclisses ordinaires avec buttoir s'opposant au glissement longitudinal. Le boulon d'éclissage à 23 millimètres de diamètre. Pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, on emploie des éclisses cornières, avec boulon d'éclissage de 25 millimètres de diamètre. Chaque éclisse porte quatre encoches, une à chaque extrémité, et une encoche voisine placée à 80 millimètres d'axe en axe des deux tirefonds.

XXVI. Midi fr. — Les rails sont éclissés au joint par deux éclisses, maintenues par quatre boulons ; l'éclisse intérieure est unie, d'une longueur de 540 millimètres et bute contre les coussinets voisins, de manière à s'opposer au cheminement des rails. L'éclisse extérieure est renforcée et cannelée de 45 centimètres de long ; sa cannelure reçoit les têtes des boulons ; des rondelles Grover empêchent le desserrage de l'écrou.

XXIX. Ouest fr. — Les traverses voisines de l'éclissage sont plus fatiguées que les autres, quel que soit le type des éclisses employées.

XXXI. Furn. — Éclisses plates.

XXXII. H. & B. — Éclisses plates en acier, pesant 18.16 kilogrammes la paire ; fixées à l'aide de boulons de 22 millimètres.

XXXIII. Gr East. — Éclisses plates à quatre boulons.

XXXVI. Gr. S. & W. — Éclisses cornières, fixées à l'aide de quatre boulons.

XXXVII. L. & N.-W. — Éclisses plates en acier Bessemer. Poids, 24.74 kilogrammes par paire. Pour chaque joint, on emploie quatre boulons en acier de 22 millimètres de diamètre.

XXXIX. L. T. & S. — Éclisses plates de 450 millimètres de longueur, placées sous le bord supérieur du rail.

XL. Midl. — Chaque paire d'éclisses pese 10.44 kilogrammes : $0^m455 \times 0^m087 \times 0^m025$; fixée par quatre boulons de 22 millimètres à écrous.

XLIII. S. E. — Éclisses plates en acier.

XLIV. T. V. — Les rails sont éclissés. (?)

XLV. M. S. & L. — Éclisses plates, 32 lb. (14.5 kilogrammes) la paire.

XLVII. Lanc. & York. — Deux éclisses plates à chaque joint, 18 pouces (457 millimètres) de longueur, 28 lb. (12.7 kilogrammes) la paire ; fixées par quatre boulons en acier de $^7/_8$ pouces (22.2 millimètres) de diamètre.

XLIX. North East. — Deux éclisses et quatre boulons

LIV. Cape Gov. — Éclisses plates de 18 pouces (457 millimètres) de longueur, fixées par quatre boulons de 0.81 pouce (0.25 millimètre) de diamètre.

LV. N. Zeal. — Éclisses plates et cornières.

LVI. N. S. Wales. — Éclisses cornières.

LVII. Méd. it. — Éclisses cornières.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LVIII. Sicil. — Éclisses cornières (voir l'instruction ci-jointe).

LIX. Tram. piém. — Éclisses simples. Quatre boulons.

LX. As. tram. it. — Au début, des éclisses plates; on préfère maintenant les éclisses cornières.

LXI. Pr. Hen. — Éclisses ordinaires; depuis un certain temps, éclisses cornières.

LXII. Ét. néerl. — 76 centimètres à quatre boulons.

LXIII. Holl. — Pour le type *a*, éclisses à cornières avec rebords verticaux entre les traverses, et quatre boulons à écrous. Pour le type *b*, éclisses à cornières sans rebords et quatre boulons, dont ceux du milieu à deux écrous. Pour le type *c*, éclisses à cornières avec rebords verticaux et six boulons.

LXIV. Port. — Deux éclisses ordinaires pour rail de 30 kilogrammes. Une éclisse cornière et une ordinaire pour rail de 40 kilogrammes.

LXV. Ét. roum. — Les éclisses intérieures sont ordinaires; les éclisses extérieures, cornières, fixées à l'axe des rails par quatre boulons à écrous

LXVI. Ét. r. : Balt. — Deux éclisses cornières.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Éclisses plates pour rails en fer; éclisses cornières pour rails en acier.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les joints sont réunis au moyen de deux éclisses, une cornière extérieure et l'autre plate intérieure; dans une partie de la voie, l'éclissage consiste en deux éclisses cornières. Les éclisses sont fixées au moyen de quatre boulons de 19 et 22 millimètres.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Voir question 45.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Avant, on employait les éclisses plates et quelquefois cornières (à l'extérieur); depuis 1886, exclusivement, deux éclisses cornières. Les plates sont successivement remplacées.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — Éclisses plates et cornières.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Éclisses cornières.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Éclisses plates pour rails en fer et cornières pour ceux en acier; on emploie une éclisse plate et une cornière sur les paliers, et deux cornières sur des rampes et pentes. A présent, on est en train de passer à deux éclisses cornières sur toute la voie, ce qui existe déjà sur la ligne de Tumène (voir fig. 67).

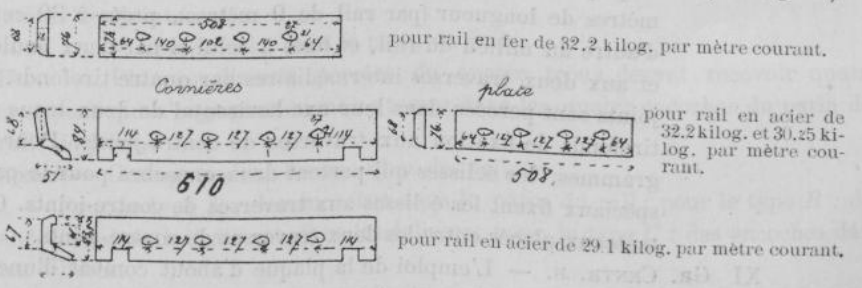


Fig. 67.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Deux éclisses cornières à quatre boulons; longueur d'une éclisse, 584 millimètres; épaisseur, 18 millimètres; poids, 8.190 kilogrammes.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Une éclisse plate et une cornière sur les sections de Vilna-Rovno et de Jabinka-Louninétz; sur les autres sections, deux éclisses cornières.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — En partie, éclisses ordinaires; en partie, cornières avec des rebords.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les rails sont reliés par des éclisses cornières en cas de joint en porte-à-faux, et par des éclisses plates pour les joints portés.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — *Voir* les réponses précédentes.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Deux éclisses cornières à quatre boulons.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Deux éclisses cornières.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Deux éclisses cornières à rebords ou une éclisse cornière et l'autre plate. Le premier mode d'éclissage détériore moins les traverses.

LXXXIII. R.-Our. — L'éclissage des rails se fait dans les joints avec des éclisses cornières fixées par quatre boulons.

LXXXIV. V.-V. — Éclisses cornières.

LXXXV. Vlad. — Il est impossible de tirer des conclusions relatives à l'influence des éclisses sur la durée des traverses, d'autant plus qu'on pose ordinairement dans les joints les traverses de première qualité. En outre, le chemin de fer est en train de remplacer les attaches à crampons par celles à tirefonds; il est incontestable que ce dernier système, complété par l'emploi des selles sur chaque traverse, donne une plus grande solidité à la voie et augmente la durée du service des traverses, mais il n'est pas possible de déterminer quelle est, dans ce cas, l'influence de la forme des éclisses.

LXXXVI. Ét. fin. — Deux éclisses cornières.

47. Mesures pour empêcher le déplacement latéral des joints.

III. Ét. Autr. — Aucune.

IV. Sud. Autr. — Aucune.

V. Austro-hongr. — Aucune.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Selles en fer ou en acier.

VIII. Ét. hongr. — Aucune.

IX. Ét. b. — Pour empêcher le cheminement longitudinal sur les fortes déclivités, on a employé avec les rails de 52 kilogrammes, deux bouts d'éclisses de 13 centimètres de longueur (par rail de 9 mètres), posés à 30 centimètres de part et d'autre du milieu du rail, et fixés à celui-ci par deux boulons traversant l'âme et aux deux traverses intermédiaires par quatre tirefonds. Puis les éclisses de joints sont percées dans leur axe horizontal de deux trous pour le passage des tirefonds de fixation aux traverses de contre-joints. Pour les rails de 38 kilogrammes, les éclisses qui portent deux encoches pour le passage des crampons spéciaux fixant les éclisses aux traverses de contre-joints. On emploie aussi des tasseaux placés entre les deux traverses de contre-joints.

XI Gr. Centr. b. — L'emploi de la plaque d'about combat d'une manière efficace le déplacement latéral des joints.

XII. L.-Maestr. — Emploi de la plaque d'about.

XIII. Maes. — Dans les encoches des cornières d'éclisses se logent des crampons qui fixent le patin du rail sur les traverses.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Crampons à travers des éclisses cornières.

XVII. Loll.-Fal. — Crampons au bout des éclisses cornières.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVIII. M. S. ET AL. — Plaques de joints intermédiaires.

XIX. MED. DEL C. A Z. — On empêche le déplacement des joints au moyen des selles.

XXII. P.-L.-M. — Aucune.

XXIII. ORL. — L'éclisse bute sur le coin du coussinet voisin, ou sur la base du coussinet.

XXIV. EST, FR. — Les éclisses cornières empêchent le déplacement des joints.

XXV. NORD FR. — Pour le 30 kilogrammes et dans les lignes parcourues par les express, pour empêcher le déplacement latéral des joints et des milieux des rails, les traverses, de part et d'autre de chaque joint, sont reliées à leurs abouts par de petits madriers de 50 millimètres d'épaisseur, fixés à l'aide de clous barbelés, ayant une section carrée de 9 millimètres de côté et de 150 miilimètres de longueur sans tête.

Pour les 43 et 45 kilogrammes, on n'emploie pas les petits madriers. On assure la stabilité de la voie dans le sens latéral en plaçant six tirefonds, ayant 23 millimètres de diamètre et 120 millimètres de longueur sans tête, au lieu de quatre, comme pour le 30 kilogrammes. Les tirefonds ainsi doublés sont placés de façon qu'ils se trouvent alternativement à l'intérieur et à l'extérieur de la voie.

XXVI. MIDI FR. — L'éclissage ci-dessus décrit s'oppose d'une manière efficace au déplacement latéral des joints.

XXIX. OUEST FR. — Les coussinets que l'on emploie même avec les rails Vignoles, s'opposent convenablement à l'élargissement de la voie et l'on n'a pas reconnu la nécessité de recourir à d'autres dispositions.

XXXI. FURN. — Bon serrage.

XXXIX. L. T. & S. — Aucune, excepté au droit des aiguilles.

XLI. N. BR. — Aucune.

XLII. N. L. — Aucune.

XLIII. S. E. — Des orifices elliptiques dans les rails, leur permettant de se rapprocher ou de s'espacer.

XLIV. T. V. — Au moyen des éclisses plates.

XLVIII. METR. DIST. — Aucune.

XLIX. NORTH EAST. — Aucune.

LVIII. SICIL. — Les éclisses à cornière s'opposent d'une manière efficace au déplacement latéral des joints.

LX. AS. TRAM. IT. — Une encoche dans le patin du rail.

LXI. PR. HEN. — Plaques d'about percées de quatre trous devant recevoir quatre crampons qui s'engagent en même temps dans les quatre encoches du patin des rails de joint.

LXII. ÉT. NÉERL. — Crampons dans les encoches des éclisses.

LXIII. HOLL. — Pour le type *A* : des encoches dans le patin du rail ; pour le type *B* : des encoches dans le patin et dans les éclisses ; pour le type *C* : des encoches dans les éclisses.

LXIV. PORT. — Pour les joints reposant sur les traverses, on emploie des selles en fer avec des encoches dans les rails. Pour les joints en porte-à-faux, outre les selles, les éclisses du côté intérieur sont à cornières et ont des encoches.

LXVI. ÉT. R. : BALT. — On empêche le déplacement longitudinal des rails au moyen des crampons de joint entrant dans des encoches correspondantes des éclisses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVII. Ét. r. : Bask. — Encoches dans les rails en fer; pour les rails en acier, encoches aux éclisses.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Pour empêcher le déplacement longitudinal, encoches aux éclisses cornières recevant des crampons de joint. Le déplacement latéral est empêché par le ballast, revêtu de pierres concassées presque sur toutes les sections de la ligne.

LXIX. Ét. r. : Kh -N. — Crampons et encoches dans le patin du rail pour joints portés; pour ceux en porte-à-faux, dans les éclisses cornières. Mais cette mesure n'est pas satisfaisante.

LXX. Ét. r. : K -Kh.-Az. — Pas de mesures spéciales contre le déplacement longitudinal. Pour empêcher le déplacement latéral, on emploie dans les courbes une paire de crampons supplémentaires à l'intérieur de la voie et on pose des selles.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Selles sur les traverses de joint.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Pour combattre le déplacement longitudinal, les rails en fer et ceux en acier, posés avant 1881, sont pourvus d'encoches pour crampons à l'endroit de traverses de contre-joint. Pour d'autres rails en acier, ces encoches sont dans les éclisses cornières. Pour empêcher le déplacement latéral, on pose des selles en fer sous les traverses de joint.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Encoches dans les éclisses cornières.

LXXVI. Ét. r : R.-Dv. — Éclisses cornières avec encoches.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Dans les alignements droits, des selles sont posées sous les traverses de contre-joint; dans les courbes, des selles et crampons supplémentaires. Les crampons enfoncés dans les encoches des éclisses cornières et dans les encoches des rails, des éclisses plates et des selles à cinq trous, préservent les rails contre le déplacement longitudinal.

LXXVIII. S.-Ouest. — La mesure prise contre le déplacement longitudinal dans les pentes consiste en éclisses avec encoches; celle prise contre le déplacement latéral dans les courbes est la disposition régulière de celles-ci et leur bon entretien. L'enfoncement de piquets près des traverses n'est pas pratiqué.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Pour éviter le déplacement longitudinal, on emploie des éclisses cornières avec encoches, par lesquelles passent quatre boulons; de cette manière, chaque joint est maintenu en place par quatre boulons.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Encoches dans les éclisses à cornières et crampons de 155 millimètres.

LXXXI. Ét. r. : Or. V. — Selles à rebords.

LXXXII. M -J -Ar. — Contre le déplacement longitudinal, on emploie deux éclisses cornières avec encoches de chaque côté du joint; contre le déplacement latéral, une voie bien régulière et la couche de ballast assez large.

LXXXIII. R.-Our. — Pour empêcher le déplacement latéral on emploie seulement des selles.

LXXIV. V.-V. — Les éclisses sont munies d'entailles dans lesquelles se logent les têtes des crampons.

LXXXV. Vlad. — Avec les éclisses cornières employées avec les rails en acier, on n'a pas besoin de recourir à des mesures spéciales pour empêcher le cheminement longitudinal des rails; ces éclisses ont des encoches pour les crampons, des trous pour les tirefonds, ou bien les éclisses sont serrées contre les selles, posées sous les traverses de joint.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

48. Fixation des rails sur les traverses : crampons ou tirefonds (type, quantité par traverse et dimensions).

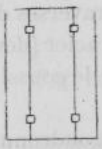
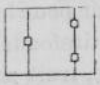
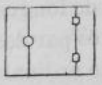
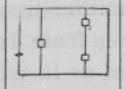
I. S.-E. PR. — Les rails sont fixés aux traverses au moyen de crampons. Un rail de 9 mètres de longueur repose sur onze traverses.

III. ÉT. AUTR. — Les rails sont fixés par six crampons ; partiellement par quatre crampons et deux boulons.

IV. SUD. AUTR. — Crampons. Un rail de 12.50 mètres de longueur repose sur seize traverses.

V. AUSTRO-HONGR. — La fixation pour un rail de 9 mètres de longueur a lieu à l'aide de cinquante-deux crampons et vingt tirefonds.

VI. K. FERD.-NORDB.

—	A	B	C	D			
	 Selle de joints		 Selles intermédiaires.		Selle à tirefonds.		
Nombre des clous . .	4	3	2	3	2 ou 3	...	4
— vis . . .	...	...	...	...	...	...	2
— tirefonds .	...	...	...	...	1 ou 0	4	...
Longueur des selles en millimètres. . . .	191	190	190	185	190	190	370
Largeur des selles en millimètres. . . .	210.7	158	158	158 ou 160	158 ou 160	160	140

VIII. ÉT. HONGR. — La fixation des rails sur les traverses se fait à l'aide de crampons des types ci-après :

1° Pour les rails d'un poids de 42.8 kilogrammes : longueur, 172 millimètres ; section, 17 × 19 millimètres ; poids, 0.48 kilogrammes : six par traverse ;

2° Pour les rails d'un poids de 35.5 kilogrammes : longueur, 16 millimètres ; section, 16 × 18 millimètres ; poids, 0.351 kilogramme : six par traverse ;

3° Pour les rails d'un poids de 23.6 kilogrammes : longueur, 13 × 15 millimètres ; poids, 0.24 kilogramme : quatre par traverse.

Les tirefonds ne sont employés qu'à titre d'essai.

IX. ÉT. B. — Pour rails de 52 kilogrammes : quatre tirefonds ; pour rails de 38 kilogrammes, quatre crampons par traverse. Le tirefonds et le crampon ont 130 millimètres de longueur sans tête.

X. VICIN. B. — Tirefonds non galvanisés : quatre par traverse.

XI. GR. CENTR. B. — Crampons : quatre par traverse intermédiaire et huit pour celle de joint.

XII. L.-MAESTR. — Crampons de 135 millimètres : quatre par bille.

XIII. MAES. — Crampons : quatre par traverse ; longueur, 130 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XV. Ét. dan. : J. et J.

Type A.	Type B.		Type C.	
	b	*c*	*a*	*b*
16×16×152 16 × 16×143	16 × 16×143	16×16×127	16×16 × 127	14×14×116

XVI. Ét. dan. : Seel. — Crampons de 16 millimètres d'épaisseur, 16 millimètres de largeur et 152 millimètres de longueur : six par traverse.

XVII. Loll.-Fal. — Quatre à six crampons de 16 × 16 × 122 par traverse.

XVIII. M. S. & Al. — Quatre tirefonds ou crampons par traverse.

XIX. Med. del C. a Z. — Les rails se fixent sur les traverses au moyen de deux tirefonds de 12 centimètres de long et de 20 millimètres de diamètre.

XXII. P.-L.-M. — Tirefonds : chaque rail est attaché sur la traverse intermédiaire par deux à trois tirefonds et sur la traverse de contre-joint par quatre. Les tirefonds ont 20 millimètres au collet, 135 millimètres de longueur pour les traverses intermédiaires et 150 millimètres de longueur pour les traverses de contre-joint.

XXIII. Orl. — Coussinets en fonte fixés par des tirefonds en acier (deux pour le coussinet de 10 kilogrammes de la voie ordinaire, trois pour le coussinet de 18 kilogrammes de la voie renforcée).

XXIV. Est fr. — Tirefonds de 19 millimètres galvanisés ou goudronnés ; tirefonds de 23 millimètres goudronnés, à raison de quatre à six par traverse courante et de six à huit par traverse de contre-joint, suivant les types de pose.

XXV. Nord fr. — Les tirefonds sont à tête carrée pyramidale avec embase circulaire de 47 millimètres de diamètre. En voie courante, pour le rail de 30 kilogrammes, on emploie le type n° 22, ayant 23 millimètres de diamètre de tige et 120 millimètres de longueur sans tête. Le pas est de 7 millimètres. Pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, on emploie le type n° 25 ayant les mêmes dimensions, mais avec un pas de 10 millimètres. L'inclinaison sous tête est au cinquième pour le n° 22 et au dixième pour le n° 25. Pour les butées des éclisses des 30 kilogrammes, on emploie un tirefond type n° 22*bis*, où une modification a été apportée à la tête. L'embase placée sous la pyramide est remplacée par une partie cylindrique ayant 47 millimètres de diamètre et une hauteur de 12 1/2 millimètres. Pour les éclisses cornières des 43 et 45 kilogrammes, la même modification a été apportée à la tête du n° 25, qui devient alors le type n° 25*bis*, mais les dimensions de la partie cylindrique sont : longueur, 20 millimètres ; diamètre, 47 millimètres. Cette partie cylindrique a pour but d'empêcher le ressaut sur le tirefond de l'arrêt de glissement du 30 kilogrammes et de l'aile horizontale de l'éclisse cornière des 43 à 45 kilogrammes. Pour le rail 30 kilogrammes, on emploie quatre tirefonds par traverse. Pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, le nombre de tirefonds par traverse est porté à six.

XXVI. Midi fr. — Les rails sont maintenus par un coin en acier dans les coussinets dont le poids varie de 10.500 à 14.500 kilogrammes, selon la fatigue de la voie et la vitesse des trains. Les coussinets sont fixés à la traverse par deux tirefonds de 180 millimètres de longueur totale, ayant 21 millimètres de diamètre au collet, 19 1/2 millimètres de diamètre à l'extrémité, et un pas de vis de 8 millimètres ; ils sont galvanisés ; on en emploie quatre par traverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXIX. Ouest fr. — Avec les coussinets pour rails à double champignon et avec ceux pour rails Vignoles, les tirefonds ont 21 millimètres de diamètre et 140 millimètres de longueur de tige; il y en a quatre par traverse, sauf sur les parties de voies en rails à double champignon où l'importance de la circulation justifie l'usage de coussinets à large semelle et à trois trous, dont la pose exige six tirefonds par traverse. Sur les parties de voie Vignoles qui ne sont pas encore munies de coussinets, nous employons des tirefonds de 23 millimètres de diamètre et de 120 millimètres de longueur de tige, en remplacement des anciens tirefonds de 21 sur 115 millimètres. Pour les rails de 25 kilogrammes (voie de 1 mètre), les tirefonds ont 21 sur 125 millimètres.

XXX. B. & N. — Voir figure 68.

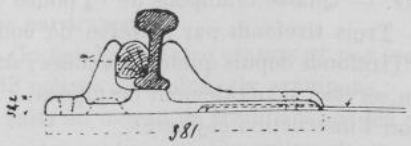


Fig. 68. — Élévation du coussinet poids : 19.1 kilogrammes.

XXXI. Furn. — Coussinet (pesant 20.43 kilogrammes) fixé à la traverse par deux crampons à tête de 22 millimètres de côté et deux chevilles en chêne.

XXXII. H. & B. — Chaque coussinet est fixé sur la traverse à l'aide de deux tirefonds en chêne de 159 × 32 millimètres et de deux crampons en fer de 140 × 22 millimètres.

XXXIII. Gr. East. — Par des crampons (huit par traverse) de 152 × 24 millimètres (1895).

XXXVI. Gr. S. & W — Les rails de 9 mètres sont fixés par neuf boulons avec neuf rondelles à dents *(crab-washers)* et treize crampons *(dog-spikes)*.

XXXVII. L. & N.-W. — Deux crampons et deux écrous par coussinet.

XXXIX. L. T. & S. — Les rails sont fixés par l'intermédiaire de coussinets (19.52 kilogrammes), ces derniers étant attachés par trois crampons en fer de 19 millimètres de diamètre et 127 millimètres de longueur ou par six crampons.

XL. Midi — Chaque coussinet est fixé à la traverse à l'aide de deux crampons en fer, longs de 168 millimètres et de 22 millimètres de diamètre, et de deux tirefonds, longs de 165 millimètres et de 32 millimètres de diamètre.

XLI. N. Br. — Quatre crampons de 25.4 millimètres de diamètre.

XLII. N. L. — Deux crampons et deux tirefonds.

XLIII. S. E. — Les rails sont enchâssés dans des coussinets en fer, qui sont fixés aux traverses à l'aide de tire-fond et de crampons : deux par coussinet, quatre par traverse.

XLIV. T. V. — Les rails sont fixés à l'aide de coussinets soutenus par des boulons de 19 millimètres de diamètre : six par traverse (voir figure 69).

XLVIII. Metr. Distr. — Clous et chevilles : quatre.

XLIX. North. East. — Deux coussinets métalliques fixés par quatre clous en fer de $^{7}/_{8}$ pouce (22.2 millimètres) par traverse.

LII. East Ind. — Quatre crampons de $6\ ^{1}/_{2} \times\ ^{3}/_{4}$ pouces (165 × 19 millimètres).

LIV. Cape Gov. — Quatre crampons de $5\ ^{1}/_{2}$ pouces (140 millimètres) de longueur.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

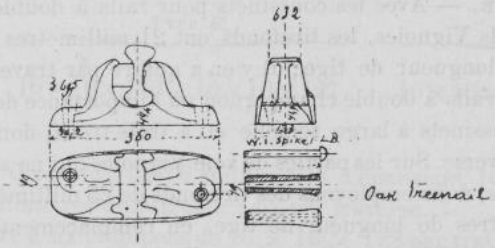


Fig. 69. — Coussinet de 16.8 kilogrammes.

LV. N. Zeal. — Quatre crampons de 5 1/2 pouces (140 millimètres) de longueur.

LVI. N. S. Wales. — Quatre crampons de 7/8 pouce (22.2 millimètres) de diamètre.

LVII. Med. it. — Trois tirefonds par traverse de contre-joint; deux tirefonds pour les autres. Tirefonds depuis quelques années; dans les voies qui se trouvent actuellement en service, généralement crampons.

LVIII. Sicil. — Voir l'instruction ci-jointe.

LIX. Tram. piém. — Quatre crampons par traverse (voir figure 70.)

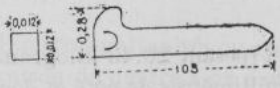


Fig. 70.

LX. As. tram. it. — Généralement, quatre crampons par traverse. Sur quelques lignes, on a employé les tirefonds dans la même proportion et l'on s'en est bien trouvé.

LXI. Pr. Hen. — On emploie les crampons dans la voie et les tirefonds sur les ponts et dans les croisements et aiguillages; quatre crampons par traverse intermédiaire et huit par traverse de joint.

LXII. Ét. néerl. — Six crampons par traverse de longueur variable.

LXIII. Holl. — Quatre crampons par traverse; pas de tirefond.

LXIV. Port. — Pour les courbes à grand rayon, des tirefonds, et pour celles à petit rayon, des crampons; quatre crampons ou tirefonds par traverse intermédiaire et huit par traverse de joint. Pour maintenir la voie dans les courbes raides, qui sont parcourues par des trains avec des vitesses quelquefois de 70 kilomètres, double crampon du côté extérieur du rail.

LXV. Ét. roum. — On se servait des crampons à tige octogonale, qu'on a remplacés par des crampons à tige rectangulaire. En alignement droit, on applique quatre crampons par traverse; dans les courbes sur les traverses portant plaques, on n'applique que quatre crampons. Dans les courbes de faible rayon, on applique cinq plaques pour rail extérieur et trois plaques pour rail intérieur.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Les rails sont fixés à l'aide de crampons à écrous d'une longueur de 115 millimètres pour les traverses intermédiaires et de 155 millimètres pour celles de joint.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Quatre crampons par traverse. Pour le tableau des poids normaux des attaches de rails, voir le tableau inséré formulaire C, page 142 du *Compte rendu de Londres*, 4e volume, et page 3028 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVIII. Ét. r. : Cath. — On emploie des crampons sur la ligne, à l'exception de la section Krinitchnaïa-Khangénovka, où l'on emploie des tirefonds pour les traverses en chêne. Dans les alignements droits et les courbes d'un rayon de plus de 640 mètres, on emploie quatre crampons; dans les courbes d'un rayon de 640 mètres et moins, on emploie une paire supplémentaire de crampons. Type et dimensions du crampon sont ceux approuvés par le ministère.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Crampons.

LXX. Ét. r. : K -Kh.-Az. — Les rails sont fixés au moyen de crampons, dont les dimensions sont : 15 × 15 × 155 millimètres pour le crampon de joint; sa tête est de 27 × 27; longueur du crampon pour traverses intermédiaires, 140 millimètres; hauteur de la tête du premier, 24 millimètres; du second, 10 millimètres. Le poids du premier est de 312 grammes; du second, 262 grammes. On emploie deux crampons par traverse.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — On emploie quatre crampons par traverse; mais dans les courbes de rayon de 853 mètres ou moins, six crampons.

LXXII. Ét. r. : Nic. — On fixe les rails au moyen de crampons. Si les rails sont posés sur des selles, on enfonce quatre crampons; sans selles, deux crampons. Toutes les traverses de joint sont pourvues de selles.

LXXIII. Ét. r. : Our — Chaque rail est fixé à la traverse au moyen de crampons de 152.4 millimètres; deux crampons dans les alignements droits; trois dans les courbes de 640 mètres et moins. Dans les courbes d'un rayon dépassant 640 mètres, on emploie trois crampons pour le rail extérieur et deux pour le rail intérieur.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Les rails sont fixés exclusivement au moyen de crampons. Dimensions : 15 × 15 × 150 millimètres; mêmes crampons pour les traverses de joint et les intermédiaires. Lors des réflexions des endroits boursoufleux en hiver, on emploie les crampons de 15 × 15 × 229 ou 305 millimètres. On place deux crampons par traverse intermédiaire et quatre par traverse de joint; dans les courbes d'un rayon de moins de 1,065 mètres, on place encore des crampons supplémentaires de traverse en traverse, aussi bien sous le rail extérieur que sous le rail intérieur.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Quatre crampons de 140 millimètres par traverse.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — On emploie, dans les alignements droits, quatre crampons; dans les courbes, six crampons par traverse; longueur du crampon ordinaire, 152.4 millimètres; de celui de joint, 177.8 millimètres.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Crampons de 152.4 millimètres pour les traverses de joint et intermédiaires, quatre crampons par traverse dans les alignements droits; dans les courbes d'un rayon de 640 mètres et moins, on fait usage de crampons supplémentaires, conformément à la circulaire du département des chemins de fer, du 11 mai 1890.

LXXVIII. Ét. r : S.-Ouest. — Crampons.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Sur les 60 verstes (64 kilomètres) de la section de montagnes, le rail est fixé au moyen de trois tirefonds à chaque traverse intermédiaire et de deux crampons à chaque traverse de joint; sur le reste de la ligne, on n'emploie que des crampons dans la même proportion. Toutes les traverses sont munies de selles; les selles de joint ont deux trous et les selles intermédiaires trois trous pour crampons ou tirefonds.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — On se sert de crampons carrés de 14 × 14 × 140 millimètres, quatre par traverse. Dans les courbes d'un rayon de 640 mètres, on ajoute à chaque deuxième traverse deux crampons.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Crampons pour rail de 28.43 kilogrammes, 15 × 15 × 140 millimètres et 15 × 15 × 228 millimètres; pour rail de 29.52 kilogrammes, 15 × 15 × 152 millimètres et 15 × 15 × 216 millimètres; quatre crampons en alignement droit, six en courbe.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les rails sont fixés au moyen de crampons de joint et intermédiaires, deux par traverse, ce qui suffit pleinement au trafic de la ligne.

LXXXIII. R.-Our. — La fixation des rails aux traverses se fait au moyen de crampons. Sur la voie étroite, la fixation se fait au moyen de vis. Sur les lignes droites, il y a quatre crampons par traverse; sur les lignes courbes, pour une traverse, six crampons, et pour l'autre, quatre.

LXXXIV. V.-V. — Les traverses de joints sont munies de selles fixées par deux crampons. Des selles à trois crampons sont employées dans les courbes sur deux à quatre traverses intermédiaires. Sur les traverses non munies de selles, le rail est fixé au moyen de deux crampons.

LXXXV. Vlad. — L'emploi des selles avec des tirefonds a beaucoup d'avantages sur la manière de fixer le rail au moyen de crampons, au point de vue de la solidité de la voie, ainsi que de la durée des traverses. Il n'y a pas de données précises sur ce point.

LXXXVI. Ét. fin. — Quatre crampons de 14 × 14 × 150 millimètres ou de 14 × 14 × 160 millimètres.

49. Selles en fer (acier) ou en feutre goudronné entre la semelle des rails (ou les coussinets) et les traverses.

III. Ét. Autr. — Selles en fer.

IV. Sud Autr. — On place entre le rail et la traverse des selles à trois trous en acier Martin.

V. Austro-hongr. — Selles en fer ou en feutre goudronné.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Voir question 48.

VIII. Ét. hongr. — Sur les lignes principales, chaque traverse est munie d'une platine à trois trous. Sur les lignes secondaires, ces platines sont employées seulement aux joints et au milieu du rail; dans les courbes, on en emploie davantage, suivant que le besoin s'en fait sentir; dans les courbes raides, chaque traverse est munie de deux platines.

IX. Ét. b. — Depuis longtemps on emploie des selles en fer et, depuis quelque temps, des selles en acier; pour les rails de 52 kilomètres, les selles ont $0^m240 \times 0^m130 \times 0^m014$; pour les rails de 38 kilomètres, $0^m201 \times 0^m100 \times 0^m112$.

X. Vicin. b. — Selles en acier, avec rebords latéraux.

XI. Gr. Centr. b. — Selles en acier.

XII. L.-Maestr. — Selles en fer sur toutes les traverses en voies courbes de 500 mètres de rayon et moins; selles en fer, aux abouts seulement, en voies droites.

XIII. Maes. — Selles en fer sur quelques kilomètres.

XV. Ét. dan.: J. et F. — Selles en fer sur une partie du réseau.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XVI. Ét. dan.: Seel. — Selles en acier, $0^m165 \times 0^m178$.

XVIII. M. S. et Al. — On emploie aux joints des plaques d'acier avec tirefonds ; la surface de l'encastrement, où entre le rail, est couverte d'une couche de goudron. Le feutre ne s'emploie pas.

XIX. Med. del C. a Z. — On place entre la semelle du rail et les traverses des selles en acier ; en palier dans les joints et en courbes des intermédiaires. Nous n'employons pas le feutre goudronné.

XXII. P.-L.-M. — Selles en acier sur toutes les traverses.

XXIII. Orl. — Pas de feutres, sauf dans quelques tunnels humides (entre le rail et le coussinet).

XXIV. Est fr. — Les platines en fer étaient autrefois employées sous les joints des rails Vignoles en fer ou en acier. Aujourd'hui, des semelles en feutre goudronné se placent entre les patins et les traverses intermédiaires, dont elles préservent l'entaille, donnant l'inclinaison de 1/20. L'usage des platines métalliques tend à disparaître complètement.

XXV. Nord fr. — Plaques en feutre goudronné ; les dimensions sont : pour rail, 30 kilogrammes, $0^m200 \times 0^m095 \times 0^m0055$; pour rail 43 et 45 kilogrammes, $0^m280 \times 0^m132 \times 0^m0055$.

XXIX. Ouest fr. — On a étendu l'emploi de la semelle en feutre goudronné et on diminue ainsi l'usure mécanique des traverses par les coussinets et les rails ; il a été fait, également dans ce but, quelques essais de semelles en peuplier.

XXXIII. Gr. East. — Les coussinets sont placés sur les traverses (1895).

XXXVII. L. & N.-W. — On emploie des plaques en feutre goudronné de 64 millimètres d'épaisseur entre le coussinet et la traverse.

XL. Midl. — Les coussinets en fer se placent directement sur les traverses.

XLI. N. Br. — Coussinets en fer ; pas de feutre.

XLIV. T. V. — Feutre entre le coussinet et la traverse.

XLV. M. S. & L. — Pas de coussinets.

XLVIII. Metr. Dist. — Pas de coussinets.

LII. East. Ind. — Pas de coussinets.

LIV. Cape Gov. — Pas de coussinets.

LV. N. Zeal. — Pas de coussinets.

LVI. N. S. Wales. — Pas de coussinets.

LVII. Med. it. — Selles en fer. L'emploi des selles sur toutes les traverses ne date que de ces dernières années, tandis que par le passé, les selles étaient employées seulement dans les courbes d'un rayon inférieur à 650 mètres. Dans les autres courbes et dans les alignements droits, le nombre de traverses pourvues de selles changeait d'après le rayon de la courbe et l'importance de la ligne.

LVIII. Sicil. — Selles en acier à rebords sur chaque traverse.

LIX. Tram. piém. — Selles en fer dans les courbes à faible rayon.

LXI. Pr. Hen. — Selles en acier doux au joint et au milieu dans les alignements. Dans les courbes de 400 mètres et moins, on place des plaques sur toutes les traverses, mais sous les joints à quatre trous et sur les traverses intermédiaires à deux trous dans les petits rayons et à trois trous dans les grands (deux trous à l'extérieur et un trou à l'intérieur de la voie).

LXII. Ét. néerl. — Selles en acier.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIV. Port. — Selles en acier aux traverses de joint pour les lignes avec rails de 30 kilogrammes et aux traverses de contre-joints pour les lignes avec rails de 40 kilogrammes.

LXV. Ét. roum. — Selles en fer.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Selles carrées en fer de $0^m150 \times 0^m175$ millimètres.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Selles en fer.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Selles en fer sur les traverses de joint ; depuis les deux dernières années on place, lors des réfections, des selles sur toutes les traverses de la ligne principale.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Selles en fer.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Selles en fer à deux et à trois trous.

LXXI. Ét. r. : M.-K et N.-N. — Selles en fer.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Selles en fer.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Selles en fer sous tous les rails. A partir de 1892, on place des selles à trois trous sur toutes les traverses, dans des courbes de 640 mètres de rayon et moins.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Selles des traverses de joints sont en fer, à quatre trous, $0^m178 \times 0^m178 \times 0^m014$. Des selles semblables existent sur les traverses intermédiaires entre Saint-Pétersbourg et Gatchina.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Selles en fer de 12 millimètres d'épaisseur sur les traverses de joint.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Selles en fer coulé sur les traverses de joint.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Les selles en fer à deux trous sont placées sur les traverses de joint dans les alignements droits et dans les courbes. Dans les courbes de 532.50 mètres de rayon et moins, on place des selles supplémentaires à trois et à deux trous, quatre par rail de 7.32 mètres. Sur la section d'Orenbourg, les selles des traverses de joint sont à cinq trous. On ne fait pas usage des plaques en feutre goudronné.

LXXVIII. Ét. r : S.-Ouest. — On emploie les selles en fer, qui sont très utiles pour la conservation des traverses ; elles augmentent la surface d'appui et la résistance des crampons à la désorganisation de la voie.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Selles en fer.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Selles en fer de $0^m175 \times 0^m150 \times 0^m012$ et de $0^m175 \times 0^m100 \times 0^m010$ sur les traverses de joint ; les premières sous les rails de 30.2 kilogrammes ; les secondes sous les rails de types plus légers.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Selles en fer à rebords.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Selles à deux trous en acier.

LXXXIII. R.-Our. — On place des selles en fer de surface de $0^m100 \times 0^m162$ à $0^m150 \times 0^m175$.

LXXXIV. V.-V. — Selles en acier.

LXXXV. Vlad. — A la nouvelle pose de traverses, on place des selles à rebords sur chaque traverse et on emploie les tirefonds.

LXXXVI. Ét. fin. — Des selles en acier sont employées selon les règles suivantes :

Pour chaque rail de 8 mètres de longueur, dans les courbes de :

1,485 à 1,190	mètres	2	selles
1,189 à 595	—	4	—
594 à 223	—	8	—

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour chaque rail de 7 mètres de longueur, dans les courbes de :

1,485	à	1,190	mètres	2 selles.
1,189	à	595	—	4 —
594	à	223	—	7 —

Pour chaque rail de 6 mètres de longueur, dans les courbes de :

1,485	à	1,190	mètres	2 selles.
1,189	à	595	—	4 —
594	à	223	—	6 —

50. Valeur de la surface d'appui des rails de différents types sur les traverses.

IV. Sud Autr. — 247 centimètres carrés.

V. Austro-hongr. — La surface d'appui comporte 252 centimètres carrés pour les traverses intermédiaires et 288 centimètres carrés pour les traverses de joints.

VIII. Ét. hongr. — La surface d'appui des rails sur les traverses est donnée par la longueur de ces platines, savoir :

a) Poids du rail : 42.8 kilogrammes; $0^{m}120 \times 0.16 = 0^{m2}0192$.

b) Poids du rail : 34.5 kilogrammes; $0^{m}104 \times 0^{m}160 = 0^{m2}01664$.

c) Poids du rail : 23.6 kilogrammes; $0^{m}086 \times 0^{m}20 = 0^{m2}0172$, sans platine; 23.6 kilogrammes, $0^{m}086 \times 0^{m}145 = 0^{m2}125$, avec platine.

IX Ét. b. — Pour rails de 52 kilogrammes, $0^{m}240 \times 0^{m}130 = 31.2$ centimètres carrés; pour rails de 38 kilogrammes, $0^{m2}200 \times 0^{m}100 = 20.0$ centimètres carrés.

XI. Gr. Centr. b. — Pour rails de 38 kilogrammes type Vignoles, $0^{m}150 \times 0^{m}785$ (?); pour rails de 35 kilogrammes type Vignoles, $0^{m2}018$, et pour rails de 34 kilogrammes type à bourrelets inégaux, $0^{m2}028$.

XII. L.-Maestr. — $0^{m}17 \times 0^{m}105 = 0^{m2}0178$

XV. Ét. dan. : J. et F.

Type A.	Type B.	Type C. a	Type C. b
258 cent. carrés (1)	203 cent. carrés.	174 cent. carrés.	155 cent. carrés.
294 — (2)	273 —		

XVI. Ét. dan. : Seel. — Dimensions des selles, $0^{m}165 \times 0^{m}178$.

XVII. Loll-Fal. — 90 centimètres carrés.

XVIII. M. S. et Al. — La surface d'appui varie de $0^{m2}0118$ à $0^{m2}0237$.

XIX. Med. del C. a Z. — La largeur de la semelle du rail est de 105 millimètres; la surface d'appui varie suivant la forme des traverses entre 120 et 250 millimètres

XXII. P.-L -M. — La surface des selles est de : $0^{m2}0315$ pour la selle P.-M.-L.; $0^{m2}0270$ pour la selle P.-L.-M.-A. (réseau Algér.)

XXIII. Orl. — Petit coussinet : base, $0^{m2}0336$; gros coussinet : base, $0^{m}0608$.

XXIV. Est fr. — La longueur minimum d'appui du rail sur la traverse de 210 à 300 millimètres de largeur est de 100 millimètres pour une largeur de patin de 99 millimètres (rails de 30 kilogrammes) et de 130 millimètres (rails de 44 kilogrammes).

XXV. Nord fr. — Pour le rail de 30 kilogrammes, la longueur est de $0^{m}150 \times 0^{m}097 = 0^{m2}014550$; pour les rails de 43 à 45 kilogrammes, $0^{m}170 \times 0^{m}134 = 0^{m2}022780$.

(1) Traverses intermédiaires sans selles.
(2) — — avec selles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXVI. Midi fr. — Le rail repose sur la traverse par l'intermédiaire des coussinets dont la surface d'appui est de 3.3 décimètres carrés pour les coussinets de 10.500 kilogrammes et de 4.76 décimètres carrés pour les coussinets de 16.400 kilogrammes.

XXIX. Ouest fr. — Surface d'appui : coussinets ordinaires à deux tire-fond pour rails à double champignon des différents types, $0^{m2}0255$; coussinets à large semelle à trois tirefonds pour rails à double champignon de différents types. 0.482 centimètres carrés; coussinets à trois tirefonds pour rails de 46.250 kilogrammes, 626 centimètres carrés; coussinets à trois tirefonds pour rails Vignoles de 30 kilogrammes, 352 centimètres carrés; coussinets à trois tirefonds pour rails à double champignon de 25 kilogrammes (voie de 1 mètre), 330 centimètres carrés; rails Vignoles de 30 kilogrammes employés sans coussinets (surface d'appui du patin, 155 centimètres carrés). L'entaillage de la traverse par battement du coussinet se produit plus rapidement avec le coussinet ordinaire à deux tirefonds qu'avec les autres types. On peut dire que l'usure du bois sous le coussinet se produit d'autant plus rapidement que la surface de contact est plus faible.

XXXI. Furn. — La surface d'appui des coussinets est de 748 centimètres carrés.

XXXII. H. & B. — La surface d'appui des coussinets est de $0^{m2}381 \times 0^{m2}178$.

XXXIII. Gr. East. — La surface du coussinet est de $0^{m2}356 \times 0^{m2}178$.

XXXVII. L. & N.-W. — Les coussinets sont du même type et des mêmes dimensions que ceux employés sur les autres lignes. La surface d'appui est de 107 pouces carrés ou 690 centimètres carrés.

XXXIX. L. T. & S. — Les coussinets ont une surface d'environ 645 centimètres carrés; elle est augmentée en cas de besoin.

XL. Midl. — La surface des coussinets est de 658 centimètres carrés.

XLI. N. Br. — 580.5 centimètres carrés.

XLII. N. L. — La surface d'appui de chaque coussinet est de 722 centimètres carrés.

XLIV. T. V. — Le coussinet employé a une surface d'appui de 629 centimètres carrés.

XLV. M. S. & L. — La surface d'appui est de 117 pouces carrés (75.5 centimètres carrés).

XLIX. North East. — La surface d'appui des coussinets est de 13 $^1/_2 \times 8$ pouces = 108 pouces carrés (697 centimètres carrés).

LIV. Cape Gov. — Surface d'appui : rails, 60 lb. par yard (29.8 kilogrammes par mètre), 42.5 pouces carrés (274 centimètres carrés); rails, 70 lb. par yard (34.7 kilogrammes par mètre), 40 pouces carrés (258 centimètres carrés); rails, 45 lb. par yard (22.3 kilogrammes par mètre), 35 pouces carrés (226 centimètres carrés).

LV. N. Zeal. — 32 pouces carrés (206 centimètres carrés).

LVI. N. S. Wales. — Surface d'appui : rails de 80 lb. (39.7 kilogrammes par mètre) 10×5 pouces ($0^{m2}254 \times 0^{m2}127$); rails de 71 $^1/_2$ lb. (35.5 kilogrammes par mètre), $9 \times 4\ ^3/_4$ pouces ($0^{m2}229 \times 0^{m2}121$); rails de 60 lb. (29.8 kilogrammes par mètre), $8 \times 4\ ^1/_2$ pouces ($0^{m2}203 \times 0^{m2}115$).

LVII. Sicil. — La surface des selles intermédiaires est de $18 \times 12 = 0^{m2}0216$.

LVIII. Méd. it. — Les selles des traverses intermédiaires ont la surface de $0^{m2}12 \times 0^{m2}18$.

LIX. Tram. piém. — Celles de contre-joint ont 160 centimètres carrés; les traverses intermédiaires ont 144 centimètres carrés.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXI. Pr. Hen :

Pour rails de 38.5 kilogrammes sur traverses . $0^m105 \times 0^m100$
— — — sur selles . . $0^m105 \times 0^m170$ (joints).
— — — — . . $0^m105 \times 0^m150$ (intermédiaires).

LXII. Holl. :

Pour le type *a* . . . . . 27,500 millimètres carrés.
— *b* . . . . . 25,000 — —
— *c* . . . . . 32,500 — —

LXIII. Ét. néerl. — La surface d'appui des selles en acier est de $^{200}/_{220}$.

LXIV. Port. — En moyenne, la largeur du sabotage est de 10 centimètres; la largeur de la semelle du rail de 30 kilogrammes étant de 95 millimètres et celle des rails de 40 kilogrammes étant de 114 millimètres, la surface d'appui est de 95 centimètres carrés pour la première et 114 centimètres carrés pour la seconde.

LXV. Ét. roum — La surface d'appui des rails sur les traverses sans selles est d'environ 104 centimètres carrés, et pour les traverses munies de selles, de 264 centimètres carrés

LXVI. Ét. r. : Balt. — La surface d'appui sur les traverses du type normal est de $0^m1125 \times 0^m2025 = 0^{m2}227.8$.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Le type normal n'est pas déterminé.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — La surface d'appui dépend du type des rails, s'ils sont posés sans selles. Dans les cas d'emploi des selles, cette surface est de $0^{m2}180 \times 0^{m2}309$, $0^{m2}214 \times 0^{m2}304$, $0^{m2}270 \times 0^{m2}309$.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — 196 centimètres carrés.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Les selles sont de $0^m1778 \times 0^m1778$, ce qui représente aussi la surface d'appui. Pour les rails sans selles, la surface d'appui est de 157.8 centimètres carrés.

LXXIII. Ét. r. : Our. — La valeur de la surface d'appui des rails sur les traverses est la suivante (en millimètres) :

	Superficie des selles.		
	Traverses de joints.	Traverses intermédiaires.	Traverses intermédiaires dans les courbes de 640 millimètres et moins.
Rails en fer	28,875	11,113-17,780	
Rails en acier de 32,262 et 30,246 kilogrammes par mètre courant . .	26,250	11,113-17,780	26,250
Rails en acier de 28,510 kilogrammes par mètre courant.	25,500	10,557-16,891	

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — La surface d'appui des traverses de joint est de $0^{m2}178 \times 0^{m2}178 = 0^{m2}310684$ (ces dimensions sont conservées aussi pour toutes les traverses intermédiaires entre Saint-Pétersbourg et Gatchina). La surface d'appui des traverses intermédiaires employées sans selles est, sur le reste du parcours de la ligne, de $0^{m2}101.5 \times 0^{m2}144.3 = 0^{m2}014.646\,5$.

LXXV. Ét. r. : Pol. :

Largeur de la semelle du rail de 32.262 kilog. par mètre carré, 100 millimètres.
— — — 30.246 — — 100 —
— — — 28.510 — — 95 —

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — $0^{m2}100 \times 0^{m}150$ jusqu'à $0^{m2}100 \times 0^{m2}250$.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Pour les rails de 32.262 et de 30.246 kilogrammes par mètre courant, la surface d'appui sur les traverses de joint équarries est de 230 centimètres carrés; sur les traverses demi-rondes, 182.25 centimètres carrés; sur les traverses intermédiaires équarries, 157 centimètres carrés; demi-rondes, 136 centimètres carrés. Pour les rails de 28 510 et de 26 885 kilogrammes, ces dimensions sont : traverses de joint équarries, 215.66 centimètres carrés; demi-rondes, 172 53 centimètres carrés; traverses intermédiaires équarries, 150.86 centimètres carrés. Pour les rails de 24.197 kilogrammes, la surface d'appui est : traverses de joint équarries, 204.52 centimètres carrés; demi-rondes, 163.62 centimètres carrés; traverses intermédiaires équarries, 143.16 centimètres carrés; demi-rondes, 122.71 centimètres carrés.

LXXX. Ét r. : M.-Br. — Pour les rails de 26.87 et 29 12 kilogrammes, la surface d'appui sur les traverses de joint est de 175 centimètres carrés; sur celles intermédiaires, de 141.5 à 158.6 centimètres carrés. Pour les rails de 30.2 kilogrammes : sur les traverses de joint, 262.5 centimètres carrés; sur celles intermédiaires, de 149 à 167 centimètres carrés.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Aux joints et traverses intermédiaires avec selles du rail type I, 194.88 centimètres carrés; rail type II, 262.50 centimètres carrés.

LXXXII. M.-J.-Ar. — La surface d'appui $0^{m2}82 \times 0^{m2}140$ est suffisante pour empêcher l'enfoncement du rail.

LXXXIII. R.-Our. — La surface d'appui des rails sur la traverse dépend du type du rail; sur les voies larges, elle est de 8 à 10 verchocks carrés (2,592 à 3,240 centimètres carrés); voie étroite, de 4 verchocks carrés (1,296 centimètres carrés).

LXXXIV. V.-V. — Pour les traverses non munies de selles, la surface est de 15 centimètres carrés. Pour les traverses avec selles à deux crampons, elle est de 21 centimètres carrés; à trois crampons, 30 centimètres carrés.

LXXXV. Vlad. — Les dimensions de la surface d'appui sont déterminées d'après le tracé des attaches et des rails. L'augmentation de la surface d'appui, par suite de l'emploi de selles, est incontestablement favorable pour la durée du service des traverses.

LXXXVI. Ét. fin. - Type *A*, 173 centimètres carrés; type *B*, 123 centimètres carrés.

51. Résistance des traverses de diverses essences à l'arrachement des tirefonds ou des crampons.

VI. K. Ferd.-Nordb. — La résistance à l'arrachement est beaucoup plus grande dans les traverses en chêne que dans les traverses en autre bois.

XVIII. M. S. et Al. — Les traverses en sapin rouge du Nord résistent le moins.

XXII. P.-L.-M. — *Voir* note de M. Michel, ingénieur en chef au chemin de fer de Paris-Lyon-Méditerranée, parue dans le numéro de juillet 1894 de la *Revue*, p. 11 à 14.

XXV. Nord fr. — La résistance à l'arrachement des tirefonds de 23 millimètres de diamètres est de 6,500 kilogrammes environ.

XXVI. Midi fr. — La résistance des tirefonds à l'arrachement : 3,500 à 4,000 kilogrammes dans les traverses en pin; 4,000 à 5,000 kilogrammes dans les traverses en chêne.

XXIX. Ouest fr. — Les essais faits dans les conditions suivantes, qui sont celles de la

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pratique, ont donné les résultats ci-après : les tirefonds étaient engagés de 100 millimètres dans le bois ; les trous ont été percés avec une tarière de 18 millimètres de diamètre, qui est celui du noyau de l'hélice. L'arrachement était produit au moyen d'une griffe de forme spéciale reliée à la vis de traction d'une machine à essayer de 10,000 kilogrammes et engagée sur la tête des tirefonds.

Commencement d'arrachement	2,350 à 3,350
Effort maximum d'arrachement sous lequel le tirefonds a cédé complètement (correspond le plus souvent à un arrachement de 0m003)	4,500 à 5,200
Hêtre créosoté du pays : effort d'arrachement . . .	3,750 à 4,850

XXXVII. L. & N. W. — Il faut un effort direct de 3 à 4 tons (3.04 à 4.06 tonnes) pour retirer deux tirefonds de la traverse ; pour en tirer deux crampons, il ne faut que 1 1/2 ton (1.52 tonne).

XXXVIII. L. & S. W. — Suffisante.

XXXIX. L. T. & L. — Dépend de l'âge de la traverse.

XLIV. T. V. — On emploie les boulons à écrous.

LVI. N.-S. Wales. — 6 tons (6.096 tonnes métriques) pour retirer un crampon.

LXIV. Port. — Les tirefonds résistent très bien, les crampons de même, depuis que la Compagnie conserve la même épaisseur dans toute la largeur du corps de la tige.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Il n'existe pas de données précises ; mais il a été remarqué que pour les traverses en chêne, chêne de montagne surtout, l'enfoncement et l'arrachement des crampons sont plus difficiles que pour les traverses en pin.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pas de données ; les expériences à ce sujet sont très désirables.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Les trois premières années après la pose, les crampons tiennent bien et s'arrachent difficilement.

LXXXII. M.-J.-Ar. — La résistance des traverses en pin et en sapin des forêts des environs de la ligne de Vologda à l'arrachement des crampons est à peu près la même.

LXXXV. Vlad. — Les données précises manquent. Il a été remarqué que, lors des déraillements, la voie souffre moins lorsque les rails sont fixés à l'aide des tirefonds, quelquefois même la voie reste intacte. Il serait désirable d'avoir des indications ainsi que la description des appareils servant à étudier la résistance des traverses aux effets mécaniques.

52. **Résistance des traverses en bois à la désorganisation de la voie pour différents types de pose. Moyen d'enregistrer la valeur de cette désorganisation et mesures pour la combattre.**

IX. Ét. b. — Résistance proportionnelle à la surface d'appui, ce qui se détermine par l'enfoncement annuel des plaques dans les traverses.

XI. Gr. Centr. b. — Pour empêcher la pénétration de la traverse par le patin du rail, sous l'action du passage des trains, on emploie des plaques d'about et intermédiaires qui ont donné de bons résultats ; pour empêcher le glissement longitudinal de la voie, on emploie des cornières assemblées avec les éclisses, ce qui a aussi donné de bons résultats.

XVIII. M. S. et Al. — Les selles de joint et intermédiaires empêchent la pénétration des

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

rails dans les traverses, et les crampons empêchent le glissement longitudinal de la voie.

XXIV. Est fr. — Le créosotage des traverses en chêne a eu pour effet de prolonger d'une manière tout à fait remarquable la durée de nos traverses. Au bout de dix-neuf ans et demi, c'est à peine si l'on a retiré des voies 22 p. c. des traverses en chêne injectées, quand, au bout du même laps de temps, la proportion des traverses retirées était de 48 p. c. pour le chêne non injecté. Cependant, sur les parties de nos grandes lignes qui sont soumises à une circulation très intense, on constate que des traverses en chêne créosotées, posées depuis une dizaine d'années seulement, ont dû être remplacées par suite de la dislocation du bois sous les rails et alors qu'elles ne comportaient aucune trace de décomposition naturelle. La dislocation dont il s'agit se manifeste par une séparation des couches annuelles de croissance dans lesquelles il se produit quelques coupures et un affaissement général. Les espaces vides formés par les fentes longitudinales du bois et par la séparation des couches annuelles sont presque toujours remplis de boue et de grains de sable. Le phénomène que nous venons de faire connaître se produit bien plus rapidement lorsque les traverses ne sont pas munies de semelles en feutre. Sans semelles, les traverses résistent à peine au passage de 100,000 trains. Avec des semelles, elles se conservent assez bien jusqu'aux environs d'une circulation de 200,000 trains. Les traverses en hêtre, grâce à la structure plus homogène du bois, sont très peu sujettes à la dislocation, et nous pourrions montrer de nombreux spécimens de traverses en hêtre qui ont subi, sans altération, le passage de plus de 250,000 trains, à la condition, bien entendu, d'avoir été créosotées et pourvues de semelles en feutre. La conclusion à tirer de ces faits d'observation, c'est que sur les voies où la circulation des trains atteint ou dépasse le chiffre de 8,000 trains par an, il faut de préférence adopter des traverses en hêtre créosotées, en conservant l'usage des semelles en feutre.

XXV. Nord fr. — La durée de vingt-cinq à trente ans des traverses montre qu'il n'y a pour elles aucune cause de désorganisation. Le moyen d'empêcher les tirefonds d'être usés par le mouvement vibratoire des rails est de les suivre avec attention et de les resserrer dès que l'on constate une usure; c'est une question d'entretien.

XXVI. Midi fr. — La désorganisation de la voie, par le fait des traverses, provient soit de leur altération par la pourriture, soit de leur désagrégation physique par l'effet des actions mécaniques qu'elles subissent. On s'oppose à la pourriture par la préparation du bois au moyen de matières antiseptiques; cette préparation ne s'applique qu'aux bois tendres; la Compagnie ne l'emploie pas pour le chêne, dans lequel elle n'admet pas l'aubier, qui seul est susceptible d'absorber les matières antiseptiques. On s'oppose à la désagrégation mécanique par l'emploi de surfaces d'appui suffisantes pour réduire à une faible valeur la pression, par unité de surface, des coussinets sur le bois et l'intensité des chocs que celui-ci subit au passage des trains dès que les éléments qui composent la voie ont pris quelque mobilité. La Compagnie n'emploie aucun moyen spécial d'enregistrement de la valeur de la désorganisation de la voie par le fait de l'altération des traverses.

XXIX. Ouest fr. — Le système de voie avec rails à double champignon posés dans des coussinets offre une résistance suffisante à la désorganisation; normalement, on

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ne constate, avec ce système, ni surécartement ni déversement des rails. Au contraire, sur nos voies posées avec des rails Vignoles, et notamment dans les courbes de petit rayon, nous avons trouvé fréquemment des déformations de la voie qui nous ont amené à consolider ce type de voie par l'addition de coussinets aux endroits les plus fatigués. Pour constater ces déformations, il est fait usage de règles appropriées et nous ne possédons pas d'appareils enregistreurs.

XXXII. H. & B. — Pas de désorganisation dans le sens littéral du mot avec le système adopté (rail à double champignon sur coussinets).

XXXVII. L. & N.-W. — Un seul système de pose est en usage à la Compagnie.

XLIV. T. V. — Par l'emploi de trois boulons par coussinet. La largeur de la voie est maintenue jusqu'à ce que les traverses soient enlevées à cause d'usure naturelle. On vérifie la largeur au moyen d'un gabarit.

LXI. Pr. Hen. — L'emploi de plaques et d'éclisses cornières contribue dans une large mesure à la conservation des traverses, surtout aux appuis.

LXII. Holl. — Les traverses en chêne résistent beaucoup mieux à l'élargissement de la voie. Pour combattre cet élargissement, on se sert souvent dans les courbes de contrefiches en bois de chêne, où s'appuie le bourrelet du rail, fixées sur les traverses au moyen de tirefonds.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — On pose les traverses demi-rondes de la manière généralement adoptée, c'est-à-dire la partie plate en bas; dans certaines stations, on a posé, à titre d'essai, les traverses demi-rondes la partie plate en haut; mais ce système de pose provoque un fort affaissement du ballast argileux sur lequel les traverses produisent l'effet d'un coin.

LXIX. Et. r. : Kh.-N. — Les selles en fer avec deux ou trois crampons sont considérées comme mesure assez utile. Vérification de la voie au moyen d'un gabarit et d'un niveau.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — La voie s'élargit beaucoup moins sur les traverses en chêne. Pour enregistrer la valeur de cette désorganisation, on emploie un gabarit. Comme mesure pour la combattre, on emploie sur les traverses en pin des selles ou on augmente le nombre des crampons.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Pas d'expériences. Les observations font voir que la plus grande désorganisation a lieu dans les courbes de petit rayon et se traduit par le déplacement latéral du rail extérieur.

Pour combattre cette désorganisation, on enfonce un troisième crampon dans les traverses intermédiaires du côté extérieur du rail extérieur, dans les courbes de rayon au delà de 640 mètres; on emploie des platines à trois trous (fixées à l'aide de trois crampons) sur toutes les traverses intermédiaires, des deux côtés de la voie, dans les courbes de 640 mètres et au-dessous.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Pour réparer les désorganisations de la voie, on procède continuellement à sa réfection en la vérifiant au moyen de gabarit ou de niveau.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Pose récente, pas de données. La pose du rail n° 2 avec éclisses à encoches et du joint à coussinet, d'après appendice n° 1, ayant commencé en 1890, aucune comparaison n'a pu être établie. Il n'y a pas d'appareil enregistreur. Mesures pour combattre la désorganisation latérale : selles à rebords aux joints et traverses intermédiaires; dans les courbes de rayon de moins de 640 mètres, coussinets sur toutes les traverses ou six crampons au lieu de quatre (alignements droits). Pour combattre la désorganisation longitudinale, éclisses

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

à encoches; coussinets entre les traverses de joint sous toute la longueur de la semelle du rail entre les joints (appendice nº 1). Entretoises entre les traverses de joint et voisines du joint.

LXXXII. M.-J.-Ar. — La désorganisation de la voie avec les traverses en pin ou en sapin est la même. Les causes principales de ces désorganisations sont les petites boursouflures et les rails pas assez durs, avec les extrémités endommagées. Pour combattre la désorganisation, on enlève les boursouflures et l'on pose des rails plus longs avec un plus grand coefficient de résistance (les rails de l'usine Osnabrük et Uton sont supérieurs à ceux des usines de Novorossiisk et de Démidov, par rapport à la conservation des traverses).

LXXXIII. R.-Our. — Les traverses fixées par des tirefonds présentent plus de résistance que celles fixées par des crampons Pour conserver la même largeur de voie, on met des selles sous les joints. Dans les courbes de 639 mètres de rayon (et moins), les rails doivent être fixés sur chaque deuxième traverse avec deux crampons : le rail extérieur du côté extérieur et le rail intérieur du côté intérieur de la voie. Outre cela, on met sur chaque deuxième traverse des selles à trois trous.

53. Conditions climatériques (des pluies, de la neige, de la gelée, du dégel et des grandes chaleurs).

IV. Sud Autr. — La température varie de — 20 à + 30° R.

V. Austro-hongr. — Analogue à celle de l'Europe centrale; peu variable avec les latitudes entre lesquelles est situé le réseau.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Dans les parties septentrionales de la ligne, les conditions climatériques sont défavorables, savoir : beaucoup de neige en hiver et des changements fréquents de gelée et de dégel.

VIII. Ét. hongr. — Les conditions climatériques peuvent, en général, se résumer comme suit : grandes chaleurs atteignant jusqu'à 36° C.; froids atteignant — 12° dans la plaine et jusqu'à — 27° dans les parties montagneuses du nord. Les pluies sont plus ou moins abondantes suivant la situation géographique afférente aux différentes parties du pays. Ainsi, sur les côtes de l'Adriatique, il pleut trois fois plus que dans l'intérieur du pays Ces transitions notables des conditions climatériques de notre pays exercent une influence très défavorable sur les traverses qui, en hiver, souffrent beaucoup du gel, du dégel et de l'humidité. En général, les traverses souffrent au moins deux fois plus en hiver qu'en été des variations de la température.

XVI. Ét. dan. : Seel. — En hiver, quand il gèle et dégèle tour à tour, le bourrage est souvent difficile.

XIX. Med. del C. a Z. — Malgré l'humidité de ce pays, les traverses en chêne ne se détruisent pas rapidement.

XXII. P.-L.-M. — Voir question 35.

XXIV. Est fr. — Les traverses durent un peu moins dans le midi que dans le nord; la différence paraît être de deux à trois ans.

XXVI. Midi fr. — La pluie agit, soit au point de vue mécanique, si le ballast n'est pas trop perméable, en augmentant sa mobilité et en facilitant le débourrage des traverses, soit au point de vue chimique, en entretenant l'humidité et en provoquant

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les altérations du bois qui engendrent la pourriture. L'action est d'autant plus sensible que la température est plus élevée. La neige agit comme la pluie, au moment du dégel. La gelée n'a pas d'effet nuisible sur le ballast sec ; elle provoque la dislocation du ballast quand il est humide, surtout au moment du dégel. Les chaleurs sèches sont sans action nuisible. La chaleur humide et surtout les alternatives de sécheresse et d'humidité activent la décomposition des traverses.

XXIX. Ouest fr. — Les conditions climatériques les plus défavorables à la bonne conservation des traverses sont celles qui engendrent une humidité permanente dans les parties de voies mal drainées (*voir* question 37).

XXXII. H. & B. — Très variables.

XXXIII. Gr. East. — Modéré ; pas de grandes variations.

XXXVI. Gr. S. & W. — Climat humide.

XXXVII. L. & N.-W. — La variation maximum de la température est de 95° F., soit 35° C. Eaux de pluie, 32 pouces, soit 0m813 par an.

XXXIX. L. T. & S. — Les grandes chaleurs produisent les plus grandes détériorations dans les traverses.

XLI. N. Br. — Variable.

XLIII. S. E. — Climat modéré en général ; neige en hiver ; parfois, grande chaleur en été.

LII. East Ind. — Grande chaleur.

LV. N. Zeal. — Pas de grandes variations ; les conditions climatériques sont favorables.

LVI. N. S. Wales. — Conditions climatériques favorables.

LVIII. Sicil. — La plus grande influence sur les traverses est exercée par les grandes chaleurs qui durent en Sicile du mois de mai au mois de novembre. Le climat en hiver est doux, la température ne descend que rarement au-dessous de zéro.

LX. As. tram. it. — Ce qui est le plus à craindre, ce sont les grandes chaleurs qui succèdent aux pluies et qui provoquent la décomposition du bois.

LXI. Pr. Hen. — La gelée et le dégel détruisent le bourrage, de même que les périodes pluvieuses.

LXIII. Holl. — Climat pluvieux, modéré.

LXIV. Port. — Parmi les influences climatériques, les plus importantes sont les pluies, et surtout les grandes chaleurs. L'influence de la neige, de la gelée et du dégel est très peu appréciable.

LXV. Ét. roum. — Climat variable, la température varie de — 30° à + 40° C.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — La plus grande influence sur les traverses en pin et en chêne de plaine sont les grandes chaleurs et les vents qui les font fendre, si elles ne sont pas recouvertes d'une couche de ballast. Les traverses en chêne de montagne résistent le mieux à toutes sortes d'influences climatériques. Les traverses en pin, injectées et non recouvertes de ballast, donnent des fentes pendant les froids de — 20° R.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Les chaleurs au-dessus de 35° sont souvent la cause d'un grand nombre de fentes dans les traverses, surtout en chêne. La gelée ne leur est pas nuisible.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les traverses se fendent fortement pendant les grandes chaleurs, si elles ne sont pas recouvertes d'une couche de ballast. En hiver, les traverses sont usées par suite de boursouflures. En général, un long hiver favorise la conservation des traverses, comparativement aux lignes de la Russie centrale.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les changements de saisons ont la plus mauvaise influence sur la durée des traverses.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les pluies produisent la pourriture des traverses; les chaleurs occasionnent des fentes. Quant à la neige, à la gelée et au dégel, ils n'ont pas l'air d'influer sur le bon service des traverses.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les pluies fréquentes, les gelées et le dégel désorganisent la voie et influent mal sur le service des traverses en favorisant leur détérioration mécanique. Les phénomènes de détérioration chimique se produisent dans les traverses sous l'influence d'un climat humide et changeant.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — La durée du service des traverses dépend principalement des conditions climatériques en général et de la quantité des pluies en particulier. Sous ce rapport, la ligne du Caucase peut être divisée en plusieurs sections, dans le nombre desquelles il y en a deux, les plus remarquables : de Batoum et de Poti, situées à proximité du bord de la mer Noire; ces sections se distinguent par une grande quantité des eaux de pluie (près de 4,000 millimètres par an). La section de Bakou se distingue par une grande sécheresse (la couche des eaux de pluie ne dépasse pas 300 millimètres). La différence dans le service des traverses est la suivante : les traverses en chêne, n'atteignant pas cinq années et demie de service sur le littoral de la mer Noire, durent de sept à huit ans aux environs de Bakou; les traverses en sapin sont retirées sur les sections de Batoum et de Poti après deux ans et demi de service, tandis qu'elles en supportent quatre sur la section de Bakou. L'influence de la haute température n'a pu être déterminée; quoiqu'il existe des sections qui diffèrent beaucoup par leurs températures maximum, minimum et moyenne, mais elles se distinguent par une grande diversité des conditions topographiques, le nombre des courbes, des déclivités, etc., ce qui exclut la possibilité d'observer l'influence de la température.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Les grandes pluies désorganisent le ballast argileux; la gelée produit des boursouflures (nyrusibes) dont la hauteur atteint 150 millimètres; l'entretoise de la voie en bon état réclame des soins assidus et occasionne des dépenses sérieuses.

LXXXII. M.-J.-Ar — Les changements du temps au printemps et en été, les sécheresses succédant aux pluies, ont une grande influence sur la décomposition des traverses.

LXXXIII. R.-Our. — Il y a souvent 50° R. de chaleur et 50° R. de froid. Climat rigoureux et très variable.

LXXXVI. Ét. fin. — La gelée et le dégel pendant le printemps sont peut-être les agents les plus actifs dans la destruction des traverses, encore humides après les pluies abondantes de l'automne et la fonte de la neige accumulée pendant l'hiver. Quand la chaleur de l'été survient, toutes les conditions favorables pour le progrès de la pourriture sont là. Il va sans dire que les traverses résineuses d'âge élevé, placées dans un ballast en gravier gros, atteignent une durée pour beaucoup surpassant la moyenne. Comme la durée est très variable, chaque traverse est séparément examinée et changée au fur et à mesure qu'on le juge nécessaire. Ainsi, il peut arriver qu'on trouve sous le même rail des traverses dont chacune a une différente durée de service.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

54. Poids et empattement des locomotives.

III. Ét. Autr. — Charge maximum d'un essieu : 14,500 kilogrammes.
IV. Sud Autr. — Poids de 18 à 52.4 tonnes ; empattement de 1.90 à 6.30 mètres.
V. Austro-hongr.

Catégorie.	Poids (tonnes) à vide.	Poids (tonnes) en service.	Empattement en mètres.	Nombre d'essieux accouplés.	Nombre d'essieux en tout.	*Observations.*
			Locomotives avec tender séparé.			
I	54	72	5.7	2	4	Essieux à déplacement.
Ia	56	74	6.0	2	4	—
Ib	56	73	5.7	2	4	—
Ic	62	86	5.7	2	4	Châssis mobile.
II	47	61	5.4	2	3	Essieux à déplacement.
IIIe'	42	55	3.5	1	3	...
IIIf'	36	50	3.4	2	4	Châssis mobile.
IVf	46	65	3.4	3	3	Essieux à déplacement.
IVf'	47	67	3.4	3	3	—
IVfn	49	69	3.9	3	3	—
IVi	49	67	3.8	4	4	...
IVi'	33	44	2.6	3	3	...
IVi''	40	51	2 6	3	3	...
IVs	42	61	3 1	3	3	...
V	52	72	3.8	4	4	Essieux à déplacement.
Vg	62	84	4.6	4	4	—
Vn	60	82	4.6	4	4	—
			Locomotives-tenders.			
IIIa'	14	18	1.8	2	2	...
Ia'	18	24	2.4	3	3	...
IVe	21	28	2.6	3	3	...
IVe'	21	28	2.6	3	3	...
IVe''	22	28	2.6	3	3	...
IVd	28	33	2.6	3	3	...
IVe	40	54	8.3	2	5	...
IVg	38	50	7.7	2	5	...
IVh	42	56	7.7	3	5	...
IVm	30	41	3.6	3	3	Essieux à déplacement.
Ve	27	37	3.4	4	4	—
Vd	38	51	3 6	4	4	—

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. FERD.-NORDB.

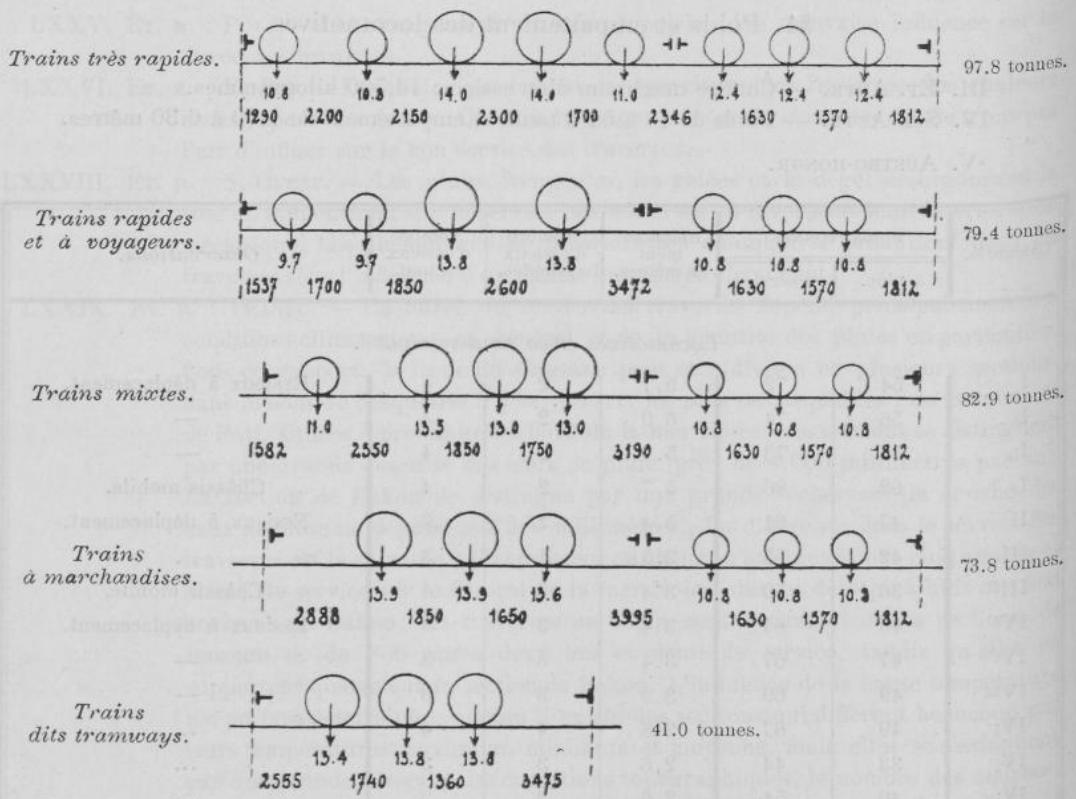


Fig. 71.

VIII. ÉT. HONGR. — 1° Locomotive à grande vitesse : poids, 48.8 tonnes ; empattement des essieux moteurs, 2.500 ; empattement, y compris les essieux porteurs, 5.900 ;

2° Locomotive à grande vitesse : poids 54.7 tonnes ; empattement des essieux moteurs, 2.400 ; empattement, y compris les essieux porteurs, 6.300 ;

3° Locomotive pour train de voyageurs : poids, 40.42 tonnes ; empattement des essieux moteurs, 1.580 ; empattement, y compris les essieux porteurs, 3.160 ;

4° Locomotive pour train de voyageurs (locomotive-tender) : poids, 53.9 tonnes ; empattement des essieux moteurs, 2.634 ; empattement, y compris les essieux porteurs, 8.321 ;

5° Locomotive à marchandises à trois essieux pour chemins de fer en vallée : poids, 38.6 tonnes ; empattement des essieux, 3.160 ;

6° Locomotive à marchandises poids, 37.67 tonnes ; empattement des essieux, 3.160 ;

7° Locomotive à marchandises : poids, 39.6 tonnes ; empattement des essieux, 3.160 ;

8° Locomotive à marchandises pour chemins de fer secondaires et chemins de fer d'intérêt local en vallée : poids, 29.5 tonnes ; empattement des essieux, 2.800 ;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

9° Locomotive-tender pour chemins de fer secondaires et chemins de fer d'intérêt local, en pays de montagne : poids : 40.25 tonnes ; empattement des essieux, 3.350.

IX. Ét. b. — Ci-joint un nouvel exemplaire du nouveau schéma qui donne les poids et les empattements des locomotives de l'Administration.

X. Vicin. b. — De 19 à 27 tonnes ; empattement, 1.80 et 2 mètres.

XII. L.-Maestr. — Poids en charge sans tender :

	Poids.	Empattement.
Locomotives des trains à voyageurs	31 tonnes.	3m90
— — dits tramways . . .	14 —	2m60
— — de marchandises	33 —	3m90

XIII. Maes. — La locomotive chargée pèse environ 35 tonnes ; à vide, 29 1/2 tonnes.

XV. Ét. dan. : J. et f.

Poids . . .	41.5 à 52 tonnes.	Empattement	8m6 à 11m5
—	27.5 à 39 —	—	7m3 à 8m6
—	22 tonnes.	—	5m7

XVI. Ét. dan. : Seel. — Le poids maximum des locomotives est de 37.5 tonnes (à trois essieux).

XVII. Loll.-Fal. — Le poids des locomotives varie entre 18 et 24 tonnes.

XIX. Med. del C. a Z. — Le poids des locomotives varie entre 30 et 50 tonnes et l'empattement, entre 3.540 et 4.610 mètres.

XXII. P.-L.-M. — Machines d'express (séries 111 à 400) : poids, 50 tonnes 500 kilogrammes ; empattement, 5.800 mètres ; machines à marchandises (série 3,000), poids, 50 tonnes 800 kilogrammes ; empattement, 5.730 mètres.

XXIV. Est fr. — Le poids en charge des locomotives varie entre 28,000 à 61,000 kilogrammes, suivant les types. L'empattement varie entre 3.395 à 3.350 mètres.

XXV. Nord fr. — Les locomotives des trains rapides pèsent 37 tonnes et mesurent 5.50 mètres d'empattement. Les plus lourdes locomotives à marchandises pèsent 44 tonnes et mesurent 4.10 mètres d'empattement.

XXVI. Midi fr. — Poids 30,350 à 59,000 kilogrammes ; empattement, 2.600 à 5.800 mètres ; poids 59,800 kilogrammes ; empattement, 7.60 mètres.

XXIX. Ouest fr. — Voir tableau A ci-joint.

XXXII. H. & B.

	Poids.	Empattement.
Locomotives des trains à voyageurs.	36 t. 13 cw. 1 qr. (37,250 kilog.)	4m880
— — à marchandises.	35 t. 19 cw. 0 qr. (36,530 kilog.)	4m725
Tenders	42 t. 3 cw. 2 qr. (42,850 kilog.)	4m575

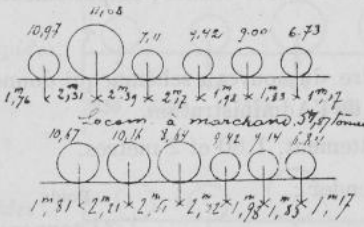
XXXIII. Gr. East. — Voir diagrammes ci-joints

XXXVII. L. & N.-W. — Voir figure 72.

Locomotives des trains à voyageurs.	54 à 77 tons, soit 54.864 à 58.236 tonnes.
— — à marchandises.	55 à 74 — — 55.880 à 75.184 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Locomotive à voyageurs : 55.17 tonnes ; 13m61.



Locomotive à voyageurs : 78.34 tonnes ; 16m47.

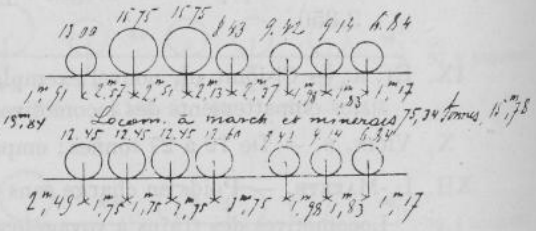


Fig. 72.

XXXIX. L. T. & S. — Poids, locomotive-tender, 56 tons ou 56.9 tonnes avec empattement de 8.940 mètres.

XL. Midl. — Poids, 44 tons ou 44.7 tonnes et 6.710 mètres d'empattement.

XLII. N.-L. — Locomotive-type, 10.134 mètres ; empattement, 7.265 mètres ; poids, 51 tons 8 cwt (52.18 tonnes).

XLIV. T.-V. — Poids, 54 tons, soit 54.864 tonnes ; empattement de 3.965 à 4.575 mètres.

XLVIII. Metr. Dist. — Poids, 47 tons : empattement, 20 pieds 9 pouces (6.324 mètres).

LV. N. Zeal. — Poids, de 11 1/2 à 60 1/4 tons ; empattement, 5 pieds 7 pouces à 41 pieds 6 pouces.

LVI. N. S. Wales. — Poids maximum 106 1/2 tons ; empattement, 23 pieds (7.010 mètres).

LVII. Sicil. — Voyez le cahier ci-joint

LIX. Tram. piém. — Locomotives Heuschell, poids, 12 tonnes.

LX. As. tram. it. — Le poids des locomotives de tramways varie de 10 à 16 tonnes en ordre de marche.

LXI. Pr. Hen.

	A voyageurs A.	De rampe B.	A marchandises C.	A voyageurs D.
Poids : à vide	30,200 k.	30,200 k.	32,500 k.	19,000 k.
— en ordre de marche	41,600 k.	35,740 k.	35,500 k.	26.000 k.
Empattement : roue avant à roue motrice	1,850 m.	1,700 m.	1,900 m.	1,549 m.
— — motrice à roue arrière.	1,850 m.	1,300 m.	1,900 m.	2,216 m.
— — avant à roue arrière	3,700 m.	3,000 m.	3,800 m.	3,765 m.

LXII. Holl. — Empattement maximum, 13.309 mètres ; charge maximum d'un essieu, 14,500 kilogrammes ; poids total, 45,200 kilogrammes la locomotive et 28,000 kilogrammes le tender.

LXII. Et. néerl.

Locomotives.	Poids en kilogrammes.					Écartement des essieux en mètres.			
Série.	Sur 1 essieu.	Sur 2 essieux.	Sur 3 essieux.	Sur 4 essieux.	Total.	1 et 2 essieux.	2 et 3 essieux.	3 et 4 essieux.	Total.
301-475	12,660	14,225	13,815	...	40,700	2.895	2.590	...	5.485
101-150	11,165	13,760	11,135	...	36,060	2.060	2.540	...	4.600
1-4 et 9-78	9,130	10,730	9,030	...	28,890	2.060	2.460	...	4.520
251-254	7,835	9,345	6,140	...	23,320	2.135	2.135	...	4.270
267-274 et 1,285-1,287.	12,245	15,045	12,075	11,825	51,190	2.590	2.590	2.185	6.960
261-266	10,320	14,620	15,200	...	40,140	2.235	2.235	...	4.315
161-205 et 212	11,880	13,100	8,680	...	33,660	2.515	2.515	...	4.955
206-211 et 92-94	10,270	11,740	12,310	...	34,320	1.370	1.370	...	3.300
505-516	9,800	9,930	...	...	19,730	—	...	...	3.000
517-525	11,550	11,500	...	...	23,050	—	...	...	2.700

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIV. PORT. — Les plus lourdes locomotives sont de trois types : 1° locomotives à huit roues couplées, pesant 48 tonnes ; empattement, 4 mètres ; 2° locomotives à six roues couplées, pesant 42 tonnes ; empattement, 3 mètres ; 3° locomotives-tenders à six roues couplées, pesant 52 tonnes ; empattement, 4 mètres.

LXV. ÉT. ROUM. — Poids des locomotives, 45,000 kilogrammes ; empattement, 3.15 mètres.

LXVI. ÉT. R. : BALT. — Poids maximum des locomotives, 48 tonnes, soit 12 tonnes par essieu ; empattement, 1,380, 1,310 et 1,310 millimètres.

LXVII. ÉT. R. : BASK. — Poids de la locomotive à huit roues, en ordre de marche, 49.2 tonnes ; charge par essieu, 13 tonnes.

LXVIII. ÉT. R. : CATH. — 48 tonnes ; l'effort maximum transmis au rail par essieu est de 12,650 kilogrammes.

LXIX. ÉT. R. : KH.-N. — Locomotives à trois essieux pour train à voyageurs : poids à vide, 27 à 30 tonnes ; en état de service, 30.5 à 34 tonnes. Locomotives à marchandises à trois essieux : à vide, 29 à 32 tonnes ; en état de service, 32.7 à 35.9 tonnes. Locomotives à quatre essieux : à vide, 42 tonnes ; en état de service, 48 tonnes.

LXX. ÉT. R. : K.-KH.-AZ. — Le type des locomotives les plus lourdes est celui à huit roues, système compound, pesant 60 tonnes, soit 15 tonnes par essieu. Empattement : distance entre le premier et le deuxième essieu, 1,330 millimètres ; entre le deuxième et le troisième, ainsi qu'entre le troisième et le quatrième, 1,280 millimètres.

LXXI. ÉT. R. : M.-K. ET N. N. — Le maximum du poids d'une locomotive à marchandises est de 50,850 kilogrammes et de celle à voyageurs, 35,900 kilogrammes.

LXXII. ÉT. R. : NIC. — Voir figure 73.

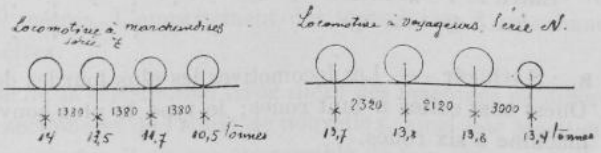
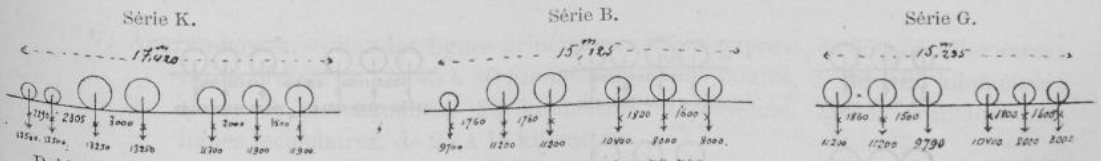


Fig. 73.

LXXIII. OUR. — Le poids des locomotives et des tenders en état de service est indiqué formulaire C, page 156 du *Compte rendu de Londres*, 4e vol., et page 3042 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

LXXIV. ÉT. R. : St-P.-V. — Ci-joint un schéma des locomotives à trains rapides, à voyageurs et à marchandises, employées aux chemins de fer (*voir* fig. 74).



Poids avec tender, 86,600 kilog. — Poids avec tender, 58,500. — Poids avec tender, 58,590.

Fig. 74.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — Voir les schémas figure 75.

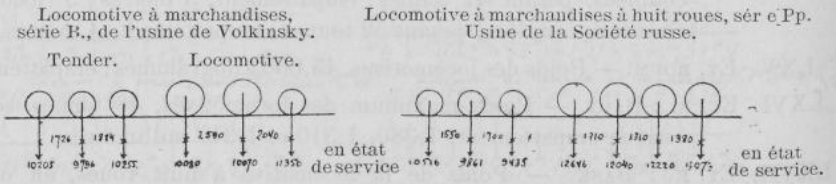
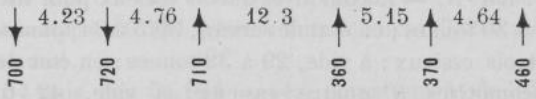


Fig. 75.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Le poids maximum de la locomotive la plus lourde à marchandises est, en état de service, de 53,120 kilogrammes.



LXXVII. S.-Zl. — Poids d'une locomotive à huit roues, 46,000 kilogrammes; poids d'une locomotive à six roues, 36,000 kilogrammes. Adhérence de celle à huit roues, 8,364 kilogrammes, et de celle à six roues, 6,545 kilogrammes. Distance entre les essieux de la locomotive à huit roues :

Entre le 1er et le 2e.	1,310 millimètres.
— 2e — 3e.	1,310 —
— 3e — 4e.	1,380 —

Distance entre les essieux de la locomotive à six roues :

Entre le 1er et le 2e.	1,460 millimètres.
— 2e — 3e.	1,674 —

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Les locomotives les plus lourdes des chemins de fer du Sud-Ouest sont celles à huit roues; le type le plus souvent adopté est une lourde machine à six roues.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Voir figure 76.

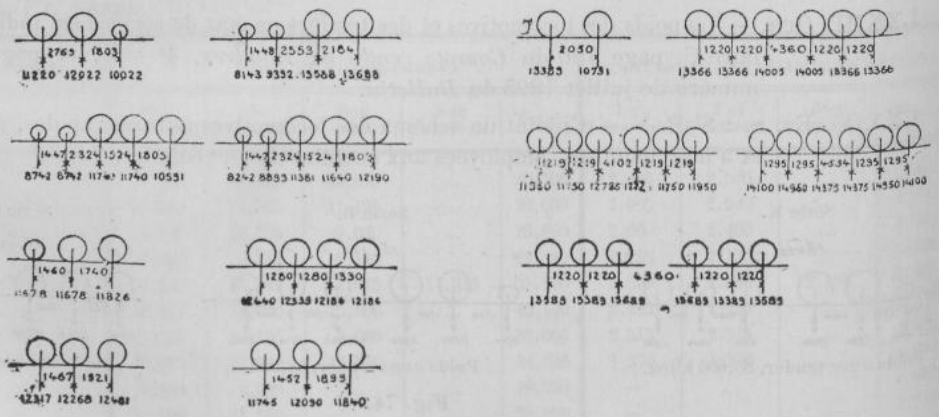


Fig. 76.

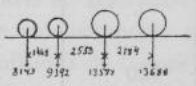
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Le poids d'une locomotive mixte est de 33.17 à 35 tonnes, avec empattement de 3,220 à 4,600 millimètres ; le poids des locomotives à marchandises à six roues est de 34.5 à 37.25 tonnes et de celles à huit roues de 48 tonnes, avec empattement de 3,140 à 3,388 millimètres pour les premières et 3,890 à 4,000 millimètres pour les secondes.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V.

	Poids en tonnes.	Empattement en mètres.
Locomotives des trains à voyageurs	33.1	4.6
— de marchandises à six roues . . .	36	3.35
— à huit roues	49	3.89
— en état de service.		

Locomotive de train mixte, série A.



Locomotive système Ferly, série A.

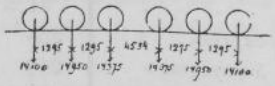


Fig. 77.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Poids des locomotives : à vide, 19,200 kilogrammes ; en état de service, 33,600 kilogrammes.

LXXXIII. R.-Our. — Poids des locomotives sur les lignes de voie large, 52 tonnes ; empattement, 8.036 millimètres.

LXXXIV. V.-V. — Le poids des locomotives à trois essieux sans tender, en ordre de marche, varie entre 30 et 40 tonnes. L'empattement des locomotives à voyageurs varie de 4.4 à 4.9 mètres. L'empattement des locomotives à marchandises varie de 3.2 à 4.5 mètres.

LXXXV. Vlad. — A cause de la distribution irrégulière des machines de différents types sur les diverses sections et de l'achat de nouvelles, ainsi que location de celles des autres chemins de fer, il n'a pas été possible de faire des conclusions concernant le rapport entre ces données et le service des traverses.

LXXVI. Ét. finl. — Le poids maximum des locomotives sans tender du groupe A 32 à 33 tonnes, avec une empattement 4.18 à 5.70 mètres, et du groupe B 25.75 tonnes et 5.70 mètres.

55. Nombre, vitesse et tonnage des trains.

V. Austro-hongr. — Sur les lignes principales : trains express, de 65 à 55 kilomètres ; trains ordinaires, de 45 à 40 kilomètres ; trains mixtes, de 28 à 25 kilomètres ; trains de marchandises, 20 kilomètres en moyenne. Trains ordinaires sur lignes secondaires, de 25 à 18 kilomètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. Ferd.-Nordb.

	Lignes principales.	Lignes secondaires.	Lignes à charbon.	Lignes étrangères.	Total.
Nombre des trains express. . .	6,451	...	...	..	6,451
— — à voyageurs. .	54,039	2,704	...	5,182	61,925
— — à marchandises.	70,066	47,163	9,486	14,675	141,390
Total . .	130,556	49,867	9,486	19,857	209,766
Vitesse moyenne en kilomètres.					
Trains express	57.60	..	...	...	...
— à voyageurs	38.90	25.45	...	...	...
— à marchandises	19 5	18	..	...	...
— à marchandises à grande vitesse.	31.5	. .	...	...	...
Tonnage des trains express . . .	258	...	...	...	...
— — à voyageurs .	299	120	...	...	...
— — à marchandises.	660-950	300	...	...	...
— — à marchandises à grande vitesse	430-470	...	...	...	...
Tonnage des trains à charbon . .	475-978	...	..	...	...

VIII. Ét. hongr. — Le nombre des trains varie entre 4, sur plusieurs lignes secondaires, et 110 sur la ligne principale Budapest-Hatvan. La vitesse varie entre 30 kilomètres sur les lignes secondaires et 90 kilomètres sur les lignes principales. Le tonnage des trains varie entre 70 et 850 tonnes.

IX. Ét b. — Le nombre total des trains, en 1897, a été de 1,293,039 ou 3,543 par jour, comprenant : 2,041 trains de voyageurs, 1,429 trains de marchandises et 73 trains de la route. Sur les lignes importantes, la vitesse maximum des trains de voyageurs est limitée à 100 kilomètres à l'heure ; les trains de marchandises ne peuvent dépasser 45 kilomètres. Les trains de voyageurs, même en double traction, ne peuvent comprendre plus de 60 essieux, non compris les essieux des locomotives et des tenders ; leur composition totale ne peut toutefois dépasser 25 véhicules. Le nombre maximum des véhicules, fourgons compris, dont les trains de marchandises, même en double traction, peuvent être composés, est fixé à 60.

X. Vicin. b. — La vitesse est de 30 kilomètres à l'heure ; le tonnage maximum varie avec le profil de la voie.

XI. Gr. Centr. b. — On compte : 2,486 trains de voyageurs d'un tonnage de 661,762 tonnes ; vitesse, 60 kilomètres à l'heure ; 659 trains mixtes d'un tonnage de 74,359 tonnes ; vitesse, 45 kilomètres à l'heure ; 2,246 trains de marchandises d'un tonnage de 5,064,688 tonnes ; vitesse, 25 kilomètres à l'heure. Ces chiffres sont les moyennes des années 1881 à 1892 inclus.

XII. L.-Maestr. — On compte : 37 trains de voyageurs par jour (2,615 voyageurs) ; vitesse, 44 kilomètres à l'heure ; 19 trains de marchandises par jour (773,871 tonnes de marchandises par an) ; vitesse, 30 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XV. Ét. dan. : J et F.

		Type A.	Type B.	Type C.
Nombre des trains		8 à 14	6 à 10	6
Vitesse maximum	Kilom.	75	68	38
Importance du trafic	Tonnes.	70,000	30,000	10,000
Charge maximum de l'essieu par an	—	10.5	9.5	5.9

XVI. Ét. dan. : Seel. — Le nombre de trains réguliers par jour est de 20 au plus. La vitesse maximum atteint 75 kilomètres par heure ; la composition moyenne des trains est de 15 véhicules.

XVII. Loll.-Fal. — Il y a 3 à 5 trains par jour ; vitesse, 50 kilomètres (grande vitesse) et 28 kilomètres (petite vitesse).

XIX. Med. del C. a Z. — Il circule 6 trains par jour, dont la vitesse varie entre 30 et 50 kilomètres par heure, leur tonnage varie aussi de 100 à 400.

XXIV. Est fr. — Entre Paris et Noisy-le-Sec, qui est la partie la plus chargée de notre réseau, chaque voie supporte annuellement le passage de 30,000 trains et un tonnage de 6 millions de tonnes.

XXV. Nord fr. — Variables avec les lignes. La vitesse des trains rapides peut atteindre 108 kilomètres par heure. Celle des trains lourds de marchandises est de 28 kilomètres à l'heure, avec tolérance de 50 p. c. d'augmentation en cas de retard.

XXVI. Midi fr. — Variables. La vitesse atteint 80 kilomètres pour certaines lignes et certains trains.

XXIX. Ouest fr. — Voir tableau B ci-joint.

XXXII. H. & B.

	A voyageurs.	A marchandises.	A minerais.	Bétail et poisson.
Nombre des trains par jour.	22	25	11	8
Vitesse des trains	35 à 40 milles ou 56.35 à 64.40 k.	25 milles ou 40.25 k.	20 milles ou 32.20 k.	30 milles ou 48.30 k.
Tonnage des trains	60 tons ou 60.69 t.	300-350 tons ou 304.8-355.6 t.	390-455 tons ou 396.24-462.28 t.	200 tons ou 203.2 t.

Les locomotives et les freins ne sont pas compris dans le poids.

XXXIII. Gr. East. — Variable.

XXXVII. L. & N.-W. — Nombre de trains, 5 à 125 par jour dans chaque direction ; vitesse, 10 à 70 milles à l'heure (16 à 112 kilomètres) ; charge des trains de marchandises, 203 à 406 tonnes ; charge des trains de voyageurs, 152 à 254 tonnes.

XXXIX. L. T. & S. — On compte environ 240 trains en dix-neuf heures en voie double. La vitesse et la charge sont variables ; en moyenne, 250 tons (254 tonnes) par train

XLIII. N. L. — Pour la vitesse, voir question 21, formule *B*.

XLV. T. V. — Nombre de trains de voyageurs, 16,000 ; nombre de trains de marchandises, 52,000. Vitesse des trains de voyageurs, 56.4 à 64.4 kilomètres ; vitesse des trains de marchandises et minerais, 24.2 kilomètres à l'heure. Charge d'un train, environ 600 tons (609.600 tonnes). Quantité de minerais transportée par an, 8 1/2 millions de tons.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — 288 trains par jour ; vitesse des trains express, 40 milles (64.4 kilomètres) à l'heure.

LV. N. Zeal. — Vitesse maximum, 45 milles (72.4 kilomètres) par heure. Le tonnage des trains varie de 65 à 500 tons.

LVI. N. S. Wales. — Tonnage annuel, environ 4,500,000 tons. Vitesse maximum, 50 milles (80.5 kilomètres) par heure. Pour le nombre, la vitesse et le tonnage des trains en 1892, voir le tableau inséré formulaire *C*, page 760 du *Compte rendu de Londres*, 4e volume, et page 3046 du numéro de juillet 1895 du *Bulletin*.

LVIII. Sicil. — Voir le cahier ci-joint.

LIX. Tram. piém. — 100 trains de 10 tonnes par jour ; vitesse, 18 kilomètres.

LXI. Pr. Hen.

Nombre.		Vitesse.	Tonnage.
43,904	à voyageurs.	30 à 40 kilomètres.	80 tonnes.
	à marchandises.	20 à 25 —	450 —

LXII. Holl. — La circulation sur la plupart des sections est de 50 trains de voyageurs et de 16 à 20 trains de marchandises par jour. Vitesse des trains de voyageurs, 50 à 90 kilomètres ; vitesse des trains de marchandises, 30 à 50 kilomètres. Composition des trains de voyageurs, 8 à 13 voitures ; de marchandises, 20 à 60 wagons.

LXIV. Port. — Dix paires de trains ; vitesse maximum, 65 kilomètres ; charge moyenne du train-kilomètre, 178,663 tonnes (en 1890).

LXV. Ét. roum. — En moyenne, 3,800 trains par an ; vitesse maximum, 55 kilomètres à l'heure, avec une charge de 608,255 tonnes par an.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Le nombre, la charge et la vitesse des trains sont très variables sur les différentes sections.

LXVII. Ét. r. : Bask. — La ligne travaille environ sept mois par an ; elle ne travaille pas en hiver. On compte de 1 à 3 paires de trains par jour. Vitesse, 16 kilomètres à l'heure ; charge maximum du train, 1,033,200 kilogrammes.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Le nombre de trains et leur poids sont variables sur les différentes sections de la ligne. Sur la ligne principale, on compte 24 paires de trains par jour ; vitesse moyenne, 20.2 kilomètres ; composés de 30 à 45 wagons chargés. Le mouvement est beaucoup plus faible sur la section du Donetz. Sur celles de Marioupol et de Zvérev, il passe 6 paires de trains composés de 30 wagons. La composition des trains des autres sections est, en moyenne, de 18 à 20 wagons.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Dix paires de trains par jour ; la vitesse moyenne n'est pas au-dessus de 40 kilomètres à l'heure. Le plus long train est composé de 60 wagons et 2 locomotives.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Le plus grand nombre de trains existe sur la section de Kharkov-Lozovaïa : de voyageurs, 8 ; de marchandises, 18. Vitesse maximum des trains de voyageurs, 47.925 kilomètres ; des trains de marchandises, 31.950 kilomètres. Le plus long train se compose de 40 wagons et 2 locomotives à huit roues. Poids, 920 tonnes.

LXXI. Ét. r. : M.-K. — Le nombre annuel des trains de marchandises est de 9,600 ; leur vitesse est de 18.8 kilomètres et leur poids de 347,280 kilogrammes. Le nombre de trains de voyageurs est de 5,000 ; leur vitesse atteint 39 5 kilomètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXII. Ét. r. : Nic. — Voir aux annexes.

LXXIII. Ét. r. : Our. — La composition et la vitesse des trains varient suivant les conditions techniques et autres de chaque section.

Longueur en kilomètres.	Sections.	Nombre moyen de trains par jour.	Vitesse moyenne en kilomètres.		Vitesse maximum en kilomètres.	Poids d'un train moyen sans locomotive.
			Voyageurs.	Marchandises.		
126.735	Perme-Tschoussovaïa.	8	32.802	21.513	Trains de voyageurs, 53.250. Trains de marchandises, 42.600.	296,151 kilog.
97.980	Tschoussovaïa-Bisser.	10	25.240	18.318		261,744 —
76.680	Bisser-Kouchva	7.7	30.885	20.448		310,616 —
187.440	Kouchva-Ekatherinbourg.	7	34.612	21.619		309,632 —
323.760	Ekatherinbourg-Tumène.	4.5	31.417	22.365		454,936 —
208.740	Louniév.	4.6	24.495	18.731		261,744 —

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — En 1893 :

a) Nombre de trains de grande vitesse 7,942
Leur parcours . . . . . 3,898,602 kilomètres.
Nombre de trains de petite vitesse 32,736
Leur parcours . . . . . 4,018,521 kilomètres.

b) Vitesse : 1° Des trains de grande vitesse, sans compter les arrêts aux stations :

Express et rapides . . . . . 53.75 kilomètres à l'heure.
De voyageurs . . . . . 41.76 —
Mixtes . . . . . 32.80 —

2° Des trains de petite vitesse, sans compter les arrêts aux stations :

De marchandises . . . . . 25.18 kilomètres à l'heure.

c) Poids des trains, calculé d'après la composition moyenne normale des trains :

1° Express (nos 1 et 2) . . . . . 200,060 kilogrammes.
2° Rapides (nos 3*bis* et 4*bis*) . . . . . 291,460 —
3° De voyageurs (nos 3 et 4) . . . . . 279,340 —
4° Mixtes (n° 25) . . . . . 238,600 —
5° A marchandises . . . . . 598,590 —

LXXV. Ét. r. : Pol. — Vitesse, 47.97 kilomètres.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — La vitesse des trains de marchandises, est 23.430 kilomètres à l'heure; celle des trains de voyageurs, 42.600 kilomètres. Le poids d'un train est de 3,300 + 50 × 1,100 = 58,000 pouds, soit 951,200 kilogrammes.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Le parcours moyen journalier par verste est de 6.52 trains pour la section de Kinel-Tchéliabinsk. La vitesse moyenne d'un train poste est de 33.441 kilomètres à l'heure. Composition moyenne du train, 20.22 wagons, avec une charge moyenne pour chacun de 6,527 kilogrammes, soit une charge moyenne de 131,976 kilogrammes par train.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Le nombre de trains est fort différent sur les diverses sections des lignes du Sud-Ouest; sur une même section, ce nombre subit de grandes

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

variations suivant les saisons ; il atteint son maximum en automne, au moment de l'exportation des céréales, et monte jusqu'à 30 trains dans une direction. La composition et le poids des trains varient aussi en rapport avec le profil de la ligne, atteignant sur la section Odessa-Razdélnaïa le chiffre de 58 wagons chargés (le chargement complet d'un wagon étant de 10,000 kilogrammes). La vitesse des trains express est de 69.225 kilomètres. Nombre de trains, poids et vitesse ne produisent pas beaucoup d'influence sur la durée du service des traverses, si seulement la superstructure est suffisamment bonne pour empêcher la détérioration mécanique, qui est alors précédée de la décomposition chimique. En présence des conditions défavorables, ces agents diminuent la durée du service des traverses de 25 p. c. environ.

LXXIX. Ét. t. : Transc. — Le nombre de trains est de 9 à 11 paires par jour. La composition normale des trains et leur vitesse maximum sont exposées dans les circulaires nos 157 et 277.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Sur la section Moscou-Koubinka, on compte 9,700 trains par an ; sur la section Koubinka-Viazma, 8,100 ; entre Viazma et Smolensk, 7,700, et entre Smolensk et Brest, 5,500. La charge moyenne des trains de grande vitesse est de 240 tonnes ; de ceux de petite vitesse, de 475 tonnes. La vitesse maximum est de 64 kilomètres à l'heure.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — On compte par an 1,582 trains de voyageurs et 10,291 trains de marchandises.

	Vitesse moyenne à l'heure.	Poids sans locomotive. En été.	Poids sans locomotive. En hiver.
Trains de voyageurs . . .	37.34 kilomètres.	154 tonnes.	140 tonnes.
— de marchandises (1) .	21.44 —	492 —	426 —
— de marchandises (2) .	21.44 —	738 —	574 —

LXXXII. M.-J.-Ar. — Il y a 9 paires de trains ; la vitesse atteint 26.625 kilomètres à l'heure ; le poids du train est de 231,240 kilogrammes environ.

LXXXIII. R.-Our. — La vitesse des trains sur les lignes principales de la voie large est de 85 verstes (58.7 kilomètres) par heure ; sur les embranchements, 35 verstes (37.3 kilomètres par heure). Tonnage du train, 1,410.

Sur les voies étroites, la vitesse n'est que 30 verstes (32 kilomètres) par heure. Tonnage, 1,290.

LXXXIV. V.-V.

Lignes.	Kilomètres.	Nombre de trains de voyageurs.	Nombre de trains de marchandises.
Varsovie-Skiernievice	66	18	24
Skiernievice-Petrokovo	78	10	24
Petrokovo-Sosnovice-Granica	178	8	30
Skiernievice-Aleksandrovo	160	6	6

La vitesse normale est de 48 à 59 kilomètres pour les trains de voyageurs et de 32 kilomètres pour les trains de marchandises. La charge des trains de

(1) Remorqués par locomotives à six roues.
(2) — — à huit roues.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

marchandises, sans locomotive et tender, variant d'après le profil de la voie, est de 730 à 1,020 tonnes. La charge des trains de voyageurs est de 173 à 348 tonnes.

LXXXV. Vlad. — L'importance des agents faisant l'objet des questions 55 et 56 ne peut être déterminée, faute de sections d'essai d'enregistrement régulier des données numériques.

LXXXVI. Ét. fin. — Le nombre de trains, pendant l'année 1890, était comme suit :

Groupe *A*. — 18,354 trains de voyageurs; vitesse, 37 kilomètres; parcours, 1,621,247 kilomètres. 8,969 trains de marchandises; vitesse, 22 kilomètres; parcours, 966,469 kilomètres.

Groupe *B*. — 5,283 trains de voyageurs; vitesse, 27 kilomètres; parcours, 731,901 kilomètres. 1 521 trains de marchandises; vitesse, 22 kilomètres; parcours, 430,021 kilomètres. Chaque train de voyageurs se composait, en moyenne, de 7.38 voitures; chaque train de marchandises, de 28.06 wagons. Chaque voiture contenait 7.88 voyageurs et chaque wagon une charge nette de 2,655 tonnes.

56. Nature du trafic.

V. Austro-hongr. — La nature du trafic est très variable et comprend les divers produits miniers, métallurgiques, forestiers et viticoles, ainsi que les céréales.

IX. Ét. b. — Sur le réseau des chemins de fer de l'État il a été transporté, en 1897, 91,359,843 voyageurs; environ 34 millions de tonnes de grosses marchandises.

X. Vicin. b. — De toute nature.

XI. Gr. Centr b. — Voyageurs, céréales, bois, verres et vitres, minerais de fer, fonte, fers, aciers, charbons, etc.; en général, les marchandises transportées par la ligne sont pondéreuses.

XII. L.-Maestr. — Très variable.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Voir la réponse précédente.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Trafic mixte de voyageurs et de marchandises.

XVII. Loll.-Fal. — Mixte.

XIX. Med. del C. a Z. — Le trafic est de toute nature : farines, bois, sel, vin, charbon, bétail, poisson frais et salé fournissent le plus fort tonnage.

XXII. P.-L.-M. — Le trafic comprend, outre les voyageurs, des marchandises de toute nature.

XXIV. Est fr. — Voyageurs et marchandises.

XXV. Nord fr. — Très variable.

XXVI. Midi fr. — Variable. Ne peut avoir aucune influence sur la durée des traverses.

XXXII. H & B. — Voyageurs, marchandises, minerais, poissons, bétail et objets divers.

XXXIII. Gr. East. — Variable.

XXXVI. Gr. S. & W. — Voyageurs, marchandises, etc.

XXXVII. L. & N.-W. — Marchandises, minerais et voyageurs.

XXXIX. L. T. & S. — Voyageurs (trains rapides et lents) et marchandises.

XLII. N. L. — Marchandises, minerais, voyageurs, bestiaux.

XLIV. T. V. — Voir question 55.

XLV. M. S. & L. — Minerais, marchandises et voyageurs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLVII. Lanc. & York. — Voyageurs, marchandises et minéraux.

XLVIII. Metr. Distr. — Voyageurs.

LII. East Ind. — Marchandises et voyageurs.

LVI. N. S. Wales. — Deux tiers du trafic : voyageurs.

LVIII. Sicil. — Voyageurs, marchandises et minerai de soufre.

LIX. Tram. piém. — Voyageurs et marchandises.

LXI. Pr. Hen. — Transport de minerais de fer et de coke.

LXIII. Holl. — En 1892, on a transporté sur tout le réseau 10,480,673 voyageurs et 2,148,603 tonnes de marchandises.

LXIV. Port. — Variable.

LXV. Ét. roum. — Voyageurs et marchandises (trafic international). Le trafic local, en marchandises, se compose surtout du transport de pierres, chaux, bois de construction et de chauffage.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Ligne de Pskov-Riga, petit trafic de voyageurs et de marchandises; ligne principale, marchandises de préférence ; ligne d'Oranienbaum, voyageurs.

LXVII. Ét. r. : Bask. — Marchandises, exclusivement.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Principalement marchandises; la quantité de marchandises allant à l'Est est le double de celle qui se dirige vers l'Ouest.

LXX. Ét. r. : K -Kh.-Az. — Voyageurs et marchandises.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Le trafic varie beaucoup selon les différentes saisons, suivant l'ouverture de la navigation, les grandes foires et l'activité des usines métallurgiques.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Le trafic des voyageurs est presque égal, comme parcours, à celui des marchandises.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Mixte.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Principalement de marchandises.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Principalement de marchandises.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Trains express, de voyageurs, mixtes et de marchandises, de grande et de petite vitesse. Bois de construction, bois de chauffage, blé, pétrole, etc.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Blé, bois, pétrole.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Une paire de trains de voyageurs; une paire, mixtes; sept paires, de marchandises. Les derniers concourent beaucoup à la détérioration des rails.

LXXXV. Vlad. — Voir question 55.

LXXXVII. St-Goth. — De 1883 à 1894, le trafic annuel de la ligne Erstfeld-Biasca est monté de 1.9 à 2.9 millions de tonnes. A ce sujet, il faut remarquer que, depuis un à quatre ans, cette ligne de montagnes est exploitée à double voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

V. — Conclusions.

57. — Détériorations constatées dans les traverses vierges ou préparées, cause de leur mise hors de service (pour cent de traverses posées).

V. Austro-hongr. — Les traverses sont mises hors de service quand les tirefonds et les crampons ne possèdent plus l'adhésion nécessaire par suite de la fendilité ou de la désagrégation du bois.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Fentes, gerçures, détériorations mécaniques, pourriture.

Traverses en chêne, vierges	6.2	p. c.
— — préparées	6.0-5.5	—
— en pin, vierges	16.1	—
— en pin, préparées	5.1	—

VII. Nord-Westb. — Du chef de la pourriture et des détériorations mécaniques il est mis hors de service par an, en moyenne :

Traverses en bois durs, préparées	5 1/2	p. c.
— — — vierges	12	—
— — blancs, vierges	20	—
— — — préparées	8 1/2	—

De ce nombre, il y a environ 1 p. c. par suite des détériorations mécaniques.

VIII. Ét. hongr. — Les traverses en chêne, de même que les traverses en hêtre injectées, sont mises hors de service pour cause de pourriture; un certain pourcentage, peu élevé d'ailleurs, porte sur les traverses mises hors de service pour fentes ou par suite de l'usure mécanique causée par le bourrage avec le ballast de pierres concassées. Les traverses en hêtre injectées au chlorure de zinc pourrissent en premier lieu aux points de clouage; une grande partie de ces traverses doivent être retirées de la voie avant le temps prévu, parce que le clouage ne tient plus.

IX. Ét. b. — Les traverses en chêne sont préparées; elles sont posées sous des rails de 38 kilogrammes et périssent par le sabotage au droit des appuis. Anciennement, il y avait des traverses non préparées; celles-ci devaient être retirées non par pourriture, mais par trop d'usure au droit des appuis. Les traverses non préparées s'écrasent moins que les préparées. Environ un tiers s'use après six à dix ans de service dans les voies en portant un rail de 38 kilogrammes par mètre courant, posé sur plaques en fer.

X. Vicin. b. — Jusqu'ici, il n'y a rien d'anormal.

XI. Gr. Centr. b. — Les traverses n'étant pas préparées périssent par la pourriture de la matière, et surtout par l'écrasement qui est le résultat du martelage à l'appui du rail.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XII. L.-Maestr. — Les traverses non préparées périssent par pourriture d'abord de l'aubier, puis par écrasement des entailles.

XIII. Maes. — Pour les traverses en sapin créosotées, les causes de la mise hors de service sont : 1° la pourriture de la partie médiane (cœur) du bois et, par suite, l'arrachement facile des crampons ; 2° l'usure sous le patin du rail.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Les traverses périssent par pourriture et l'usure mécanique.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Pourriture et usure mécanique.

XVII. Loll.-Fal. — Pourriture pour les traverses vierges, qui seules sont employées.

XVIII. M. S. et Al. — Sur pin, provient généralement de la pourriture, sauf en cas d'accidents.

XIX. Med. del. C. a Z. — Toutes les traverses retirées de la voie le sont par pourriture.

XXI. Ét. fr. — Les traverses périssent par pourriture et par détérioration mécanique.

XXIV. Est fr. — Les traverses sont généralement retirées des voies, en raison soit de l'usure mécanique à l'emplacement des rails, soit de l'écrasement des fibres au même emplacement, *rarement* pour cause de pourriture du bois.

XXV. Nord fr. — Nos traverses en hêtre et en chêne, avec aubier, sont toutes préparées. Celles en chêne, dites de cœur, ont été employées jusqu'à présent à l'état vierge ; mais, à l'avenir, elles seront également préparées à la créosote.

XXVI. Midi fr. — Les traverses en chêne périssent avec le temps, par la pourriture. Il n'a pas encore été fait d'observations sur les traverses en chêne préparées ; cette opération ne pouvant d'ailleurs modifier en rien la durée du cœur, mais seulement celle de l'aubier desdites traverses. Les traverses en pin, préparées soit au sulfate de cuivre, soit à la créosote, périssent par destruction chimique du cœur et des abords des appuis.

XXIX. Ouest fr. — Les traverses périssent par la pourriture et les détériorations mécaniques.

XXX. B. & N. — Fentes.

XXXII. H. & B. — Voir question 12.

XXXIII. Gr. East. — Les traverses sont mises hors de service principalement pour cause de détériorations mécaniques.

XXXVII. L. & N.-W. — Les traverses défectueuses sont rejetées avant le créosotage ; pratiquement, chacune d'entre elles reste dans la voie plusieurs années.

XXXVIII. L. & S.-W. — Les traverses périssent par la pourriture et les détériorations mécaniques.

XXXIX. L. T. & S. — Détériorations naturelles, séparation des couches annuelles, fentes, l'enfoncement des coussinets dans les traverses, pourriture.

XLII. N. L. — On n'emploie pas des traverses vierges.

XLIII. S. E. — En général, fente, enfoncement des coussinets.

XLIV. T. V. — Les traverses injectées sont seules employées. Les détériorations proviennent de causes naturelles. Les traverses servent près de quinze ans ; ensuite, on les retire, et près de 50 p. c. servent encore à l'entretien des voies minières et de garage pendant une dizaine d'années.

XLV. M. S. & L. — Pourriture et détériorations mécaniques.

XLVII. Lanc. & York. — Fentes.

XLIX. North East. — Pourriture, 4 p. c.

L. Rhym. — Détériorations mécaniques.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LIV. Cape Gov. — Pourriture.

LV. N. Zeal. — 5 p. c. par pourriture.

LVI. N. S. Wales. — 2.29 p. c.

LX. As. tram. it. — Les traverses sont mises hors de service par la décomposition du bois.

LXI. Pr. Hen. — Les traverses en chêne périssent par la pourriture de l'aubier, ensuite par l'écrasement au droit des appuis du rail et sont souvent mis hors de service sans détérioration organique (50 p. c.). Les traverses en hêtre périssent seulement par la destruction mécanique, en suite de resabotage et du nouveau perçage.

LXIII. Holl. — Partout usure sous la semelle des rails. Par suite de la préparation antiseptique, l'usure due à l'action atmosphérique, lors de leur mise hors de service, est égale à l'usure produite par les effets dynamiques.

LXIV. Port. — La cause principale de la mise hors de service est la pourriture. On peut estimer à 12.5 p. c. la moyenne pour cent des traverses préparées retirées de la voie.

LXV. Ét. roum — Affaiblissement de la section par suite de la carie produite. Les traverses se fendent en desséchant.

LXVI. Ét. r. : Balt. — Les traverses sont retirées pour cause de pourriture.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Les traverses en pin sont remplacées par réfections périodiques, les traverses en chêne par pièce, de sorte que l'usure des traverses en chêne est constatée par des recherches, tandis que les traverses en pin sont remplacées dans de certains intervalles de temps, suivant l'époque de leur pose et la durée présomptive de leur service. Les traverses en pin sont surtout détériorées au droit des appuis des rails et au droit des crampons.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Pourriture pour les traverses vierges; pourriture pour le sapin, puis fentes longitudinales; pour le chêne, usure mécanique au droit des crampons; pour les traverses préparées (pin), pourriture et usure mécanique au droit des crampons.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — La moyenne des traverses mises hors de service est : 15 p. c. pour les traverses en chêne, et environ 30 p. c. pour les traverses en pin vierges. Causes de l'enlèvement : fentes pour les premières et pourriture pour les secondes.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Pourriture des traverses vierges en pin et fendilité des traverses en chêne. Les traverses préparées ayant été posées il y a quatre ans ne sont pas changées jusqu'à ce jour.

LXXIII. Ét. r. : Our. — De 16 à 25 p. c.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Depuis 1891, les traverses des voies principales sont remplacées tous les quatre ans, soit 25 p. c. de leur nombre total chaque année (circulaire du Département des chemins de fer). La pose est absolument par réfection périodique.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Les traverses sont retirées principalement pour cause de pourriture; un petit nombre, par suite de resabotage aux endroits des boursouflures du terrain (pendant les gelées). Durée moyenne du service, quatre à sept années.

LXXVI. Ét. r. : R.-Dv. — Les causes de mise hors de service sont : pourriture et usure mécanique en suite de nouveaux perçages (par les crampons).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Pourriture. On observe alors dans les traverses demi-rondes la séparation des couches annuelles. Les traverses retirées des parties courbes de la voie accusent une détérioration mécanique par suite des nouveaux perçages (voir annexe pour la quantité de traverses remplacées).

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — La pourriture des bois exposés aux intempéries du climat est la cause principale de la mise hors de service. Les traverses en chêne se fendent souvent longitudinalement; les fentes partent des nœuds vicieux qui en sont souvent la cause et qui favorisent la putréfaction du bois. Les fentes sont aussi produites par une rapide dessiccation du bois jeune sous l'influence des rayons du soleil, quand les traverses ne sont pas recouvertes d'une couche de ballast. L'enfoncement des crampons produit aussi parfois des fentes. Les détériorations mécaniques (sauf celles provenant de resabotage) deviennent rarement la cause de mise hors de service; mais elles favorisent la putréfaction, surtout à l'emplacement des crampons, vu que c'est le point le plus important d'une traverse, on est porté à la conclusion que les détériorations mécaniques influent aussi défavorablement sur la durée du service des traverses.

LXXIX. Ét.r. : Transc. — Les traverses en sapin préparées sont enlevées le plus souvent pour cause de pourriture (ce qui est attribué à l'imperfection des procédés de la préparation) et d'usure mécanique. Pour les traverses en chêne de plaines, pourriture; pour celles en chêne de montagnes, détérioration mécanique (fentes, etc.); pour les traverses en sapin vierges, exclusivement pourriture.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Exclusivement pourriture et destruction mécanique en suite de resabotage de traverses en hiver.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Quantité de traverses remplacées, 25 p. c. Durée du service, quatre années. Cause d'enlèvement : pourriture et destruction mécanique.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Les traverses sont mises hors de service pour cause de détérioration mécanique.

LXXXIII. R.-Our. — La détérioration des traverses pour cause de pourriture a lieu sur les alignements droits de la voie; sur les lignes courbes les traverses se défraîchissent par les joints, surtout si le rayon est de moins de 300 sagènes (639 mètres).

LXXXIV. V.-V. — La cause de la mise hors de service des traverses est, pour la plupart, la détérioration mécanique, occasionnée par les rails et crampons.

LXXXV. Vlad. — Les traverses sont remplacées par suite de pourriture, de fendilité ou de vermoulure.

LXXXVII. St-Goth. — Détériorations mécaniques (ce n'est que sur les traverses du tunnel du Saint-Gothard qu'on observe aussi une espèce de pourriture due à l'air vicié).

58. Durée des traverses de différentes essences, préparées ou vierges, dans des voies principales de divers trafics.

I. S.-E. pr. — Traverses vierges, de huit à dix ans; préparées, en moyenne, quinze ans.

III. Ét. Autr.

	Vierges.	Préparées.
Traverses en chêne	12 à 14 années	16 à 20 années
— en mélèze	8 à 10 —	12 à 14 —
— en pin	7 à 8 —	12 à 16 —
— en hêtre.		6 à 10 —

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IV. Sud Autr.

Les traverses en chêne, vierges	10.6	années
— en mélèze, —	8.2	—
— en hêtre, injectées	10	—

V. Austro-hongr. — Les traverses vierges ont une durée moyenne de onze à douze ans.

VI. K. Ferd.-Nordb.

Traverses en chêne, vierges	16.2	années.
— — préparées	16.8 à 18.2	—
— en pin, préparées	19.6	—
— — vierges	6.2	—

VII. Nord-Westb.

Traverses en bois durs, préparées	18	années.
— — vierges	8 ½	—
— en bois blancs, vierges	5	—
— — préparées	12	—

VIII. Ét. hongr. — Traverses en chêne, huit à neuf ans; traverses en hêtre, injectées, six à sept ans.

IX. Ét. b. — La durée moyenne des traverses en chêne dans les voies principales peut être évaluée *à treize ans* environ. Ces traverses sont utilisées ensuite dans les voies accessoires où l'époque de leur retrait dépend de leur degré d'usure initial et du trafic; en moyenne, elles peuvent servir *encore dix ans*.

XI. Gr. Centr. b. — La durée moyenne des traverses n'est pas indiquée par l'Administration, mais en étudiant les réponses 1 à 12 du chapitre 1er, on serait porté à supposer qu'elle est en moyenne de *dix ans*.

XII. L.-Maest. — Hors d'usage après *dix à quinze ans* de leur mise en œuvre.

XIII Maes. — La durée moyenne des traverses en sapin créosotées est de *quinze ans*.

XV. Ét. dan. : J. et F. — Durée moyenne, *quatorze à seize ans*.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Durée moyenne des traverses en sapin, *douze ans*.

XVII. Loll.-Fal. — Durée moyenne, *neuf ans*.

XVIII. M. S. et Al. — Les traverses préparées durent de *neuf à dix ans*, les non préparées de *cinq à six ans*.

XIX. Med. del C. a Z. — La durée des traverses de chêne sans préparation, dans les voies principales, est de *dix à douze ans*.

XXI. Ét. fr. — Le chêne non préparé, de *huit à vingt ans;* traverses en pin, *quinze ans*.

XXII P.-L.-M. — *Vingt à vingt-cinq années*.

XXIV. Est fr. — Il n'est pas possible d'assigner une durée spéciale des traverses pour les voies principales et une autre pour les voies de garage, parce que des traverses encore très bonnes sont souvent, par le système de réfections, retirées des voies principales pour être employées dans les voies de garage. Il est permis d'espérer, pour les traverses créosotées, une durée moyenne totale de *vingt-cinq à trente ans*. Au bout de dix-neuf ans et six mois de service, la proportion des traverses retirées des voies à été : pour le chêne créosoté, de 214 p m.; pour le hêtre créosoté, de 61 p. m.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXV. Nord fr. — On estime que les traverses en cœur de chêne non préparées ont une durée de *vingt-cinq ans*, et les traverses créosotées ont une durée d'au moins *trente ans*, soit une durée moyenne d'*au moins vingt-sept ans*.

XXVI. Midi fr. — La durée des traverses en chêne non préparées varie de *quinze à vingt ans*, selon les conditions où elles sont placées et la fatigue qu'elles supportent. La durée des traverses en pin, préparées au sulfate de cuivre, est d'environ *dix ans;* celle des traverses en pin préparées à la créosote, si la préparation a été bonne, est de *quinze ans*.

XXIX. Ouest fr. — Suivant les conditions où elles se trouvent placées, la durée peut varier entre les limites suivantes : chêne sans aubier ou avec aubier créosoté, *quinze à vingt ans;* hêtre créosoté, *vingt à vingt-cinq ans et au delà*; sapin de la Baltique créosoté, *quinze à vingt ans*.

XXX. B & N. — En moyenne, *quinze ans*.

XXXI. Furn. — Traverses en pin rouge de la Baltique créosotées, *quinze ans;* vierges, *sept ans*.

XXXIII. Gr. East. — Traverses vierges, de *cinq à huit ans;* préparées, *quinze ans*.

XXXV. Chesh. L. Com. — *Dix à vingt ans*.

XXXVII. L. & N.-W. — De *seize à vingt ans* dans les voies principales; plus longtemps dans les voies de garage.

XXXVIII. L. & S.-W. — *Douze ans*, en moyenne.

XXXIX. L. T. & S. — Les traverses demi-rondes injectées, seules employées, servent de *vingt-cinq à trente ans*. La durée des traverses vierges est de *dix à douze ans*. Les traverses *en mélèze anglais*, ayant servi *quarante ans*, ont été trouvées encore bonnes et saines.

XLII. N. L. — Environ *quinze ans*.

XLIII. S. E. — De *huit à neuf ans* dans les lignes principales.

XLV. M. S. & L. — Pin préparé, *quinze à vingt ans;* pin non préparé, *dix à douze ans*.

XLVII. Lanc. & York. — *Dix à vingt ans*.

XLVIII. Metr. Dist. — *Vingt ans*.

XLIX. North. East. — Traverses préparées, *quinze à dix-huit ans*.

L. Rhym. — Environ *quinze ans*.

LI. Gr. N. Ir. — En moyenne, *seize ans*.

LIV. Cape Gov. — Traverses de bois de la Baltique, *dix ans;* de bois jaune, *quinze ans*. Les traverses de bois jaune vierges durent environ *dix-huit mois*.

LV. N. Zeal. — De *huit à vingt-cinq ans*.

LVI. N. S. Wales. — Environ *vingt-cinq ans*.

LIX. Tram. piém. — Durée moyenne, *six à huit ans*.

LXI. Pr. Hen. — Les traverses en hêtre créosotées durent de *quinze à vingt ans*. Les traverses en chêne vierges durent *douze à quinze ans*, suivant le trafic.

LXII. Holl. — La durée moyenne des traverses dans les sections de trafic ordinaire est : chêne préparé, *vingt-six ans;* sapin rouge préparé, *quinze ans;* chêne non préparé, *quinze ans*; sapin rouge non préparé, *cinq ans*.

LXIV. Port. — Durée moyenne des traverses en pin, *huit ans;* des traverses en chêne, *quatre ans*.

LXV. Ét. roum. — La durée moyenne des traverses est de *six à sept ans*.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXVI ÉT. R. : BALT. — La durée moyenne du service dans les voies principales est de *quatre à cinq ans*.

LXIII. ÉT. R. : CATH. — Dans la voie principale, les traverses en chêne de montagne servent jusqu'à *douze années ;* leur service moyen est de *sept à huit ans*. Durée moyenne du service des traverses en pin préparées, *sept ans*, et de celles non préparées, *quatre ans*.

LXIX. ÉT. R. : KH.-N. — Les traverses en pin préparées, sans selles, servent *environ sept ans ;* les expériences ne donnent pas encore le moyen de déduire la durée du service des traverses employées avec des selles.

LXX. ÉT. R. : K.-KH.-AZ. — Durée moyenne : traverses en pin, 3 5 ans ; traverses en chêne, *sept ans ;* ne dépend que peu de l'intensité du mouvement.

LXXI. ÉT. R. : M.-K. ET N.-N. — La durée des traverses vierges en pin dans les voies principales est de 3.75 ans ; celle des traverses en chêne, de *huit ans*.

LXXIII. ÉT. R. : OUR. — Durée moyenne du service des traverses dans la voie principale, *quatre ans* pour celles en sapin et *cinq ans* pour celles en pin.

LXXV. ÉT. R. : POL. — En moyenne, 4.17 ans.

LXXVI ÉT. R. : R.-DV. — Durée moyenne, *sept ans*.

LXXVII ÉT. R. : S.-ZL — Durée du service des traverses non préparées : section de Kinel-Tchéliabinsk : traverses en pin, *quatre ans et demi ;* traverses en sapin, *quatre ans et demi ;* traverses en chêne, pas de données ; section Batraki-Orenbourg : traverses en pin, *quatre ans*. La durée du service des traverses en mélèze n'a pas pu encore être déterminée.

LXXVIII. ÉT. R. : S.-OUEST. — Durée moyenne du service des traverses en chêne, *sept à huit ans ;* de celles en pin équarries, *quatre ans ;* demi-rondes, *trois ans*.

LXXIX. ÉT. R. : TRANSC. — Les renseignements au sujet de la durée des traverses sont insérés dans le tableau suivant pour l'année 1897.

Il y avait au 1er janvier 1898 :

Années de la pose.	Traverses en chêne		Traverses en pin et sapin	
	vierges.	préparées.	vierges.	préparées.
1889	...	...	...	8,252
1891	6,378	...	...	...
1892	110,432	...	17,406	...
1893	154,131	...	42,392	...
1894	134,813	...	74,371	129,894
1895	77,423	58,021	8,733	209,702
1896	147,954	685	8,659	220,887
1897	100,325	2,614	28,000	281,361
Total.	731,456	61,320	179,621	850,096
		1,822,493		
En 1897 il a été remplacé.	2,566	...	1,442	1,811

Durée moyenne du service, 5.11 ans.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — *Quatre ans.*

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Durée maximum, *quatre ans ;* durée moyenne, 3.8 ans.

LXXXII. M.-J.-Ar. — *Quatre ans* dans la voie principale ; dans des courbes de petit rayon, *trois ans et demi.*

LXXXIII. R.-Our. — Durée des traverses en pin vierges, 4.5 ans; préparées, jusqu'à *dix ans.*

LXXXIV. V.-V. — Les traverses vierges en bois de chêne sont mises hors de service par sections au bout de *huit ans* et les traverses en sapin au bout de *quatre ans.* Certain nombre de traverses pouvant encore servir sont remployées pour remplacer les traverses isolées mises hors de service, ou pour stations et voies secondaires. D'autres servent à construire des clôtures, des paraneiges et, enfin, comme chauffage.

LXXXV. Vlad. — La durée des traverses vierges est en moyenne : en chêne, 7.60 ans ; en pin, 3.85 ans.

LXXXVII. St-Goth. — La durée moyenne des traverses en chêne est de *quinze ans.*

59. Durée des traverses dans les voies de garage.

IV. Sud Autr. — La durée des traverses dans les voies de garage est de 20 p. c. plus grande que dans les voies principales.

VII. Nord-Westb. — Voir question 58.

VIII. Ét. hongr. — Dans les stations, les traverses durent *deux à trois années de plus* que dans les voies principales.

IX. Ét. b. — On ne saurait préciser la durée de ces traverses ; du moment qu'on n'y touche pas, elles peuvent durer facilement jusqu'à *trente ans.*

XI. Gr. Centr. b. — Voir la réponse 58.

XII. L.-Maestr. — Les voies de garage sont entretenues avec des traverses retirées des voies principales pour cause d'usure et y peuvent encore servir de *dix à quinze ans.*

XIII. Maes. — La durée moyenne est de *vingt ans.*

XVII. Loll.-Fal. — En moyenne, les traverses durent *neuf ans.*

XVIII. M.-S. et Al. — On leur suppose la même vie, mais on les remplace moins souvent.

XIX. Med. del C. a Z. — La durée des traverses dans les voies de garage est de *dix à douze ans.*

XXI. Ét. fr. — La durée dans les voies de garage est très longue ; elle peut atteindre près du double de la durée en voie courante, du moins avec la voie à coussinets.

XXVI. Midi fr. — Dans les voies de garage, les traverses peuvent atteindre, sans inconvénient, un état de détérioration plus avancée que sur les voies principales ; elles durent, par suite, plus longtemps. On ne possède aucun renseignement précis.

XXX. B. & N. — *Trente ans.*

XXXIII. Gr. East. — *Quinze à trente ans.* En général, elles servent plus longtemps que dans les voies principales. Les types des traverses, en Angleterre, sont choisis suivant les exigences pratiques (1895).

XXXVII. L. & N.-W. — La durée varie dans de larges limites

XXXVIII. L. & S.-W. — En moyenne, *dix-huit ans.*

XLIII. S. E. — De *treize à quatorze ans.*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XLIV. T. V. — Quelquefois *quarante ans*.
XLV. M. S. & L. — Voir question 58.
XLVII. Lanc. & York. — *Quinze à vingt ans*.
XLIX. North East. — *Vingt-cinq à trente ans*.
LVI. N. S. Wales. — Les voies de garage sont entretenues avec des traverses retirées des voies principales et y peuvent encore servir environ *dix ans*.
LIX. Tram. piém. — *Dix à douze ans*.
LXI. Pr. Hen. — Les traverses en hêtre injectées durent *vingt ans*; en chêne, vierges, *quinze ans*.
LXIII. Holl. — On ne possède pas de données précises; quelquefois jusqu'à *trente ans*.
LXV. Ét. roum. — La durée moyenne des traverses est de *huit à dix ans*.
LXVI. Ét. r.: Balt. — La durée moyenne est de *six à huit ans*.
LXVIII. Ét. r.: Cath. — *Deux ans de plus* que dans les voies principales.
LXIX. Ét. r.: Kh.-N. — Dans les voies de garage, les traverses préparées ne servent pas plus longtemps que dans les voies principales, puisqu'elles sont de plus faibles dimensions.
LXX. Ét. r.: K.-Kh.-Az. — Dans les voies de garage, la durée des traverses exclusivement en pin est de *cinq ans*.
LXXI. Ét. r.: M.-K. et N.-N. — On emploie jusqu'à présent, dans les voies de garage, exclusivement les traverses vierges en pin, la durée desquelles est de *six ans*.
LXXIII. Ét. r.: Our. — On ne pose pas de traverses neuves dans les voies de garage; on réemploie celles retirées des voies principales. De cette manière, les traverses en sapin passent leur *quatrième ou cinquième année*, et les traverses en pin, leur *cinquième ou sixième année* dans les voies de garage.
LXXVI. Ét. r.: R.-Dv. — La durée est de *huit ans*.
LXXVII. Ét. r.: S.-Zl. — *Deux ans de plus* que dans les voies principales.
LXXVIII. Ét. r.: S.-Ouest. — La durée du service peut être augmentée, dans les voies de garage, jusqu'à *dix ans* pour les traverses en chêne et jusque *quatre à cinq ans* pour celles en pin. Cette augmentation peut exister, vu que la vitesse du mouvement est moindre sur les voies de garage que sur les voies principales, et les traverses peuvent être tolérées dans un état qui est considéré comme dangereux dans les voies principales.
LXXX. Ét. r.: M.-Br. — La durée maximum est de *six ans*.
LXXXI. Ét. r.: Or.-V. — Durée maximum, *six ans*; durée moyenne, *quatre ans*.
LXXXII. M.-J.-Ar. — De *cinq à cinq ans et demi*.
LXXXIII. R.-Our. — *Dix ans et plus*.
LXXXIV. V.-V. — Pour traverses en sapin, environ *cinq ans*; pour traverses en chêne, environ *dix ans*.
LXXXIV. Vlad. — Voir question 58.

60. Type de traverses le plus avantageux au point de vue de leur durée.

V. Austro-hongr. — Nous employons avec avantage notamment les traverses en chêne d'une largeur à la partie inférieure de 30 à 26 centimètres, et à la partie supérieure, de 16 à 15 centimètres avec une épaisseur de 15 centimètres (voir les dimensions question 9 [B]).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

VI. K. Ferd -Nordb. — Pour la voie de 1.435 mètre de largeur, on emploie des traverses de $2^m70 \times 0^m026 \times (0^m014$ à $0^m016)$.

VIII. Ét. hongr. — Nous n'avons qu'un seul type de traverses applicable à chaque catégorie de ligne; toutefois, pour la lourde superstructure de 42.8 kilogrammes par mètre courant de rail, nous avons adopté un nouveau type de traverses plus fortes; mais comme cette superstructure ne date que de deux ans (1896), nous ne possédons pas encore de données suffisantes pour nous prononcer sur ce type de traverses.

IX. Ét. b. — On emploie les traverses demi-rondes bien préparées, comme offrant plus de masse pour l'assise du rail.

XI. Gr. Centr. b. — On n'a pas fait d'expériences.

XII. L.-Maestr. — On a adopté des traverses demi-rondes, sans aubier.

XVII. Loll.-Fal. — Voir question 9.

XVIII. M. S. et Al. — Traverses équarries.

XIX. Med. del C. a Z. — Le type de traverses le plus avantageux est celui indiqué sous le numéro B, 9.

XXI. Ét. fr. — On emploie des traverses en chêne sans aubier, injecté.

XXIV. Est fr. — Traverses en hêtre, créosotées.

XXV. Nord fr. — On considère la traverse équarrie comme présentant le plus de garantie de durée.

XXVI. Midi fr. — Les types les plus avantageux sont la traverse en chêne et la traverse en pin bien préparée à la créosote.

XXIX. Ouest fr. — Placées dans les mêmes conditions, les traverses vierges en chêne sans aubier et les traverses en chêne avec aubier, préparées à la créosote, paraissent susceptibles d'une égale durée. Sous les tunnels, on emploie des traverses préparées. La durée du hêtre créosoté paraît *notablement supérieure* à celle du chêne.

XXXI. Furn. — Bois créosoté.

XXXII H. & B. — Bois de pin rouge créosoté.

XXXIII Gr. East. — On emploie les traverses rectangulaires, créosotées.

XXXVII. L. & N.-W. — Un seul type est en usage à la Compagnie; l'emploi des traverses en métal a été abandonné en 1890.

XXXVIII. L. & S.-W. — On emploie seulement des traverses en pin de Dantzig, créosotées.

XLII. N -L. — Un seul type est en usage.

XLIII. S.-E. — Voir question 9.

XLIV. T.-V. — L'Administration n'a essayé que des traverses en bois.

XLVIII. Metr. Dist. — Traverses créosotées.

XLIX. North East. — Traverses en bois de la Baltique, équarries.

LIV. Cape Gov. — Traverses créosotées en bois jaune.

LXI. Pr. Hen. — Les traverses équarries sont préférables et durent plus longtemps que les demi-rondes.

LXIII. Holl. — Chêne préparé, section rectangulaire. Les traverses en bois de teck n'ont pas encore assez de service pour que l'on puisse tirer des conclusions à leur égard. Les traverses à section rectangulaire se conservent beaucoup mieux que celles demi-rondes.

LXIV. Port. — Les traverses rectangulaires sont préférables, et résistent mieux aux actions

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mécaniques. Les demi-rondes résistent mieux à l'action de l'eau, parce qu'elles en absorbent moins et que celle-ci s'évapore plus facilement.

LXV. Ét. roum. — Rectangulaires.

LXVI. Ét. r. : Balt. — On emploie le type équarri dressé sur quatre faces.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Le type le plus avantageux est celui de la traverse en pin équarrie; lorsqu'elles sont retirées des voies principales pour cause d'usure au droit des crampons, on peut les poser encore pour deux ans dans une voie de garage, en les renversant.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Les traverses préparées équarries servent mieux que celles demi-rondes. En général, on préfère le type ayant la quantité minimum d'aubier, surtout au droit de la fixation des rails.

LXXI. Ét. r. : M. K. et N. N. — Numéros 3 et 5.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Les traverses équarries servent mieux.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Type équarri à quatre faces.

LXXVII. Ét. r. : S -Zl. — La durée du service des traverses équarries est plus longue que celle des demi-rondes qui pourrissent plus facilement et se divisent par couches annuelles.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Le type le plus avantageux est équarri, à quatre faces, sans aubier.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Le type employé sur la ligne depuis 1890 est reconnu satisfaisant.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Les traverses débitées proviennent de troncs de grand diamètre.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Types nos 1 et 4.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Les traverses employées au chemin de fer de Vologda du type équarri sont préférables.

LXXXIII. R -Our. — Les traverses équarries sont les plus durables.

LXXXIV. V.-V. — Il n'y a qu'un seul type de traverses employé.

LXXXV. Vlad. — En général, on préfère les traverses équarries.

61. Mesures avantageuses pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique.

III. Ét. Autr. — Emploi des selles.

IV. Sud Autr. — Emploi de deux selles sur chaque traverse.

V. Austro-hongr. — On fait usage de fortes selles à section longitudinale en forme de coin.

VI. K. Ferd.-Nordb. — On emploie : deux selles pour chaque traverse; des tirefonds au lieu de clous; un grand nombre (environ 1,300) de traverses par kilomètre; un bon ballast et perçage des traverses avant l'injection.

VII. Nord-Westb. — Selles (voir tableau ci-joint).

VIII. Ét. hongr. — Application de platines aux traverses sur toutes les lignes principales où circulent des trains rapides.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. b. — On fait usage de selles en acier; on augmente la largeur et l'épaisseur des plaques d'appui, de façon à répartir uniformément le sabotage sur une surface plus grande.

XI. Gr. Centr. b. — Selles en acier, plaques d'about, cornières assemblées aux éclisses (voir questions 49 et 52).

XII. L.-Maest. — Selles en fer sur toutes les traverses.

XIII. Maes. — On interpose, entre le patin du rail et la traverse, une plaque métallique fixée par des tirefonds.

XV. Ét. dan. : J. et F. — On emploie des selles.

XVI. Ét. dan. : Seel. — Selles.

XVIII. M. S. et Al. — Selles en acier.

XIX. Med. del C. a Z. — L'emploi de selles augmente la résistance des traverses à l'usure mécanique.

XXI. Ét. fr. — Augmentation de la base des coussinets et du diamètre des tirefonds.

XXIV. Est fr. — Semelles en feutre.

XXV. Nord fr. — Interposition d'une plaque en feutre.

XXVI. Midi fr. — Pour augmenter la résistance à l'usure mécanique, on diminue l'effort à supporter par le bois par unité de surface, au moyen de l'emploi de coussinets à large semelle; on fixe solidement le coussinet sur la traverse au moyen de tirefonds bien serrés; on recourt au coinçage puissant des rails dans les coussinets, à un bon bourrage des traverses et à un parfait assainissement du ballast; en un mot, tout ce qui peut s'opposer aux mouvements relatifs des divers éléments de la voie.

XXIX. Ouest fr. — Coussinets à large semelle et semelles en feutre goudronné. Dans les traverses en bois tendre, il y aurait avantage à remplacer les tirefonds par des boulons.

XXX. B. & N. — Couvrir les traverses avec du ballast et établir un bon drainage.

XXXII. H. & B. — Créosotage et augmentation de la base d'appui des coussinets; bon ballast.

XXXIII. Gr. East. — Créosotage; surface suffisante du coussinet.

XXXVIII. L. & S.-W. — Créosotage.

XXXIX. L. T. & S. — L'augmentation du nombre de traverses et de la surface d'appui; l'écoulement parfait des eaux.

XLII. N. L. — Largeur suffisante des coussinets; bon bois créosoté.

XLIII. S. E. — Recouvrir les traverses d'un bon ballast.

XLIV. T. V. — Injection; bon ballast; semelles en feutre et large surface des coussinets.

XLIX. North East. — Créosotage.

LII. East. Ind. — Bon drainage du ballast.

LVIII. Méd. it. — Selles en fer sur toutes les traverses.

LX. As. tram. it. — Emploi de plaques d'appui en fer ou en acier

LXI. Pr. Hen. — Plaques d'about en acier et plaques intermédiaires avec éclisses cornières à encoches.

LXII. Ét. néerl. — Selles en acier.

LXIII. Holl. — Voir la question 57. L'augmentation de la résistance à l'usure dynamique ne paraît pas être avantageuse.

LXIV. Port. — Selles en acier.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXV. Ét. roum. — L'emploi de selles, un bon gravier et un bourrage bien entretenu.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — On est en train d'introduire des selles en fer sur chaque traverse,

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Selles en fer sur chaque traverse.

LXXI. Ét. r. : M.-K. et N.-N. — Selles dont la surface ne doit pas être moins de 316 centimètres carrés.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Largeur complète de la couche de ballast.

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Pas de renseignements.

LXXV. Ét. r. : Pol. — Selles sur chaque traverse ; un meilleur type de crampons (fendant le moins possible la traverse).

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Emploi de selles sur chaque traverse dans les parties droites et courbes de la voie.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Préparation de traverses des bois durs, de bonnes qualités ; dimensions suffisantes, emploi de selles, un ballast à gros grains, pur, de bonne qualité et en quantité suffisante ; bon entretien de la superstructure.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — Les selles sur chaque traverse sont d'une grande utilité.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — On emploie des selles en fer à rebords sur toutes les traverses ; la surface d'appui de la semelle du rail sur le coussinet doit être inclinée à $^1/_{20}$, ce qui évitera le sabotage des traverses, en augmentant en même temps leur résistance à la désorganisation organique Les coussinets de la même traverse doivent être réunis par une tige en fer, afin d'empêcher l'élargissement de la voie.

LXXXII. M.-J.-Ar. — On emploie des selles sur les traverses intermédiaires, comme cela se fait au chemin de fer de Vologda.

LXXXIII. R.-Our. — Pour empêcher l'usure mécanique des traverses, on emploie des selles de fer dans les joints, et sur les lignes à voies étroites, on remplace les tirefonds par des vis.

LXXXIV. V.-V. — Pour augmenter la résistance des traverses à l'usure mécanique, le nouveau rail du chemin de fer de Varsovie-Vienne, type 1894, est posé sur chaque traverse par l'intermédiaire des selles d'appui à surface inclinée, avec deux épaulements latéraux. La surface d'appui de chaque selle est de 285 centimètres carrés. Le rail, ainsi que la selle d'appui, sont fixés sur la traverse au moyen de trois crampons, dont deux du côté intérieur. La surface des selles étant inclinée, le sabotage des traverses n'est plus nécessaire.

LXXXV. Vlad. — On emploie des tirefonds, au lieu de crampons, et des selles sur chaque traverse.

62. Procédé de conservation le plus avantageux au point de vue de la durée des traverses.

III. Ét. Autr. — On se sert de chlorure de zinc.

IV. Sud Autr. — L'injection au sulfate de cuivre est un bon procédé ; l'expérience n'est pas encore suffisante pour se prononcer sur la valeur de l'injection au chlorure de zinc.

VI. K. Ferd.-Nordb. — On opère la dessiccation des traverses pendant une année avant l'injection par le procédé Burnett : huile de goudron avec acide phénique.

VIII. Ét. hongr. — D'après les expériences faites jusqu'ici, l'injection à l'huile de goudron de hêtre paraît plus avantageuse que l'injection au chlorure de zinc.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

IX. Ét. B. — Le créosotage se fait par le procédé Bethell.

X. Vicin. B. — On procède par le créosotage.

XIV. Cart.-Magd. — On a augmenté le nombre des traverses par kilomètre.

XVII. Loll.-Fel. — On n'emploie aucun procédé.

XVIII. M. S. et Al. — L'injection de créosote est préférable au badigeonnage de goudron quelquefois employé.

XIX. Med. del C. a Z. — Nous employons les traverses sans préparation chimique, car celles en pin du pays, injectées au sulfate de cuivre ou à la créosote, donneraient toujours de mauvais résultats.

XXI. Ét. fr. — On emploie du chlorure de zinc mélangé de créosote.

XXIV. Est fr. — Créosotage.

XXV. Nord fr. — Créosotage.

XXVI. Midi fr. — Préparation à la créosote, à la condition que l'huile employée soit riche en matières antiseptiques et que les procédés employés assurent une pénétration régulière et suffisante de l'huile dans toutes les parties de l'aubier, le cœur n'étant pas perméable et susceptible de préparation. A ce point de vue, l'étuvage préalable des traverses, assurant leur complète dessiccation, paraît une excellente mesure.

XXIX. Ouest fr. — Le créosotage paraît devoir être préconisé.

XXX. B. & N. — Créosotage.

XXXIII. Gr. East. — On injecte les traverses avec de la créosote au moyen d'une pression de vapeur (1895).

XXXVIII L. & S.-W. — On emploie la pression.

XXXIX. L. T. & S. — Voir question 14.

XLII. N. L. — Le meilleur procédé est de soumettre les traverses à un vide relatif et de les injecter à la créosote sous une pression de 9.535 kilogrammes par centimètre carré (150 livres par pouce carré, soit 10 atmosphères).

XLIII S. E — L'injection se fait à la créosote sous pression.

XLIV. T. V. — Créosotage.

XLVIII. Metr. Dist. — Créosotage.

XLIX. North East. — Créosotage.

LIV. Cape Gov. — Créosotage.

LXI. Pr. Hen — On fait usage du créosotage et de bon ballast.

LXII. Ét. néerl. — On se sert de créosote.

LXIII. Holl. — L'emploi de chlorure de zinc est le procédé le moins cher (voir aussi question 57).

LIV. Port. — Créosotage (système Blythe).

LXV. Ét. roum. — On n'emploie aucun procédé.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — La préparation des traverses se fait aux substances antiseptiques et une bonne couche de ballast.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — On emploie une dissolution de chlorure de zinc injectée sous grande pression.

LXXIII. Ét. r. : Our. — Le perçage réitéré des traverses favorise leur putréfaction, même si on enfonce des bouchons en bois dans des trous de crampons retirés. De cette manière, les mesures indiquées aux nos 47 et 52, tendant à diminuer le nombre de perçages, doivent également contribuer à la conservation des traverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r. : Pol. — On n'emploie aucun procédé.

LXXVII. Ét. r. : S.-Zl. — Aucun procédé spécial n'est appliqué pour la préservation des traverses.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — La préparation des traverses au chlorure de zinc, grâce au bon marché de cette substance, est reconnue comme le meilleur moyen de conservation des traverses, aussi bien sur les lignes du Sud-Ouest que sur les autres chemins de fer de la Russie. En présence d'autres conditions défavorables (telles que mauvais ballast, faibles attaches, boursouflures, etc.), il aurait été onéreux d'appliquer des moyens de conservation revenant plus cher. L'injection des traverses au chlorure de zinc a été introduite aux chemins de fer du Sud-Ouest, en 1890; pendant trois années, on a posé 400,000 traverses injectées. L'expérience, trop courte, ne permet pas de se prononcer plus catégoriquement sur les avantages du procédé de conservation en question.

LXXIX. Ét. r. : Transc. — On n'a pas fait assez d'expériences.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Outre l'injection, une dessiccation parfaite naturelle semble être une mesure très avantageuse.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Sur la ligne de Vologda, les traverses coûtent 17 à 18 copecks pièce et servent pendant quatre années; or, la préparation des traverses qui augmenterait leur service de une à deux années n'est pas rationnelle, surtout en prenant en considération que si la traverse n'est pas pourrie au bout de cinq ans, elle doit en tout cas être remplacée pour cause d'usure mécanique.

LXXIV. V.-V. — Les traverses ne cesseront pas d'être employées à l'état vierge, puisque la conservation des traverses en bois dur n'est pas jugée rationnelle au point de vue économique.

LXXXV. Vlad. — La dessiccation naturelle en piles se fait pendant toute une année.

71. Prix de revient des traverses et de la préparation mécanique (bois pour traverses, débit, transport, sabotage, perçage, etc.).

III. Ét. Autr. — Traverses en chêne, 1.50 à 2.10 florins (3.12 à 4.37 francs) la pièce; en pin, 1.10 à 1.20 florin (2.29 à 2.50 francs) la pièce; en mélèze, 1.10 à 1.25 florin (2.29 à 2.60 francs) la pièce; en hêtre, 0.95 à 1.10 florin (1.98 à 2.29 francs) la pièce; sabotage, perçage, etc., 4 kreuzer (8.3 centimes) par traverse.

IV. Sud Autr. — Traverses en chêne, 1.50 à 1.70 florin (3.23 à 3.66 francs) la pièce; en mélèze, 1.20 à 1 30 florin (2.58 à 2.80 francs) la pièce; en hêtre, 0.85 à 1.00 florin (1.93 à 2.15 francs) la pièce.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Traverses en chêne : type *a*, 1.84 florin (3.83 francs) la pièce; type *b*, 2.40 florins (7.07 francs) la pièce. Traverses en pin : type *a*, 1.04 florin (2.16 francs) la pièce; type *b*, 1.34 florin (2.79 francs) la pièce. Longrines pour croisements et changements, 32 florins (66.56 francs) par mètre cube.

VII. Nord. Westb. — Traverses en bois blancs, 1.10 florin (2.29 francs) la pièce; en bois durs, 2.15 florins (4.47 francs) la pièce.

VIII. Ét. hongr. — On paie au fournisseur les prix moyens suivants : une traverse en chêne de 2.70 mètres de longueur coûte 1.45 florin (3.02 francs); une traverse

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en chêne de 2.50 mètres de longueur coûte 1.30 florin (2.70 francs); une traverse en chêne de 2.20 mètres de longueur coûte 0.80 florin (1.66 franc); une traverse en hêtre non injectée de 2.70 mètres de longueur coûte 1.05 florin (2.18 francs); une traverse en hêtre non injectée de 2.50 mètres de longueur coûte 0.90 florin (1.87 franc); une traverse en hêtre non injectée de 2.20 mètres de longueur coûte 0.60 florin (1.25 franc).

Le sabotage des traverses en chêne se fait à la main et coûte 2 kreuzer (4.2 centimes) par traverse.

Les traverses en hêtre sont sabotées à la machine et perforées; le sabotage coûte 1 kreutzer (2.1 centimes) par traverse et le perçage 1 kreutzer par traverse.

IX. Ét b. — En 1891, la moyenne du prix des 368,000 billes en chêne non préparées était de 5 fr. 46 c. Ce prix comprend les frais de préparation mécanique, débit, transport, sabotage et perçage.

X. Vicin. b.

Traverses blanches en chêne	fr.	2.14
Sabotage et perçage par traverse		0.09
Frais de réception		0.03
Dépenses pour le créosotage.		0.34
Prix de revient total. . .	fr.	2.60

XI. Gr. Centr. b. — Le prix moyen de nos traverses en chêne a été, en 1894, de 3 fr. 64 c.

XII. L.-Maest. — 4 fr. 97 c. pièce; pas de préparation; sabotage et perçage, 9 centimes par traverse.

XV. Ét. dan. : J. et F. — En 1891, le prix de revient d'une traverse (125 × 255 × 2600) était de 3 fr. 27 c.

XVI. Ét. dan. : Seel.

Le prix d'une bille de sapin (à deux traverses), franco de tous frais au port de Rjogé, est de. . . . . fr. 6.10 par bille et fr. 3.05 par traverse.

Le transport des billes et des traverses coupées à la scie à l'atelier de préparation.	0.16	—	—	0.08	—
Le sciage	0.28	—	—	0.14	—
Le sabotage.				0.06	—
La préparation				0.91	—
Somme totale par traverse préparée. . fr.				4.24	

XVII. Loll.-Fal. — En moyenne, 2 fr. 22 c.

XXIV. Est. fr. — Les traverses neuves, non préparées et non sabotées, reviennent en moyenne à l'atelier d'injection, savoir : traverses en chêne de France, à 5 fr. 60 c.; traverses en chêne du nord, 6 fr. 75 c.; traverses en hêtre, 3 fr. 55 c. Le sabo-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tage et la préparation mécanique des traverses reviennent environ à 9 centimes, quelle que soit leur essence.

XXV. Nord fr. — Traverses en hêtre vierge, 3 fr. 759; sabotage à la machine, 0 fr. 102; traverses en chêne, 4 fr. 606; sabotage, 0 fr. 102.

XXVI. Midi fr. — Traverses blanches en pin, 2 fr. 60 c. la traverse; en chêne, 4 fr. 30 c. avec aubier et 4 fr. 90 c. sans aubier.

XXIX. Ouest fr. — Les renseignements à ce sujet sont résumés ci-dessous.

—	Pin des Landes.	Pin de la Baltique.	Chêne non préparé.	Chêne préparé.	Hêtre.
	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
Prix des traverses blanches	3.10	3.60	6.10	5 15	4.15
— de la créosote employée	1.40	0.95	...	0.60	1.60
Frais de manutention pour créosotage .	0.35	0.35	...	0.35	0.35
Sabotage et perçage	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
Frais de transport sur le réseau à raison de 4 centimes par tonne et par kilomètre, soit par traverse	0.003	0.0025	0.003	0.003	0.0035

XXX. B. & N. — Environ 2 sh. 2 1/2 d. (2 fr. 76 c.).

XXXI. Furn. — 3 sh. 9 d., soit 4 fr. 59 c. la traverse créosotée.

XXXIII. Gr. East. — Prix de la traverse, rendue sur le quai : 2 sh. 3 d., 2 sh. 6 d. (2 fr. 81 c., 3 fr. 12 c.) (1895).

XXXVII. L. & N.-W. — Varie tous les ans.

XXXIX. L. T. & S. — Environ 3 shillings (3 fr. 75 c.) par traverse livrée vierge, et environ 3 sh. 6 d. (4 fr. 37 c.) par traverse livrée préparée.

XLI. N. Br. — Environ 3 shillings (3 fr. 75 ç.) par traverse.

XLII. N. L. — 2 sh. 9 1/2 d. (3 fr. 48 c.) par traverse.

XLIV. T. V. — Prix de revient de la traverse, 2 sh. 9 d. (3 fr. 43 c.), y compris le prix du bois, le débitage et le transport; il n'y a pas de sabotage, puisqu'on emploie les coussinets ; le perçage revient encore à 2 sh. 6 d. (3 fr. 12 c.) par 100 traverses.

XLIX. North East. — 2 sh. 9 p. (3 fr. 44 c.) par traverse.

LIV. Cape Gov. — 3 shillings (3 fr. 75 c.) par traverse.

LV. N. Zeal. — De 2 shillings à 4 sh 6 d. (2 fr. 50 c. à 5 fr. 625) par traverse.

LVI. N. S. Wales. — De 2 sh. 2 d. à 3 sh. 5 d. (2 fr. 71 c. à 4 fr. 27 c.) par traverse.

LVII. Med. it. — Le prix moyen actuel des traverses vierges de 2.60 mètres (première catégorie), rendues franco sur wagons dans la gare de livraison, est de 3 fr. 40 c. chacune, pour les achats dans les régions du réseau au nord de Rome, et de 3 fr. 25 c. pour les régions au sud. Les traverses de seconde catégorie sont payées 1 franc de moins que celles de la première catégorie, et le prix moyen des traverses de 2.30 mètres est de 2 fr. 80 c. chacune. Le sabotage et le perçage sur les lieux d'emploi coûte, pour chaque traverse, 10 centimes environ.

LIX. Tram. piém. — 2 fr. 62 c.

LXI. Pr. Hen. — Les traverses en chêne coûtent 4 fr 50 c.; les traverses en hêtre coûtent 3 fr. 30 c., fournies dans une des gares.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Préparation mécanique : sabotage à la machine, y compris chargement, décharge ment et rechargement sur wagon, fr. 0.135.

Perçage des trous : prix de revient par trou, 1 ½ centime, soit par bille de joint 8 × 1 ½ = 12 centimes ; par bille ordinaire 4 × 1 ½ = 6 centimes.

Chaque traverse en hêtre est munie d'un boulon à chaque bout ; valeur des boulons posés, 24 centimes.

LXII. Ét. néerl. — Sapin vierge, 1.58 à 1.80 florin (3.29 à 3.74 francs) la pièce ; chêne vierge, 30 à 33 florins (62.40 à 68.64 francs) le mètre cube ; hêtre vierge, 2.75 florins (5.72 francs) la pièce.

LXIV. Port. — La Compagnie achète les traverses déjà débitées dans les stations du réseau. Le prix moyen des traverses, dans ces conditions, est : en pin, 2 fr. 29 c. ; en chêne, 5 francs.

LXV. Ét. roum. — La traverse normale, rendue au lieu d'emploi, revient, avec le sabotage, à 3.80 lei (3.80 francs). Le sabotage à tâche revient à 7 centimes par traverse.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Prix moyen d'une traverse en pin, 60 à 71 copecks (1 fr. 62 c. à 1 fr. 97 c.) ; en chêne, 90 à 120 copecks (2 fr. 43 c. à 3 fr. 24 c.) Sabotage à la machine, 1 ½ copeck (4 centimes) ; estampillage, chargement et déchargement, 3 copecks (8 centimes) par traverse ; transport dans les trains, en moyenne à une distance de 220 verstes (234.300 kilomètres).

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Prix d'une traverse débitée en embarcadère, 46 à 48 copecks (1 fr. 24 c. à 1 fr. 83 c.) ; sabotage et perçage, près de 10 roubles 27 francs) par mille.

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Les traverses sont fournies toutes prêtes ; celles en chêne, 85 à 99 copecks (2 fr. 30 c. à 2 fr. 67 c.) ; celles en pin pour la voie principale, 78 à 82 copecks (2 fr. 11 c. à 2 fr. 21 c.) (de joint) et 68 à 78 copecks (1 fr. 84 c. à 2 fr. 11 c.) (intermédiaires). Le sabotage revient : pour traverses en chêne, 7 roubles (18 fr. 90 c.), et pour traverses en pin, 6 roubles (16 fr. 20 c.) par mille.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Une traverse débitée, livrée aux points indiqués par l'Administration du chemin de fer, avec déchargement et mise en piles, coûte 82 copecks (2 fr. 21 c.). Le sabotage à larges entailles pour les selles revient à 1.2 copeck (3.2 centimes) par pièce ; l'estampillage, 0.2 copeck (0.054 centime).

LXXIV. Ét. r. : St-P.-V. — Prix moyen d'une traverse livrée par le fournisseur dans les limites du chemin de fer :

En 1892.	41 023	copecks	(1.11 franc).
En 1893.	43.033	—	(1.16 —).
Chargement en wagons	1	—	(2.7 centimes).
Déchargement des wagons.	½	—	(1.35 —).
Sabotage à la main	1	—	(2.7 —).
— à l'appareil Rutgers	1.2	—	(3.2 —).
Estampillage, procédé Karguine	0 385	—	(1.4 —).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXXV. Ét. r.: Pol. — Une traverse, fournie sur la ligne, revient à 38 copecks (1 fr. 3 c.), dont :

Prix du bois	15 à 20 copecks	(40.5 à 54 centimes).
Débitage	8 à 10 —	(21.6 à 27 —).
Transport sur la ligne	5 à 10 —	(13.5 à 27 —).

Le transport revient à $^1/_{200}$ copeck (0.0135 centime) par poud-verste.

Chargement et déchargement	10 roubles	(27.00 francs) par mille.
— seul	6 —	(16.20 —) — .
Déchargement et empilage	4 —	(10.80 —) — .
Sabotage et estampillage	10 —	(27.00 —) — .

L'estampille porte l'année de la pose. Les estampilles coûtent 3 roubles 50 copecks (9.45 francs) le mille. On ne perce pas de trous.

LXXVI. Ét. r.: R.-Dv. — Les prix des traverses fournies sur la ligne s'accrurent, depuis 1887 jusqu'en 1894, de 45 à 65 $^1/_2$ copecks (1 fr. 22 c. à 1 fr. 77 c.). Le sabotage et le perçage reviennent à 1 $^1/_4$ copeck (3.4 centimes) par pièce.

LXXVII. Ét. r.: S.-Zl. — Prix des traverses :

En pin	52 copecks	(1 fr. 40 c.).
En sapin	45 —	(1 fr. 21 c.).
En chêne	90 —	(2 fr. 42 c.).
En mélèze	90 —	(2 fr. 42 c.).

Sabotage de 5 à 8 roubles (13 fr. 50 c. à 21 fr. 60 c.) par mille.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Prix moyen en 1893 :

En chêne	67 copecks	(1 fr. 81 c.).
En pin équarrie	44 —	(1 fr. 19 c.).
— demi-ronde	29 —	(78 centimes).
— équarrie, injectée	68 —	(1 fr. 84 c.).

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — Les traverses sont fournies dans les dépôts de la ligne, entièrement préparées, sauf le sabotage. Le prix d'une traverse, sans distinction des catégories, est de 44 $^1/_2$ cop. (1 fr. 20 c.). Le transport se fait sur ordre de service. Le sabotage revient de 5 à 10 roubles (13 fr. 50 c. à 27 francs) par 1,000, suivant qu'il est fait à la main ou à la machine.

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — 48 à 54 cop. (1 fr. 30 c. à 1 fr. 46 c.) la pièce. Sabotage à la machine, 9 roubles (24 fr. 30 c.) par 1,000. Sabotage à la main, 12 à 14 roubles (32 fr. 40 c. à 37 fr. 80 c.) par 1,000.

LXXXII. M.-J.-Ar. — Prix du bois d'une traverse, 9 cop. (24.3 cent.); affranchissement, 4 cop. (11 centimes); transport au point de livraison, 4 cop. (11 centimes); sabotage, 1 cop. (2.7 centimes); répartition, 7 cop. (19 centimes), et estampillage, 1 cop. (2.7 centimes).

LXXXIV. V.-V. — Le prix de revient des traverses qui sont fournies par entreprise est de 1 r. 73 cop. (4 fr. 67 c.) par pièce.

LXXXVII. St-Goth. — La traverse en chêne vierge, originaire d'Italie, revient, wagon rendu franco de port à la gare frontière de Chiasso, à 6 fr. 60 c., droits de douane et autres frais compris. La sabotage coûte de 9 à 12 centimes par traverse, et le perçage (6 trous) de 9 à 10 centimes par traverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

72. Prix de revient de la conservation des traverses (substance antiseptique, main-d'œuvre, administration, amortissement des frais d'installation, etc.).

III. Ét. Autr. — Prix de revient de l'injection au chlorure de zinc : traverses en chêne, 21 kreutzers (43.7 centimes); en pin, 26 kreutzers (54.1 centimes); en mélèze, 20 à 21 kreutzers (41.6 à 43.7 centimes); en hêtre, 26 kreutzers (54.1 centimes). Au chlorure de zinc avec huile lourde contenant acide phénique : traverses en chêne, 38 kreutzers (79 centimes); en pin, 44 kreutzers (91.5 centimes); en mélèze, 38 kreutzers (79 centimes); en hêtre, 45 kreutzers (93.6 centimes).

IV. Sud Autr. — Le prix de revient de l'injection au sulfate de cuivre est de 18 à 22 kreutzers (39 à 47 centimes) par pièce, non compris l'amortissement. Le prix de revient de l'injection au chlorure de zinc est de 35.5 à 38 kreutzers (76 à 82 centimes), y compris le débitage et le transport au chantier de préparation. La préparation est faite par les entrepreneurs; le prix comporte aussi les frais d'empilage.

VI K Ferd.-Nordb. — Le prix de revient de l'injection de la traverse en chêne est de : type *a*, 24.3 kreutzers (5.05 centimes); type *b*, 26.1 kreutzers (54.3 centimes); en pin, type *a*, 28.8 kreutzers (59.9 centimes); type *b*, 32.4 kreutzers (67.4 centimes). Traverses en chêne, 3.60 florins (7 fr. 49 c.) par mètre cube.

Le prix de revient de la main-d'œuvre des traverses en chêne est de : type *a*, 5.75 kreutzers (12 centimes); type *b*, 6.75 kreutzers (14 centimes); en pin, type *a*, 5 kreutzers (10.4 centimes); type *b*, 6 kreutzers (12.5 centimes); en chêne, 66 kreutzers (1 fr. 37 c.) par mètre cube.

VII. Nord.-Westb. — Le prix de revient des traverses en bois durs est de : type *a*, 0.288 florin (60 centimes); type *b*, 0.340 florin (71 centimes); en bois blancs, type *a*, 0.355 florin (74 centimes); type *b*, 0.360 florin (75 centimes). Traverses pour voies secondaires, 0.300 florin (62 centimes).

VIII. Ét. hongr. — L'injection des traverses en hêtre avec une solution de chlorure de zinc à 2°1 Baumé se fait en régie; les prix de revient sont les suivants : une traverse pour ligne de premier ordre, 23 kreutzers (48 centimes); une traverse pour ligne de deuxième ordre, 18 kreutzers (37.4 centimes).

L'injection des traverses en hêtre d'une solution de chlorure de zinc à 3° Baumé avec une addition de 2 kilogrammes d'huile de goudron de hêtre coûte : pour ligne de premier ordre, 43.5 kreutzers (90.5 centimes) la pièce, et pour ligne de deuxième ordre, 37.6 kreutzers (78.2 centimes) la pièce.

IX. Ét. b. — Le prix moyen obtenu par adjudication est de 59 centimes en 1891, pour main-d'œuvre dans les chantiers et pour valeur de l'antiseptique employé; l'Administration n'a pas à tenir compte des frais d'administration, ni d'amortissement des frais d'installations, frais qui sont supportés par les entrepreneurs du créosotage.

X. Vicin. b. — Voir question 71.

XXIV. Est fr. — L'injection des traverses, y compris l'intérêt et l'amortissement des installations nécessaires à ce travail, revient en moyenne : pour les traverses en chêne, à 1 fr. 40 c.; pour les traverses en hêtre, à 2 fr. 10 c.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

XXV. Nord fr. — Préparation d'une traverse en hêtre, 1fr011, 1fr021 ; en chêne, 0fr523.

XXVI. Midi fr. — Traverse en pin sulfaté, 50 centimes par traverse; en pin créosoté, 1 fr. 80 c. par traverse ; en chêne créosoté, 1 franc par traverse.

XXIX. Ouest fr. — Voir question 71.

XXX. B. & N. — 6*d.* (62 centimes).

XXXI. Furn. — Créosotage, 7 1/2 *d.* (75 centimes) par traverse; chargement, 10 centimes par traverse; déchargement et empilage, 10 centimes par traverse.

XXXIII. Gr. East. — 8*d.* (83 centimes) (moyenne); de 70 centimes à 1 fr. 30 c., y compris le prix de la créosote (1895).

XXXIX. L. T. & S — Voir question 68.

XLI. N. Br — 7*d.* (72 centimes) par traverse.

XLII. N. L. — Compris dans le prix indiqué à la question 71.

XLIV. T. V. — 1*s.* 3*d.* (1 fr. 56 c.).

XLIX. North East. — 8 pence (83 centimes) par traverse.

LIV. Cape Gov. — 2/2 (2 fr. 71 c.) par traverse.

LXI. Pr. Hen. :

Chlorure de zinc par bille	20 centimes.
Créosote — —	18 —
Main-d'œuvre	12 —
Fournitures diverses	39 —
Frais divers	03 —
Frais de chargement au chantier	02 —
Total	94 centimes.

LXII. Ét. néerl. — 0.55 florin (1 fr. 14 c.) la pièce, tout compris, pour le procédé Bethell avec mixture; 0.78 florin (1 fr. 62 c.) la pièce pour les traverses en hêtre qui reçoivent la créosote pure.

LXIV. Port. — Pour les traverses en pin du pays :

Créosote fr.	1.00 la pièce.
Goudron	0.07 —
Charbon	0.08 —
Main-d'œuvre	0.06 —
Divers et frais généraux	0.13 —
Total fr.	1.34 la pièce.

LXVIII. Ét. r. : Cath. — Le prix de revient de la préparation des traverses se compose des chiffres suivants, y compris l'amortissement du capital :

Administration	0.027 rouble	(7.3 cent.) la pièce.
Substance antiseptique	0.152 —	(41 —) —
Main-d'œuvre	0.020 —	(5.4 —) —
L'entretien des chantiers	0.014 —	(3.8 —) —
L'entretien des maisons d'habitation des employés du chantier	0.003 —	(0.8 —) —
Intérêts du capital à 5 p. c.	0.012 —	(3.2 —) —
Total	0.224 rouble	(61.5 cent) la pièce.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — Zinc, 3 r. 19 cop. à 3 r. 82 cop. (8 fr. 61 c. à 10 fr. 31 c.) le poud; acide chlorhydrique, 97 copeck (2 fr. 62 c.) le poud; administration des ateliers et surveillance du chargement et du déchargement, 425 roubles par mois (1,148 fr. 50 c.); réception et conservation des traverses, 125 roubles par mois (338 fr. 50 c.); 400,000 traverses par an (pendant huit mois).

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — Prix d'injection à forfait, 0.26 rouble (70 centimes) par traverse.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Moyennes pour les années 1890, 1891, 1892 et 1893 :

Solution de chlorure de zinc	10.22 cop. (27.6 cent.).
Administration	1.447 — (4 —).
Chauffage de la machine à vapeur	1.53 — (4.1 —).
Main-d'œuvre	1.756 — (4.7 —).
Entretien des bâtiments, des machines, des voies, éclairage, expédition des traverses sur la ligne . . .	2.644 — (7.1 —).
Soit, le prix moyen de préparation d'une traverse . .	17.597 cop. (47.5 cent.).

LXXVIII. Ét. r : S.-Ouest. — Voir la question 68.

73. Frais d'installation des ateliers de conservation de traverses et de chantiers de préparation mécanique.

VI. K. Ferd.-Nordb. — Les frais d'installation sont laissés à la charge des entrepreneurs de la préparation et de la fourniture des billes.

VIII. Ét. hongr. — Les frais d'installation des ateliers de conservation où l'on peut procéder à l'injection de 300,000 traverses par an s'élèvent à 80,000 florins (166,400 francs).

IX. Ét. b. — En Belgique, les frais d'installation ont été laissés à la charge des entrepreneurs de la préparation et de la fourniture de billes.

XXIV. Est fr. — Les frais d'installation des ateliers de préparation mécanique et d'injection des traverses se sont élevés : pour l'atelier d'Amagne, à 415,000 francs; pour l'atelier de Part-d'Atelier, à 75,000 francs.

XXIX. Ouest fr. — Voir question 68.

XXXIII. Gr. East. — 3,000 livres sterling (75,000 francs) (1895).

XLIV. T. V. — 2,800 livres sterling (70,000 francs).

LXI. Pr. Hen. — Frais d'installation du chantier de créosotage, 42,000 francs.

LXII. Ét. néerl. — 40,000 florins (83,200 francs).

LXVIII. Ét. r. : Cath. — On prépare dans les chantiers du chemin de fer 240,000 traverses par an, d'après le procédé Bethell. Frais généraux d'installation, son outillage et la pose des voies, montent à 50,000 roubles (135,000 francs). Le chantier est pourvu de deux cylindres, qui donnent la possibilité d'injecter 400,000 traverses par an, soit 2,000 traverses par jour, en comptant 200 journées de travail dans l'année.

LXIX. Ét. r. : Kh.-N. — L'installation des ateliers d'injection, avec leur outillage mécanique, est revenu à 74,000 roubles (199,800 francs) (sans compter les voies posées dans la cour de l'atelier).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

LXX. Ét. r. : K.-Kh.-Az. — L'injection se fait à forfait.

LXXII. Ét. r. : Nic. — Le prix d'installation des ateliers d'injection monte à 48,560 roubles (131,112 francs). L'installation d'eau, des voies et des auvents pour empilage des traverses près des ateliers, a coûté 10,000 roubles (27,000 francs).

LXXV. Ét. r. : Pol. — Voir question 64.

LXXVIII. Ét. r. : S.-Ouest. — Voir question 68.

LXXX. Ét. r. : M.-Br. — On emploie pour le sabotage un appareil de De Skrakhovsky, dont le prix est de 450 roubles (1,215 francs).

LXXXI. Ét. r. : Or.-V. — Un appareil de De Skrakhovsky coûte 493 roubles (1,325 francs).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE VII.

Tableau indiquant la quantité de traverses vierges et préparées pos

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	QUANTITÉ DE TRAVERSES VIERGES ET INJECTÉES POSÉES D				TOTAL des TRAVERSES
		PRINCIPALES.		SECONDAIRES.		
		Vierges.	Préparées.	Vierges.	Préparées.	
I	Sud-Est prussien	...	...	...	...	...
III	État autrichien	...	..	...	...	12,593,540
IV	Sud de l'Autriche	..	...	...	...	...
VI	Kaiser Ferdinands-Nordbahn	535,000 (chêne). ... 40,000 (pin).	1,675,000 (chêne). 10,000 (hêtre). 740,000 (pin).	...	...	3,000,000
VII	Nord-Westbahn	...	...	...	...	2,011,000
VIII	État hongrois	15,887,567 (chêne).	3,386,160 (hêtre).	...	...	19,273,727
IX	État belge	...	5,733,690 —	...	1,898,803	7,632,493
X	Société nationale des chemins de fer vicinaux	...	2,200,000 (chêne).	..	...	2,200,000 994,000
XI	Grand Central belge (passé à l'État)	..	675,142 (chêne).	...	229,187 (chêne).	64,329
XII	Liége-Maestricht (passé à l'État)	..	64,220 (chêne).	...	...	...
XIII	Maeseyck	..	...	...	..	...
XIV	Cartagena-Magdalena Railway	...	...	...	...	1,810,000
XV	État danois : Jutland et Fionie	...	...	...	...	...
XVI	— Seeland	...	...	...	...	...
XVII	Lolland Falster	...	...	...	...	...
XIX	Medina del Campo à Zamora	...	...	..	...	1,775,000
XX	Southern Pacific Company	..	...	...	..	3,500,000
XXI	État français	...	3,500,000	...	...	15,847,292
XXII	Paris à Lyon et à la Méditerranée	...	15,847,292	..	..	...
XXIII	Paris à Orléans	...	...	..	...	...
XXIV	Est français	...	..	...	..	6,841,857
XXV	Nord français	...	...	...	..	6,110,000
XXVI	Midi français	...	...	...	...	

les voies et employées pour l'entretien annuel de chaque ligne. ANNEXE VII.

VOIES	Longueur des lignes en kilomètres.	QUANTITÉ DE TRAVERSES EMPLOYÉES POUR L'ENTRETIEN ANNUEL DES VOIES				
Traverses par mètre courant.		PRINCIPALES.		SECONDAIRES.		TOTAL.
		Vierges.	Préparées.	Vierges.	Préparées.	
1,321						
1,300-1,320	...	...	...	...	...	...
	11,044	...	...	..	...	...
1,300	...	120,000 (chêne). 50,000 (sapin blanc).	330,000 (hêtre).	20,000 (sapin blanc).	...	520,000
1,292-1,300						
(voies second.)	2,436	...	...	...	...	...
1,233			76,700 (bois blanc).	4,800 (bois blanc).	12,300 (bois blanc).	
	1,375	...	83,600 (— dur).	900 (— dur).	400 (— dur).	126,400
1,200	16,188	1,342,648 (chêne).	468,191 (hêtre).	...	...	1,810,839
1,228				170,896 (chêne).	1,478,924 (chêne).	
(secondaires)	6,697	8,963 (chêne).	5,650,156 (chêne). 51,386 (sapin).	1,630 (sapin). 17,185 (pin).	246,528 (sapin). 835 (pin).	7,632,493
1,222						
1,129	1,800	...	...	...	...	...
1,111	801	...	63,000 (chêne).	...	...	63,000
...	58.16	...	5,000 —	...	...	5,000
1,100	...	...	...	...	...	...
1,096-1,106	...	...	3,000 (chêne).	...	...	3,000
1,093	867	104,500	...	...	...	104,500
1,500	308.8	56,700	...	...	...	56,700
1,125	117.6	14,112	...	...	...	14,112
...	...	...	...	...	...	...
...	...	Environ 4 1/2 p. c. du nombre total des traverses.				
1,200	2,661	...	116,013 (chêne).	...	...	116,013
	12,872	...	900,000 —	...	..	900,000
1,096-1,273			50,000 —			
	9,000	350,000 (chêne).	50,000 (hêtre). 150,000 (pin).	...	...	600,000
1,125-1,500	7,832	Environ 6 p. c. de traverses.				
1,250-1,369	5,753	Environ 4 p. c. par rapport aux quantités en service ; somme se décompose en 10 p. c. de traverses en chêne de cœur vierges ; 21 p. c. traverses en chêne créosotées, 69 p. c. traverses en hêtre créosotées.				285,000 ; cette
1,093-1,273	5,422	80,000 (chêne).	220,000 (pin créos).	...	40,000 (pin créos).	340,000

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	QUANTITÉ DE TRAVERSES VIERGES ET INJECTÉES POSÉES : PRINCIPALES. Vierges.	PRINCIPALES. Préparées.	SECONDAIRES. Vierges.	SECONDAIRES. Préparées.	TOTAL des traverses
XXVII	Méridionaux français	...	...	...	...	...
XXIX	Ouest français	...	...	...	...	...
XXX	Belfast & Northern	...	...	...	...	...
XXXI	The Furness Railway	...	...	..	...	300,000
XXXII	Hull Barnoley & Dock Company.	...	...	...	...	1,885,000
XXXIII	Great Eastern Railway	...	...	...	...	5,000,000
XXXIV	Great Northern Railway	...	...	...	...	1,750,000
XXXVI	Great Southern & Western Railway	...	...	...	...	9,250,000
XXXVII	London & North Western Railway.	...	6,500,000 (pin).	...	2,750,000 (pin).	3,500,000
XXXVIII	London & South Western Railway.	...	...	...	...	350,000
XXXIX	London, Tilbury & Southend Railway.	...	250,000 (pin).	...	...	...
XL	Midland Railway Company	...	...	...	...	660,000
XLII	North London Railway	...	66,000 (pin).	...	...	1,510,800
XLIII	South Eastern Railway	...	...	...	...	445,280
XLIV	Taff Vale Railway	...	...	...	...	...
XLV	Manchester, Sheffield & Lincolnshire Railway	...	...	...	...	...
XLVII	Lancashire & Yorkshire Railway	...	...	...	...	7,750,000
XLIX	North Eastern Railway	...	...	...	...	...
L	Rhymney Railway	...	...	...	...	...
LIV	Cape Government Railways	...	...	...	...	5,000,000
LV	New Zealand Government Railways	5,000,000 (chêne)	...	...	...	5,000,000
LVI	New South Wales Government Railways	...	...	..	...	...
LVII	Strade Ferrate del Méditerraneo	...	...	...	...	...
LVIII	Strade Ferrate della Sicilia	...	...	..	...	218,880
LIX	Tramways à vapeur piémontais.	...	...	...	...	...
LXI	Prince Henri	...	...	...	...	1,888,000
LXII	Chemin de fer Hollandais	...	...	...	...	...
LXIII	État néerlandais	...	...	...	...	1,300,000
LXIV	Compagnie royale des chemins de fer portugais.	...	...	...	..	

DES VOIES Traverses par kilomètre courant.	Longueur des lignes en kilomètres.	QUANTITÉ DE TRAVERSES EMPLOYÉES POUR L'ENTRETIEN ANNUEL DES VOIES — PRINCIPALES. Vierges.	PRINCIPALES. Préparées.	SECONDAIRES. Vierges.	SECONDAIRES. Préparées.	TOTAL.
1,166-1,222	...	Environ 10 p. c. des traverses pour les voies principales par an.				
1,250	7,485	...	...	...	...	...
1,094	402.5	...	...	...	...	...
1,094	...	...	...	...	...	40,000
...	106	...	...	...	...	4,000-24,000
1,212	627,7	...	...	...	...	90,000-100,000 injectées.
...	4,025	...	...	...	...	250,000
1,210	1,288	...	...	...	...	...
1,094	6,986.6	...	...	...	...	300,000
...	2,495.5	...	...	...	...	environ 85,000
1,364	106 à double voie.	...	...	...	...	..
1,203	21.1 à voie unique.	...	...	...	...	...
...	...	...	...	...	...	1/15 de la quant. de trav.
1,249	606.5 à double voie.	...	...	...	...	97,170
1,201	1,210.8 à voie unique.	...	...	...	...	17,000
1,203	371	...	...	...	...	...
1,203	...	...	...	...	...	120,000
(30 principales.	...	...	...	...	...	300,000
1,111 secondaires.	6,672	...	...	...	...	
1,065	...	...	...	...	...	...
1,094	3,429	...	...	...	...	...
1,514	3,300	...	...	...	...	280,000
1,304	4,564.3	Environ 2.29 p. c.		...	...	130,864
1,167	7,039	...	...	...	...	350,000
1,111	1.080	Environ 10 p. c. de traverses vierges.				
1,230	160	...	...	...	...	20,000
1,176	21.456	Traverses en chêne vierges : 196 par kilomètre des deux voies principales annuellement.				
1,130	1,342.4	8,733 teak.	32,235 (chêne). 63,941 (sapin rouge).	...	...	104,909
1,166	2,180	1,500 mèt.cub.(chêne).	160,000 (sapin). 7,000 (hêtre).	...	...	317,000
1,250	1,040	...	149,400 (chêne).	...	4,026	153,426

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	QUANTITÉ DE TRAVERSES VIERGES ET INJECTÉES POSÉES DANS LES VOIES — PRINCIPALES. Vierges.	PRINCIPALES. Préparées.	SECONDAIRES. Vierges.	SECONDAIRES. Préparées.	TOTAL DES TRAVERSES	Traverses par kilomètre courant.	Longueur des lignes en kilomètres.	QUANTITÉ DE TRAVERSES EMPLOYÉES POUR L'ENTRETIEN ANNUEL DES VOIES — PRINCIPALES. Vierges.	PRINCIPALES. Préparées.	SECONDAIRES. Vierges.	SECONDAIRES. Préparées.	TOTAL.
LXV	État roumain	...	...	...	...	308,832	1,130	273.02	Environ 15 p. c. de la quantité des traverses en service (vierges).				
LXVI	État russe : ligne de la Baltique et de Pskov-Riga	...	...	...	...	1,642,000	...						
LXVII	— — de Baskountchak	...	...	...	...	154,700	1,314-1,378	1,371	273,000 (pin).	...	100,000 pin.	...	373,000
LXVIII	— — de Catherine (et de Donetz)	751,400 (chêne).	1,252,026 (pin).	2,500 (pin).	...	2,005,926	1,368	...	32,911 —	vierges ou 12,128 imbibées de sel ; remploi moyen			13,000
LXIX	— — de Kharkov-Nicolaïev	...	...	...	...	1,830,468	1,238-1,370	1,510.83	80,000 (chêne).	170,000 (pin).	...	...	250,000
LXX	— — de Koursk-Kharkov-Azov	919,821 (chêne). 1,023,910 (pin).	109,382 (pin).	...	...	..	...	1,439.37	...	250,000 —	29,500 (chêne).	...	279,500
LXXI	— — de Moscou-Koursk et Nijni-Novgorod	...	...	...	...	3,208,887	...	1,637.5	116,885 (chêne). 250,042 (pin).	...	8,684 — 25,437 (pin).	...	401,048
LXXII	— — Nicolas	...	1,705,000 (pin).	...	480,000 (pin).	2,185,000	...	1,052.7	...	...	...	...	421,547
LXXIII	— — de l'Oural	886,177 (sapin). 499,521 (pin).	...	135,010 (sapin). 68,650 (pin).	...	1,021,187 568,171	1,391-1,506	...	...	...	...	...	...
LXXIV	— — de Saint-Pétersbourg-Varsovie	3,077,292 (pin).	...	481,114 (pin).	...	3,558,406 ...	1,251-1,460	...	Dans les voies principales on remplace 20 % par le pin et 25 % par le sapin ; pour les voies secondaires on emploie annuellement 9,000 traverses en sapin et 40,000 en pin, retirées des voies principales.				
LXXV	— — de Polessié	...	...	...	...	698,000	1,231-1,314	...	805,879 (chêne).	...	...	...	805,879
LXXVI	— — de Riga-Dvinsk	...	...	...	...	...	1,360-1,458	2,539.1	...	...	...	...	...
LXXVII	— — de Samara-Zlatooust	1,968,635 (espèces diverses).	...	234,445 (pin).	...	2,203,080	1,136-1,343	574.16	...	...	...	...	100,000
LXXVIII	— — du Sud-Ouest	5,110,000 (chêne). 260,000 (pin).	860,000 (pin). ...	350,000 (chêne). 900,000 (pin).	...	7,480,000 1,890,000	1,294-1,369	...	30,000 (chêne). 75,000 (mélèze). 255,000 (pin). 150,000 (sapin).	...	...	...	510,000
LXXIX	— — du Transcaucase	620,059 (chêne). 779,990 (sapin).	299,634 (sapin).	...	...	2,398,759	1,314	5,707	357,485 (chêne).	160,764 (pin).	29,360 (pin).	33,172 (pin).	580,781
LXXX	— — de Moscou-Brest	...	...	...	...	895,000	1,314-1,370	...	...	...	...	...	...
LXXXI	— — d'Orel-Vitebsk	686,164 (pin).	...	139,059 (pin).	...	158,000	1,312-1,504	...	...	...	...	...	627,437
LXXXII	Compagnie des chemins de fer de Moscou-Jaroslav-Arkhangelsk	...	...	...	...	...	1,317-1,500	655.75	Environ 1/4 (25 p. c.) — 1/3 de toute la quantité de traverses.				207,396
LXXXIII	— — de Riazane-Ouralsk	...	...	...	...	1,500,000	Maximum 1,502	102.03	Environ 1/4 de toute la quantité de traverses pour les voies principales; certaines parties des voies de garage ne sont réparées que pour 1/5 de traverses.				
LXXXIV	— — de Varsovie-Vienne	...	...	...	...	...	1,405	4,350	...	500,000 (pin).	...	...	500,000
LXXXV	— — de Vladicaucase	...	...	...	...	3,363,800	1,335	1,120.5	200,000 (pin).	...	...	...	200,000
LXXXVI	Chemin de fer de l'État en Finlande	...	...	...	...	248,000	1,389-1,406	1,995	325,000 —	...	...	...	325,000
LXXXVII	Chemin de fer du Saint-Gothard	...	...	...	...		1,350-1,375	2,455	346,162 —	...	...	...	346,162
							1,125-1,350	505.13	15,000 (chêne).	..	...	...	15,000

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE VIII.

Tableau comparatif de la durée du service (nombre d'ann

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DES CHEMINS DE FER.	Substance antiseptique.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par traverse en kilogrammes.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par mètre cube en kilogrammes.	ANNÉES DE SERV SAPIN vierge.	PIN vierges	PIN conservées à la créosote.	PIN conservées au procédé Blyth.	PIN conservées au $Zn\,Cl_2$.	PIN conservées au Cu
	ALLEMAGNE.									
I	Sud-Est prussien	$Zn\,Cl_2$.	30 (pin).	200 (pin).	...	8-10 (1)	...	...	15 (2)	
	RÉPUBLIQUE ARGENTINE.									
II	Central Argentine Railway	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	
	AUTRICHE-HONGRIE.									
	A. — Autriche.									
III	État autrichien	$Zn\,Cl_2$.	7-8 (chêne). 9-12 (mélèze). 18-22 (pin). 20-30 (hêtre).	...	...	7-8	...	...	12-16	
IV	Sud de l'Autriche	$Zn\,Cl_2$. $Cu\,SO_4$.	25 à 30 25 à 30	...	...	...	...	...	...	
V	Austro-hongrois	Aucune.	...	...	...	11	...	...	...	
VI	Kaiser Ferdinands-Nordbahn	$Zn\,Cl_2$.	22.7-31.2 (pin). 22.7-31.2 (hêtre). 7.6-10.4 (chêne).	...	...	6.2	...	...	19.6	
VII	Nordwestbahn	$Zn\,Cl_2$. + Créosote.	6-8 et 1 1/2	...	...	5	12 (3)	...	...	
	B. — Hongrie.									
VIII	État hongrois	$Zn\,Cl_2$. $Zn\,Cl_2$ + Créosote.	30 à 40	...	...	...	...	...	...	
	BELGIQUE.									
IX	État belge	Créosote.	...	80 (chêne).	...	...	...	...	...	
X	Soc. nationale des chem. de fer vicinaux	—	4 (chêne).	...	...	...	...	...	...	
XI	Grand Central belge (passé à l'État)	—	..	...	...	...	...	...	...	
XII	Liége-Maestricht (passé à l'État)	—	...	...	...	...	...	...	...	
XIII	Maeseyck	—	...	...	...	...	15	...	...	
	COLOMBIE.									
XIV	Cartagena-Magdalena Railway	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	
	DANEMARK.									
XV	État danois : Jutland et Fionie	Aucune.	...	...	14-16	...	...	...	12	
XVI	— Seeland	$Zn\,Cl_2$.	25 (sapin). 35 (hêtre).	...	...	...	...	...	...	
XVII	Lolland-Falster	Aucune.	...	...	9	...	...	...	...	

les traverses vierges et préparées dans les voies principales et de garage.

ANNEXE VIII.

DANS LES VOIES PRINCIPALES DES TRAVERSES EN												Années de service dans les voies de garage.	Service total.	OBSERVATIONS.
CHÊNE				HÊTRE				MÉLÈZE						
vierges.	conservées à la créosote.	conservées au procédé Blyth.	conservées au $Zn\,Cl_2$.	conservées à la créosote.	conservées au procédé Blyth.	conservées au $Cu\,SO_4$.	conservées au $Zn\,Cl_2$.	vierges.	conservées au $Zn\,Cl_2$.	Différentes essences.				
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...		...	...	(1) Pin de la Prusse orientale. (2) Pin de la Baltique. (3) Sur la Nordwestbahn on emploie le procédé de J. Rütgers : l'émulsion du chlorure de zinc avec de la créosote.
...	...	...	..	...	...	...	...	...	...	...		...	...	
12-14	...	...	16-20	...	...	...	6-10	8-10	12-14	..		2-4	15-17 (m. pr.) 10-12.5 (m. v.) 9-10 (pin v.) 14-19 (p. pr.) 14-17 (ch. v.) 19-24 (ch. pr.) 7.2-12.5 (h. pr.)	
20-30	...	...	...	..	...	10	...	8.2	...	...		2-2 1/2	13 (chêne v.) 12.5 (h. sulf.)	
12	...	...	...	...	...	...	...	...	..	...		...	10 (mél. v.)	
12	...	...	16.8-18.2	...	...	...	...	...	...	...		?	?	
12 1/2	18 (3)	...	...	...	...	..	..	..	...	...		?	?	
14	...	...	...	...	..	...	6-7	...	...	...		2-3	11 (chêne v.) 9 (hêtre Zn Cl_2)	
12	13	...	...	...	...	...	...	..	..	...		15-17	30 (ch. créos.)	
16	...	...	..	..	...	...	...	..	...	...		...	...	
15	...	...	...	...	...	...	...	..	...	...		10-15	20-25	
...	10-15	...	..	...	..	...	..	..	..	..		10-15	25	
...	...	...	...	...	..	...	..	..	...	..		5	20	
...	...	...	..	..	...	...	...	..	...	...		...	...	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...		?	?	
...	...	...	...	..	...	...	...	...	...	...		?	?	
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...		9	18	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DES CHEMINS DE FER.	Substance antiseptique.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par traverse en kilogrammes.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par mètre cube en kilogrammes	ANNÉES DE SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES DES TRAVERSES EN SAPIN vierges.	PIN vierges	PIN conservées à la créosote.	PIN conservées au procédé Blyth.	PIN conservées au $Zn\,Cl_2$.	PIN conservées au $Cu\,SO_4$.	CHÊNE vierges	CHÊNE conservées à la créosote.	CHÊNE conservées au procédé Blyth.	CHÊNE conservées au $Zn\,Cl_2$.	HÊTRE conservées à la créosote.	HÊTRE conservées au procédé Blyth.	HÊTRE conservées au $Cu\,SO_4$.	HÊTRE conservées au $Zn\,Cl_2$.	MÉLÈZE vierges.	MÉLÈZE conservées au $Zn\,Cl_2$.	Différentes essences.	Années de service dans les voies de garage.	Service total.	OBSERVATIONS.
	ESPAGNE.																							
XVIII	Madrid à Saragosse et Alicante	Créosote.	...	130 (sapin).	3-7 (1)	5-6 (2)	10-12	...	...		10-12	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	Même vie.	...	(1) Sapin rouge du Nord.
XIX	Medina del Campo à Zamora	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...		10-12	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	—	...	(2) Pin du pays, pin des Landes.
	ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.																							
XX	Southern Pacific Company	$Zn\,Cl_2$.	...	...	...	...	12	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	...	(3) Après dix-neuf ans et demi de service il a été retiré des voies principales des traverses : en chêne créosotées, 21,4 p. c.; en hêtre — 6,1 —
	FRANCE.																							
XXI	État français	$Zn\,Cl_2$ × Créosote.	4 (chêne). 30 (pin.)	...	...	...	...	15	...		8-30	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	Double de la principale.		(4) Ces traverses sont en chêne de cœur sans aubier.
XXII	Paris à Lyon et à la Méditerranée	Créosote.	5-6 (chêne). 12 (pin). 16 (hêtre).	...	...	...	...	...	...		12	...	...	...	14	...	...	...	...	...	...	?	?	(5) Pin maritime créosoté, durée supplémentaire dans les voies de garage assez notable.
XXIII	Paris à Orléans	—	6 (chêne). 16 (pin). 18 (hêtre).	...	...	...	...	...	...		15	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(6) Chêne, durée supplémentaire dans les voies de garage assez notable.
XXIV	Est français	—	6.5 (chêne). 27.5 (hêtre).	75 310	...	...	...	...	...		...	25-30 (3)	...	...	25-30 (3)	...	...	...	...	...	...	?	?	(7) Chêne sans aubier.
XXV	Nord français	—	5 (chêne). 15.5 (hêtre).	...	...	...	...	...	...		25 (4)	...	30	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(8) Chêne avec aubier.
XXVI	Midi français	$Cu\,SO_4$. Créosote.	...	120-50 (pin).	...	...	15 (5)	...	...		...	15-20 (6)	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(9) Les traverses en chêne et en hêtre créosotées fournissent un service supplémentaire de six ans et au delà dans les voies de garage.
XXVII	Méridionaux français	$Cu\,SO_4$. Créosote.	...	...	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XXVIII	Société générale des ch. de f. écon. français	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XXIX	Ouest français	Créosote.	5-6 (chêne). 14-15 (hêtre).	...	...	...	15-20	...	...		15-20 (7)	15-20 (8)	...	...	20-25 (9)	...	...	...	...	...	...	6	21-31	(10) Toutes les lignes en Angleterre, à peu d'exception près, emploient le pin de la Baltique (*Baltic Redwood*).
	GRANDE-BRETAGNE ET IRLANDE EMPIRE DES INDES ET COLONIES (10).																							
	A. — Royaume-Uni.																							(11) Le pin créosoté, après un service de quinze ans dans les voies principales, fait un service supplémentaire de dix ans dans les voies de garage.
XXX	Belfast & Northern	Créosote.	...	162.15 (pin.)	...	...	15 (11)	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	10 (11)	25	
XXXI	The Furness Railway	—	...	130 —	...	7	15	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(12) Dans les voies de garage un service supplémentaire de quelques années.
XXXII	Hull Barnoley & Dock Company	—	...	130 —	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XXXIII	Great Eastern Railway	—	...	131 —	...	5-8	15	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	15-30 v. pr.	(13) Les traverses sont trempées dans des réservoirs ouverts remplis de créosote chaude.
XXXIV	Great Northern Railway	—	...	113.5 —	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XXXV	Cheshire Lines Committee	—	...	130 —	...	...	10-20	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(14) Les traverses en mélèze anglais ayant servi quarante ans ont été trouvées complètement saines et résistantes.
XXXVI	Great Southern & Western Railway	—	15.9 (pin).	...	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XXXVII	London & North Western Railway	—	13.6 (pin).	...	...	...	16-20 (12)	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
XXXVIII	London & South Western Railway	— (13)	...	162.15 (pin).	...	...	12	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
XXXIX	London, Tilbury & Southend Railway	—	...	114-162 (pin).	...	10-12	25-30	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	40 (14)	...	...	?	?	
XL	Midland Railway Company	—	...	162.15 (pin).	...	...	...	...	...		...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	..	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne	DÉNOMINATION DES CHEMINS DE FER.	Substance antiseptique.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par traverse en kilogrammes.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par mètre cube en kilogrammes.	ANNÉES DE SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES DES TRAVERSES EN SAPIN vierges.	PIN Vierges	PIN CONSERVÉES à la créosote.	PIN CONSERVÉES au procédé Blyth.	PIN CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	PIN CONSERVÉES au $Cu\,SO_4$.	CHÊNE vierges.	CHÊNE CONSERVÉES à la créosote.	CHÊNE CONSERVÉES au procédé Blyth.	CHÊNE CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	HÊTRE CONSERVÉES à la créosote.	HÊTRE CONSERVÉES au procédé Blyth.	HÊTRE CONSERVÉES au $Cu\,SO_4$.	HÊTRE CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	MÉLÈZE CONSERVÉES vierges.	MÉLÈZE CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	Différentes essences.	Années de service dans les voies de garage.	Service total.	OBSERVATIONS.
	A. — ROYAUME-UNI (*Suite.*)																							
XLI	North British Railway	Créosote.	...	162.15 (pin).	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	(1) Après quinze ans de service dans les voies principales, 50 p. c. des traverses servent encore dans les lignes de carrières au moins dix ans et au delà dans les voies de garage.
XLII	North London Railway	—	12.71 (pin).	...	...	...	15	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XLIII	South Eastern Railway	—	12.71 (pin).	...	...	...	8-9	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
XLIV	Taff Vale Railway	—	...	216 (pin).	...	...	15 (1)	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	10	25	
XLV	Manchester, Sheffield & Lincolnshire R..	—	12.5-15 (pin).	...	...	10-12	15-20	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	10	25	
XLVI	Isle of Man Railway Company	—	...	114-162 (pin).	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	10	25-30	
XLVII	Lancashire & Yorkshire Railway	—	15 (pin).	...	...	...	10-20	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
XLVIII	Metropolitan District Railway	—	...	...	...	...	20	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
XLIX	North-Eastern Railway	—	12.5 (pin).	...	...	...	15-18	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(2) Ce sont des traverses en bois jaune du pays préparées à la créosote, la traverse de la même essence à l'état vierge ne dure que dix-huit mois.
L	Rhymney Railway	—	..	97.29 (pin).	...	...	15	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	10-12	25-30	
LI	Great Northern Railway (Ireland)	—	14	—	...	...	16	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
	B. — EMPIRE DES INDES ET COLONIES.																							
LII	East Indian Railway	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	(3) Eucalyptus du pays.
LIII	Natal Government Railways	Créosote.	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
LIV	Cape Government Railways	—	15 à 20 30 à 40 2.5 à 5	(*Podocarpus lati*) — *elongat*). Bois de fer.	...	...	10	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
LV	New Zeeland Government Railways	-	...	162.15 (*Podocarpus eucalyptus.*)	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	15 (2)	?	?	
LVI	New South Wales Government Railways	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	8.25	?	?	
	ITALIE.																				25 (3)	10	35	
LVII	Strade Ferrate del Mediterraneo	—	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
LVIII	Strade Ferrate della Sicilia	—	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
LIX	Tramways à vapeur piémontais	—	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
LX	Association des tramways italiens	-	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	4-6	10-12	
	LUXEMBOURG.																					...	...	
LXI	Prince Henri	$Cu\,SO_4$. Créosote. Mél. de $Zn\,Cl_2$ et de créosote.	12-13 (hêtre). 12 à 13 (hêtre). 30	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	3 (ch. v.) 4 (h. inj.)	15 (ch. v.) 20 (h. inj.)	
	PAYS-BAS.																							
LXII	État néerlandais	Créosote. Mél. de créosote avec $Zn\,Cl_2$.	15 (hêtre) 5 cr. (sapin). 25 ($Zn\,Cl_2$).	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	...	
LXIII	Chemin de fer Hollandais	$Zn\,Cl_2$.	9 (chêne). 18 (sapin).	...	...	5	...	...	15	...	...	26	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	30	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DES CHEMINS DE FER.	Substance antiseptique.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par traverse en kilogrammes.	ABSORPTION DE LA SUBSTANCE ANTISEPTIQUE par mètre cube en kilogrammes.	ANNÉES DE SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES DES TRAVERSES EN SAPIN vierges.	PIN Vierges	PIN CONSERVÉES à la créosote.	PIN CONSERVÉES au procédé Blyth.	PIN CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	PIN CONSERVÉES au $Cu\,SO_4$.
	PORTUGAL.									
LXIV	Comp. royale des chem. de fer portugais	Créosote.	8 (pin).	...	...	...	8	...	...	
	ROUMANIE.									
LXV	État roumain.	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	
	RUSSIE.									
LXVI	État russe : ligne de la Baltique . . .	Aucune.	...	...	...	4-5	...	...	...	
LXVII	— — de Baskountchak . .	...	...	...	...	...	...	...	...	
LXVIII	— — de Catherine	$Zn\,Cl_2$.	...	265.5 (pin).	...	4	...	...	8	
LXIX	— — de Kharkov-Nicolaïev	$Zn\,Cl_2$.	...	...	...	...	...	...	7 (1)	
LXX	— — de Koursk-Kharkov-Azov.	$Zn\,Cl_2$.	L'absorption dépend de la siccité des traverses.		...	3 1/2	...	...	...	
LXXI	— — de Moscou-Koursk et Nijni-Novgorod . .	$Zn\,Cl_2$.	19.8-26.6 (pin).	186.1-227 (pin).	...	3.75	...	...	...	
LXXII	— — Nicolas	$Zn\,Cl_2$.	29.4 (pin).	225.5	...	...	...	...	...	
LXXIII	— — de l'Oural.	Aucune.	...	...	4	5	...	...	...	
LXXIV	— — de St-Pétersbourg-Varsovie.	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	
LXXV	— — de Polésié	Aucune.	...	...	...	4.17	...	...	...	
LXXVI	— — de Riga-Dvinsk. . .	Aucune.	...	...	...	7	...	...	...	
LXXVII	— — de Samara-Zlatooust .	Aucune.	...	...	4	4 1/2	...	...	...	
LXXVIII	— — du Sud-Ouest . . .	$Zn\,Cl_2$.	24.41 (pin).	...	...	3-4 (2)	...	...	...	
LXXIX	— — du Transcaucase . .	$Zn\,Cl_2$.	28.5 (pin).	...	...	...	...	...	...	
LXXX	— — de Moscou-Brest . .	$Zn\,Cl_2$.	...	...	...	4	...	...	...	
LXXXI	— — d'Orel-Vitebsk . . .	Aucune.	...	...	...	3.8-4	...	...	...	
LXXXII	Comp. des ch. de fer de Moscou-Jaroslav-Arkhangelsk . .	Aucune.	...	...	3 1/2	4	...	...	10	
LXXXIII	— — de Riazane-Ouralsk.	$Zn\,Cl_2$.	28.5 (pin).	...	...	4-5	...	...	...	
LXXXIV	— — de Varsovie-Vienne.	Aucune.	...	...	...	4	...	...	...	
LXXXV	— — de Vladicaucase . .	Aucune.	...	...	...	3.85	...	...	...	
LXXXVI	Chemins de fer de l'État en Finlande. .	Aucune.	...	...	...	...	...	...	...	
	SUISSE.									
LXXXVII	Saint-Gothard	$Zn\,Cl_2$.	...	...	...	...	...	...	...	

DANS LES VOIES PRINCIPALES DES TRAVERSES EN CHÊNE Vierges	CHÊNE CONSERVÉES à la créosote.	CHÊNE CONSERVÉES au procédé Blyth.	CHÊNE CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	HÊTRE CONSERVÉES à la créosote.	HÊTRE CONSERVÉES au procédé Blyth.	HÊTRE CONSERVÉES au $Cu\,SO_4$.	HÊTRE CONSERVÉES au $Zn\,Cl_2$.	MÉLÈZE CONSERVÉES vierges.	MÉLÈZE CONSERVÉES au $Zn\,C'_2$.	Différentes essences.	Années de service dans les voies de garage.	Service total.	OBSERVATIONS.
4	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	6 (chêne v.)	10 (chêne v.)	(1) Sous selles.
6-7	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2-3	8-10	(2) Demi-rondes, 3; équarries, 4.
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2-3	6-8	(3) La ligne de Nijni-Novgorod n'a pas fourni de renseignements, c'est la première en ligne russe qui commença à conserver ses traverses.
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
7-8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	6 (pin vierge) 10 (pin $Zn\,Cl_2$) 9-10 (chêne v.)	
..	...	..	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
7	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	6 (3)	?	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2 (pin v.)	6 (sapin v.) 7 (pin vierge).	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1-2	9	
7-8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	6-6 1/2	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1-2	10 (chêne v.) 45 (pin v.)	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2-4	6-8	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	4	8	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	1 1/2-2 1/2	5-6 1/2	
8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
7-8	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	2	5 (sapin v.) 16 (chêne v.)	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	?	?	
..	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	
10	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE IX.

Prix de revient des traverses vierges et préparées

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.
		Francs.	Francs.
	ALLEMAGNE.		
I	Sud-Est prussien.	...	...
	RÉPUBLIQUE ARGENTINE.		
II	Central Argentine Railway	...	...
	AUTRICHE-HONGRIE.		
	A. — Autriche.		
III	État autrichien	Traverses en chêne . . . 3.23 à 4.52 la pièce. — pin . . . . 2.37 à 2.58 — — mélèze. . . 2.37 à 2.69 — — hêtre. . . . 2.04 à 2.37 —	Sabotage, perçage, etc. . . . . 0.089 la pièce.
IV	Sud de l'Autriche	Traverses en chêne . . . 3.23 à 3.66 la pièce. — mélèze. . . 2.38 à 2.80 — — hêtre. . . . 1.93 à 2.15 —	...
V	Austro-hongroise	...	...
VI	Kaiser Ferdinands-Nordbahn	Traverses en chêne . . . 3.96 à 5.16 la pièce. — pin. . . . . 2.24 à 2.88 — Longrines pour croisements, 68 à 88 fr. par mèt.³.	...
VII	Nordwestbahn	Traverses en bois blanc . . . . 2.36 la pièce. — — dur . . . . . 4.62 —	...

(*) La dépense totale annuelle par traverse d'après la formule suivante : $a = \frac{P + P \times 0.05n}{n} = \frac{P(1 + 0.05n)}{n}$ où a est la dépense annuelle charges annuelles pour l'entretien de traverses.

(1) En prenant en considération la durée du service des traverses dans les voies secondaires et de garage, la dépense annuelle diminue de beaucoup : 4° en hêtre, 38 centimes.

(2) Avec le service dans les voies de garage on dépense pour la traverse : 1° en chêne vierge, 46 centimes ; 2° en mélèze vierge, 42 centimes ; 3° en hêtre, 34 centimes.

ANNEXE IX.

PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
Francs.	Francs.	Francs (*).	Francs.
...	...	...	...
...	...	..	...
Prix de revient de l'injection au $Zn Cl_2$: Une traverse en chêne. . . . . 0.4515 — pin . . . . . 0.5590 — mélèze . . . . . 0.43 à 0.4515 — hêtre . . . . . 0.5590 Injection à l'émulsion ($Zn Cl_2$ avec de l'huile lourde contenant de l'acide phénique) : Une traverse en chêne. . . . . 0.817 — pin . . . . . 0.946 — mélèze . . . . . 0.817 — hêtre . . . . . 0.9675 Sabotage de 0.39 à 0.47 la traverse, non compris l'amortissement du chantier. Injection au $Zn Cl_2$, 0.76 à 0.82 la traverse, y compris le transport, le débitage au chantier et l'empilage.	Préparée au $Zn Cl_2$: Traverse en chêne . . . . 3.77 à 5.06 — pin. . . . . 3.02 à 3.23 — mélèze. . . . 2.89 à 3.21 — hêtre. . . . . 2.69 à 2.89 Préparées à l'émulsion : Traverse en chêne . . . . 4.13 à 5.42 — pin. . . . . 3.40 à 3.61 — mélèze. . . . 3.27 à 3.59 — hêtre. . . . . 3.09 à 3.42 Traverse en chêne vierge. 3.23 à 3.66 — mélèze vierge 2.58 à 2.80 — hêtre sulfaté. 2.32 à 2.62 — hêtre $Zn Cl_2$. 2.79 à 2.97	Préparation au $Zn Cl_2$ (1) : Traverse en chêne. . . . . 0.506 — pin . . . . . 0.360 — mélèze . . . . . 0.39 — hêtre . . . . . 0.43 — chêne vierge . . 0.549 (2) — mélèze vierge . 0.49 Traverse en hêtre sulfatée . 0.39	...
..	...	...	...
Prix de l'injection d'une traverse avec la main-d'œuvre : Une traverse en chêne. . . . . 0.646 à 0.706 — pin . . . . . 0.727 à 0.826 Longrines en chêne, le mètre cube . . . 9.159 Injection de traverse dure . . . . 0.619 à 0.731 — — blanche . . 0.763 à 0.774 Une injection de traverse secondaire . . 0.645	Traverse en chêne . . . . 4.61 à 5.87 — pin. . . . . 2.97 à 3.71 Longrine en chêne, le m³ 77..16 à 97.16 Traverse blanche . . . . 3.12 à 3.13 — dure. . . . . 5.24 à 5.35	Traverse en chêne . . . . . 0.62 — pin . . . . . 0.37 Longrines en chêne 10.26	A la charge des entrepreneurs.
..	..	..	...

prix de revient total de la traverse ; 0.05 les pour cents payés sur le capital dépensé, et n, la durée du service des traverses (nombre d'années).

l'État autrichien, on dépense pour la traverse préparée au $Zn Cl_2$: 1° en chêne, 46 centimes ; 2° en pin, 33 centimes ; 3° en mélèze, 35 centimes ; 34 centimes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.	PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
		Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
	B. — HONGRIE.	Traverses en chêne (long. 2m70) 3.12 la pièce.	Le sabotage des traverses en chêne se fait à la main et coûte . . . . . 0.043 la pièce.	Injection de $Zn\,Cl_2$ des traverses en hêtre :	Traverse en chêne vierge :	Traverse en chêne vierge :	
		— — (— 2m50) 2.80 —		Usine de 1er ordre . . . . . 0.4945 la traverse.	1er ordre 3.16	1er ordre 0.51	
		— — (— 2m20) 1.72 —	Les traverses en hêtre sont sabotées et percées à la machine :	— 2me — . . . . . 0.3870 —	2me — 1.76	2me — 0.28	
VIII	État hongrois	— hêtre (— 2m70) 2.26 —	le sabotage . . . . . 0.215 la traverse.	Injection des traverses en hêtre d'une émulsion de $Zn\,Cl_2$ et de goudron de hêtre :	Traverse en hêtre au $Zn\,Cl_2$:	Traverse en hêtre $Zn\,Cl_2$ (1) :	172,000 pour une préparation annuelle de 30 1,000 traverses.
		— — (— 2m50) 1.94 —	le perçage. . . . . 0.215 —	Usine de 1er ordre. . . . . 0.935 la traverse.	1er ordre 2.80	1er ordre 0.54	
		— — (— 2m20) 1.29 —		— 2me — . . . . . 0.800 —	2me — 1.72	2me — 0.33	
	BELGIQUE.					(2)	
IX	État belge	En 1891 : traverses en chêne . 5.46 la pièce.	...	0.50 (prix d'adjudication en 1891).	6.05	0,77 (3)	A la charge des entrepreneurs.
X	Société nationale des chemins de fer vicinaux.	Traverses en chêne . . . . . 2.14 —	Sabotage et perçage. . . . . 0.09 la pièce.	Sabotage d'une traverse en chêne . . . 0.34	2.60 préparée.	...	. .
		Frais de réception . . . . . 0.03 —					
XI	Grand Central belge (passé à l'État)	En 1894 : traverses en chêne . 3.64 —	...	...	..	...	...
XII	Liége-Maestricht (passé à l'État).	Traverses en chêne . . . . . 4.97 —	Sabotage et perçage. . . . . 0.09 la pièce.	...	...	...	...
XIII	Maeseyck	...	...	...	...	...	. .
	COLOMBIE.						
XIV	Cartagena-Magdalena Railway	...	...	...	...	...	...
	DANEMARK.						
XV	État danois : Jutland et Fionie	En 1891 : traverses en sapin (125×255×2,600) coûtait . . . . . 3.27 la pièce.	...	...	3.27	Traverse en chêne vierge . . . 0.37	...
XVI	— Seeland	Traverses en pin . . . . . 3.05 —	Sciage . . . . . 0.14 la pièce.	0.91	4.24 préparée.	— pin préparée . . . 0.57	...
		Transport. . . . . 0.08 —	Sabotage . . . . . 0.06 —				
XVII	Lolland-Falster	...	...	...	...	...	...
	ESPAGNE.						
XVIII	Madrid à Saragosse et Alicante	...	...	...	...	...	...
XIX	Melino del Campo à Zamora	...	...	...	...	. .	..
	ÉTATS-UNIS D'AMÉRIQUE.						
XX	Southern Pacific Company	...	...	...	...	...	...
	FRANCE.						
XXI	État français	...	...	...	...	...	...
XXII	Paris à Lyon et à la Méditerranée	...	...	...	...	...	...

(1) Avec le service dans les voies de garage on dépense pour la traverse : 1° en chêne vierge, 45 à 25 centimes; 2° en hêtre au $Zn\,Cl_2$, 45 à 28 centimes.

(2) Nous n'avons pas reçu de renseignements sur la durée du service des traverses en hêtre injectées à l'émulsion (solution de chlorure de zinc et de goudron de hêtre).

(3) Avec le service dans les voies de garage, 50 centimes.

renseignements ne nous semblent pas tout à fait exacts, car d'ordinaire la traverse en hêtre préparée sert beaucoup plus que deux ans (service total), qui nous a été indiqué.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.
	FRANCE. (*Suite.*)	Francs.	Francs.
XXII	Paris à Orléans	...	...
XXIV	Est français	Traverses en chêne de France . 5.60 la pièce. — chêne du Nord. . 6.75 — — hêtre. . . . . 3.55 —	Le sabotage et la préparation mécanique 0.09 la pièce.
XXV	Nord français.	Traverses en chêne . . . . . 4.606 la pièce. — hêtre. . . . . 3.759 —	Sabotage à la machine . . . . 0.102 la pièce.
XXVI	Midi français	Traverses en pin. . . . . 2.60 la pièce. — chêne avec aubier 4.30 — — chêne sans aubier 4.90 —	...
XXVII	Méridionaux français	...	...
XXVIII	Société générale des économiques français	...	...
XXIX	Ouest français	Traverses en pin des Landes. . 3.10 la pièce. — sapin de la Baltiq. 3.60 — — chêne sans aubier 6.10 — — chêne avec aubier 5.15 — — hêtre. . . . . 4.15 —	Sabotage et perçage. . . . . 0.20 la pièce. Transp. sur le réseau, 0.0025 à 0.0035 —
	GRANDE-BRETAGNE ET IRLANDE EMPIRE DES INDES ET COLONIES. A. — ROYAUME-UNI.		
XXX	Belfast & Northern	Traverses. . . . . 2.76 la pièce.	... 0.10 la pièce.
XXXI	The Furness Railway	— créosotées . . . . . 4.59 —	Chargement. . . . . 0.10 — Déchargement et empilage . . 0.10
XXXII	Hull Barnoley & Dock Company	...	...
XXXIII	Great Eastern Railway	En 1895 : traverses . . . 2.81 à 3.12 la pièce.	...
XXXIV	Great Northern Railway	...	...
XXXV	Cheshire Lines Committee	...	...
XXXVI	Great Southern & Western Railway	..	...
XXXVII	London & North Western Railway	...	...

(1) Ces données semblent erronées, parce que le prix de revient de la traverse en chêne vierge semble hors d'actualité (1891) et que le service aux voies de garage n'est pas indiqué.
(2) Les traverses en chêne ont sur les voies de garage une durée de service assez notable, mais elle n'est pas définie par un chiffre.
(3) Avec le service dans les voies de garage, 56 centimes.
(4) Avec le service dans les voies de garage, 52 centimes.
(5) Avec le service dans les voies de garage, 28 centimes.

PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
...	...	...	...
Créosotage d'une traverse en chêne . . . 1.40 — — — hêtre. . . . 2.10 y compris l'amortissement du chantier.	Traverse en chêne de France . 7.09 — — du Nord. . . 8.24 — hêtre 5.74	Traverse en chêne de France . 0.59 — — du Nord. . . 0.69 — hêtre 0.48	Atelier d'Amagne. 415,000 Port d'Atelier . . 75,000
Créosotage par le procédé Blyth : Une traverse en hêtre. . . . . 1.11 à 1.21 — chêne 0.523	Traverse en chêne. . . . 5.23 — hêtre . . . . 4.97 à 5.07	Traverse en chêne vierge . . 0.42 — — créosotée . 0.44 (1)	...
Traverse en pin sulfatée . . . . 0.50 la pièce. — — créosotée . . . 1.80 — — chêne créosotée . . 1.00 —	Traverse en pin sulfatée . . . . 3.10 — — créosotée . . . 4.40 — chêne avec aubier. 5.30 — — sans — . 4.90	Traverse en pin sulfatée . . . 0.465 — — créosotée . . 0.47 — chêne avec aubier 0.53 (2) — — sans — 0.52	..
...	...	...	...
...	...	...	
Créosotage du pin des Landes. . 1.75 la pièce. — sapin de la Baltiq. 1.30 — — chêne avec aubier 0.35 — — hêtre. . . . . 1.95 —	Traverse en pin des Landes . 5.053 — sapin de la Balt. 5.1025 — chêne sans aubier 6.303 — — avec — 6.303 — hêtre 6.3035	Trav. en pin créosotée. . . . . 0.51 — chêne vierge s. aubier 0.63 — — créos. av. — 0.63 (3) — hêtre créosotée. . . . 0.57 (4)	
0.62 la traverse.	3.33	Traverse en pin créosotée . . 0.39 (5)	...
0.75 la traverse.	Traverse en pin vierge. . . . . 4.04 — — créosotée . . . 4.79	Traverse en pin vierge. . . . . 0.78 — — créosotée . . . 0.55	...
...	...	...	...
de 0.70 à 1.30 (1895).	3.51 à 4.42.	Traverse en pin vierge. . . . . 0.54 — — préparée . . . 0.43	75,000
....	...	...	...
...	...	...	...
...	...	...	...
...	...	...	...

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.	PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
	A. — ROYAUME-UNI. (*Suite.*)	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
XXXVIII	London & South Western Railway.	...	...	...	...	...	...
XXXIX	London, Tilbury & Southend Railway . . .	Traverses. . . . . 3.75 la pièce.	...	0.62 la traverse.	4.37 la traverse.	Traverse en pin vierge. . . . . 0.50 — — créosotée . . . 0.36	...
XL	Midland Railway Company	...	...	...	...	...	...
XLI	North British Railway.	Traverses. . . . . 3.75 la pièce.	...	0.72 la traverse.	4.47 la traverse.	...	. .
XLII	North London Railway	Traverses préparées . . . . . 3.48 —	...	...	3.48 —	Traverse en pin vierge. 0.40	...
XLIII	South Eastern Railway	...	..	...	...	...	...
XLIV	Taff Vale Railway	Traverses. . . . . 3.43 la pièce.	Le perçage revient à . . . . 0.0312 la pièce.	1.56 la traverse.	5.02 la traverse.	Traverse en pin préparée . . 0.59 (1)	70,000
XLV	Manchester, Sheffield & Lincolnshire Railway.	...	...	...	...	...	...
XLVI	Isle of Man Railway Company	...	...	...	. .	...	...
XLVII	Lancashire & Yorkshire Railway	...	. .	...	...	...	...
XLVIII	Metropolitan District Railway	...	...	...	...	...	...
XLIX	North Eastern Railway	Traverses. . . . . 3.44 la pièce.	...	0.833 la traverse.	4.27 la traverse.	Traverse en pin créosotée . . 0.45 (2)	...
L	Rhymney Railway	...	...	...	...	..	...
LI	Great Northern Railway (Ireland)	...	...	...	...	...	...
	B. — EMPIRE DES INDES ET COLONIES.						
LII	East Indian Railway	...	...	...	...	. .	...
LIII	Natal Government Railways.	...	. .	..	...	...	...
LIV	Cape Government Railways	Traverses. . . . . 3.75 la pièce.	...	...	...	...	...
LV	New Zealand Government Railways	— . . . . . 2.00 à 5.625 —	..	...	...	...	...
LVI	New South Wales Government Railways . .	— . . . . . 2.71 à 4.28 —	..	...	...	...	...
	ITALIE.						
LVII	Strade Ferrate del Mediterraneo	Le prix moyen (en 1893) des traverses vierges de 2m60 de longueur, 3.25 à 3.40, et, pour les traverses de 2me catégorie (longueur 2m30), 2.80 en moyenne par traverse.	Sabotage, environ. . . . . 0.10 la pièce.	...	3.50 à 2.90 la traverse.	...	...
LVIII	Strade Ferrate della Sicilia	...	...	...	...	...	...
LIX	Tramways à vapeur piémontais.	Traverses. . . . . 2.62 la pièce.	...	...	..	...	..
LX	Association des tramways italiens	...	...	...	...	..	...
	LUXEMBOURG.		Sabotage à la machine, y compris chargement et déchargement . . . . . 0.135 la pièce.				
LXI	Prince Henri	Traverses en chêne . . . . . 4.50 la pièce. — hêtre. . . . . 3.50 —	Perçage de trous : par bille de joint, 0.12 (le trou 0.015) ; par bille ordinaire, 0.06 ; quand la traverse en hêtre est munie d'un boulon à chaque bout ; valeur des boulons posés, 0.30	0.94 la traverse.	Traverse en chêne . . . . . 4.73 — hêtre 4.91	Traverse en chêne vierge . . . 0.55 — pin créosotée . . . 0.49	42,000

(1) Avec le service dans les voies de garage, 37 centimes.
(2) Avec le service dans les voies de garage, 36 centimes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.	PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
		Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
	PAYS-BAS.						
LXII	État néerlandais	Traverses en sapin vierges, 3.40 à 3.87 la pièce. — hêtre vierges. . . 5.91 — — chêne vierges, 64.50 à 70.95 le m³.	...	Injection d'émulsion . . . . . 1.1825 la pièce. Créosotage des trav. en hêtre . 1.677 —	Traverse en sapin émulsionnée. 4.58 — hêtre créosotée . . 7.59	...	86,000
LXIII	Chemin de fer Hollandais	...	...	...	...	...	...
	PORTUGAL.						
LXIV	Compagnie royale des chemins de fer portugais.	Traverses en pin . . . . . 2.29 la pièce. — chêne . . . . . 5.00 —	...	1.34 la traverse.	Traverse en pin créosotée . . . 3.63 — chêne vierge . . . 5.00	Traverse en pin créosotée . . 0.64 (1) — chêne vierge . . 1.50	...
	ROUMANIE.						
LXV	État roumain	Traverses avec le sabotage . . 3.80 la pièce.	Sabotage à la tâche . . . . . 0.07 la pièce.	...	3.87 la traverse.	0.75 la traverse (2).	...
	RUSSIE.						
LXVI	État russe : ligne de la Baltique.	...	...	...	...	...	...
LXVII	— — de Baskountchak	...	...	...	...	...	...
LXVIII	— — de Catherine	Traverses en pin . . . . 1.62 à 1.97 la pièce. — chêne . . . 2.43 à 3.24 —	Sabotage à la machine . . . . 0.04 la pièce. Estampillage, chargement et déchargement. . . . . 0.08 —	0.615 la traverse, y compris l'amortissement du capital.	Traverse en pin vierge. . . . . 2.09 — — préparée . . . 2.71 — chêne vierge 2.55 à 3.36	Traverse en pin vierge. . . . 0.63 (3) — — préparée . . 0.42 — chêne vierge . . 0.71	135,000 pour une préparation annuelle de 400,000 traverses.
LXIX	— — de Kharkov-Nicolaïef	Traverses en pin. . . . . 1.24 à 1.83 la pièce.	Sabotage et perçage, 27.00 par 1,000 traverses.		?	...	200,000 sans compter le prix des voies dans la cour du chantier.
LXX	— — de Koursk-Kharkov-Azov.	Traverses en chêne . . . 2.30 à 2.67 la pièce. — pin. . . . . 1.84 à 2.21 —	Le sabotage revient par 1,000 traverses : pour le chêne . . . . . 18.[illegible] — pin . . . . . 10.[illegible]	$Zn\,Cl_2$, 0.70 la traverse.	Traverse en chêne vierge 2.32 à 2.69 — pin préparée 2.56 à 2.93 — — vierge . 1.86 à 2.23	Traverse en chêne vierge . . . 0.52 — pin vierge. 0.75	...
LXXI	— — de Moscou-Koursk et Nijni-Novgorod	...	...	...	...	. .	...
LXXII	— — Nicolas	Trav. en pin avec mise en pile 2.21 la pièce.	Sabotage avec large entaille pour selle, 0.032 la pièce. Estampillage. . . . . 0.054 —	0.475 la traverse.	Traverse en pin 2.78	...	158,112
LXXIII	— — de l'Oural	...	...	...	...	...	...
LXXIV	— — de St-Pétersbourg-Varsovie	En 1899-93, trav. en pin . 1.11 à 1.16 la pièce.	Sabotage à la main. . . . . 0.027 la pièce. — à la machine . . . . 0.032 — Chargement et déchargement. 0.0405 —	...	Traverse en pin . . . . . 1.18 à 1.23	...	...
LXXV	— — de Poléssié.	Traverses en pin . . . . 0.62 à 0.81 — Transport sur la ligne. . 0.135 à 0.27 —	Sabotage et estampillage 27.00 les 1,000 trav. Chargement. . . . . 16.00 — Déchargem. et empilage 10.50 —	...	0.81 à 1.13.	Traverse en pin vierge 0.22 à 0.35 (4)	...

(1) Avec le service dans les voies de garage : pin créosoté, 41 centimes ; chêne vierge, 75 centimes.
(2) Avec le service dans les voies de garage, 58 centimes.
(3) Avec le service dans les voies de garage : pin vierge, 45 centimes ; pin préparé, 41 centimes ; chêne vierge, 42 centimes.
(4) Ces renseignements sont très anciens (ils datent des sessions précédentes), nous savons pertinemment que l'Administration est en train d'étudier le projet de chantier pour la préparation des bois, tellement les prix de ces derniers ont monté.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Numéro de la ligne.	DÉNOMINATION DE LA LIGNE.	PRIX DE REVIENT DES TRAVERSES VIERGES.	PRIX DES MANUTENTIONS MÉCANIQUES AVEC LES TRAVERSES.
		Francs.	Francs.
	RUSSIE. (*Suite.*)		
LXXVI	État russe : ligne de Riga-Dvinsk	Traverses. . . . . 1.77 la pièce.	Sabotage et perçage . . . . . 0.034 la pièce.
LXXVII	— — de Samara-Zlatooust . . .	Traverses en pin . . . . . 1.40 la pièce. — sapin. . . . . 1.21 — — chêne . . . . . 2.42 — — mélèze. . . . . 2.42 —	Sabotage. . . . . 13.50 à 21.60 les 1,000 traverses.
LXXVIII	— — du Sud-Ouest	Prix moyen, en 1893 : Traverses en chêne . . . . . 1.81 la pièce. — pin équarries. . . 1.19 — — pin demi-rondes . 0.78 —	...
LXXIX	— — du Transcaucase.	...	...
LXXX	— — de Moscou-Brest.	Traverses en pin . . . . . 1.20 la pièce.	Sabotage. . . . . 13.50 à 27.00 les 1,000 traverses.
LXXXI	— — d'Orel-Vitebsk	— . . . . . 1.30 à 1.46 —	Sabotage à la machine. . 24.30 les 1,000 traverses. — à la main 32.40 à 37.80 —
LXXXII	Compagnie des ch. de fer de Moscou-Jaroslav-Arkhangelsk. . .	Bois de la traverse . . . . . 0.243 Affranchissement . . . . . 0.11 Transport. . . . . 0.11 Répartition 0.19	Estampillage. . . . . 0.027 la pièce. Sabotage. . . . . 0.027 —
LXXXIII	— — de Riazane-Ouralsk .	...	...
LXXXIV	— — de Varsovie-Vienne .	Traverses. . . . . 4.67 la pièce.	...
LXXXV	— — de Vladicaucase . .	...	...
LXXXVI	État de Finlande.	...	...
	SUISSE.	A la gare de Chiasso :	
LXXXVII	Saint-Gothard.	Traverses en chêne . . . . . 6.60 la pièce.	Sabotage . . . . . 0.09 à 0.12 la pièce. Perçage (6 trous) . . . . 0.09 à 0.10 —

(1) Actuellement les prix de revient pour les traverses sont beaucoup plus élevés.
(2) Avec le service dans les voies de garage, 27 centimes pour les traverses en pin vierges.
(3) Actuellement les prix des traverses ont augmenté notablement, presque du double.

PRIX DE LA PRÉPARATION ANTISEPTIQUE DES BOIS DE TRAVERSES.	PRIX TOTAL.	DÉPENSE TOTALE ANNUELLE PAR TRAVERSE PENDANT LEUR SERVICE DANS LES VOIES PRINCIPALES.	FRAIS D'INSTALLATION DES ATELIERS DE CONSERVATION ET DES CHANTIERS DE PRÉPARATION MÉCANIQUE DE TRAVERSES.
Francs.	Francs.	Francs.	Francs.
...	1.80	Traverse en pin vierge. 0.35	...
...	Traverse en pin . . . . . 1.41 — sapin . . . . . 1.23 — chêne . . . . . 2.44 — mélèze 2.44	Traverse en sapin vierge. . . . 0.37 — pin vierge. 0.38	...
Injection, 0.65 la traverse.	Traverse en chêne . . . . . 1.81 — pin équarrie . . . 1.84 — — demi-ronde . . 1.43	Trav. en pin vierge demi-r. . . 0.30 (1) — — équarrie . 0.36 — chêne vierge . . 0.32	...
...	...	...	...
...	Traverse en pin vierge. 1.23	Traverse en pin vierge. . . . 0.37 (2)	...
...	1.32 à 1.50.	0.41 à 0.45 (3)	...
..	0.597	0.18 à 0.21	...
...	...	...	...
...	...	...	...
...	...	...	...
...	. .	...	...
...	...	...	...

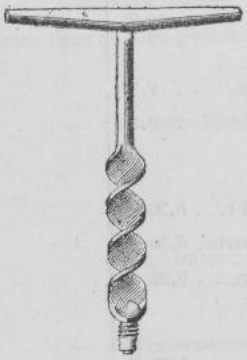
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE X.

Renforcement et isolement imperméable des attaches des rails et conservation des traverses de chemins de fer, au moyen du trénail (système Albert Collet).

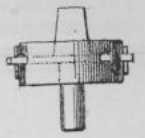
OUTILLAGE
A TAILLANTS DE RECHANGE
(système Albert COLLET).

Tarière à centre.

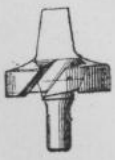


Taraud.

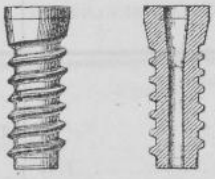
Vissoir.



Araseur.



TRÉNAIL.



Le trénail est une vis creuse en bois dur spécial préparé et complètement injecté d'un produit conservateur à base de créosote.

OUTILLAGE DE POSE.

La tarière à centre assainit concentriquement l'ancien trou.

Le taraud forme les filets dans le nouveau perçage.

Le vissoir étreint extérieurement la tête du trénail et le met en place à la manière d'un tournevis.

L'araseur enlève la prise du vissoir excédant la tête du trénail.

Ces trois derniers outils sont manœuvrés avec la clef à tirefonds.

Résumé des résultats constatés.

Les quantités considérables de trénails employés depuis plusieurs années sur les voies principales de la plupart des grandes compagnies où ce système est adopté ont fait l'objet de nombreux rapports dont la plupart peuvent se résumer comme suit :

Le trénail appliqué aux traverses en bois tendres, en service, double les résistances des tirefonds à l'arrachement, au renversement, au desserrage et au tournage fou.

Isolateur imperméable, il intercepte l'introduction de l'eau pénétrant par les trous dans les fibres, supprime ainsi la carie du bois autour des attaches et arrête la propagation de la pourriture dans l'étendue de la traverse.

Il s'oppose énergiquement à l'encastrement des patins des rails, selles métalliques ou coussinets et augmente la rigidité du bois dont il entretoise les couches.

N'occupant que la place d'une zone de nulle résistance, altérée par l'oxydation, il n'affaiblit pas la section de la traverse.

Une traverse neuve en bois tendre « trénaillée » peut être employée dans les courbes ; ses attaches équivalant à celles d'une traverse en bois dur.

Le trénail appliqué aux traverses en bois durs, en service, rétablit l'état neuf au point de vue de la solidité des attaches.

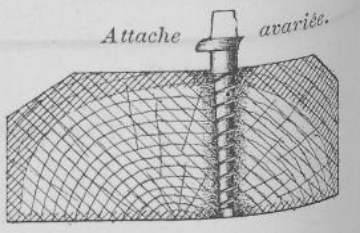
Il évite l'infinité des perçages successifs et permet de réutiliser les trous encore bons lorsqu'un seul est avarié ; cet avantage appréciable et la facilité du remplacement d'un trénail détérioré par un long usage et une forte fatigue dispenseront de riper et réappareiller les pièces spéciales et coûteuses des joints et croisements.

En outre du surplus de sécurité, dont le profit est immédiat, on a pu calculer déjà que l'application opportune du trénail prolongera d'une dizaine d'années la durée des traverses et fera ainsi réaliser d'énormes économies.

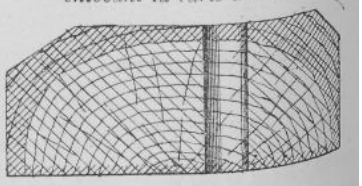
L'outillage est très pratiquement conçu pour la pose sur place ; il est simple, robuste, durable et son fonctionnement est élémentaire.

COUPE TRANSVERSALE
D'UNE TRAVERSE
montrant les opérations successives.

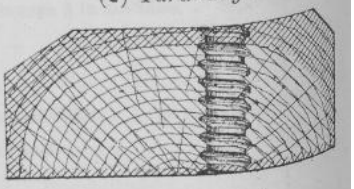
Attache avariée.



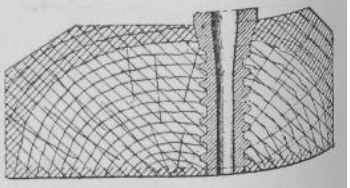
(1) *Perçage enlevant la carie du bois.*



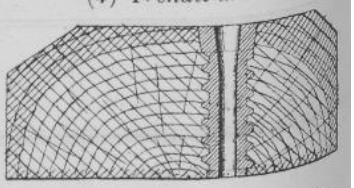
(2) *Taraudage.*



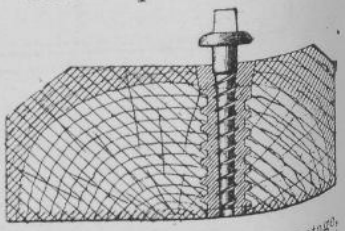
(3) *Trénail vissé.*



(4) *Trénail arasé.*



Attache réparée et renforcée.



La zone imperméable du créosotage, interrompue par les anciens trous, est rétablie par le trénail.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE XI.

Résistance des traverses à la désorganisation de la voie.

(ÉTUDES FAITES A L'EST FRANÇAIS).

Tableau E. — RÉSISTANCE DES TIREFONDS.

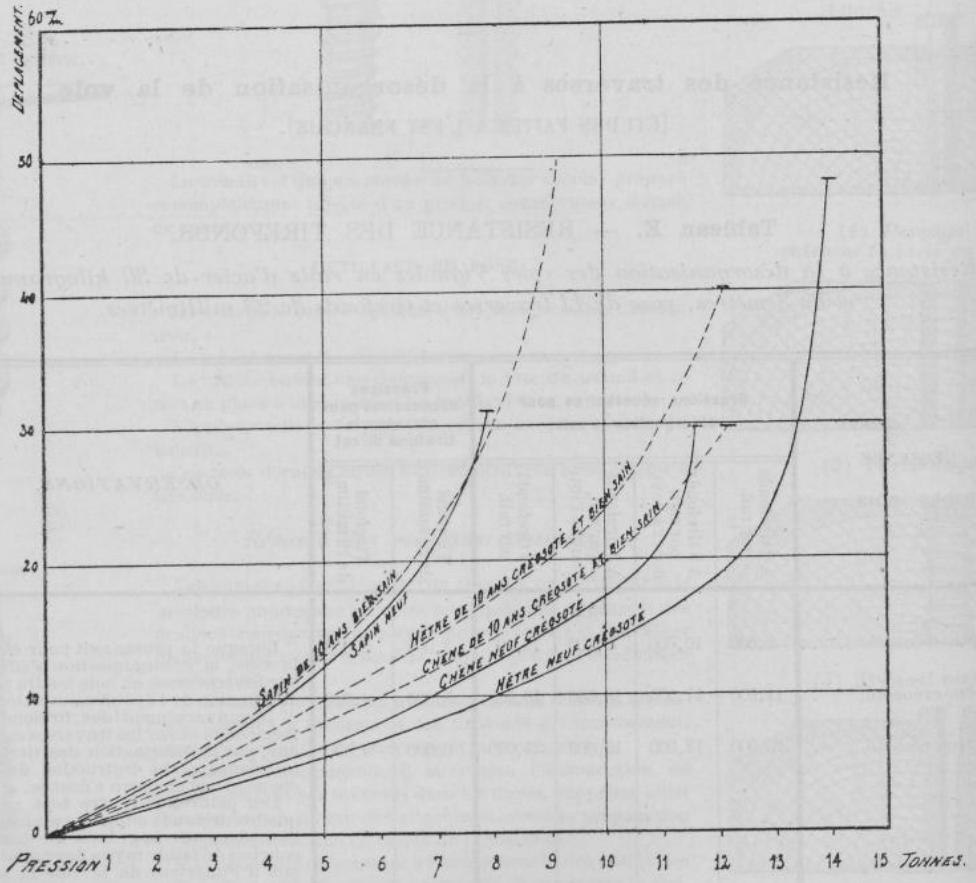
Résistance à la désorganisation des voies Vignoles en rails d'acier de 30 kilogrammes et de 8 mètres, pose de 11 traverses et tirefonds de 23 millimètres.

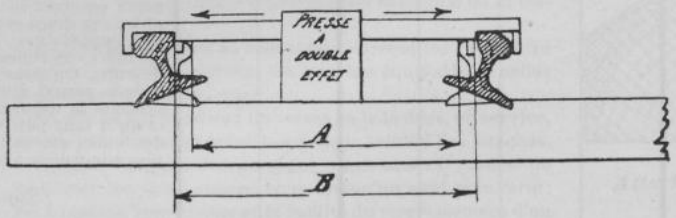
ESSENCE DES BOIS.	Pressions nécessaires pour désorganiser la voie.				Pressions nécessaires pour arracher le tirefond direct		OBSERVATIONS.
	A 2 tirefonds par rail.	A 3 tirefonds par rail, dont 2 à l'ext.	A 3 tirefonds par rail, dont 2 à l'int.	A 4 tirefonds par rail.	Tirefond de 23 millim.	Tirefond de 19 millim.	
Sapin créosoté . .	8,000	10,000	8,000	10,000	3,000	2,000	Lorsque la presse agit pour élargir la voie, la désorganisation s'effectue sur les traverses en bois tendre par la destruction de l'épaulement extérieur et le renversement des tirefonds du même côté et sur les traverses en bois dur, par la déformation des tirefonds intérieurs et la destruction de leur chapeau : ce chapeau s'écorne. Les chiffres ci-contre font penser que les tirefonds supplémentaires que l'on place sur la grande file dans les courbes de faible rayon devraient être mis à l'intérieur de la voie et non à l'extérieur, les traverses étant toujours en bois dur dans ce cas. Les traverses essayées étaient en bois neuf. On a essayé également du bois ayant servi pendant 10 ans. Les différences entre ces deux espèces de bois ont été peu importantes. Les traverses dans les deux cas étaient très saines et sans défauts. On peut donc admettre que le bois pourri diminue seul la résistance et la désorganisation des voies et qu'il faut par conséquent l'enlever des voies aussitôt que la décomposition commence à se manifester. *(Signé)* LE LEUCH.
Chêne créosoté . .	11,500	11,500	13,500	13,500	5,000	4,000	
Hêtre créosoté . .	13,000	13,000	15,000	15,000	6,000	4,500	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Graphique D. — RÉSISTANCE DES TIREFONDS.

Élargissement de la voie en rails d'acier de 30 kilogrammes et de 8 mètres; pose de 11 traverses.





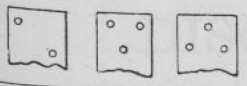
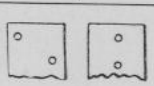
Les courbes ci-dessus représentent la différence entre les cotes A et B aux différentes pressions exercées. La fin de chacune d'elles correspond au moment où les rails commencent à s'échapper aux tirefonds et où la voie se désorganise.

Les traverses se cintrent au fur et à mesure que la pression augmente et la flèche de la courbure atteint parfois 20 millimètres au moment où la désorganisation de la voie est sur le point de s'effectuer.

(Signé) LE LEUCH.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Élargissement de la voie. Voie de 10 traverses espacées de 0m85 (8m00).

Pressions.	Voie Vignoles, tirefond de 23 millimètres. Traverses intermédiaires.									Voie Vignoles, tirefond de 23 millimètres.		Voie Vignoles, tirefond de 23 millimètres desserré légèrement.	
	SAPIN.			CHÊNE.			HÊTRE.			HÊTRE.		CHÊNE.	HÊTRE.
Tonnes.										Joints d'équerre.	Joints croisés.		
0.000	*1450*	*1450*	*1451*	*1448*	*1449*	*1448*	*1448*	*1449*	*1448*	*1450*	*1450*	*1450*	*1449*
	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.	Millim.
1.000	4.0	3.0	2.5	0.5	0.5	0.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	9.0	2.5
2.000	5.5	4.0	4.5	1.0	1.5	1.5	1.0	1.5	2.5	1.5	1.5	13.0	5.0
3.000	8.0	6.0	7.0	2.0	3.0	2.0	2.0	4.0	3.0	2.0	2.0	14.0	8.0
4.000	12.0	9.0	10.0	3.5	4.5	3.0	4.0	4.5	4.5	3.0	3.0	17.0	11.0
5.000	15.0	11.0	12.5	5.0	6.0	4.0	5.0	5.5	5.0	4.0	4.0	19.0	13.0
6.000	**5**	**10**	**5**	**8**	**8**	**8**	**5**	**5**	**5**	**10**	**4**	**5**	**5**
7.000	19.0	14.0	17.0	7.0	8.0	6.0	5.5	6.5	6.0	5.0	6.0	21.0	15.0
8.000	...	17.0	...	9.0	10.0	8.0	7.5	8.0	7.0	5.5	7.0	22.0	17.0
9.000	...	21.0	...	11.0	14.0	8.5	10.0	11.0	8.5	6.5	8.0	25.0	20.0
10.000	...	25.0	...	15.0	19.0	9.5	12.5	14.5	9.5	8.5	10.0	28.0	24.0
	...	27.0	...	20.0	22.0	11.0	16.0	16.0	10.5	9.0	12.0	35.0	26.0
11.000		**20**		**15**	**15**	**15**	**10**	**6**	**10**	**15**	**11**	**10**	**10**
12.000	...	...	...	25.0	...	13.0	18.5	18.5	12.5	10.0	13.0	...	29.0
13.000	...	...	...	...	...	15.5	26.0	21.5	14.0	11.0	15.0	....	35.0
14.000	...	...	...	...	...	19.0	...	25.0	16.5	12.5	17.0	...	...
	...	...	...	...	...	...	...	28.0	18.5	14.0	18.5	..	...
15.000								**10**					
	...	...	...	. .	...	...	...	...	24.0	15.0	21.0	...	...
16.000									**17**	**20**	**50**		
17.000	...	...	...	...	...	...	...	...	...	17.0	...	...	...
18.000	...	...	...	...	...	...	. .	...	...	18.0	...	...	...
	...	...	...	...	...	...	...	...	...	20.0	...	...	...
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)

(1) Un tirefond intérieur à droite échappe à 6,000 kilogrammes. Sans s'écorner le rail échappé est peu déversé. Les tirefonds extérieurs s'inclinent sans se ployer.

(2) Les deux tirefonds intérieurs de gauche échappent à 10,000 kilogrammes. Ils ne sont écornés que très légèrement. Le rail échappé n'est soulevé que de 70 millimètres. Les tirefonds extérieurs sont inclinés, mais non ployés.

(3) La voie se désorganise à 6,500 kilogrammes. Les tirefonds extérieurs sont inclinés mais non ployés, ceux à l'intérieur sont intacts. La torsion des rails s'étend jusqu'à la deuxième traverse de chaque côté de la presse.

(4) Deux tirefonds à gauche s'écornent et échappent à 4,000 kilogrammes. La torsion des rails s'étend jusqu'à la deuxième traverse au delà de la presse.

(5) Voie désorganisée à 11,000 kilogrammes. Quatre tirefonds intérieurs échappés et écornés à droite; 1 en deçà et 3 au delà de la presse.

(6) Les tirefonds intérieurs de droite des deux traverses contiguës à la presse s'écornent légèrement et échappent à 13,000 kilogrammes, l'épaulement extérieur de ce côté est maculé; les tirefonds renversés et le rail déplacé horizontalement de 10 millimètres à gauche, ce rail ne s'est ripé que de 3 millimètres.

(7) Deux tirefonds intérieurs à gauche s'écornent et échappent à 12,000 kilogrammes.

(8) Deux tirefonds intérieurs à gauche s'écornent et échappent à 15,000 kilogrammes. Les tirefonds extérieurs restent intacts à gauche et sont un peu ployés sur l'une des traverses à droite. La torsion des rails s'étend jusqu'à la deuxième traverse de chaque côté de la presse.

(9) Rupture à 15,500 kilogrammes. Quatre tirefonds écornés à l'intérieur et du côté droit. Le patin pénètre dans l'épaulement de ce côté de 10 à 15 millimètres. Un tirefond extérieur est déversé. La disjonction du rail et des tirefonds a eu lieu très brusquement de 14,500 à 15,500 kilogrammes.

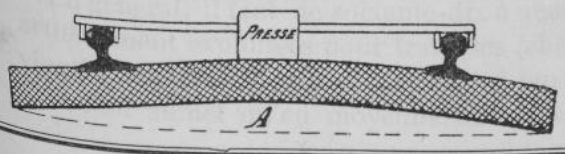
(10) Les tirefonds intérieurs à droite échappent et s'écornent à 18,500 kilogrammes.

(11) Deux tirefonds intérieurs à droite échappent à 15,000 kilogrammes et sont écornés. La torsion des rails s'étend jusqu'à la troisième traverse au delà de la presse.

(12) La voie se désorganise à 10,000 kilogrammes. Deux tirefonds à droite écornés et échappés. Un épaulement est relevé. Le fil de gauche est ripé de 10 millimètres. Cette expérience se fait sur un point où une autre a déjà été faite. Dans d'autres conditions la rupture ne serait survenue qu'à 12,000 kilogrammes.

(13) La voie se rompt à 12,000 kilogrammes. Deux tirefonds intérieurs, à gauche, sont écornés et échappés.

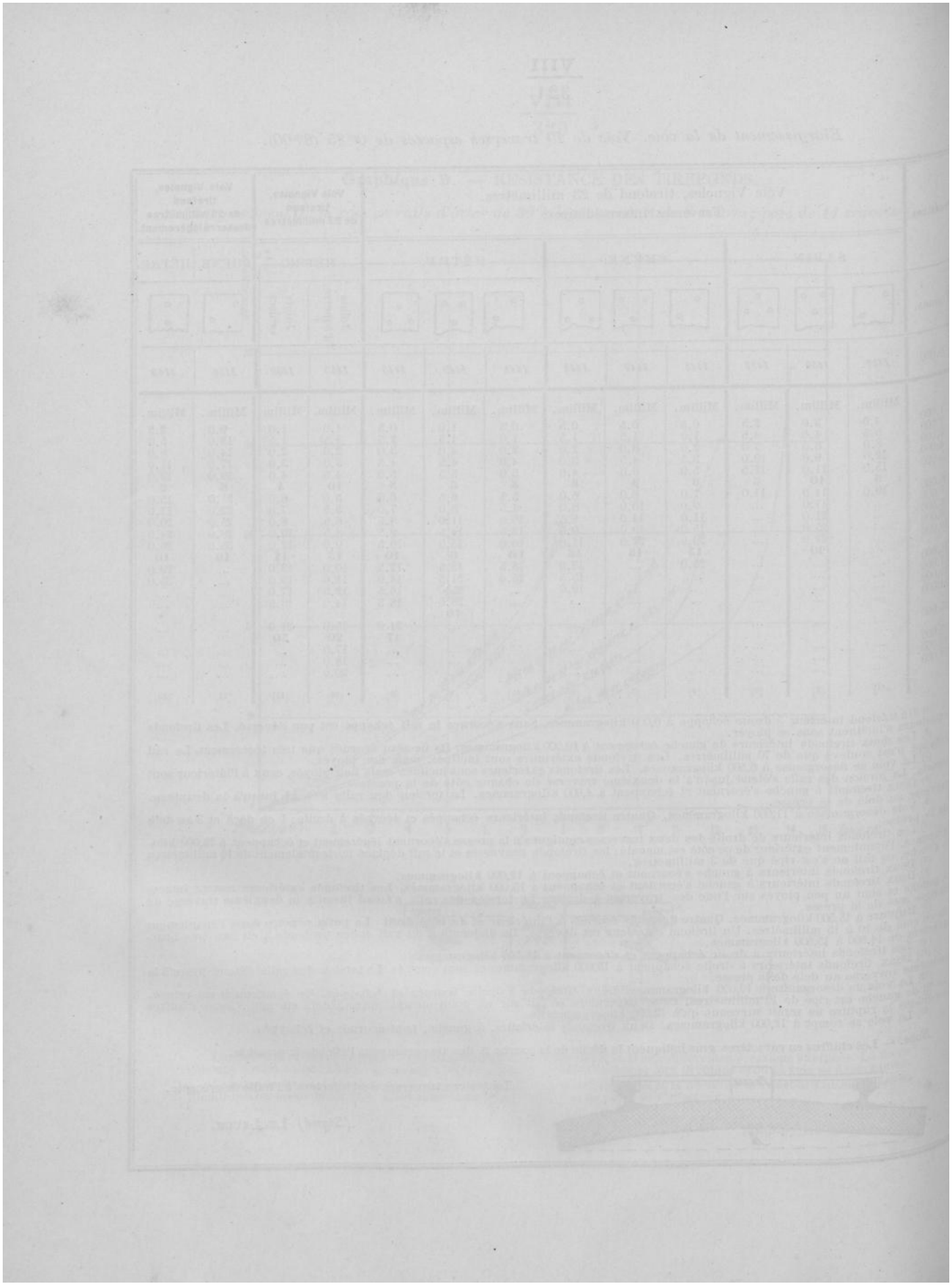
Nota. — Les chiffres en caractères gras indiquent la flèche de la courbe A des traverses sous l'effet de la pression.



Toutes ces traverses sont injectées à l'huile de créosote.

(Signé) LE LEUCH.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SECTION

Séance du 25 septembre 1900, à 9 heures.

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr V. Herzenstein, *rapporteur*. — Messieurs, en ma qualité d'étranger, je commence par réclamer votre indulgence pour la manière dont je m'exprime en français; j'espère que vous voudrez bien excuser les incorrections au beau style français que, fatalement, je commettrai au cours de mon exposé.

Je ne m'arrêterai pas longuement sur les renseignements qui sont consignés dans mon rapport, lequel se trouve entre vos mains; je préfère vous en fournir de nouveaux sur l'intéressante question de la conservation des bois.

Vous avez, sans nul doute, jeté un coup d'œil sur les données que j'ai recueillies auprès des administrations de chemins de fer et que j'ai classées dans mon rapport; on peut en tirer une conclusion très importante pour l'économie des chemins de fer.

D'année en année, les traverses de chemins de fer deviennent plus chères et le bon bois plus difficile à trouver; de tous côtés des plaintes s'élèvent à ce propos.

Cet état de choses provient de ce que les traverses n'étant pas suffisamment résistantes, on doit les renouveler trop souvent et que, d'autre part, les arbres qui servent à faire de bonnes traverses deviennent de plus en plus rares.

L'ensemble des réseaux de chemins de fer du monde entier comprend environ 750,000 kilomètres. Si l'on ne tient compte que de ce qui est nécessaire pour assurer la construction de 1 kilomètre (en évaluant à 1,500 le nombre de traverses par kilomètre de voie principale), il faut couper en moyenne 1 hectare de bois, contenant 200 à 250 arbres d'assez fort diamètre pour qu'on puisse débiter de chacun d'eux au moins sept traverses; les 750,000 kilomètres de chemins de fer ont donc nécessité la coupe d'une superficie boisée de *750,000 hectares*.

En général, il faut de soixante-dix à quatre-vingt-dix ans pour reboiser les forêts actuellement exploitées pour traverses (chêne, pin, sapin, mélèze) et il n'y a que la vingtième partie des arbres coupés qui repousse.

Si l'on admet qu'en moyenne une traverse peut servir pendant sept à huit ans

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(notez que dans certains pays les traverses ne durent que deux ans), il est nécessaire de couper 100,000 hectares par an pour assurer le renouvellement.

Comme le réseau de chemins de fer dans le monde entier se développe annuellement environ de 10 p. c., il faut, pour faire face à ce développement, couper encore 75,000 hectares, soit en tout 175,000 hectares. Si l'on considère que dans le meilleur cas il n'y a que la vingtième partie seulement des arbres coupés qui repousse, vous devez reconnaître, messieurs, qu'il y a là une situation bien inquiétante.

Beaucoup de pays, en présence d'une consommation de bois aussi considérable, prévoient une crise qu'il importe de conjurer en prenant des mesures spéciales. Voyons dans quel ordre d'idées cela pourrait se faire.

Ainsi que je l'ai dit dans mon rapport imprimé, il faut d'abord rechercher le moyen de préserver les traverses de l'usure mécanique produite par le trafic et de l'usure chimique, c'est-à-dire de la pourriture, de manière à leur assurer une durée au moins égale à la période nécessaire au reboisement de l'espèce de laquelle sont débitées les traverses.

En second lieu, il faut rechercher une essence de bois qui se reproduise assez rapidement; peut-être même étudier les conditions dans lesquelles cette reproduction pourrait être notablement accélérée.

D'après les données figurant dans mon rapport, une traverse bien préparée (en bois de chêne, de hêtre, de pin ou de mélèze) dure en moyenne de trente à trente-deux ans; elle peut même servir pendant quarante ans, ainsi qu'on l'a vu sur des lignes anglaises.

En France, les traverses en hêtre et en chêne ont une durée de trente à trente-cinq ans; messieurs les ingénieurs de l'Est m'ont signalé que sur des lignes de l'Alsace-Lorraine, l'administration allemande, en faisant dernièrement la revision des traverses qui avaient été posées avant la guerre de 1870, avait trouvé que ces traverses étaient encore en bon état.

Or, il y a certaines essences d'arbres qui, en trente ou trente-cinq ans, peuvent atteindre un développement suffisant, telles que : le hêtre, le tremble, le bouleau. Ces essences conviennent également comme traverses; d'autres essences, pour l'accélération de leur développement, ne demandent peut-être que le changement de quelques conditions de leur culture. En prenant quelques nouvelles mesures de préservation, les traverses faites avec toutes ces essences peuvent rester pendant quarante ans et bien au delà non seulement dans les voies secondaires, mais même dans les voies principales.

On empêche la pourriture soit en injectant dans la section transversale des traverses une dissolution de sels métalliques, notamment du chlorure de zinc ou du sulfate de cuivre, soit par le créosotage, soit par un système d'injection mixte qui est en usage en Allemagne et en France (aux chemins de fer de l'État français) et qui est plus économique.

L'injection au moyen de dissolutions de sels métalliques qu'on pratiquait autrefois

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

très couramment est aujourd'hui de plus en plus abandonnée; elle n'est ni très pratique ni fort efficace, car le liquide antiseptique ne pénétrait pas assez profondément dans le bois; elle n'agissait que superficiellement. Pourtant, l'injection se faisait sous une forte pression, variant de 6 à 10 atmosphères.

Aujourd'hui, en diminuant la pression, on obtient de meilleurs résultats avec beaucoup moins de frais.

En France, on a expérimenté et on expérimente encore un système d'injection des bois au moyen de l'électricité. Personnellement, je n'ai pas encore fait d'essais de ce genre.

Il y a quelques années, on a proposé un procédé qui semble donner de bons résultats et qui, du reste, semble être très rationnel. Il consiste à mettre la résistance des traverses aux efforts mécaniques en rapport avec la résistance chimique. Ce procédé a été inventé également en France, et on en fait usage sur certaines lignes de chemins de fer. On y pose des traverses en bois assez tendre, mais dont la résistance est renforcée par l'emploi de trénails, sorte de manchons en bois dur injecté, vissés directement dans les traverses et dans lesquels les tirefonds sont eux-mêmes fixés. C'est, en réalité, le trénail qui supporte toute la pression des roues et qui s'oppose à l'usure mécanique de la traverse.

D'après les renseignements qui m'ont été fournis par les chemins de fer de la République Argentine, il existe dans l'Amérique du Sud un bois excellent pour traverses; celles-ci peuvent résister au moins pendant trente années sans aucune préparation, à condition, bien entendu, de débiter la traverse en bois parfait sans aubier.

L'arbre en question est le *Quebracho colorado*. Des échantillons de ce bois sont exposés dans notre salle des pas-perdus.

M'appuyant, messieurs, sur les considérations que je viens d'émettre, ainsi que sur les données figurant dans mon rapport qui se trouve entre vos mains, je me suis persuadé que la question de la conservation des bois pour traverses doit nécessairement continuer à nous préoccuper, surtout au point de vue de l'avenir. Aussi, j'espère que vous voudrez bien émettre le vœu de voir cette question maintenue au programme de la prochaine session du Congrès. Ce n'est qu'en multipliant les essais dans tous les pays et en les comparant entre eux, que nous parviendrons à être fixés sur la supériorité d'un système de conservation, appliqué à une certaine espèce de bois.

Je passe maintenant à la question de la conservation des bois de construction en général.

Cette question a été moins étudiée que la précédente; aussi les renseignements que j'ai recueillis sont relativement peu nombreux.

Le liquide antiseptique le plus fréquemment employé pour préserver les bois de construction de la pourriture prématurée est la créosote. Pour les bois servant à la construction d'habitations, on fait usage de chlorure de zinc et de sulfate de cuivre, que l'on introduit dans les tissus ligneux du bois en vase clos, sous une pression de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

3 à 12 atmosphères; c'est le procédé qui, jusque dans ces derniers temps, a donné les meilleurs résultats.

On se préoccupe beaucoup dans tous les pays de la possibilité de préserver les bois contre les dangers d'incendie; pas précisément pour les rendre incombustibles, mais surtout ininflammables. A cet effet, on a également recours à un procédé électrique de provenance française (brevet Nodon-Brétonneau). Ce procédé a déjà passé dans l'industrie à Paris et les expériences faites dernièrement par le corps des sapeurs-pompiers ont été très concluantes; on a constaté, en effet, que des bois préparés par le procédé électrique, soumis à une température de plusieurs milliers de degrés centigrades, se carbonisaient à la longue, mais ne flambaient pas.

C'est la première fois, messieurs, que la question de la préservation des bois de construction de la pourriture et du feu est soumise aux délibérations du Congrès des chemins de fer; aussi, comme je l'ai dit tout à l'heure, je n'ai obtenu que peu de renseignements.

Dans ce domaine encore, il importe absolument que l'on continue les études et que l'on fasse des essais multiples : car une solution heureuse de la question peut avoir des conséquences économiques très importantes. Si l'on trouvait un système sûr, rendant les bois de construction absolument incombustibles ou plutôt ininflammables pour une longue période, nous pourrions renoncer au payement de primes d'assurances pour les bâtiments des stations et des lignes, pour nos magasins, en un mot pour toutes nos constructions, et réaliser ainsi une forte économie sur l'entretien des chemins de fer.

Il serait donc à désirer que les administrations de chemins de fer continuassent leurs études et leurs essais et que la question restât à l'ordre du jour de la session prochaine du Congrès.

Mr Maschwitz, Ministère des travaux publics, République Argentine. — Messieurs, je vais me permettre de vous lire, afin qu'ils puissent figurer dans le *Bulletin du Congrès*, quelques extraits de la brochure que je vous ai fait remettre, qui donne des renseignements sur les traverses employées par les chemins de fer de la République Argentine, et, ensuite, sur le *Quebracho colorado* dont Mr Herzenstein vient de parler.

« Toutes les voies de la République Argentine sont construites avec des rails d'acier du système Vignoles, sur des traverses de différentes espèces; fait curieux, si l'on songe que la république possède d'innombrables forêts de *Quebracho colorado*, le bois par excellence pour cet usage. Cependant, cette anomalie peut s'expliquer par différentes raisons :

« 1° L'intérêt qu'avaient presque tous les chemins de fer appartenant à des capitalistes étrangers à amener du dehors la plus grande quantité possible de matériaux, qu'ils introduisaient libres de droits d'entrée et qu'ils payaient très probablement, en grande partie, en actions et obligations de la compagnie à laquelle ils étaient destinés;

« 2° La difficulté d'obtenir des traverses de bois de *Quebracho colorado* en quantité suffisante pour ne point retarder la construction de la voie, car la main-d'œuvre était rare et élevée dans

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les chantiers, les ouvriers préférant s'adonner à des occupations plus productives et exemptes de privations plutôt que de souffrir forcément dans les vastes forêts argentines, inhabitées et souvent inconnues ;

« 3° Le manque de capital employé dans ces chantiers, de façon que les coupes se faisaient à bras d'homme au lieu de se faire mécaniquement, comme l'exige cette industrie ;

« 4° Enfin, le manque d'observations et conséquemment de connaissances sur les résultats que donnaient en service les différentes espèces de traverses en bois ou en fer.

« Heureusement, aujourd'hui, les choses ne sont plus dans le même état et, comme le dit très bien Mr l'ingénieur J. Courau, directeur général des chemins de fer de la province de Santa Fé, dans une communication à la Société des ingénieurs civils de France (1) :

« Parmi tous les bois du monde pouvant être utilisés comme traverses de chemins de fer, la « royauté appartient sans conteste, croyons-nous, au *Quebracho colorado*. D'autres essences ont « aussi la propriété de se conserver indéfiniment, dans toutes les situations et sous toutes les « latitudes, mais elles rentrent, en général, dans les différentes catégories de *bois dur* des pays « tropicaux, beaucoup trop résistants à l'outil et d'une exploitation difficile, sinon impossible, en « raison de l'insalubrité du climat ou de l'accès toujours pénible et souvent dangereux des « montagnes où ils prennent naissance. »

Voici quelques renseignements sur le *Quebracho colorado* :

« Le *Quebracho colorado* appartient à la famille des Anacardiacées. C'est un arbre qui atteint une hauteur de 15 mètres environ et présente un diamètre de 1 à 1.20 mètre. On le trouve en grande abondance dans les provinces de Santiago del Estero, Santa Fé, Salta, Tucuman et dans les territoires nationaux du nord, le Grand Chaco, etc. Ses cellules sont petites, les fibres nombreuses et de parois épaisses, les rayons médulaires sont courts et rares.

« L'épaisseur de l'écorce est de 20 millimètres environ. Elle offre des sillons profonds, d'une couleur gris-brun, l'aubier est de couleur blanc jaunâtre et les veines qu'il présente dans la coupe longitudinale sont fines et prononcées.

« Ses qualités spéciales de conservation sont dues particulièrement à la rareté de ses pores et à l'abondance des matières antiseptiques qu'il contient.

« Il est très riche en tanin. Celui-ci s'y rencontre dans la proportion suivante :

Écorce	6 à 8 p. c.
Aubier	3 à 4 —
Cœur.	19 à 22 —

et sa densité, ou poids par mètre cube, varie de 1,282 à 1,393 kilogrammes, selon l'âge de l'arbre.

« Jusqu'à présent ce n'est guère qu'à sa richesse en tanin qu'il doit d'avoir appelé l'attention des industriels étrangers. En effet, les 229 millions de kilogrammes de *Quebracho colorado* exportés en 1898 et les 164 millions en 1899 l'ont été en rondins, en troncs bruts, simplement dépouillés de l'écorce et de l'aubier, pour être utilisés dans les tanneries européennes.

« C'est en Allemagne qu'il en a été exporté la plus grande quantité, et ensuite viennent, par ordre, la France, l'Italie, la Belgique, le Brésil et les États-Unis de l'Amérique du Nord.

« Comme bois de construction, et surtout comme traverses pour voies de chemins de fer, le

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 1, janvier 1900, p. 203.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Quebracho, à l'étranger, n'a été, jusqu'ici, que peu ou point employé. Ce n'est qu'à titre d'essai que quelques lignes d'Allemagne, de France et d'Italie en ont demandé en petites quantités.

« Le *Quebracho colorado* croît dans les vastes plaines du nord de l'Argentine, dans des régions tempérées, complètement saines. On peut le travailler dans les mêmes conditions que les meilleurs bois européens. Son poids le rend particulièrement apte pour la solidité des voies ferrées. On l'emploie dans la République Argentine pour traverses de trois dimensions :

Pour voies de 1m686 d'écartement	de 2m75 × 0m24 × 0m12
— moyennes.	de 2m50 × 0m24 × 0m11
— de 1 mètre	de 1m80 × 0m24 × 0m12

et leur poids est - suivant ces dimensions — de 100, 90 et 70 kilogrammes.

« D'après ces chiffres, on s'expliquerait difficilement que le *Quebracho* n'ait pas été employé sur une plus grande échelle comme traverses, si l'on ne savait que les bois exploités jusqu'ici ne l'ont été que pour l'industrie du tanin.

« Aujourd'hui que les chemins de fer ont pénétré dans les régions où croît le *Quebracho*, son exploitation est devenue plus facile, il est aussi aisé de trouver des ouvriers en plus grand nombre qu'autrefois, ce qui, réuni à un outillage perfectionné, donne le droit d'espérer que l'état de choses actuel variera forcément et que le *Quebracho*, comme matériel de construction de voies ferrées, se fera une place en Europe à côté des meilleurs bois

« J'ai indiqué plus haut, en en donnant les raisons, que les chemins de fer argentins n'employaient autrefois que très peu le *Quebracho*, tandis qu'aujourd'hui c'est tout le contraire qui a lieu. Ils font tout leur possible pour ne pas employer d'autre bois. Ils savent que, pour trouver facilement un bois qui soit à la fois de grandes dimensions, large et sain, ils n'ont qu'à aller dans les forêts de la province de Santa Fé et au Chaco de l'est, le long du Paranà jusqu'au Paraguay. Ces forêts sont interminables et, pour ainsi dire, vierges, puisque, jusqu'à présent, elles n'ont été que très peu exploitées. Pourtant, il serait facile de les exploiter en tirant parti des magnifiques voies fluviales qu'offrent le Paranà et ses affluents du Chaco. Le terrain de ces parages est humide et les arbres croissent à une grande hauteur. Généralement, ils sont plus rouges que ceux qu'on exploite dans la province de Santiago del Estero et du Chaco de l'ouest, qui sont des régions plus sèches.

« Dans les provinces de Tucuman, Salta et Jujuy et Chaco de l'ouest, on retrouve ces mêmes arbres de grande hauteur et corpulence et aussi riches en qualité que ceux de la province de Santa Fé et du Chaco (partie est), car la terre y est aussi humide, grâce aux pluies abondantes qui ont lieu à certaines époques de l'année, mais les frais de transport sont aussi plus élevés.

« Dans la province de Santiago del Estero, les arbres sont en général plus petits, à cause du climat qui est sec, ce qui retarde le développement de la végétation. Habituellement, on ne retire guère des arbres de cette contrée que deux traverses, tandis que de ceux des autres parages on en retire beaucoup plus.

« Cependant, il est préférable que la traverse soit extraite d'un petit arbre, car une fois équarrie, on trouve une section très dure, résistante et de longue durée, dans laquelle les clous dentelés qu'on emploie pour assujettir les rails, s'incrustent et se conservent mieux que ceux placés dans les traverses qui ont été taillées dans le cœur des grands arbres. En effet, celles-ci se fendent souvent, surtout si aussitôt coupées on n'a pas la précaution de les placer à l'abri du soleil et des intempéries.

« Dans la province de Santiago del Estero, on trouve sans difficultés du *Quebracho* convenant pour traverses et sans que celui-ci exige beaucoup de précautions pour se conserver; par contre,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dans les autres parages, le *Quebracho* est plus riche en tanin. Or, l'expérience a démontré que si les traverses sont choisies avec soin et que si, après avoir été coupées, on les protège pendant un certain temps contre les rayons du soleil, elles durent de longues années dans d'excellentes conditions.

« Cet arbre est très abondant dans la République Argentine. Ce que tout acheteur doit exiger, c'est que l'écorce et le bois blanc qui sont inutiles soient enlevés. Il faut aussi que le bois soit coupé en hiver, avant la montée de la sève. C'est là un point souvent peu facile à obtenir, car dans cette saison les journaliers préfèrent travailler à la récolte de la canne à sucre, dans les provinces de Tucuman, Salta y Jujuy, où ils perçoivent de bons salaires. Il faut ajouter qu'en hiver l'eau manque souvent dans les réservoirs naturels que les fortes pluies de l'été forment dans ces contrées. C'est malheureusement l'unique ressource et si l'eau de ces réservoirs manque, il faut avoir recours au transport de cet élément, ce qui augmente considérablement les frais.

« Cependant, il convient de remarquer que toutes les traverses en *Quebracho colorado*, qui ont été ou sont encore employées actuellement, ont été coupées indistinctement à toutes les époques de l'année, sans que leur qualité en ait visiblement souffert. Le résultat a toujours été le même, c'est-à-dire excellent.

« Si donc on a obtenu ces résultats sans tenir compte des observations dues à l'expérience, que ne doit-on pas attendre du *Quebracho colorado* le jour où on l'exploitera avec les soins que nous conseillent la science et l'expérience!

« L'année dernière, l'Administration du chemin de fer du Grand Ouest argentin fit déblayer la voie sur une longueur de 8 kilomètres, pour examiner les traverses en *Quebracho* qui y avaient été employées, et il fut constaté que les traverses en mauvais état n'excédaient pas 5 p. c., et encore cela était-il dû à la partie du bois blanc adhérant aux traverses, qu'un examen sérieux, le jour de réception, aurait dû faire refuser. Cette ligne, qui va de Villa Mercedes (province de San Louis) à Mendoza et San Juan, fut construite en 1883, c'est-à-dire il y a dix-sept ans; or, on vient de voir que pour ainsi dire toutes ces traverses en *Quebracho colorado* sont encore en bon état de conservation.

« La même administration a fait arracher des pilotis qui avaient été employés à la construction de ponts provisoires il y a douze ans et tous ont été trouvés en parfait état, sauf, comme précédemment, la partie de bois blanc, qui avait souffert.

« Le chemin de fer « Central Argentino » déclare qu'on ne saurait trouver de meilleur bois que le *Quebracho colorado* pour faire des traverses. Il affirme que si, lors de la pose, la traverse est réellement saine, si elle ne présente pas sur ses faces des parties blanches, elle peut durer cinquante ans au moins, et encore ne sera-t-elle détériorée qu'à cause des nombreux trous qui y auront été faits pour changer les rails et les clous dentelés.

« Le chemin de fer de l'Ouest de Buenos-Ayres prétend que les traverses en *Quebracho colorado* peuvent durer tant qu'il y aura dans leur section de $0^m14 \times 0^m24$ l'espace nécessaire pour placer les clous chaque fois que ceux-ci doivent être renouvelés. Il est établi que les clous s'usent plus vite que la traverse et qu'on ne saurait les replacer dans le même trou. Il faut donc en creuser un autre à côté. Par ce fait, il arrive un moment où la traverse n'offre plus un point intact et où il faut la changer, bien qu'elle soit encore en bon état de conservation. Il est évident qu'une ligne sur laquelle passent 180 trains par jour devra renouveler ses traverses au bout de quinze ans, car la largeur de celles-ci ne permettra plus de placer de nouveaux clous. Toutes les entreprises de chemins de fer qui emploient des traverses en *Quebracho* ont répondu plus ou moins dans le même sens au questionnaire qui leur a été présenté. Leurs réponses, faites toutes en termes concis et avec la signature de l'administrateur, figurent à l'annexe de cet aperçu et peuvent être consultées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« C'est la meilleure preuve que l'on puisse offrir de l'excellence des traverses en *Quebracho colorado*, surtout si l'on tient compte de ce que la presque totalité des entreprises des chemins de fer de la République Argentine appartient aux capitaux étrangers, et qu'autrefois ces compagnies employaient des traverses importées, tandis qu'à présent elles ne font plus usage que de traverses en *Quebracho colorado*, *curupay* et autres essences d'arbres aussi bonnes et avantageuses que ces dernières.

« J'ai apporté des échantillons de quelques bois de la République Argentine, afin qu'ils puissent être examinés, surtout ceux que nous employons comme traverses dans les chemins de fer du pays. Ils sont, sans contredit, la meilleure preuve de ce que j'ai avancé sur la solidité et la durée des traverses en *Quebracho* et je crois qu'on ne saurait trouver un bois plus apte pour cet emploi et qui conserve tant d'années ses conditions et attributs essentiels.

« Avant d'aborder la partie économique de l'emploi des traverses en *Quebracho colorado*, je crois utile d'indiquer sommairement quelles sont les règles générales qu'il convient d'observer pour le choix et la pose de ces traverses, règles qui sont le fruit d'une longue expérience :

« 1° Il faut exiger que le bois soit coupé en hiver, quand la sève est arrêtée;

« 2° Les traverses qui présentent des parties de bois blanc doivent être refusées, car ces parties pourriraient en moins de deux ans;

« 3° Les traverses doivent présenter le moins de nœuds possible, car, dans ce cas, elles se cassent généralement en tombant ou sous un choc sec, à l'endroit où se trouvent les nœuds;

« 4° On doit préférer les traverses qui ne présentent qu'une seule face, c'est-à-dire celles qui proviennent d'une seule poutre sciée par le milieu.

« Le motif en est que les deux traverses qui sont extraites d'une même poutre offrent la moitié du cœur de l'arbre. Elles se conservent beaucoup mieux que celles qui présentent deux faces et qui ont été extraites en plus grand nombre d'une même poutre;

« 5° Ces traverses doivent être posées à plat, c'est-à-dire la partie sciée en bas, en ayant soin de faire une entaille dans la partie simplement équarrie pour placer le rail. Cette précaution est nécessaire pour les raisons suivantes :

« *a*) La traverse placée à plat présente plus de stabilité, par conséquent une forte économie;

« *b*) Comme les parties sciées sont plus sensibles aux variations de la température et se fendent par conséquent plus aisément quand elles sont exposées à l'air que les faces simplement équarries ou coupées à la hache, il convient de les mettre à l'abri de l'air et du soleil;

« *c*) Placée dans les conditions indiquées plus haut, la traverse présente naturellement une forme bombée, de façon que les eaux glissent sur elle, ce qui est un avantage.

« Pour terminer, citons encore quelques-uns des avantages du *Quebracho :*

« 1° Il est rare qu'à la suite d'un déraillement quelconque les traverses en *Quebracho colorado* soient mises hors d'usage, tandis que toutes les traverses métalliques, chaises ou coussinets sont brisés ou inutilisables;

« 2° Quand le sous-sol est susceptible d'affaisements à la suite de pluies prolongées, les traverses métalliques cèdent ou s'enfoncent, produisant des torsions de la voie qui peuvent être dangereuses pour la marche des trains. Avec la traverse en *Quebracho* cela est plus difficile et n'arrive guère;

« 3° La traverse en *Quebracho* peut être calée, bourrée avec toute facilité; un journalier quelconque, avec un peu de pratique, fait ce travail; pour les traverses métalliques, les coussinets en fonte, il faut, par contre, des ouvriers connaissant leur métier et que l'on est obligé de payer

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

plus cher, ce qui augmente les frais de pose et, par conséquent, les frais de conservation et d'exploitation.

« On peut se procurer les traverses dans toutes les gares de chemins de fer. Leur prix varie suivant la voie à laquelle elles doivent être employées. Ainsi les traverses pour voie large, et qui présentent les dimensions de $2^m75 \times 0^m12 \times 0^m24$, coûtent 2.50 dollars chacune; celles pour voie de 1.435 mètre, de $2^m50 \times 0^m12 \times 0^m24$, coûtent 2 dollars; enfin, celles pour voie d'un écartement de 1 mètre et qui mesurent $1^m80 \times 0^m12 \times 0^m24$ coûtent 1.30 dollar.

« Quant aux frais de transport jusqu'au port de Colastiné ou Rosario (province de Santa Fé), ils varient entre 0.70 et 0.90 dollar pour les plus grandes, 0.50 à 0.70 dollar pour les moyennes, et 0.40 à 0.50 dollar pour les plus petites, suivant la distance de la gare d'embarquement bien entendu.

« Cela nous donne, comme prix moyen, rendu franco port d'embarquement :

Traverses pour écartement de 1.676 mètre	3.20 à 3.40 dollars.
— — — de 1.435 —	2.50 à 2.70 —
— — — de 1.000 —	1.70 à 1.80 dollar.

« Le taux de l'or n'a guère d'influence sur le coût en papier-monnaie des traverses. Si nous prenons comme base la cote de 227.27 p. c., qui est la cote la plus basse que puisse atteindre la monnaie d'or, nous voyons que dans le cas le moins avantageux le prix des traverses n'excèdera pas les chiffres suivants :

Traverses pour écartement de 1.676 mètre	1.50 dollar or (7.50 francs).
— — — de 1.435 —	1.49 — (5.95 —).
— — — de 1.000 — . . .	0.79 — (3.95 —).

« Reste à ajouter le prix du transport par mer, point assez important. Je me bornerai à faire remarquer qu'étant donnée la commodité qu'offre l'embarquement à cause de la régularité des dimensions, cette espèce de charge est, pour un navire, des plus avantageuses. Elle occupe peu de place en proportion de son poids, ce qui permet aux bâtiments de compléter leur chargement avec des marchandises plus légères et d'un fret plus élevé. Rien de plus aisé, une fois que le trafic de ce genre de matériel sera établi, d'obtenir un fret ne dépassant pas 20 francs par tonne pour un chargement complet de traverses en *Quebracho*.

« De cette façon, on aurait en Europe les traverses, prises à quai, aux prix suivants :

Traverses pour écartement de 1.676 mètre.	9.50 francs.
— — — de 1.435 —	7.85 —
— — — de 1.000 —	5.55 —

« Si ces prix semblent, de prime abord, à peu près les mêmes que ceux que l'on paye en France pour des traverses préparées, ils sont, en réalité, inférieurs à ces derniers, attendu que la traverse de *Quebracho* est d'un plus fort poids et d'une durée plus longue.

« On trouvera dans le tableau ci-après une nomenclature complète des échantillons de bois que j'ai apportés pour être soumis à votre examen et à vos observations. Certains échantillons sont de bois qui n'ont pas encore servi, d'autres ont déjà été employés.

« Ils forment le plus puissant témoignage de tout ce que je viens d'exposer sur ces traverses. Maintenant, il ne me reste plus qu'à vous engager à les étudier et qu'à me mettre à votre entière disposition pour tous les renseignements que vous jugerez convenable de me demander à ce sujet. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Principaux bois argentins, comparés au chêne et au sapin.

NOMS DES BOIS.	NOMS SCIENTIFIQUES.	DENSITÉ ou poids du mètre cube massif en kilog.	DIMENSIONS ordinaires du tronc en mètres.		Valeur moyenne des coefficients d'élasticité et de résistance en kilogrammes par centimètre carré de section transversale.			
			Diamètre.	Hauteur.	Coefficient d'élasticité (E).	Charge de rupture ou coefficient de rupture en traction.	compression.	flexion.
CHÊNE (sec)	*Quercus pedunculata*	643 à 1,015	0.80	5.00	120,000	1,000	500	750
SAPIN (mâle)	*Pinus alba*	434	0.40	16.00	120,000	850	425	640
Quebracho colorado	*Quebrachia Lorentzii*	1,282 à 1,392	1.00	15.00	148,000	1,196	1,220	1,545
— *blanco*	*Aspidosperma*	810 à 1,080	0.30	5.00	56,000	600	540	433
Algarrobo negro	*Prosopis algarrobilla nigra*	646 à 730	0.50	4.00	55,000	440	404	663
— *blanco*	— — —	809	0.50	4.00	—	—	—	—
— *colorado*	— var.	909	0.50	4.00	—	—	—	—
Ñandubay	— *ñandubay*	1,090 à 1,211	0.15	3.00	123,000	1,108	633	1,200
Palo Santo	*Guyacum officinale*	1,216 à 1,303	0.25	6.00	100,000	1,226	633	1,087
Urundey	*Astronium juglandifol*	1,110 à 1,270	0.50	6.00	114,000	1,148	966	1,125
Urundey-para	— — spec.	933 à 1,091	0.50	6.00	114,000	—	—	—
Curupay	*Acacia atramentaria*	977 à 1,172	0.40	8.00	150,000	1,350	1,010	1,283
Lapacho	*Tabebina flavescent*	952 à 1,072	0.40	7.00	153,000	1,133	927	1,543
Lanza blanca	*Myrsine marginata*	738	0.40	7.00	153,000	—	—	—
Laurel blanco	*Nectandra amara*	570 à 750	0.25	4.00	—	—	—	682
Naranjo silvestre	*Citrus aurantium.*	704 à 946	0.20	3.00	115,000	1,354	488	1,196
Nogal	*Inglans australis.*	514 à 538	0.60	7.00	123,000	1,108	633	1,026
Pacará	*Calliandra Pacará*	344 à 473	0.60	7.00	...	...	...	787
Palma negra	*Copernicia cerifera*	593 à 660	0.25	7.00	...	397	290	570
— *amarilla*	— —	1,067	0.30	7.00	...	...	...	1,300
Palo blanco	*Calycophyllum multiflorum*	918 à 1,027	0.30	5.00	...	...	...	...
Paraiso	*Melia Azedarach.*	755 à 938	0.20	3.00	...	...	...	...
Peterby	*? Sterculia*	619 à 850	0.60	18.00	...	...	...	...
Sauce blanco	*Salix* spec	468	0.40	4.00	47,000	457	266	584
Timbó	*Enterolabium Timbouva*	328 à 440	0.70	14.00	115,000	1,250	855	663
Canela	...	714 à 822	0.35	7.00	121,000	623	625	1,111
Cedro	*Cedrela Brasiliensis.*	575 à 658	0.60	7.00	99,000	468	400	700
Guayacan negro	*Cæsalpinia melanocarpa*	1,113 à 1,284	0.30	5.00	150,000	1,350	1,010	1,522
Incienso	*Duvana* spec.	869 à 945	0.40	6.00	150,000	1,350	1,010	1,370
Tatané blanco	*Zygophyllea*	970	0.40	6.00	115,000	1,250	855	1,041
Yvirapita.	*Daphnosis Leguizamonis*	745 à 1,038	0.90	5.00	114,000	1,148	963	1,430
Viraró	*Ruprecthia viaró*	765 à 875	0.50	7.00	...	...	...	1,293
Eucalyptus	*Eucalyptus globulus.*	676	0.70	15.00	...	682	488	740

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En terminant, messieurs, j'exprime le vœu de voir l'attention du Congrès et des administrations de chemins de fer portée sur les bois de la République Argentine, dont plusieurs, notamment le *Quebracho colorado*, sont d'un excellent usage pour les traverses.

Mr Siegler, Ch. de f. de l'Est français. — La fixation des rails sur les traverses en *Quebracho colorado* n'offre-t-elle pas de difficultés?

Mr Maschwitz. — Aucune. La Compagnie de Fives-Lille a construit chez nous un chemin de fer de plus de 700 kilomètres de longueur. Toutes les traverses sont en *Quebracho colorado*. La pose des rails et des tirefonds n'a donné lieu à aucune difficulté. Ces traverses sont dans la voie depuis onze ans et elles sont encore en parfait état.

Mr Müntz, Ch. de f. de l'Est français. — J'ai fait, il y a cinq ans, des essais de traverses en *Quebracho colorado*, dans le but de me rendre compte de la résistance de ce bois. Je n'ai rencontré — ceci répond à la question posée par Mr Siegler — aucune difficulté ni pour la fixation des rails ni pour la pose des tirefonds. Malheureusement, je ne pense pas que ces traverses pourront résister longtemps. Tout récemment, j'ai eu l'occasion de montrer à Mr Post, au cours d'une tournée que je faisais avec lui, quelques-unes de ces traverses qui se trouvent placées dans une tranchée un peu humide. Le bois est fendillé et, de plus, le champignon s'y est mis. Je ne prétends pas que les traverses en *Quebracho* soient mauvaises, mais, à en juger par l'expérience que j'ai faite, ce bois, au point de vue de la résistance, ne peut pas être comparé au hêtre ou au chêne injecté.

J'ai également expérimenté le Jarrah (bois d'Australie); les traverses faites avec ce bois se sont bien comportées au moment de la pose; mais au bout de quelque temps, elles ont présenté le même défaut que celles en *Quebracho*, c'est-à-dire qu'elles se sont fendillées et le champignon s'y est mis.

Je suis, quant à moi, tout disposé à continuer les expériences, mais je vous avoue que les premiers résultats obtenus ne sont pas très encourageants.

Mr Maschwitz. — Est-ce bien du *Quebracho* dont vous avez fait usage?

Mr Müntz. — Je l'ai acheté et payé pour tel.

Mr Maschwitz. — Il est à remarquer que le *Quebracho blanco* qu'on vous a peut-être vendu pour du *Quebracho colorado* n'offre pas le même degré de résistance.

Mr Müntz. — Le bois qu'on m'a fourni est rouge.

Mr Maschwitz. — Dans la salle des pas-perdus, vous pourrez voir une traverse qui a été en service sur une ligne assez éloignée du centre et qui est restée dans un sol humide pendant quatorze années. Vous constaterez qu'elle est encore en excellent état. Il y a aussi un morceau de *Quebracho colorado* extrait d'un pilier du pont Velez Sarsfield, construit en 1874, ainsi que des morceaux divers extraits de différentes

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

poutres qui ont plus de vingt-neuf ans d'usage et se trouvent toutes en excellent état (1).

Mr Müntz. — Dans tous les cas, il est désirable que l'on continue à faire des essais avant de se prononcer.

Mr Poulet, Ch. de f. du Sud de la France. — Ayant été attaché pendant six ans à une compagnie française de chemins de fer dans la République Argentine, j'ai vu employer les traverses en *Quebracho colorado*. Je n'ai jamais constaté que parmi celles en service depuis longtemps, il y en eût qui se pourrissent.

Le *Quebracho colorado* est un bois un peu cassant, c'est vrai, mais, par contre, il est très lourd et très stable, deux qualités précieuses pour un bois de chemin de fer.

Nous avons fait usage de traverses en *Quebracho colorado*, non pas sur du ballast, mais sur un sol argileux ; ces traverses ont été exposées à des alternatives de chaleur, d'humidité, de froid, et elles se sont parfaitement bien comportées. Il est vrai de dire qu'on ne marche pas aussi vite dans la République Argentine qu'en France.

Il importe, lorsqu'on fait usage de *Quebracho*, de choisir peut-être plus minutieusement encore que lorsqu'il s'agit des bois de l'Europe les parties bien saines et sans aubier, car le *Quebracho* est une essence résineuse à sève très abondante.

Les membres que la question intéresse pourront voir dans mon cabinet une traverse qui a été retirée de la voie après huit ans de service aux chemins de fer de l'État français et qui est encore parfaitement saine.

Il reste à savoir cependant si ce bois se comporterait aussi bien en service courant sous notre climat, avec des températures beaucoup plus variables que celles de la République Argentine. Ce que je puis affirmer, c'est que dans ce pays, il se conserve très bien et cela grâce à la proportion énorme de tanin qu'il contient.

Quant à la pose des tirefonds, ainsi qu'on l'a dit, elle n'offre aucune difficulté.

Mr Siegler. — A combien reviendrait une traverse en *Quebracho colorado?*

---

(1) A la suite d'une aimable invitation de Mr Müntz, ingénieur en chef de la première division du service de la voie des chemins de fer de l'Est français, celui-ci a conduit Mr Maschwitz ainsi que Mr l'ingénieur Rapelli visiter les voies où sont posées des traverses en *Quebracho colorado* sur son réseau.

A l'arrivée aux divers kilomètres de la ligne, on a découvert les traverses et on a constaté :

1° Que les traverses employées étaient bien de *Quebracho colorado ;*

2° Qu'elles étaient *en bon état*, sauf les parties de bois blanc (aubier) qui avaient souffert. Ces parties de bois blanc (aubier) ne doivent pas exister, puisque les traverses, qui présentent des parties de l'espèce, doivent être refusées ;

3° Les parties d'aubier étaient très rares et les traverses qui ont été examinées furent remises en place, parce qu'il fut constaté que, *même sans la partie du bois blanc* (aubier) déjà pourrie, elles faisaient d'excellentes traverses.

Mr Maschwitz, après avoir remercié Mr Müntz pour toutes ses attentions, lui a remis un exemplaire de la brochure qu'il avait écrite pour les membres de la 6e session du Congrès des chemins de fer, brochure dans laquelle se trouvent les règles générales qu'il convient d'observer pour le choix et la pose de traverses de *Quebracho colorado*. Il est naturel que ces règles, qui sont le fruit d'une longue expérience, ne pouvaient être connues en France jusqu'à ce moment.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Poulet. — La traverse de 2.50 mètres coûte sur place de 5 à 6 francs; rendue en France, elle reviendrait à 9 ou 10 francs. Il est certain que si le bois se conservait aussi bien en Europe que dans la République Argentine, il y aurait grand avantage à l'employer.

Mr Siegler. — J'ai acheté, il y a déjà longtemps, 10,000 traverses en *Quebracho colorado*, à 8 francs rendues en France. Mais on ne me les a jamais livrées.

Mr Poulet. — Je sais qu'en France, on a acheté à différentes reprises, pour du *Quebracho colorado*, un bois qui n'en était pas.

Mr Vianna, Ministère de la marine et d'outre-mer, Portugal. — La question de la conservation des bois a été fort bien étudiée par notre honorable rapporteur, mais ses investigations ont surtout porté sur les pays d'Europe ou d'autres à climat soit froid, soit tempéré.

Je pense qu'il serait très utile de les étendre aux pays tropicaux, car non seulement quelques-unes des causes connues d'altération y agissent avec plus d'intensité, mais aussi des causes nouvelles viennent s'y ajouter à celles-là.

Il est à remarquer, par exemple, que les bâtiments en bois apparent, qui sont pourtant si répandus dans les contrées très froides, ont une durée si limitée dans les climats très chauds. On en trouvera peut-être l'explication dans ce même froid excessif qui, chaque hiver, détruit les germes de tous ces organismes inférieurs qui s'attaquent aux bois, ou au moins en restreignent le développement. Les bois ont, dans certaines régions chaudes, des ennemis aussi redoutables que les champignons des régions humides. En Afrique, il existe une fourmi qui occasionne beaucoup de dégâts.

On connaît l'action si puissante du sublimé sur les fourmis vulgaires; il suffit d'en déposer quelques décigrammes au bord d'une fourmilière pour les faire disparaître toutes. Il se peut donc très bien que l'immersion du bois dans une solution de sublimé soit également efficace contre la fourmi en question.

Mais si l'on a spécialement en vue la construction des chemins de fer dans les colonies et surtout la question des traverses, tous les procédés d'injection ou autres moyens artificiels de conservation, en admettant même leur efficacité, ce qui n'est nullement prouvé, doivent être écartés comme trop coûteux, puisque généralement ces chemins de fer sont avant tout créés comme instruments de civilisation et le meilleur marché possible devient alors une condition essentielle de leur développement.

On peut en dire autant de l'emploi des traverses métalliques.

On va commencer prochainement dans les colonies portugaises de l'Afrique occidentale la construction d'une ligne de pénétration et l'on a étudié tout spécialement la question de la préservation des traverses contre les fourmis dont je viens de parler.

On se propose de remplacer le ballast en pierres cassées par du sable, car on a constaté que les trépidations de la voie ayant pour conséquence de détruire les

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

galeries creusées dans le sable par les fourmis, les empêchent d'arriver aux traverses.

La question de la préservation des bois de chemins de fer sous les tropiques devrait donc faire l'objet d'une étude spéciale dont il pourrait nous être rendu compte au prochain Congrès.

La question pourrait y être discutée de concert avec la 5e section qui s'occupe des chemins de fer à voie étroite.

Mr V. Herzenstein, *rapporteur*. — J'ai étudié également le côté spécial de la question qu'indique Mr Vianna, car la Russie a des colonies en Asie où ce cas se présente. Dans la province transcaspienne, nous avons une ligne d'environ 1,500 kilomètres et dans cette région on rencontre des fourmis blanches, qui produisent des dégâts semblables à ceux que Mr Vianna a constatés en Afrique. Ces insectes font beaucoup de tort aux traverses et aux poteaux télégraphiques et on est en train d'étudier différents procédés pour s'en débarrasser. Malheureusement, les études commencées en Russie n'ont pas encore abouti à une solution satisfaisante.

Je sais qu'aux Indes, où l'on rencontre beaucoup de termites, espèce de fourmis blanches (*Termes terribilis* ou *Termes dirus*), on a étudié le moyen de les détruire, mais je n'ai pu obtenir de renseignements détaillés sur l'efficacité des différents procédés employés, si ce n'est l'indication que la créosote est l'antiseptique ayant donné les meilleurs résultats.

A titre de renseignement, je signalerai un fait qu'on a constaté plusieurs fois : les termites font des voyages fréquents et se transportent d'un point à l'autre en grandes masses, dévorant tout ce qu'ils trouvent sur leur passage; en traversant les lignes de chemins de fer, ils détruisent les traverses, les poteaux télégraphiques et toutes constructions en bois. On a remarqué qu'en faisant courir le long du rail un courant électrique, les termites s'empressent de changer immédiatement la direction de leur marche et font des détours de plusieurs dizaines de kilomètres pour ne pas devoir toucher au rail électrisé; d'ailleurs, cela n'a rien d'étonnant, car tout le monde sait combien ces insectes sont intelligents : on n'a qu'à examiner leurs constructions, leurs dépôts de vivres et toujours quand ils rencontrent une chose qui leur déplaît, s'ils ne peuvent pas détruire l'obstacle, ils abandonnent la place.

On préconise aussi, comme préservatif, le trempage du bois dans une solution de sublimé corrosif; seulement, ce dernier procédé, outre qu'il est très coûteux, est assez incommode, car, comme vous le savez, le sublimé attaque le fer, ce qui abîmerait les attaches du rail et même ce dernier. La créosote semble donc être le meilleur des antiseptiques; mais, malheureusement, nous ne pouvons pas nous en procurer facilement à bon marché en Russie, car cette industrie n'existe pas encore dans notre pays.

Mr Vianna. — Il serait très curieux que l'électricité, qui nous a déjà ménagé tant de surprises, donnât la solution du problème en question, puisque la traction électrique, qui sera peut-être celle de l'avenir, réaliserait avec le courant de retour

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

par le rail les conditions énoncées par Mr Herzenstein dans la communication qu'il vient de nous faire.

Mr **Post**, *secrétaire principal*. — La plupart des procédés d'injection sont très coûteux.

Lorsque je résidais aux États-Unis, il y était beaucoup question d'un procédé de « vulcanisation » des bois servant aux constructions et aux traverses ; ce procédé consistait en une espèce de distillation sèche du bois. Outre qu'il offrait le grand avantage de ne pas être onéreux, il détruisait radicalement les micro-organismes du bois, disait-on.

Il serait intéressant de connaître si, aux États-Unis, on continue à faire usage de ce système, inventé, si je ne me trompe, par Mr Haskin (1).

Mr **P. H. Dudley**, New York Central & Hudson River Railroad. (En anglais.) — Tout le bois employé dans le chemin de fer aérien de New-York était du pin jaune (*Pinus palustris*, Mill) vulcanisé. Ce chemin de fer admet qu'à l'aide de ce procédé la durée du bois a été augmentée de 50 à 60 p. c. Un certain nombre de traverses en sapin jaune vulcanisées et placées dans la grande gare centrale à titre d'essai ont été examinées après huit ans et ensuite après douze ans de service. On a reconnu, dans les deux cas, qu'il n'y avait aucune trace de détérioration même dans l'aubier, bien que celui-ci fût décoloré par des fongus avant préparation.

Le cœur du bois était sain et après examen on émit l'opinion que, comme le pin jaune contient une grande proportion de matière résineuse, la vulcanisation pourrait augmenter sa durée de 50 à 60 p. c. pour les traverses placées dans les voies ordinaires, bien que l'on n'ait pas fait d'essais sur une grande échelle, à ma connaissance.

Ce que je viens de dire ne doit pas s'appliquer aux bois à feuillage caduc non résineux, car l'effet du procédé serait seulement de dessécher le bois ; celui-ci, placé dans la voie et soumis à la moisissure, serait attaqué par les fongus. La durée ne serait donc augmentée que dans une faible proportion par rapport à celle du bois non traité par ce procédé.

Puisque j'ai la parole, je voudrais attirer l'attention de mes collègues sur les filaments du fongus *Lentinus lepideus*, Fr. (*voir* fig. 1). Le développement du mycelium de ce fongus dans les traverses en sapin jaune des chemins de fer des États-Unis entraîne leur carie. Les dégâts semblent cependant varier suivant les climats. Le sapin jaune employé pour les traverses a une durée de dix à douze ans dans les États du Nord, de quatre à six ans dans les États du Sud et de un à deux ans dans l'isthme de Panama.

Je voudrais savoir si les membres qui emploient le sapin de la Baltique n'ont pas observé la fructification de cette espèce de fongus sur les traverses cariées en pin de la Baltique ayant été créosotées.

---

(1) Voir *Bulletin du Congrès*, septembre 1898, p. 1174.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

En Angleterre, au mois de juillet 1895, ainsi qu'au mois de juillet de cette année, j'ai examiné un assez grand nombre de traverses en sapin rouge de la Baltique; j'ai lieu de croire, d'après la nature des détériorations, qu'elles étaient causées par le champignon dont je viens de parler. Cependant, je dois avouer que je n'ai pas trouvé de traces suffisantes du fruit pour me prononcer catégoriquement.

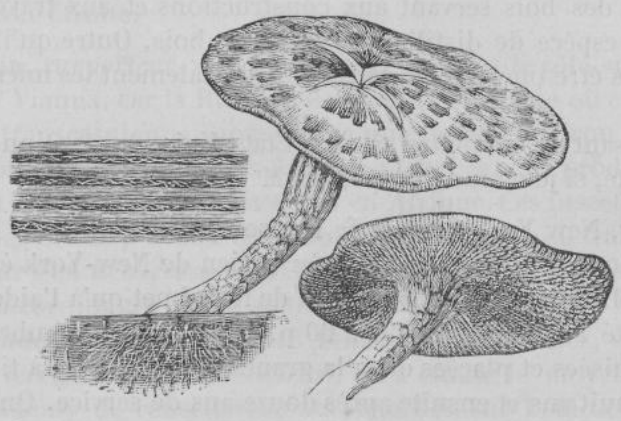


Fig. 1. — *Lentinus lepideus*, Fr. — Varie entre 1 et 8 pouces (25 et 203 millimètres) de diamètre.

A Saint-Pétersbourg, au mois d'août 1900, j'ai recueilli sur des traverses qui avaient été injectées avec du chlorure de zinc et qui avaient été dans la voie pendant huit ans, les champignons que voici et que je soumets à votre examen. Cette durée avait été doublée par la préparation.

Aux États-Unis, après traitement par le chlorure de zinc, on fait subir aux traverses un autre traitement qui a pour but d'empêcher le chlorure de zinc d'être lavé par la pluie.

Le mycelium des fongus attaque les traverses placées dans la voie et elles se détériorent plus ou moins rapidement sous le passage des trains.

La fructification du mycelium est une chose toute différente, elle ne se produit que dans des circonstances très favorables.

Dans les saisons humides et chaudes, particulièrement pendant es mois d'août et de septembre, j'ai observé sur des traverses en pin jaune placées dans la voie, sous un fort trafic, différents spécimens du fongus *Lentinus lepideus*, Fr., en fruit.

Dans d'autres années, moins favorables pour la croissance rapide du fongus, on ne trouve pas de spécimens en fruit dans la voie, bien que le mycelium détruise la structure du bois.

Les germes des fongus arrivent à s'incorporer souvent dans le bois pendant sa croissance. C'est là un fait excessivement intéressant qui prouve la nécessité de stériliser complètement les troncs d'arbres pour les climats chauds en outre du traitement extérieur. Pour plusieurs espèces de bois croissant dans des forêts denses, tandis que la tête s'élève vers la lumière, les branches inférieures trop ombragées

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dépérissent, sont attaquées par les fongus et se brisent; il se fait ainsi un élagage naturel sans lequel les troncs sans branches ne se formeraient pas.

Dans un grand nombre de cas, avant que les cicatrices des branches brisées soient recouvertes par le bois, les spores du fongus spécial de l'essence considérée germent, puis commencent à dépérir dans l'arbre; mais ils y restent jusqu'à ce que l'accès de l'air soit coupé au mycelium par la fermeture des cicatrices. Le mycelium ne meurt pas dans le bois; il y reste inerte jusqu'à ce que l'arbre soit coupé en morceaux et que des conditions favorables à son développement se produisent.

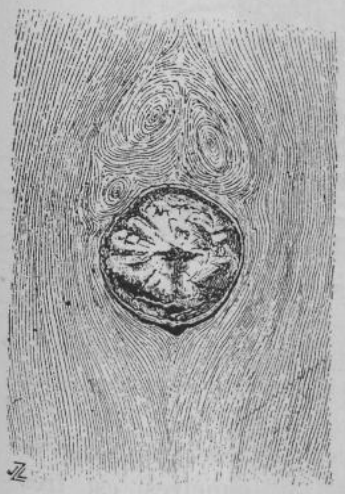


Fig. 2.
Agrandissement de 1 $^1/_2$ diamètre.

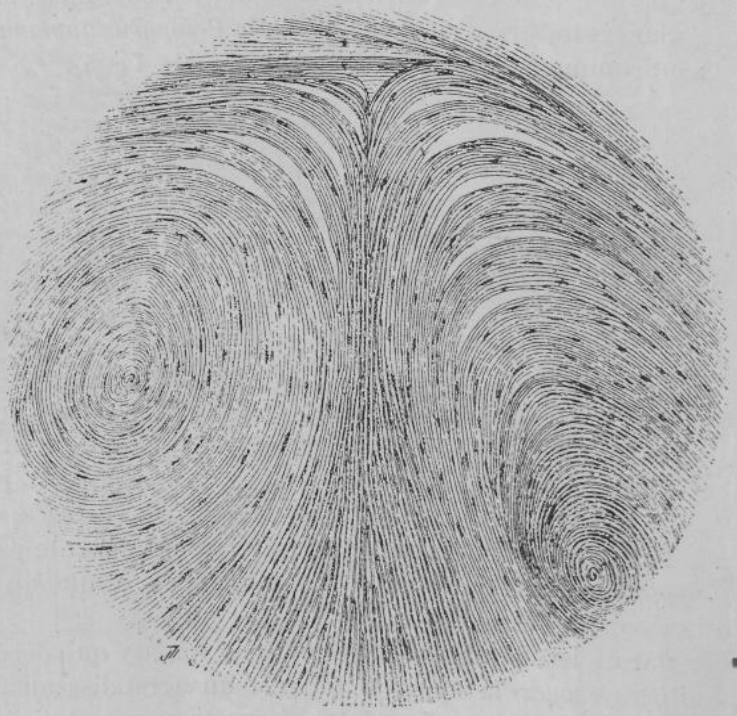


Fig. 3. — Agrandissement de 7 $^1/_2$ diamètres.

Les efforts d'un grand nombre d'arbres conifères pour remplir l'espace laissé à l'origine des branches mortes et fermer l'accès de l'air semblent guidés par l'intelligence. L'espace en forme de cœur au-dessus de la branche laissé par les fibres dans leur expansion est rempli par une, deux et parfois trois séries de fibres enroulées en spirale. La figure 2, qui est un agrandissement de 1 $^1/_2$ diamètre, représente les fibres enroulées en spirale dans du pin jaune et montre aussi l'extrémité attaquée de la branche contenant le mycelium. La figure 3 montre les fibres formées en spirale du même bois avec un agrandissement de 7 $^1/_2$ diamètres.

Quand la branche était petite et qu'elle a été recouverte pendant que l'arbre était

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

jeune, on peut rarement en trouver la trace sur l'extérieur du bois. Le pin jaune grandit si rapidement que souvent la carie est arrêtée avant qu'elle atteigne les cellules en ligne droite du bois.

Dans les arbres qui grandissent plus lentement, comme le cèdre blanc, les points cariés sont parfaitement marqués. C'est aussi le cas du cyprès *Pechy*. J'ai coupé plusieurs traverses de pin jaune avant de pouvoir découvrir cette cause de dépérissement interne.

Les espèces de fongus qui attaquent le cœur du bois du chêne blanc et du pin jaune sont tout à fait différents, bien que l'effet final, la carie, soit le même.

Sur les traverses en chêne blanc, le *Polyporus applanatus* et le *Polyporus versicolor* sont communs aux Etats-Unis (*voir* figures 4 et 5).

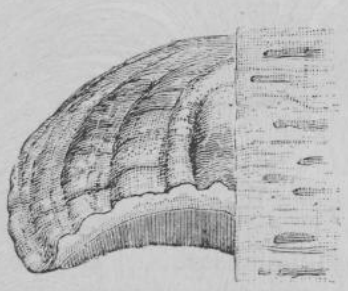


Fig. 4. — *Polyporus applanatus*, Fr.

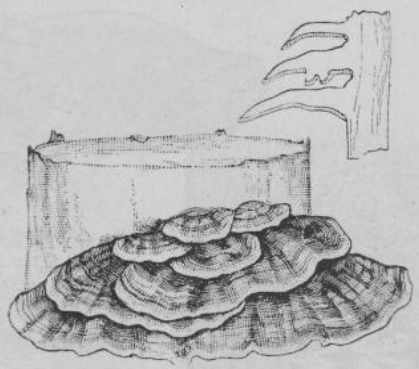


Fig. 5. — *Polyporus versicolor*, Fr.

Dans la voie, la majorité des traverses est détruite par le mycelium du *Polyporus applanatus* sans que celui-ci fructifie. Il en résulte qu'il est difficile de déterminer exactement l'espèce.

Parmi les nombreuses variétés de fongus qui décolorent l'aubier, le *Sphæria pilifera* (*voyez* la figure 6 qui est un agrandissement de 5 diamètres) est très commun. La figure 7 montre l'aspect du mycelium du *Polyporus radula* (échelle de $^1/_4$) sur le dessous du plancher des quais des stations. Les planches de sapin sont détruites en deux ou trois années dans l'Etat de New-York.

Dans l'excellent rapport de Mr Vladimir Herzenstein, les réponses des chemins de fer montrent que la détérioration des traverses est, en définitive, due principalement à la carie ou bien à ce que j'appellerai « la pousse du mycelium de certains fongus ».

Avant la réunion de la sixième session du Congrès, j'ai visité les chemins de fer de la Grande-Bretagne, de la Belgique et de plusieurs autres pays du continent, dans le but d'étudier la construction de la voie et particulièrement la conservation des traverses.

En Angleterre, le bois principalement employé pour les traverses est le pin rouge de la Baltique. Les traverses ont 9 pieds (2.743 mètres) de longueur, 10 pouces (254 millimètres) de largeur et 5 pouces (127 millimètres) d'épaisseur. Elles sont

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

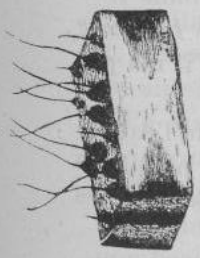


Fig. 6. — *Spharia pilifera*, Fr. — Agrandissement de 5 diamètres.

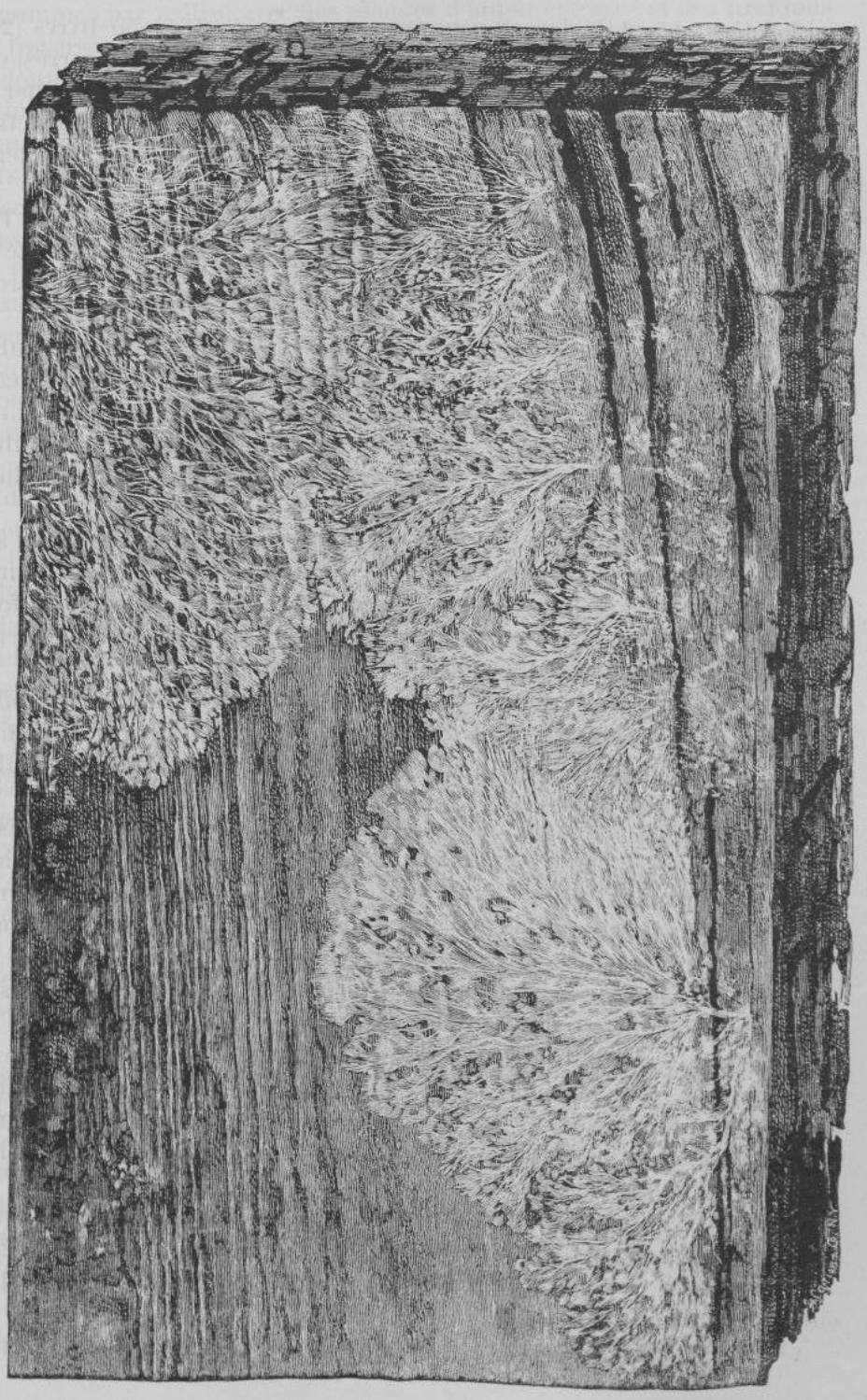


Fig. 7. — *Mycelium* du *Polyporus radula*. — Échelle de 1/4.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

créosotées et ont de larges coussinets en fonte de 45 à 50 livres (20.4 à 23 kilogrammes), de 108 à 120 pouces carrés (697 à 774 centimètres carrés) de surface à la base, placés à l'extrémité de chaque traverse dans le but de supporter et de fixer les rails. La surface des coussinets est suffisante pour prévenir la destruction mécanique des fibres du bois; ils servent aussi à renforcer la traverse directement sous les rails.

Sur tous les bois de pin de la Baltique pour traverses reçus sur la Tamise et aussi sur le Rhin en Allemagne, nous avons observé qu'avant d'avoir été traité l'aubier était partout décoloré par les fongus et que le mycelium était probablement de l'espèce du *Sphæria*.

Avant que les ingénieurs de la voie reçoivent leurs traverses, l'aubier est rempli de mycelium des fongus. Celui-ci doit être stérilisé, sans quoi la carie se produit dans des conditions favorables à son développement. Aux Etats-Unis, en ce qui concerne les conifères, nous ne sommes pas plus heureux, car l'aubier est attaqué pendant le transport par eau des traverses ou des troncs des ports du sud vers ceux du nord.

De vieilles traverses, qui avaient été préparées et étaient restées en service de seize à dix-huit ans sur les chemins de fer anglais, ont été trouvées cariées dans leur centre et pleines d'un mycelium qui avait l'apparence de celui du fongus *Lentinus lepideus*, Fr. Le fongus, cependant, n'avait pas fructifié, de telle sorte qu'il n'a pas été possible d'en déterminer l'espèce avec certitude.

En Belgique, on emploie des traverses en chêne. Grâce à l'amabilité de l'Administration des chemins de fer de l'État, j'ai eu l'occasion d'examiner plusieurs milliers de traverses qui avaient douze ans de service et avaient été enlevées des voies principales pour être placées dans les gares.

Ces traverses étaient le plus souvent demi rondes. L'écorce, mais non l'aubier, avait été enlevée des traverses avant leur créosotage. L'aubier paraissait sain aussi bien que le cœur du bois après douze ans de service. On emploie une forte plaque d'appui sous le rail afin d'empêcher la destruction mécanique des fibres par l'action des rails. Quatre forts tirefonds sont employés pour attacher les rails à chaque traverse. La section à la scie des traverses retirées après douze ans de service par l'axe du trou du tirefond prouve que le bois a gardé sa solidité et paraît sain. Ces traverses doivent encore servir dix à douze ans dans les stations avant d'être renouvelées. Des crampons remplacent dans les gares les tirefonds employés dans la voie courante. Aucune trace de carie ne put être constatée dans l'une quelconque des traverses examinées. La mise en œuvre et la préparation du bois avaient été faites avec un grand soin.

Il serait d'un grand intérêt de réexaminer ces traverses dans quelques années afin de voir de quelle manière les années de service entraînent leur détérioration. C'est par l'examen des vieilles traverses que nous pouvons découvrir les causes d'un succès ou d'un échec.

Avec des rails raides de 6 pouces (152 millimètres) ou d'environ 100 livres par

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

yard (50 kilogrammes par mètre) avec des plaques d'appui efficaces et des tirefonds d'attache, des traverses en chêne ou en hêtre de bonne qualité peuvent être préparées de manière à donner vingt-cinq à trente ans de service.

Cette assertion est confirmée par les traverses exposées à l'annexe de Vincennes de l'Exposition universelle de 1900 par le chemin de fer de l'Etat français.

Les chemins de fer belges donnent d'excellentes occasions d'étudier les détails des procédés efficaces de conservation des traverses.

Des traverses plates, retirées des voies après vingt à vingt-cinq ans sur les chemins de fer belges furent trouvées avoir quelques traces de carie autour des trous des crampons et aux points d'appui des rails sur les traverses; les autres parties des traverses étaient plus saines qu'en ces points d'appui.

La destruction mécanique des fibres du bois par les crampons et le martèlement des rails raccourcit le temps de service des traverses.

La détérioration rapide du bois des traverses actuelles aux emplacements des rails semble avoir été enrayée par l'emploi de rails lourds, de plaques et de tirefonds au lieu de crampons.

En Suisse et en Italie, j'ai vu des traces évidentes de détérioration de traverses qui prouvent l'action du fongus *Polyporus applanatus*.

En Italie, la carie semble faire des progrès dans les parties humides des saisons et, quand il fait sec et chaud, s'arrêter momentanément. En somme, la carie n'est pas aussi rapide qu'on pourrait s'y attendre dans un pays semi-tropical.

En Autriche et en Prusse, les traverses sont généralement créosotées; les traces de carie sont très faibles et l'on ne peut découvrir des spécimens de fongus.

En Russie, de Varsovie à Saint-Pétersbourg, les traverses sont, en général, en pin rouge de la Baltique et j'ai noté le long de la voie, en passant en chemin de fer, de nombreuses piles de vieilles traverses. Le fongus *Lentinus lepideus* avait fructifié et j'ai pu le reconnaître maintes fois. A Saint-Pétersbourg, j'ai trouvé le fongus sur les traverses qui avaient été traitées au chlorure de zinc et avaient été en service de six à huit ans comme on peut le voir par les spécimens que j'ai rapportés au Congrès.

Le pouvoir désorganisant du fongus en un aussi petit nombre de mois de temps chaud semble devoir être bien rapide, car les traverses ne restent dans la voie que trois ou quatre ans et le double de temps quand elles sont préparées par le chlorure de zinc.

Les traverses en pin rouge de la Baltique à Saint-Pétersbourg avaient été bien traitées, car l'aubier n'avait pas été attaqué par les fongus décolorant ses cellules.

Mr V. Herzenstein, *rapporteur*. — Je vous demande la permission de répondre quelques mots à l'honorable Mr Dudley.

Je crois que les champignons qu'il vient de montrer, comme ceux qu'il a constatés sur les traverses en Amérique et en Russie, se sont développés après que ces dernières avaient été retirées de la voie.

Le résultat de quelques études faites en Russie tend à faire supposer que les

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

trépidations produites par les trains s'opposent, si pas à la formation des filaments, tout au moins au développement du champignon lui-même. Mais une fois que les traverses, surtout les traverses vierges, sont mises hors de service, elles présentent les meilleures conditions pour le développement des champignons.

Mr Dudley nous dit que les champignons qu'il vient de nous montrer ont été trouvés sur des traverses qui avaient été injectées à l'aide de chlorure de zinc. Je n'en suis pas étonné outre mesure, car le traitement par le chlorure de zinc n'a pas des effets de longue durée. Au bout de quatre ou cinq ans, les pluies ont fini de laver complètement les traverses et il n'y reste à peu près plus aucune trace de cet antiseptique.

Le chlorure de zinc pour avoir des effets persistants doit être employé en émulsion, concurremment avec la créosote; une fois que le chlorure de zinc a pénétré dans le bois, on plonge les traverses dans la créosote. Celle-ci bouche les pores et alors le chlorure de zinc reste à l'intérieur du bois pendant une période beaucoup plus longue.

Je répondrai un mot également à Mr Dudley, en ce qui concerne le procédé de vulcanisation.

Il y a évidemment une distinction très grande à faire entre un chemin de fer élevé, comme celui dont il nous a parlé, dont les traverses reposent sur des poutres en fer et sont toujours bien séchées à l'air libre, et un chemin de fer dont les traverses reposent sur le sol et sous une couche de ballast.

Pendant la session de Londres du Congrès des chemins de fer en 1895, j'ai eu l'occasion de m'entretenir avec Mr le colonel Samuel Haskin, auteur de ce procédé; je me rappelle que j'étais accompagné de plusieurs de mes collègues du Congrès; nous nous sommes fait donner des explications détaillées sur tout ce que Mr Haskin avait précédemment publié au sujet de son procédé et que j'ai pu me procurer; j'ai lu, j'ai même fait tout mon possible pour vérifier quelques manipulations indiquées par l'auteur afin de me convaincre de l'effet réel de la vulcanisation, mais je n'y suis pas parvenu.

Le but poursuivi par Mr Haskin est de transformer en antiseptique les agents de pourriture qui se trouvent dans la sève du bois. Certes, l'idée est séduisante, mais après avoir été étudiée en Russie par une commission composée de spécialistes en conservation et en culture de bois et d'ingénieurs-chimistes émérites, elle a été reconnue irréalisable, car le principe sur lequel elle repose est faux.

Pour arriver à distiller la sève du bois et lui faire avoir des qualités antiseptiques, on doit soumettre ce dernier à une température de 250 à 300 degrés centigrades; or, à 130 degrés, le bois commence légèrement à se distiller et si l'on va au delà, il se carbonise à 160 degrés, se transforme complètement et perd son caractère.

Du reste, le gouvernement allemand, auquel Mr Haskin a adressé une demande de brevet, a examiné le procédé et n'a pas voulu l'admettre tel quel; l'auteur a diminué alors la température-limite du procédé jusqu'à 150 degrés centigrades;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mais à cette température la sève du bois ne peut se distiller ni acquérir de propriété antiseptique.

En réalité, le procédé ainsi amendé n'est plus un procédé de distillation, mais un procédé de séchage ou de dessiccation plus ou moins parfaite du bois, beaucoup plus coûteux et long qu'une masse d'autres procédés de ce genre.

Mr Post, *secrétaire principal*. — Je tiens à faire remarquer à Mr Herzenstein que, de mon côté, j'ai constaté en Hollande, notamment, la présence de champignons sur les traverses, non pas retirées de la voie, mais encore en service.

Mr V. Herzenstein, *rapporteur*. — Les champignons étaient-ils formés, ou bien n'y avait-il que des filaments ?

Mr Post. — Les champignons étaient formés.

Mr le Président. — Si personne ne demande plus la parole, je déclare la discussion close.

Voici la résolution proposée par Mr Herzenstein :

« Il y a lieu de continuer l'étude des procédés les plus récents de conservation en se proposant comme objectif, en ce qui touche l'utilisation des bois, de rechercher des procédés de conservation capables d'assurer à l'essence employée une durée comparable avec le temps nécessaire au reboisement correspondant. »

Mr Vianna propose de compléter cette résolution en disant :

« Il convient d'étudier les causes d'altération des bois sous les climats tropicaux et les moyens propres à les combattre, notamment dans les voies de chemins de fer où ces bois sont employés comme traverses. »

— Ces résolutions sont mises aux voix et adoptées.

— La séance est levée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SÉANCE PLÉNIÈRE

Séance du 29 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr ALFRED PICARD.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : Mr L. WEISSENBRUCH.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*, donne lecture du

Rapport de la 1re section.

(Voir *Bulletin* quotidien de la session, n° 9, p. 7.)

« Mr HERZENSTEIN fait un résumé sommaire du rapport très documenté et très complet qu'il a rédigé sur la question de la conservation des bois.

« Il a fallu, pour assurer la construction des 750,000 kilomètres de chemins de fer qui existent dans le monde entier, exploiter environ 750,000 hectares de bois dont la durée de reboisement peut varier de 30 à 90 ans.

« L'entretien et le développement des voies existantes exigent, dans les mêmes conditions, l'exploitation annuelle de 175,000 hectares environ de bois.

« Beaucoup de pays, en présence d'une consommation de bois aussi considérable, prévoient une crise contre laquelle il convient de prendre des mesures.

« Le problème revient en définitive à rechercher des essences de bois qui se reproduisent assez rapidement, en 30 ou 35 ans, par exemple, et à leur appliquer une préparation qui leur assure une durée au moins aussi prolongée.

« Divers procédés ont été déjà expérimentés :

« Injection de dissolutions métalliques ;

« Créosotage ;

« Injections mixtes.

« Un procédé électrique est en voie d'expérimentation en France et semble appelé à donner de bons résultats.

« La résistance des bois tendres au point de vue de leur emploi dans les voies de chemins de fer a été accrue par l'emploi de trénails, sortes de manchons en bois

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

durs vissés directement dans les traverses aux lieu et place des tirefonds ou crampons, et dans lesquels les tirefonds ou crampons sont eux-mêmes fixés.

« Il y aurait une étude intéressante à faire ou à compléter des divers systèmes déjà préconisés et de leurs prix de revient respectifs.

« Il conviendrait donc de maintenir la question au programme du prochain Congrès.

« La même conclusion s'impose en ce qui touche la conservation des bois de construction, qui doit être envisagée tant au point de vue de leur préservation des agents de décomposition ou d'altération qu'au point de vue de leur protection contre les chances d'incendie.

« Mr le Président ouvre ensuite la discussion à laquelle prennent part avec le rapporteur :

« Mrs Maschwitz (*gouvernement argentin*) ; Siegler et Müntz (*Est français*) ; Poulet (*Sud de la France*); Vianna (*gouvernement portugais*) ; Post (*État néerlandais*) ; P. H. Dudley (*New York Central & Hudson River Railroad*).

« Mrs Maschwitz et Poulet présentent diverses observations touchant les qualités des traverses en *Quebracho*, bois très résistant de l'Amérique du Sud, dont Mr Müntz n'a cependant pas lieu d'être satisfait. Mr Poulet fait remarquer qu'on a parfois en France pris des bois moins durs d'autres essences pour du *Quebracho colorado*.

« La grosse difficulté, en ce qui touche l'emploi des traverses de *Quebracho* en France, est une question de prix et de réception des bois.

« Mr Vianna appelle l'attention sur l'opportunité d'étudier tout particulièrement les conditions de conservation des bois sous les climats tropicaux où la construction de nouveaux chemins de fer va offrir un nouveau débouché aux fournisseurs de traverses tant en bois qu'en métal.

« Mr Post prie Mr Dudley de fournir quelques renseignements au sujet des procédés dits de vulcanisation des bois essayés aux États-Unis.

« Mr Dudley donne en même temps diverses indications sur les végétations dont il a constaté la présence sur des traverses de diverses essences et dans divers pays.

« Mr le Rapporteur expose quelques considérations qui le portent à croire que les procédés de vulcanisation procèdent d'un point de vue erroné.

« Il résulte des observations nombreuses et intéressantes échangées au cours de cette discussion, que la question peut être encore utilement maintenue à l'ordre du jour du Congrès, et la section adopte le projet de résolution suivant :

Mr le Président. — Voici les

CONCLUSIONS.

« 1° Il y a lieu de continuer l'étude des procédés les plus récents de conservation « en se proposant comme objectif, en ce qui touche l'utilisation des bois comme

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« traverses de chemins de fer, de rechercher des procédés de conservation capables « d'assurer à l'essence employée une durée comparable avec le temps nécessaire « au reboisement correspondant;

« 2° Il convient d'étudier les causes d'altération des bois sous les climats tropi- « caux et les moyens propres à les combattre, notamment dans les voies de chemins « de fer où ces bois sont employés comme traverses. »

Mr V. Herzenstein, *rapporteur*. — Je propose de compléter les conclusions de la manière suivante :

« 3° Attendu que les renseignements fournis par les dministrations de chemins de fer participant au Congrès international indiquent qu'une traverse bien choisie et bien préservée selon le climat du pays peut atteindre un service de trente à trente-cinq ans et au delà, il faudrait rechercher dans chaque pays une espèce de bois pour traverses qui aurait la faculté de repousser pendant la même période.

« Le Congrès croit donc qu'il serait nécessaire de continuer les études de cette question dans la voie indiquée;

« 4° Attendu que le procédé nouvellement inventé par Mr M. Nodon-Brétonneau d'injecter les bois par voie du courant électrique semble avoir vaincu la difficulté qu'on trouvait à faire pénétrer les liquides antiseptiques dans le tissu ligneux des bois, il est nécessaire de faire des essais méthodiques sur la préservation des bois de construction de la pourriture et surtout du feu. »

Mr le Président. — La forme des attendus n'est pas la forme ordinaire de nos résolutions. C'est le rapport qui doit donner les motifs des conclusions.

Mr V. Herzenstein. — Je suis tout prêt à modifier mes conclusions si elles ne sont pas présentées dans la forme voulue et je m'excuse en ma qualité d'étranger.

Mr le Président. — Si j'ai bien compris l'amendement, il est inspiré par le désir que la production du bois permette constamment le renouvellement des traverses, de manière à éviter le déboisement. Ce désir est déjà très bien marqué dans le 1° des conclusions.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*. — Il me semble que le 4° de l'amendement ne se concilie pas non plus avec les conclusions proposées.

Mr V. Herzenstein. — Au contraire.

Mr Post. — Lorsque la première section a arrêté son projet de conclusions, Mr Herzenstein n'a pas trouvé que le procédé électrique qu'il recommande était assez mûr pour y être mentionné.

Mr V. Herzenstein. — Le procédé pour la conservation du bois est trouvé, mais il faut continuer les expériences. Nous ne sommes pas des électriciens-spécialistes, nous sommes des ingénieurs de la voie et nous voulons que le procédé électrique qui semble être très satisfaisant continue à être essayé par des spécialistes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Post. — Cela se trouve d'une manière générale dans nos conclusions.

Mr V. Herzenstein. — C'est à l'assemblée à prendre une décision.

Mr Brière, Ch. de f. de Paris à Orléans. — Les conclusions qui nous sont soumises sont formulées en termes assez généraux pour que nous nous dispensions d'y faire une addition qui n'a pas été délibérée en section et dont l'utilité ne paraît pas démontrée.

Mr le Président. — Toutes ces observations trouveront leur place dans le compte rendu, et, si d'ailleurs conformément aux conclusions, la question se reproduit à l'ordre du jour de la prochaine session, il appartiendra au rapporteur de s'inspirer des indications de Mr Herzenstein et de faire porter ses études sur le point spécial signalé par lui.

Mr V. Herzenstein. — Cela me suffit.

Mr le Secrétaire général. — J'ai le devoir de faire remarquer que, si en vertu des articles 4 et 15 des statuts « la Commission tient compte, dans l'élaboration du programme, des indications résultant des délibérations du Congrès et de ses sections », il appartient à elle seule d'arrêter les questions à examiner.

— Les conclusions proposées par la première section sont adoptées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE

Errata à l'exposé.

Page VIII-19 du tiré à part n° 45 et du *Compte rendu* (page 3513 du *Bulletin* de 1900), 15e ligne du bas, *au lieu de :* « (*Podocarpus latifolius* et *Podocarpus elongatus*) », *lisez :* « (*Podocarpus latifolia* et *Podocarpus elongata*) ».

Page VIII-76 (page 3570 du *Bulletin*), 7e ligne du haut, *au lieu de :* « *Eucalyptus crebia* », *lisez :* « *Eucalyptus crebra* ».

Page VIII-81 (page 3575 du *Bulletin*), entre les 11e et 12e lignes du haut, *intercalez :* « XXIX. Ouest fr. — Dépend des moyens dont on dispose ».

Page VIII-82 (page 3576 du *Bulletin*), 16e ligne du bas, *au lieu de :* « Dépend des moyens dont on dispose », *lisez :* « Ne peuvent être précisées ».

Page VIII-84 (page 3578 du *Bulletin*), entre les 5e et 6e lignes du bas, *intercalez :* « XXIX. Ouest fr. — Essentiellement variable. Pas de statistique ».

Page VIII-85 (page 3579 du *Bulletin*), en tête de la 4e colonne du tableau, *au lieu de :* « Largeur en mètres », *lisez :* « Longueur en mètres ».

Page VIII-88 (page 3582 du *Bulletin*), 15e ligne du haut, *au lieu de :* « *carbonileum* », *lisez :* « *carbolineum* ».

Page VIII-88 (page 3582 du *Bulletin*), 17e ligne du haut, *au lieu de :* « formulaire C », *lisez :* « formulaire B ».

Page VIII-88 (page 3582 du *Bulletin*), 14e ligne du bas, *au lieu de :* « M. S. & M. », *lisez :* « M. S. & L. ».

Page VIII-97 (page 3591 du *Bulletin*), 1re et 2e lignes du bas, *au lieu de :* « par 2 centimètres carrés », *lisez :* « par centimètre carré ».

Page VIII-98 (page 3592 du *Bulletin*), 7e ligne du bas, *au lieu de :* « 84.4 grammes », *lisez :* « 844 grammes ».

Page VIII-102 (page 3596 du *Bulletin*), *supprimez* les 1re et 2e lignes du bas.

Page VIII-103 (page 3597 du *Bulletin*), 15e ligne du haut, *au lieu de :* « Peinture et injection », *lisez :* « Pour préserver le bois de la pourriture, on le prépare au chlorure de zinc. Parfois, il est goudronné et peint ».

Page VIII-106 (page 3600 du *Bulletin*), 1re ligne du bas, *au lieu de :* « à la créosote de zinc, 18 francs... », *lisez :* « à la créosote, 18 francs... ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VIII-106 (page 3600 du *Bulletin*), 6e ligne du bas, *au lieu de :* « Environ 3 shellings par pied cube (132.51 francs par mètre cube) », *lisez :* « Environ 3 pence par pied cube (11.04 francs par mètre cube) ».

Page VIII-108 (page 3602 du *Bulletin*), 20e ligne du bas, *au lieu de :* « (*Podocarpus latifolius* et *Podocarpus elongatus*) », *lisez :* « (*Podocarpus latifolia* et *Podocarpus elongata*) ».

Page VIII-108 (page 3602 du *Bulletin*), 17e ligne du bas, *au lieu de :* « *P. Totava* », *lisez :* « *P. Totara* ».

Page VIII 108 (page 3602 du *Bulletin*), 15e ligne du bas, *au lieu de :* « *crebia* », *lisez :* « *crebra* ».

Page VIII-117 (page 3611 du *Bulletin*), 21e ligne du bas, *au lieu de :* « XXXVI », *lisez :* « XXXVII ».

Page VIII-117 (page 3611 du *Bulletin*), 19e ligne du bas, *au lieu de :* « XXXVIII », *lisez :* « XXXIX ».

Page VIII-122 (page 3616 du *Bulletin*), 18e ligne du bas, *au lieu de :* « LXVII », *lisez :* « XLVII ».

Page VIII-122 (page 3616 du *Bulletin*), 17e ligne du bas, *au lieu de :* « LXIX », *lisez :* « XLIX ».

Page VIII-124 (page 3618 du *Bulletin*), 4e ligne du haut, *au lieu de :* « LXXXVI », *lisez :* « LXXXIV ».

Page VIII-126 (page 3620 du *Bulletin*), 21e, 19e, 18e, 16e, 15e, 14e, 10e, 9e et 8e lignes du bas, *au lieu de :* « 25 × 30 centimètres, 17 × 25 centimètres, 25 × 30 centimètres, 14 × 20 centimètres, 17 × 25 centimètres, 16 × 20 centimètres, 13 × 20 centimètres, 17 × 25 centimètres, 14 × 18 centimètres », *lisez :* « 25-30 centimètres, 17-25 centimètres, 25-30 centimètres, 14-20 centimètres, 17-25 centimètres, 16-20 centimètres, 13-20 centimètres, 17-25 centimètres, 14-18 centimètres ».

Page VIII-136 (page 3630 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « 2.665 kilogrammes », *lisez :* « 2.665 mètres ».

Page VIII-143 (page 3637 du *Bulletin*), 14e ligne du bas, *au lieu de :* « 58,164 kilomètres », *lisez :* « 58.164 kilomètres ».

Page VIII-145 (page 3639 du *Bulletin*), 12e ligne du bas, *au lieu de :* « 21,456 kilomètres », *lisez :* « 21.456 kilomètres ».

Page VIII-145 (page 3639 du *Bulletin*), 11e ligne du bas, *au lieu de :* « 1,100 francs par kilomètre », *lisez :* « 1,100 traverses par kilomètre ».

Page VIII-145 (page 3639 du *Bulletin*), 8e ligne du bas, *au lieu de :* « 1,342,411 kilomètres », *lisez :* « 1,342.411 kilomètres ».

Page VIII-145 (page 3639 du *Bulletin*), 3e ligne du bas, *au lieu de :* « 273,019 kilomètres », *lisez :* « 273.019 kilomètres ».

Page VIII-163 (page 3657 du *Bulletin*), 8e ligne du bas, *au lieu de :* « acide carbonique », *lisez :* « acide carbolique ».

Page VIII-163 (page 3657 du *Bulletin*), 2e ligne du bas, *au lieu de :* « XLII », *lisez :* « LXII ».

Page VIII-164 (page 3658 du *Bulletin*), 17e ligne du haut, *au lieu de :* « le Fe, Rb, Cd et autres », *lisez :* « le Fe, Pb, Cd et autres ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VIII-165 (page 3659 du *Bulletin*), 19e ligne du haut, *au lieu de :* « par litre d'eau, soit 8 grammes... », *lisez :* « par litre d'eau et sulfate de zinc 2 grammes par litre d'eau, soit 8 grammes... ».

Page VIII-167 (page 3661 du *Bulletin*), 20e et 21e lignes du haut, *au lieu de :* « *Podocarpus latifolius* » et « *Podocarpus elongatus* », *lisez :* « *Podocarpus latifolia* » et « *Podocarpus elongata* ».

Page VIII-167 (page 3661 du *Bulletin*), 8e, 6e, 4e et 2e lignes du bas, *au lieu de :* « 19,804 kilogrammes », « 24,700 kilogrammes », « 26,620 kilogrammes » et « 24,270 kilogrammes », *lisez :* « 19.804 kilogrammes », « 24.700 kilogrammes », « 26.620 kilogrammes » et « 24.270 kilogrammes ».

Page VIII-179 (page 3673 du *Bulletin*), 4e ligne du haut, *au lieu de :* « Six semaines; en moyenne, pas moins d'un mois », *lisez :* « Six semaines en moyenne; pas moins d'un mois ».

Page VIII-180 (page 3674 du *Bulletin*), 2e et 3e lignes du haut, *au lieu de :* « *Podocarpus latifolius* » et « *Podocarpus elongatus* », *lisez :* « *Podocarpus latifolia* » et « *Podocarpus elongata* ».

Page VIII-183 (page 3677 du *Bulletin*), 20e et 21e lignes du haut, *au lieu de :* « à la température de 20° » et « à celle de 10° », *lisez :* « à la température de —20° R. » et « à celle de —10° R. ».

Page VIII-183 (page 3677 du *Bulletin*), 7e ligne du bas, *au lieu de :* « 2.715.813 » et « 190.949 », *lisez :* « 2,715,813 » et « 190,949 ».

Page VIII-185 (page 3679 du *Bulletin*), 4e ligne du bas, *au lieu de :* « $0^m080 \times 0^m0388 \times 0^m388$ », *lisez :* « $0^m080 \times 0^m0388 \times 0^m0388$ ».

Page VIII-188 (page 3682 du *Bulletin*), 6e ligne du haut, *au lieu de :* « *Bostrichus typographus* », *lisez :* « *Bostrychus typographicus* ».

Page VIII-188 (page 3682 du *Bulletin*), 11e ligne du bas, *au lieu de :* « au-dessus des traverses », *lisez :* « en dessous des traverses ».

Page VIII-188 (page 3682 du *Bulletin*), 7e ligne du bas, *au lieu de :* « 18,200 kilomètres », *lisez :* « 18.200 kilomètres ».

Page VIII-191 (page 3685 du *Bulletin*), entre les 16e et 17e lignes du bas, *intercalez les termes suivants :* « XVII. Loll.-Fal. — Terrassements en terre glaise, âgés, en moyenne, de 18 ans. Largeur du plateau, 5 mètres; talus, 1 à 1 1/2 mètre ».

Page VIII-194 (page 3688 du *Bulletin*), 2e et 3e lignes du haut, *après les termes :* « Longueur et hauteur des terrassements », *ajoutez les mots :* « (les longueurs sont en verstes) ».

Page VIII-194 (page 3688 du *Bulletin*), 23e, 22e, 21e, 20e et 19e lignes du bas, *supprimez toute la réponse :* « VIII. Ét. Hongr. — Sur les lignes... durée moyenne ».

Page VIII-194 (page 3688 du *Bulletin*), 8e et 7e lignes du bas, *supprimez toute la réponse :* « XVII. Loll. Fal. — Terrassements... 1 à 1 1/2 mètre ».

Page VIII-197 (page 3691 du *Bulletin*), sous la 1re ligne du bas, *ajoutez la réponse suivante :* « VIII. Ét. Hongr. — Sur les lignes principales, le rayon minimum des courbes comporte 275 mètres; sur les lignes de deuxième ordre, le rayon minimum des courbes est de 200 mètres. Dans les courbes et notamment dans les courbes raides, les traverses souffrent beaucoup de *reclouage* des crampons (ripage de la voie) et elles n'atteignent généralement pas la durée moyenne ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VIII-199 (page 3693 du *Bulletin*), 21e et 22e lignes du haut, *supprimez les termes :* « paliers sur 5,847 kilomètres ; pentes et rampes (maximum, 0.016), 15.609 kilomètres ».

Page VIII-200 (page 3694 du *Bulletin*), 1re ligne du haut, *au lieu de :* « 88.79 p. c. », *lisez :* « 81.60 p. c. ».

Page VIII-201 (page 3695 du *Bulletin*), 16e, 18e, 21e et 22e lignes du haut, *au lieu de :* « 655,773 — 202,012 — 20,147 — 6,981 — 58,702 — 49,711 — 7,463 et 10,855 kilomètres », *lisez :* « 655.773 — 202.012 — 20.147 — 6.981 — 58.702 — 49,711 — 7.463 et 10.855 kilomètres ».

Page VIII-202 (page 3696 du *Bulletin*), 12e ligne du haut, *au lieu de :* « 115 millimètres par mètre », *lisez :* « 11.5 millimètres par mètre ».

Page VIII-202 (page 3696 du *Bulletin*), entre les 9e et 10e lignes du bas, *intercalez les termes suivants :* « LXI. Pr. Hen. — Paliers sur 5.847 kilomètres ; pentes et rampes (maximum, 0.016), 15.609 kilomètres ».

Page VIII-203 (page 3697 du *Bulletin*), 3e ligne du bas, *au lieu de :* « Mikkaïlovo », *lisez :* « Mikhaïlovo ».

Page VIII-203 (page 3697 du *Bulletin*), 11e ligne du bas, *au lieu de :* « Tckéliabinsk », *lisez :* « Tchéliabinsk ».

Page VIII-204 (page 3698 du *Bulletin*), 6e ligne du haut, *au lieu de :* « 85 millimètres », *lisez :* « 8.5 millimètres ».

Page VIII-207 (page 3701 du *Bulletin*), 4e ligne du bas, *au lieu de :* « 202 millimètres », *lisez :* « 203 millimètres ».

Page VIII-209 (page 3703 du *Bulletin*), 23e, 24e, 25e et 26e lignes du haut, *au lieu de :* « Le surhaussement est donné par la formule :

$$s = \frac{v}{R},$$

v étant la plus grande vitesse que les trains puissent prendre sur la ligne considérée », *lisez :* « Le surhaussement en mètres est donné par la formule :

$$s = \frac{v}{R},$$

v étant la plus grande vitesse en kilomètres que les trains puissent prendre sur la ligne considérée, et R étant le rayon en mètres ».

Page VIII-209 (page 3703 du *Bulletin*), 12e ligne du bas, *remplacez le mot :* « millimètres », qui se trouve quatre fois dans cette ligne, *par le mot :* « mètres ».

Page VIII-210 (page 3704 du *Bulletin*), 17e ligne du bas, *ajoutez, après la formule :* « $h = \frac{3v^2}{R}$ », *les termes ci-après :* « où h et R sont en sagènes et v en verstes ».

Page VIII-212 (page 3706 du *Bulletin*), 9e ligne du haut, *ajoutez, à la suite des mots :* « d'après la formule connue », *les termes :* « (en unités métriques) ».

Page VIII-222 (page 3716 du *Bulletin*), 17e ligne du bas, *supprimez les termes :* « LXI. Pr. Henr. — Type Vignoles ».

Page VIII-227 (page 3721 du *Bulletin*), 5e ligne du haut, *au lieu de :* « LXI. Tram. Piém. », *lisez :* « LIX. Tram. Piém. ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VIII-227 (page 3721 du *Bulletin*), entre les 6e et 7e lignes du haut, *intercalez les termes :* « LXI. Pr. Henr. — Type Vignoles ».

Page VIII-236 (page 3730 du *Bulletin*), 18e ligne du haut, *au lieu de :* « sous les traverses de joint », *lisez :* « sur les traverses de joint ».

Page VIII-236 (page 3730 du *Bulletin*), 21e et 22e lignes du haut, *au lieu de :* « des selles sont posées sous les traverses... », *lisez :* « des selles sont posées sur les traverses... ».

Page VIII-238 (page 3732 du *Bulletin*), 1re ligne du haut, *au lieu de :* « XV. Ét. dan. : J. et J. », *lisez :* « XV. Ét. dan. : J. et F. ».

Page VIII-239 (page 3733 du *Bulletin*), 25e ligne du bas, *au lieu de :* « à l'aide de deux tire-fonds en chêne de 159 × 32 millimètres et de deux crampons... », *lisez :* « à l'aide de deux chevilles en chêne de 152 × 32 millimètres et de deux crampons... ».

Page VIII-245 (page 3739 du *Bulletin*), 18e ligne du haut, *au lieu de :* « $0^{m}086 \times 0^{m}145 = 0^{m2}125$ », *lisez :* « $0^{m}086 \times 0^{m}145 = 0^{m2}0125$ ».

Page VIII-245 (page 3739 du *Bulletin*), 10e ligne du bas, *au lieu de :* « gros coussinet : base, $0^{m}0608$ », *lisez :* « gros coussinet : base, $0^{m2}0608$ ».

Page VIII-246 (page 3740 du *Bulletin*), 18e et 19e lignes du haut, *au lieu de :* « $0^{m2}381 \times 0^{m2}178$ » et « $0^{m2}356 \times 0^{m2}178$ », *lisez :* « $0^{m}381 \times 0^{m}178$ » et « $0^{m}356 \times 0^{m}178$ ».

Page VIII-246 (page 3740 du *Bulletin*), 3e et 4e lignes du bas, la réponse des chemins de fer de la Méditerranée, Italie, doit figurer sous le n° LVII et celle des chemins de fer de la Sicile sous le n° LVIII.

Page VIII-246 (page 3740 du *Bulletin*), 7e, 6e, 5e et 3e lignes du bas, *au lieu de :* « ($0^{m2}254 \times 0^{m2}127$) », « ($0^{m2}229 \times 0^{m2}121$) », « ($0^{m2}203 \times 0^{m2}115$) » et « $0^{m2}12 \times 0^{m2}18$ », *lisez :* « ($0^{m}254 \times 0^{m}127$) », « ($0^{m}229 \times 0^{m}121$) », « ($0^{m}203 \times 0^{m}115$) » et « $0^{m}12 \times 0^{m}18$ ».

Page VIII-246 (page 3740 du *Bulletin*), 16e ligne du bas, *au lieu de :* « 117 pouces carrés », *lisez :* « 11.7 pouces carrés ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 21e et 22e lignes du haut, *au lieu de :* « $0^{m2}180 \times 0^{m2}309$, $0^{m2}214 \times 0^{m2}304$, $0^{m2}270 \times 0^{m2}309$ », *lisez :* « $0^{m}180 \times 0^{m}309$, $0^{m}214 \times 0^{m}304$, $0^{m}270 \times 0^{m}309$ ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 28e ligne du haut, *au lieu de :* « (en millimètres) », *lisez :* « (en millimètres carrés) ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 17e, 16e et 15e lignes du bas, *au lieu de :* « dans les courbes de 640 millimètres et moins », *lisez :* « dans les courbes de 640 mètres et moins ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 9e ligne du bas, *au lieu de :* « $0^{m2}178 \times 0^{m2}178$ », *lisez :* « $0^{m}178 \times 0^{m}178$ ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « $0^{m2}101.5 \times 0^{m2}144.3 = 0^{m2}014.646.5$ », *lisez :* « $0^{m}1015 \times 0^{m}1443 = 0^{m2}0146465$ ».

Page VIII-247 (page 3741 du *Bulletin*), 3e, 2e et 1re lignes du bas, *au lieu de :* « kilog. par mètre carré », *lisez :* « kilog. par mètre courant ».

Page VIII-248 (page 3742 du *Bulletin*), 1re ligne du haut, *au lieu de :* « $0^{m2}100 \times 0^{m}150$ jusqu'à $0^{m2}100 \times 0^{m2}250$ », *lisez :* « $0^{m}100 \times 0^{m}150$ jusqu'à $0^{m}100 \times 0^{m}250$ ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page VIII-248 (page 3742 du *Bulletin*), 23e et 24e lignes du haut, *au lieu de :* « (2,592 à 3,240 centimètres carrés) » et « (1,296 centimètres carrés) », *lisez :* « (158 à 198 centimètres carrés) » et « (79 centimètres carrés) ».

Page VIII-248 (page 3742 du *Bulletin*), 20e, 19e et 18e lignes du bas, *au lieu de :* « 15 centimètres carrés », « 21 centimètres carrés » et « 30 centimètres carrés », *lisez :* « 150 centimètres carrés », « 210 centimètres carrés » et « 300 centimètres carrés ».

Page VIII-249 (page 3743 du *Bulletin*), 16e ligne du haut, *au lieu de :* « L. T. & L. », *lisez :* « L. T & S. ».

Page VIII-263 (page 3757 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « XLV. T. V. », *lisez :* « XLIV. T. V. ».

Page VIII-266 (page 3760 du *Bulletin*), 15e ligne du bas, *au lieu de :* « 85 verstes (58.7 kilomètres) par heure », *lisez :* « 85 verstes (90.5 kilomètres) par heure ».

Page VIII-277 (page 3771 du *Bulletin*), 6e ligne du bas, *au lieu de :* « LXXXIV. VLAD. », *lisez :* « LXXXV. VLAD. ».

Page VIII-278 (page 3772 du *Bulletin*), 2e ligne du haut, *au lieu de :* « $2^m70 \times 0^m026 \times (0^m014$ à $0^m016)$ », *lisez :* « $2^m70 \times 0^m26 \times (0^m14$ à $0^m16)$ ».

Page VIII-280 (page 3774 du *Bulletin*), entre les 8e et 9e lignes du haut, *intercalez la réponse suivante :* « XIV. CART. MAGD. — On a augmenté le nombre des traverses par kilomètre ».

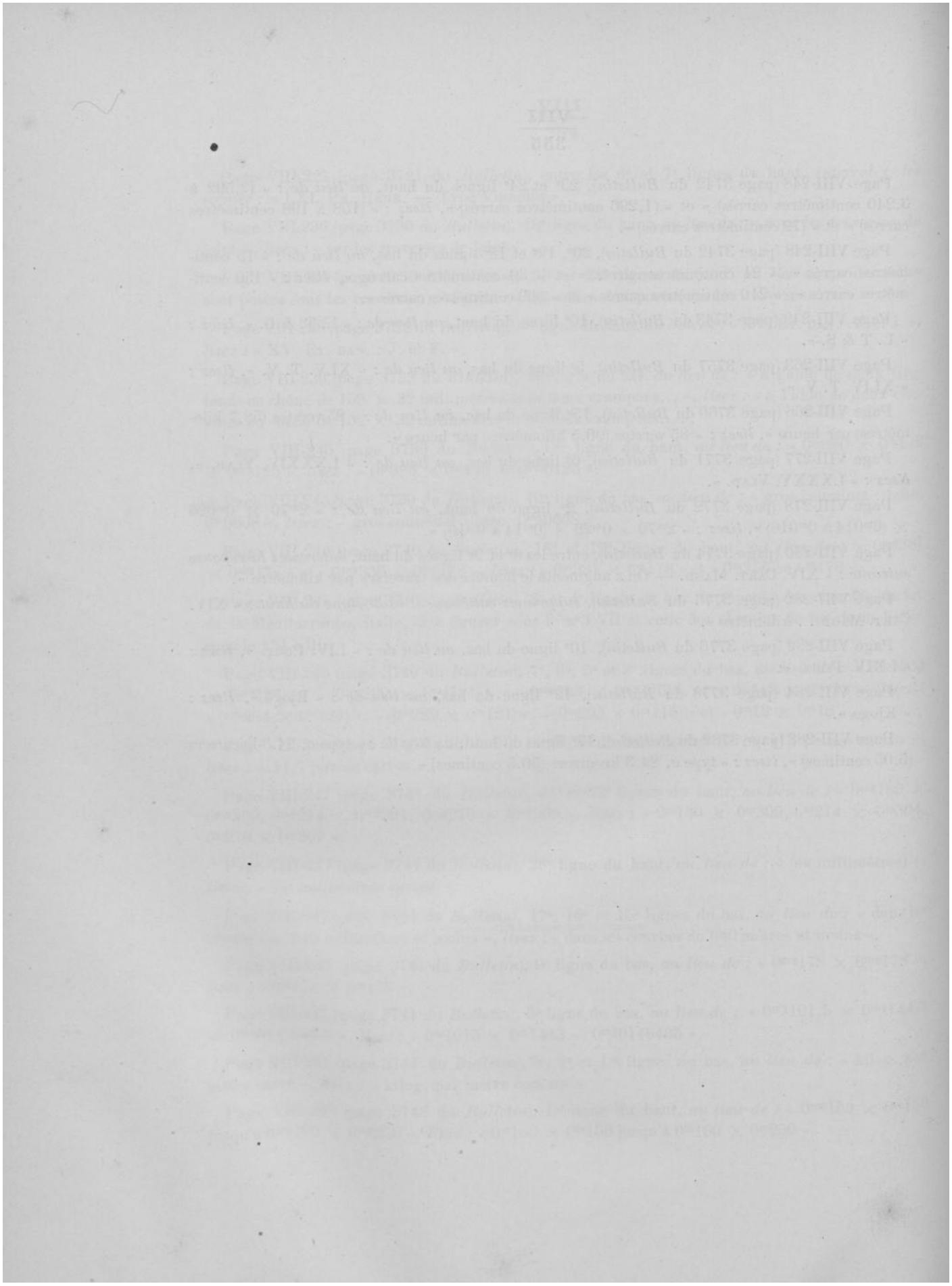
Page VIII-282 (page 3776 du *Bulletin*), *supprimez entièrement la 3e ligne du haut :* « XIV. CART. MAGD... kilomètre ».

Page VIII-282 (page 3776 du *Bulletin*), 10e ligne du bas, *au lieu de :* « LIV. PORT. », *lisez :* « LXIV. PORT. ».

Page VIII-284 (page 3778 du *Bulletin*), 12e ligne du bas, *au lieu de :* « Rjogé », *lisez :* « Kjoge ».

Page VIII-288 (page 3782 du *Bulletin*), 17e ligne du haut, *au lieu de :* « type *a*, 24.3 kreutzers (5.05 centimes) », *lisez :* « type *a*, 24.3 kreutzers (50.5 centimes) ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

625.141] QUESTION IX.

BALLAST

Des qualités d'un bon ballast. Choix à faire entre des ballasts de diverses qualités, en tenant compte de la nature et de l'intensité du trafic, du prix de revient, etc. Influence du ballast sur la constitution de la voie.

Rapporteurs :

États-Unis. — Mr Feldpauche (A.), Principal Assistant Engineer, Philadelphia, Wilmington and Baltimore Railroad.

Autres pays. — Mr Bauchal, ingénieur principal, sous-chef du service de la voie à la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest français.

Note spéciale. — Mr Wasiutyński (A.), ingénieur des voies de communication de Russie, attaché à la direction des chemins de fer de Varsovie-Vienne.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION IX.

TABLE DES MATIÈRES

Pages.

Exposé n° 1 (tous les pays, sauf les États-Unis), par Mr Bauchal.(Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc , p. 2523, et de janvier 1901, p. 50.) . . . . . IX — 3

Exposé n° 2 (États-Unis), par Mr A. Feldpauche. (Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc., p. 2609.) . . . . . IX — 89

Note par Mr Alexandre Wasiutyński. (Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc., p. 2661, et de janvier 1901, p. 51.) . . . . . IX — 141

Discussion en section. . . . . IX — 239

Rapport de la 1re section . . . . . IX — 251

Discussion en séance plénière . . . . . IX — 251

Conclusions. . . . . IX — 252

Annexe : Errata à l'exposé n° 1 par Mr Bauchal . . . . . IX — 254

— — à la note de Mr Alexandre Wasiutyński. . . . . IX — 255

N. B. — Voir aussi le tiré à part (à couverture brune) n° 34.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[623 .141]

EXPOSÉ N° 1

(tous les pays sauf les États-Unis)

Par Mr BAUCHAL,

INGÉNIEUR PRINCIPAL,
SOUS-CHEF DU SERVICE DE LA VOIE A LA COMPAGNIE DES CHEMINS DE FER DE L'OUEST FRANÇAIS.

SOMMAIRE.

	Paragraphes
Introduction	1
Définition du ballast	2
Services rendus :	
1° Donner à la voie un support qui épouse exactement sa forme et celle de la plate-forme	4
2° Répartir la pression sur la plate-forme et la réduire au taux convenable	5
3° Constituer pour la voie un support élastique	11
4° Résister au déplacement latéral de la voie par masse et par frottement	22
5° Résister au déplacement longitudinal de la voie	27
6° Résister au soulèvement vertical de la voie	28
7° Constituer, pour certaines plates-formes, un écran contre la gelée	29
8° Préserver les bois des alternatives de sécheresse et d'humidité	30
Inconvénients :	
Imperméabilité	33
Ballast roulant	34
Ballast poussiéreux	35
Action chimique sur le matériel de la voie	37
Entraînement par les eaux et enlèvement par le vent	38
Végétation	39

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Paragraphes.

Usure 42
Détermination du profil en travers 43
Description et production des diverses sortes de ballasts 46
Choix à faire entre divers ballasts 53
Transport du ballast 56
Premier emploi ; remaniement dans l'entretien de la voie et entretien du ballast. 58
Principales conclusions 61

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

INTRODUCTION.

1. — La question du ballast est traitée pour la première fois au Congrès international des chemins de fer.

Elle n'a encore été l'objet d'aucune monographie. Un petit nombre seulement de traités généraux de chemins de fer s'en occupent avec quelques détails; tel celui de M. l'ingénieur américain Tratmann et celui de MM. les ingénieurs allemands Zimmermann, Blum et Rosche; les écrits périodiques que nous avons consultés ne nous ont fourni que des renseignements partiels; enfin, les réponses à notre questionnaire, que les compagnies ont bien voulu nous adresser, si intéressantes qu'elles soient, ne nous ont pas permis de combler entièrement ces lacunes. Aussi avons-nous dû, sur plus d'un point, nous contenter de présenter les problèmes sans les résoudre. Nous considérerons donc notre but comme atteint si, après que notre travail aura été amélioré par la discussion, il provoque les expériences nécessaires et sert de base à une étude qui soit définitive par rapport à l'état actuel de l'industrie des chemins de fer.

La signification en français du mot « ballast » a besoin d'être précisée. Nous pensons qu'il désigne seulement les matériaux qui servent au bourrage de la voie ou ceux qui, employés pour un autre objet, sont de même nature et de dimensions comparables. Le mot allemand « Bettung » est plus compréhensible. D'une manière générale, il s'applique, en voie courante, à tout ce qui constitue la superstructure à l'exception du matériel de la voie et, par exemple, dans une tranchée, à la pierre cassée ou au gravier, à la couche de fondation en gros matériaux et même aux drains en poterie. Il nous semble qu'il serait utile de disposer en français de deux mots : celui d' « assise » qui correspondrait à celui de « Bettung » et celui de « ballast » qui conserverait sa signification restreinte; nous avons limité notre étude au ballast, tout en nous occupant, à l'occasion, du reste de l'assise de la voie.

Le ballast.

2. — Le ballast est une couche de menus matériaux qui est posée sur la plate-forme du chemin de fer et qui supporte la voie et l'enveloppe partiellement.

Nous examinerons d'abord les services qu'il rend, ainsi que les inconvénients qu'il est susceptible de présenter et nous rechercherons son usure normale. Nous examinerons ensuite les règles à suivre pour fixer dans les diverses circonstances les éléments du profil en travers comme forme et comme composition; car il n'existe pas de profil-type invariablement applicable; mais comme une certaine quantité d'un ballast doué de propriétés déterminées correspond à chacun des services à envisager, c'est en examinant successivement dans chaque cas toutes les conditions à remplir, eu égard à la composition de la voie, à la nature de la plate-forme, au climat et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

au trafic, que l'on peut déterminer le profil le plus convenable et les matériaux à choisir.

Nous étudierons les dépenses à faire et les procédés à employer pour produire et transporter à pied-d'œuvre le ballast nécessaire. Enfin, nous examinerons son mode d'emploi.

Services rendus.

3. — Le ballast rend les services suivants :

1° Donner à la voie un support qui épouse exactement sa forme et celle de la plate-forme;
2° Répartir la pression sur la plate-forme et la réduire au taux convenable;
3° Constituer pour la voie un support élastique;
4° Résister au déplacement latéral de la voie par masse et par frottement;
5° Résister au déplacement longitudinal de la voie;
6° Résister au soulèvement vertical de la voie;
7° Constituer pour certaines plates-formes un écran contre la gelée;
8° Préserver les bois de la voie des alternatives de sécheresse et d'humidité.

Nous allons passer en revue ces divers services.

1° Donner à la voie un support qui épouse exactement sa forme et celle de la plate-forme.

4. — La plate-forme et le matériel de la voie sont affectés d'irrégularités de surface et de niveau importantes.

Ainsi les plates-formes rocheuses présentent des aspérités et les plates-formes argileuses ou sableuses se déforment par suite de tassements inégaux.

Quant au matériel, les traverses en bois n'ont pas la même épaisseur ni les rails la même hauteur, ceux-ci, par exemple, s'usant plus vite dans les gares et les tunnels qu'en voie courante.

On conçoit donc combien il est précieux de disposer d'un matériau relativement peu coûteux qui permette de bien dresser la voie en se moulant comme du plâtre sur les irrégularités du dessus et du dessous et de rétablir ce dressement lorsqu'il se trouve altéré par suite de tassements ou de remplacement de matériel.

Sans doute, le ballast, même s'il n'est soumis qu'à des pressions ne dépassant pas sa limite d'élasticité, est souvent susceptible de subir des tassements permanents par suite des trépidations ou de l'action de l'eau, qui changent les positions relatives des éléments.

Mais après que la voie s'est bien assise à la suite de plusieurs bourrages, sa forme peut rester à peu près invariable pendant de longues périodes, les déformations permanentes qui se manifestent à la longue provenant de l'accumulation très lente de déformations isolément insensibles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Sur la plupart des grands viaducs métalliques et sur les fosses à piquer, on obtient, il est vrai, sans ballast, des voies bien dressées; mais les dispositions à prendre en pleine voie pour réaliser des supports invariables sont si coûteuses qu'elles ne sont pratiquement réalisables que sur certains points particuliers ou sur quelques parcours limités de chemins de fer urbains.

En somme, le ballast est le seul matériau qui donne la solution du problème sur la presque totalité des voies ferrées.

2° *Répartir la pression sur la plate-forme et la réduire au taux convenable.*

5. — Ainsi que nous l'avons indiqué au chapitre précédent (§ 4), un certain temps après l'ouverture à l'exploitation d'une ligne de chemin de fer bien établie, la plate-forme prend son assiette et la voie arrive à l'état d'entretien normal. Alors, au passage d'un train, la plate-forme peut opposer des réactions élastiques aux pressions verticales qui lui sont transmises et ne subit aucune déformation permanente sensible. Les effets accumulés du passage d'un grand nombre de trains deviennent seuls apparents et sont corrigés dans la revision de la voie.

Or, supposons que la voie soit supportée par des traverses en bois de 2.70 mètres de longueur et de 25 centimètres de largeur, que la pression maximum transmise à chaque traverse au passage du train soit égale à $^6/_5$ de la charge d'un essieu (tout compte fait des causes de diminution et d'augmentation de cette pression) et que la charge d'essieu ainsi majorée soit de 20,000 kilogrammes, en tenant compte du poids de la voie et du ballast placé au-dessus du niveau inférieur des traverses.

Si les traverses reposent directement sur la plate-forme, une traverse transmet à celle-ci une pression de $\frac{20.000}{6.750} = 3$ kilogrammes par centimètre carré; or, il y a de nombreux terrains qui ne peuvent pas supporter une pression aussi forte. Mais le ballast offre heureusement le moyen de la réduire dans une grande proportion. Car il jouit de la propriété bien connue de ne pas transmettre latéralement les pressions comme le ferait un corps à l'état pâteux, mais de les reporter intégralement sur la plate-forme lorsqu'elles ne dépassent pas sa limite d'élasticité. C'est cette propriété qui est utilisée en ce qui concerne le sable pour les boîtes à sable employées au décintrement des ponts.

6. — Admettons donc que le ballast transmette à la plate-forme la pression de la voie suivant des rectangles déterminés par des droites inclinées à 45° et ayant pour directrices les contours des parties bourrées de la traverse, que la voie ait une largeur de 1.50 mètre d'axe en axe des rails, que la partie centrale non bourrée ait 80 centimètres de largeur et, enfin, qu'un mètre cube de ballast pèse 1,500 kilogrammes.

Prenons les cotes de 0.20 et 0.35 comme limites usuelles de l'épaisseur du ballast sous les traverses.

La pression par centimètre carré sur la plate-forme sera de 1.16 kilogramme dans le premier cas et de 0.67 dans le second.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Or, il y a peu de terrains qui ne puissent supporter une pression de 0.67 kilogramme par centimètre carré. Lorsqu'on rencontre de tels terrains, le meilleur parti semble être de les éviter ou, en cas d'impossibilité, de les enlever s'ils n'ont qu'une faible épaisseur ou, enfin, de les consolider par des fascinages, des remblais, des enrochements, de petits pieux, des drainages, etc. Car la fourniture d'un gros cube de ballast et l'élargissement de la plate-forme qui en résulte entraînent de grandes dépenses. Des banquettes placées très en contre-bas du rail constituent aussi un inconvénient qui est à éviter, bien qu'il ne soit pas irrémédiable. Déjà avec 35 centimètres de ballast sous les traverses, la différence de niveau de la banquette au-dessus des traverses atteint 50 centimètres.

D'ailleurs, lorsque la hauteur du ballast atteint la demi-distance maximum des bords de deux traverses consécutives, soit 40 centimètres environ, la totalité de la bande ayant même axe que la voie et ses bords le long des bouts des traverses est intéressée à la transmission de la pression et, par suite, un surcroît de hauteur n'a d'autre effet que d'élargir les deux empattements latéraux.

Il faut conclure qu'en général il n'y a pas lieu, au point de vue de la pression sur la plate-forme, de donner au ballast, y compris la fondation, une hauteur plus grande que 35 centimètres, et que celle de 45 centimètres doit être considérée comme la limite extrême au delà de laquelle la pression doit être diminuée par d'autres moyens.

7. — Divers ingénieurs allemands proposent, il est vrai, de prendre pour hauteur du ballast la distance entre les bords des traverses augmentée de 20 centimètres (1). Cette règle a été établie par M. Schubert, directeur des chemins de fer de l'État à Sorau, à la suite d'expériences décrites par lui dans la *Zeitschrift für Bauwesen*, sous les titres « Die Umbildungen des Planums und der Bettung eines Eisenbahngeleises während des Betriebes » et « Die Umbildungen und die Tragfähigkeit des Planums von Eisenbahn Dämmen ». Dans la pensée de l'auteur, elle s'applique au cas des plates-formes argileuses.

Les expériences de M. Schubert consistaient essentiellement à placer dans une caisse de dimensions réduites, dont une paroi était vitrée, la matière de la tranchée ou du remblai, à mettre par-dessus une voie ballastée construite à échelle réduite et à exercer sur cette voie des pressions déterminées dont les effets étaient exactement mesurés. Elles présentent ce grave défaut que, si les dimensions de la voie sont réduites à une échelle déterminée, celles des éléments du ballast ne le sont pas et que, par conséquent, les rapports des forces en jeu dans les voies en service se trouvent complètement altérés. Il serait d'ailleurs bien difficile de réduire à l'échelle les dimensions des éléments du ballast (sable, gravier ou pierres) sans changer leur forme et, si l'on y réussissait, l'action de l'eau se trouverait changée aussi. C'est le défaut général des expériences dans lesquelles on étudie à échelle

(1) *Der Eisenbahn-Bau der Gegenwart*, von Blum, Borries und Barkhausen.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

réduite la manière dont se comportent les matériaux soumis à l'action de l'eau. Mais M. Schubert ne s'est pas borné à des expériences de laboratoire et il a présenté en mars 1899, dans une réunion technique tenue à Berlin (1), des coupes de plates-formes argileuses dans lesquelles on constate le refluement de l'argile entre les traverses lorsque le ballast a une épaisseur moindre que celle proposée par lui et repose directement sur l'argile. Il a aussi fait, depuis, sur le ballast, d'autres expériences fort intéressantes dont nous rendons compte à propos du choix du ballast.

8. — Nous pensons qu'il serait presque toujours suffisant d'adopter l'épaisseur de 10 centimètres augmentée de la demi-distance des traverses courantes lorsque la plate-forme est mauvaise. Toutefois, nous reconnaissons que, dans certaines tranchées argileuses, il peut y avoir intérêt à remplacer le sol naturel par des matériaux durs sur une assez grande épaisseur et, par exemple, sur celle de 50 à 70 centimètres avant d'opérer le ballastage proprement dit. Quant aux remblais, c'est généralement dans la construction de l'infrastructure qu'on a soin d'envelopper le noyau d'argile de matériaux moins sensibles à l'action de l'eau et de la gelée.

En résumé, lorsque, par exception, la hauteur de 45 centimètres doit être dépassée, on peut dire que c'est plutôt pour le parachèvement de l'infrastructure que pour le ballastage proprement dit.

9. — Nous avons admis que la pression maximum de la traverse sur le ballast était égale à $^6/_5$ de la charge maximum d'un essieu. Si la discussion de cette formule est en dehors de notre sujet, nous devons, du moins, en donner une justification sommaire. Or, d'après les recherches faites, expérimentales et théoriques, sur une voie de niveau, les rails répartissent entre les traverses les charges statiques des essieux de manière que la traverse la plus chargée ne porte que $^3/_5$ environ de la charge d'essieu maximum; dans les courbes, le devers augmente la charge du côté du petit rayon, mais seulement aux petites vitesses.

Les charges en mouvement augmentent la charge maximum de la traverse dans une grande proportion. Les causes d'augmentation dépendent, les unes du mode de construction de la voie et du matériel, les autres, tels que les coups de marteau dus aux méplats des bandages, tiennent à l'état d'entretien.

Si l'on considère le surcroît de rigidité que les voies ont reçu depuis quelques années, la généralisation de l'usage des boggies et l'emploi, déjà fréquent, des machines à trois ou quatre cylindres, on peut admettre que, même aux plus grandes vitesses, la pression due aux charges en mouvement ne dépasse pas deux fois la pression statique, soit $^6/_5$ de la charge maximum d'essieu de la machine ou du tender. Peut-être même la proportion serait-elle notablement moindre avec une machine électrique, sans contrepoids ni cylindres.

D'ailleurs, la répartition effective de la charge sur les traverses varie avec le type

(1) *Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen*, 1er mai 1899 et *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 6e et 7e fascicules de 1899.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de voie ; aussi la règle énoncée ne s'applique-t-elle qu'aux voies analogues à celles qui ont été étudiées, c'est-à-dire à celles qui ont été récemment construites sur les grandes lignes.

10. — Nous avons admis aussi que le volume du ballast répartiteur de la pression était limité par une surface réglée dont la directrice était le contour de la base d'appui de la traverse et dont les génératrices étaient inclinées à 45°. Cette hypothèse était suffisamment exacte pour justifier nos conclusions.

En effet, la Compagnie d'Orléans a procédé à des expériences pour déterminer la section du volume répartiteur suivant l'axe de la voie. Ce volume est moindre que celui que nous obtenons par notre méthode, mais la base d'appui sur la plate-forme est sensiblement équivalente.

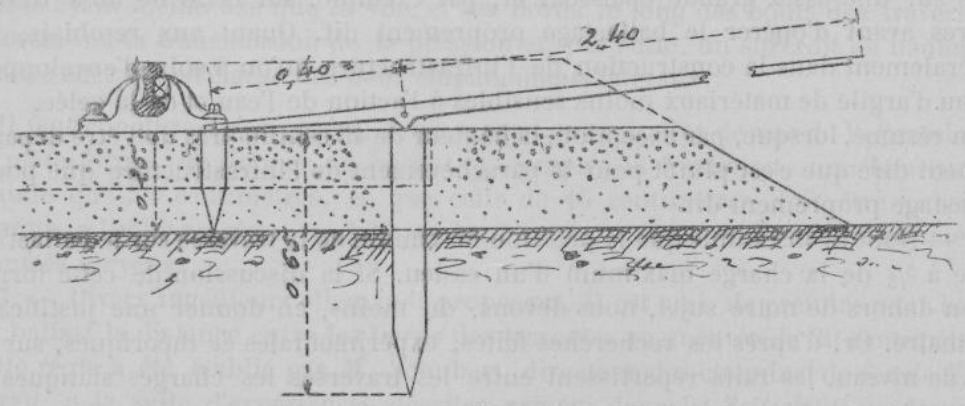


Fig. 1. — Échelle : $^1/_{20}$.

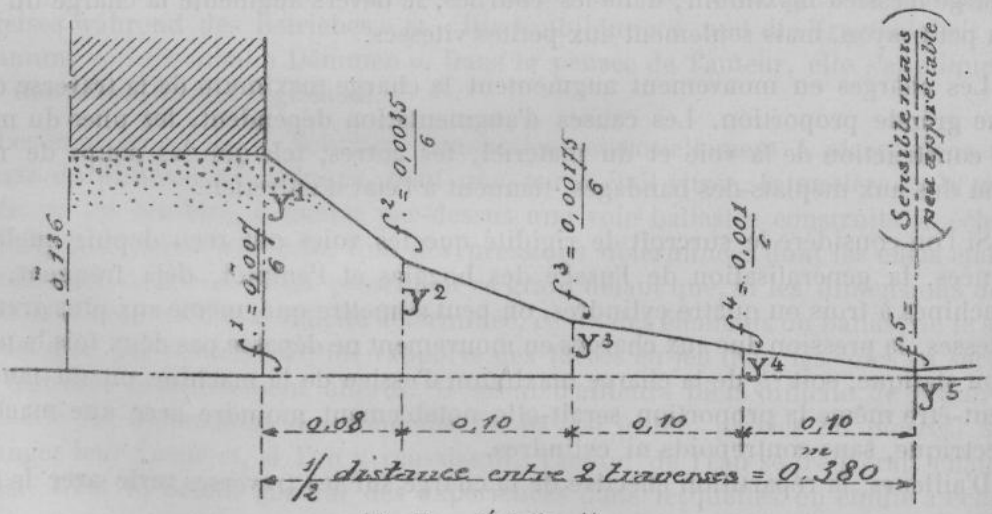


Fig. 2. — Échelle : $^1/_5$.

Les expériences ont été faites en plantant dans le ballast de petits piquets qui en

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

suivaient les mouvements. On déduisait de la réduction de hauteur du ballast mesurée par l'entraînement du piquet la hauteur du ballast comprimé et intéressé dans la répartition de la pression. Si l'on admet que dans les parties comprimées la pression est sensiblement uniforme (*voir* fig. 1 et 2), f_n désignant l'enfoncement de la traverse ou du petit piquet et y_n la hauteur du ballast comprimé réduite à l'échelle de $^1/_5$,

$$y_n = \frac{0.136}{5} \times \frac{f_n}{f_1}.$$

Le volume répartiteur doit d'ailleurs varier avec la nature du ballast; ainsi le réseau de la Nouvelle-Galles du Sud admet que la pierre cassée répartit la pression sur une base plus large que le gravier. Aux chemins de fer français de l'État on a fait la même observation et on attribue à la section du volume répartiteur une forme analogue à celle qui a été trouvée à la Compagnie d'Orléans.

Ces expériences nous dispensent de discuter les conclusions du professeur Kreuter, rapportées par M. Ast, directeur des travaux au chemin de fer autrichien du Nord Empereur Ferdinand, dans l'étude qu'il a publiée en janvier 1895, dans le *Bulletin de la Commission internationale*, car leurs résultats sont en complet désaccord avec l'hypothèse admise par M. Kreuter, que la section du volume répartiteur a la forme d'une ellipse. M. Ast, lui-même, émettait d'ailleurs des doutes au sujet de cette hypothèse.

3° *Constituer pour la voie un support élastique.*

11. — Après un certain temps de service, la voie prend un état d'équilibre stable. Par exemple, une voie qui est parcourue journellement par 60 trains peut rester bourrée pendant deux ans et subir ainsi sans se débourrer le passage de 43,800 trains, c'est-à-dire d'environ 1,314,000 essieux.

Puisque, au passage d'un essieu, la voie après avoir comprimé le ballast sous-jacent reprend sa position primitive sans déformation permanente sensible, il faut admettre que son support est élastique. Comme d'ailleurs l'élasticité du support se manifeste même sur les plates-formes incompressibles et est souvent, au contraire, incomplète sur les voies non ballastées, il faut reconnaître comme démontré par l'observation que le ballast se comporte ainsi qu'un corps élastique.

Quel est le mécanisme intérieur de l'élasticité, par exemple dans la pierre cassée? Il est certain que la compresion d'une couche de pierres cassées est incomparablement plus grande que celle d'un banc compact de même nature. Le phénomène consisterait donc dans des changements temporaires des positions relatives des pierres et dans le retour aux positions primitives par suite de l'élasticité propre de chaque pierre. Mais, en somme, la question est encore à traiter.

12. — L'élasticité est-elle nécessaire?

Que vaudrait une voie invariable, sans élasticité sensible, telle que serait une voie

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

scellée dans la roche ou rivée directement sur une charpente métallique très rigide?

Que vaudrait une voie très élastique?

La réponse à ces questions qui semblent au premier abord plus théoriques que pratiques présente de l'intérêt parce qu'elle détermine, avec la raison d'être de l'élasticité, les limites dans lesquelles celle-ci doit être recherchée.

Or, on peut se rendre compte de ce qui se passerait si la voie était rigide par l'observation des voies qui n'ont qu'une très petite couche de ballast sur plate-forme rocheuse; le matériel de voie, rails, attaches, etc., y est exposé à la dislocation et même aux ruptures; le matériel roulant subissant tous les chocs sans atténuation, le roulement est très dur. Sans doute, si l'on devait circuler en vitesse sur de telles voies, on remédierait en partie à ces inconvénients en augmentant l'élasticité de la voie proprement dite et du matériel roulant. Mais il est probable qu'on ne pourrait pas corriger suffisamment la différence d'élasticité du support au passage d'une plate-forme incompressible à une plate-forme élastique.

Nous verrons plus loin que l'élasticité du support ne doit pas dépasser certaines limites au point de vue de la fatigue que le matériel de la voie éprouve lorsqu'il en suit la déformation et que le ballast est alors utile pour modérer et non plus pour accroître l'élasticité totale du support.

L'élasticité du ballast est donc éminemment utile pour régulariser l'élasticité de l'ensemble du système formé par la plate-forme, la voie et le matériel roulant, c'est-à-dire pour l'amener et la maintenir au taux uniforme convenable. Aussi convient-il de l'étudier au point de vue expérimental et au point de vue théorique.

13. — Dans deux importants articles publiés en novembre 1898 par le *Bulletin de la Commission internationale* et, en 1899, par l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, M. Wasiutynski, ingénieur des voies de communication, attaché à la Direction du chemin de fer Varsovie-Vienne, a rendu compte des expériences faites avant lui et par lui pour mesurer les mouvements verticaux des divers éléments de la voie, y compris le ballast et la plate-forme, sous l'action des véhicules en mouvement. Les dispositifs employés se rapportent à deux types.

Dans le premier, un point fixe étant établi tout près du point mobile considéré, un appareil est mis en action par le déplacement relatif des deux points et actionne à son tour un appareil analogue qui est installé dans une position commode pour les observations. Les mouvements sont enregistrés sur un cylindre mû par un appareil chronométrique.

En marquant sur l'appareil enregistreur le passage du véhicule en deux points de la voie, on peut déterminer sa vitesse et sa position correspondante à chaque déplacement du point mobile.

On peut ainsi connaître les déplacements verticaux successifs d'un même point de la voie, au fur et à mesure de l'avancement du véhicule.

On peut aussi déterminer les déplacements simultanés des divers points d'un

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même élément de la voie qui correspondent à une position déterminée du véhicule et en conclure la déformation et le travail de cet élément.

L'appareil de M. Flamache était mécanique (1) ; celui de M. Coüard (2) fonctionnait par l'air comprimé, et celui de M. Stelewicz (3) par l'eau comprimée.

Ces appareils avaient besoin d'être très sensibles. Si l'on considère, en effet, une vitesse de 120 kilomètres à l'heure, la position d'un véhicule varie de 33 centimètres en un centième de seconde. Or, nous ne pensons pas, d'accord avec M. Wasiutynski, qu'ils aient eu une telle sensibilité et une telle exactitude, malgré les précautions prises pour corriger les causes d'erreur et réaliser des observations vraiment scientifiques.

D'ailleurs, s'il est aisé d'établir tout près de la voie, sur une plate-forme rocheuse, un point qui reste fixe sous une charge statique et qui ne soit soumis qu'à des vibrations sous l'action d'une charge roulante, il paraît très difficile de réaliser un tel point sur une plate-forme compressible. Les piquets employés jusqu'ici n'ont certainement pas rempli cette condition. Aussi, comme c'est sur les plates-formes compressibles que le travail des éléments de la voie est le plus grand, et, par conséquent, le plus intéressant à étudier, les expériences présentent inévitablement une grave lacune.

On ne peut même pas, en ce qui concerne par exemple un rail, admettre que si son abaissement total reste inconnu, sa déformation, c'est-à-dire les déplacements verticaux relatifs de ses diverses sections verticales sont bien déterminés. On ne peut, en effet, mesurer les déplacements des points éloignés qu'à l'aide de piquets distincts dont les enfoncements peuvent être inégaux.

Peut-être remédierait-on aux défauts des appareils susmentionnés en recourant à un appareil électrique fondé sur les effets de l'induction; mais il subsisterait le défaut de fixité du support et l'impossibilité de relever, par rapport à un seul point fixe, les déplacements des divers points d'un même élément.

14. — En 1878, M. Häntzschel, ingénieur allemand, employa un échafaudage métallique dont l'axe était situé à 1.78 mètre de distance du rail et qui portait une colonne d'eau. L'extrémité de la traverse entraînait dans son mouvement un petit piston qui refoulait l'eau dans la colonne par l'intermédiaire d'un tube horizontal.

En raison des dimensions relatives des parties, le mouvement initial se trouvait décuplé. Cet appareil est ingénieux, mais à la distance de 1.78 mètre, il devait être soumis à des vibrations intenses et participer, dans une certaine mesure, à l'enfoncement de la plate-forme.

15. — Dans un ordre d'idées tout différent, M. Ast (4) a eu recours à la photographie. Ses expériences sont très intéressantes en elles-mêmes, mais l'établissement

(1) *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, deuxième session, Milan, 1887.
(2) *Revue générale des chemins de fer*, octobre 1887.
(3) *Journal du ministère des voies de communication*, Saint-Pétersbourg, janvier 1892.
(4) *Compte rendu de la cinquième session du Congrès international*, tenu à Londres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de points fixes non soumis aux vibrations exige une installation si importante que les observations sont limitées à un point ou tout au moins à un petit nombre de points.

On peut, il est vrai, comme M. Wasiutynski faire défiler, pour ainsi dire, devant l'appareil, différents systèmes de voies et, dans un même système de voie, les divers points du rail; mais on est toujours réduit à n'expérimenter que des voies récemment posées sur une seule et même plate-forme et à ne déterminer les déplacements simultanés de plusieurs points non situés dans un même plan vertical que par la juxtaposition de plusieurs expériences.

M. Wasiutynski a perfectionné le système en se servant d'un appareil photographique qui peut être tenu plus éloigné du point observé (3.45 mètres au lieu de 70 centimètres). Son installation lui permet aussi d'employer simultanément plusieurs appareils et de déplacer chacun d'eux de quelques mètres parallèlement à la voie. Mais elle est encore très considérable et ne se prête pas beaucoup mieux que celle de M. Ast à l'étude comparative des diverses plates-formes.

Il est juste d'ajouter que les appareils de M. Ast et surtout ceux de M. Wasiutynski peuvent être établis au droit des plates-formes les plus défectueuses, pourvu qu'il se rencontre au-dessous un sol de fondation convenable, et permettent, par suite, une étude complète du travail des éléments de la voie dans ses conditions les plus défavorables.

16. — Nous ne connaissons pas d'expériences basées sur d'autres principes, à l'exception de celles précitées de M. Häntzschel. Cependant il est bon de constater que, *a priori*, il n'est pas impossible d'en imaginer. Ainsi, M. Parenthou, constructeur français, a inventé pour les épreuves des ponts métalliques, un appareil fondé sur le principe du niveau d'eau. Deux fioles communiquant par un long tube sont installées, l'une sur l'ouvrage, l'autre en dehors. L'abaissement de la première détermine dans l'autre un mouvement de la colonne liquide qui est enregistré.

Cet appareil qui fonctionne bien sur les ponts serait susceptible, en principe, d'être employé avantageusement pour l'étude des déplacements verticaux de la voie puisque la fiole fixe pourrait être établie à une grande distance, celle de 50 mètres par exemple, de la fiole mobile. Bien entendu, à défaut de toute expérience, nous nous gardons bien d'affirmer le succès de l'emploi de l'appareil Parenthou. Mais son existence suffit à prouver que, en théorie et *a priori*, le champ des expériences n'est pas limité aux appareils du genre de ceux de MM. Flamache, Häntzschel et Ast. On peut supposer également que le travail du métal ou du bois pourrait être mesuré aux points situés hors de l'atteinte des véhicules, à l'aide des appareils du genre Manet employés à l'étude du travail local dans les charpentes métalliques.

17. — Les abaissements de la traverse constatés par M. Coüard sont compris entre 1 et 9 millimètres. Ils varient avec la position de la traverse par rapport au joint du rail et atteignent leur maximum à la première et à la seconde traverse après le joint; ils diminuent lorsque la longueur du rail augmente.

M. Häntzschel a vérifié la constance approximative en un même point, sous

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des charges variables, du coefficient de ballast C qui sera défini plus loin. Opérant par un temps sec sur un ballast ancien, il a trouvé pour C les valeurs suivantes, d'après le traité de superstructure de MM. Zimmermann, Blum et Rosche :

Caillou sans fondation, sur argile légère	2.6 à 3.3
— — remblai sableux	5.3 à 7 2
— — argile compacte	6.8 à 7 5
— — roche	7 6 à 8.9
Pierre cassée sans fondation, remblai compact	5.4 à 7.1
Caillou avec fondation, argile légère	4.5
— — remblai compact	5.2 à 8.5
Pierre cassée avec fondation, remblai compact	15 00

M. Wasiutynski a constaté dans ses premières expériences que l'enfoncement, au passage des trains, du sous-sol qui était argilo-sableux atteignait :

1.2 millimètre à la profondeur de	0^m50	au-dessous du rail.		
0.8 — — de	1^m00	—	—	
0.6 — — de	1^m50	—	—	

Le ballast [1] était formé d'un gros sable de carrière mêlé de gravier et son coefficient variait de 4 à 6 [2].

18. — La Compagnie d'Orléans a procédé à des expériences comparatives sur l'élasticité des diverses sortes de ballast en employant une méthode analogue à celle de M. Coüard. La seule différence est que, eu égard à l'objet restreint des expériences, on se contentait d'enregistrer directement le mouvement amplifié par l'inégalité des bras de levier.

L'épaisseur du ballast sous la traverse était de 18 à 20 centimètres. Les résultats obtenus ont été les suivants :

Nature du ballast.	Compression.
Sable de rivière neuf	0.0017 à 0.0032
— de carrière neuf	0.0024 à 0.0037
— — vieux	0.0017 à 0.0025
Pierre cassée neuve	0.0026 à 0.004
— — vieille	0.00815 à 0.003
Pouzzolane neuve	0.0019
— vieille	0.00136
Laitier.	0.001

Ces expériences soulèvent une objection de même ordre que celles de M. Coüard ;

---

(1) Dans ses expériences de 1899 résumées en un tableau, pour les mêmes profondeurs comptées au-dessous du niveau supérieur du ballast, il a reconnu que l'enfoncement était encore sensible à 7 mètres de profondeur et à 5 mètres de distance de l'axe de la voie et que la compression totale de la plate-forme atteignait le tiers de l'enfoncement de la traverse.

(2) En 1899, le coefficient du ballast proprement dit s'élevait jusqu'à 9 kilogrammes pour le gravier et jusqu'à 6 kilogrammes pour le granit cassé.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

elles supposent, en effet, que la compression de la plate-forme est la même au droit du piquet et de la traverse et que, par conséquent, le déplacement relatif du piquet mesure la compression du ballast seul ; il est peu probable qu'il en soit réellement ainsi. Elles offrent cependant un réel intérêt au point de vue de la mesure de la diminution de l'élasticité avec la durée du service. Cette diminution a été constatée aussi sans expériences sur le réseau de la Nouvelle-Galles du Sud.

19. — En Amérique, sur les réseaux de Pensylvanie et de Boston et Albany, il a été procédé à des expériences relatées par la *Railway and Engineering Review* et, d'après celle-ci, par le *Bulletin de la Commission internationale* (octobre 1898).

Elles ont consisté à déterminer avec divers ballasts la déformation et le travail du rail sous les charges statiques des essieux des machines. Les résultats ne sont pas concluants. Cependant le principe même des expériences est intéressant, car il montre qu'on peut étudier utilement le ballast en déterminant son action sur les rails ou les traverses ou sur tout autre élément de la voie dont la déformation et le travail sont fonctions de ses modalités

Mais pour obtenir des résultats susceptibles d'interprétation générale, suivant les règles de la méthode expérimentale, il serait nécessaire d'opérer de manière à ne faire varier que celui des éléments de la voie qui est en question et de noter les circonstances locales ou accidentelles, telles que la nature de la plate-forme et même la température et l'état hygrométrique du ballast.

Au point de vue théorique, c'est surtout en Autriche et en Allemagne que l'élasticité du ballast a été étudiée. M. Winkler a été le créateur de la théorie nouvelle du travail des éléments de la voie. M. Zimmermann, parmi ses nombreuses publications, a consacré au ballast, en 1888, dans l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, un article spécial intitulé « Die Wirkungsweise der Bettung nach der Versuchen der Reichseisenbahnen ». En 1898, la même publication a reproduit les diverses études de M. Ast et entre autres celle que nous avons citée.

Le but principal des études autrichiennes et allemandes est la détermination rationnelle de la déformation et du travail des divers éléments de la voie par l'application des théories de la résistance des matériaux. Elles consistent essentiellement à considérer ces éléments comme en équilibre statique entre l'action de la charge du matériel et de leur propre poids et les réactions de ballast et de la plate-forme.

20. — A la base de ces études se trouve la définition du coefficient de ballast qui est la pression superficielle, exprimée en kilogrammes, par centimètre carré, qui détermine un abaissement élastique de la surface égal à un centimètre.

C définit donc l'élasticité, non seulement du ballast, mais du support complet formé par le ballast et la plate-forme. Aussi, en français, le dénomination de coefficient de support serait-elle plus exacte. En allemand, M. Wasiutynski a proposé celle de Schwellen-Unterlage-Ziffer, qui est équivalente.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Si P représente la pression et y l'abaissement,

$$P = Cy.$$

Que vaut cette formule?

A priori, il est difficile de croire que la compression d'une couche de ballast soit indépendante de son épaisseur. Par exemple, pour que, sur la roche, deux couches de pierre cassée de 20 et de 40 centimètres, éprouvent la même compression sous une même charge, il faudrait que, dans la couche de 40 centimètres, les 20 centimètres inférieurs n'éprouvent aucune compression ou que la compression des 20 centimètres supérieurs se trouve réduite

Il est peu vraisemblable aussi que le sable mouillé se comporte comme le sable sec.

De plus, nous avons vu que l'élasticité du ballast diminue avec le temps.

Enfin, à la longue, il éprouve de légers tassements permanents que l'on corrige dans l'entretien par des relevages.

En tout cas, en raison des innombrables variétés de ballast, des expériences très nombreuses et d'une exactitude indiscutable auraient été nécessaires pour justifier une règle qui paraît *a priori* contraire à la réalité. Or, les seules expériences à l'abri de la critique, celles de MM. Ast et Wasiutynski, n'ont pas porté particulièrement sur la vérification de la formule, en ce qui concerne la nature, la hauteur et l'état hygrométrique du ballast.

Nous proposons donc de substituer à cette formule l'énoncé suivant :

Le ballast, dans un même profil en travers d'une voie en service, dans un état hygrométrique constant et pendant une fraction restreinte de sa durée totale, subit au passage des véhicules des compressions élastiques qu'on peut, jusqu'à nouvel ordre, considérer comme constantes sous une même charge et comme proportionnelles en chaque point aux charges qui lui sont transmises. Ces compressions sont proportionnelles à son épaisseur lorsque sa section horizontale demeure constante.

Nous tenterons, à la fin de ce chapitre, d'expliquer cette divergence entre notre proposition et la formule admise jusqu'ici.

Au point de vue du ballast, il y a intérêt à considérer, au lieu de C, son inverse $C' = \frac{1}{C}$. Ainsi, le coefficient C' qu'on pourrait appeler coefficient d'élasticité du support de la voie, est l'abaissement moyen, mesuré à la base des traverses et exprimé en centimètres, du ballast posé sur la plate-forme, sous une pression statique de 1 kilogramme par centimètre carré.

Soit C_1 le coefficient d'élasticité du ballast proprement dit, rapporté à une couche de ballast de 1 centimètre d'épaisseur. Nous admettons que C_1 est constant, c'est-à-dire, que la compression élastique est proportionnelle à l'épaisseur de la couche pressée lorsque la section horizontale de celle-ci reste constante dans toute sa hauteur.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

D'ailleurs, pour que le ballast se comporte comme un corps élastique, il faut que la pression qu'il supporte sur sa face supérieure ne dépasse pas 3 kilogrammes environ par centimètre carré.

Soit C_2 le coefficient d'élasticité de la plate-forme. Nous admettrons que C_2 représente en centimètres l'abaissement de la plate-forme sous une pression de 1 kilogramme par centimètre carré et que cet abaissement, proportionnel à la pression, ne varie pas avec l'épaisseur de la couche supérieure du terrain qui constitue la plate-forme. Soit P' la pression moyenne sur la face supérieure du ballast, P_1 la pression moyenne au milieu de son épaisseur et P_2 la pression moyenne sur sa face inférieure; soit, enfin, E_1 l'épaisseur totale du ballast exprimée en centimètres.

Les données des problèmes relatifs au ballast étant peu précises en raison des variétés innombrables que comporte ce matériau à l'état neuf ou en service et aussi en raison de l'influence du climat, il nous suffira de considérer les traverses comme indéformables en appliquant aux résultats trouvés un coefficient de correction égal à 0.9.

En effet, M. Ast a établi que l'enfoncement ainsi calculé était sensiblement égal à l'enfoncement moyen observé ou calculé en tenant compte de l'élasticité des traverses (1).

Alors l'abaissement A du dessous des traverses sera exprimé par la formule :

$$A = P'C' = C_1P_1E_1 + P_2C_2.$$

D'après M. Wasiutynski qui a émis la même idée relativement à la distinction nécessaire des tassements de la plate-forme et du ballast et qui en a démontré expérimentalement l'exactitude, le coefficient C_2 devrait contenir un facteur $\frac{b}{a}$ représentant le rapport de la largeur des traverses à leur distance moyenne d'axe en axe.

Pour plus de précision on peut admettre aussi que chacune des couches qui composent la plate-forme, dans l'épaisseur maximum de 3 mètres à considérer pratiquement, subit une compression proportionnelle à un coefficient dépendant de sa nature, à la pression superficielle en kilogrammes par centimètre carré et à une fonction de l'épaisseur telle que $l\,(1+y_2) - l\,(1+y_2)$, l désignant un logarithme népérien et y_2 et y_1 les profondeurs mesurées sur l'axe de la voie du dessous et du dessus de la couche,

$$A = CP\,[l\,(1+y_2) - l\,(1+y_1)].$$

Deux tableaux, donnant l'un les coefficients C_1 et l'autre les coefficients C_2 pour les terrains et les ballasts qu'on rencontre le plus ordinairement, seraient

(1) Conférence sur la question de la superstructure au point de vue de l'augmentation de la rigidité de la voie, publiée en juin, août et septembre 1893, dans le *Bulletin de la Commission internationale.*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dressés une fois pour toutes. Ils serviraient à déterminer C′ ou A pour chaque partie d'une voie projetée ou construite. D'après M. Ast, C′ devrait, en général, être au plus égal à $^1/_5$ sur les lignes parcourues en grande vitesse et même, en mauvais terrain, ne pas excéder $^1/_3$. Dans ce cas, l'abaissement moyen de la traverse serait d'environ 5 millimètres correspondant à une pression moyenne de 2 kilogrammes par centimètre carré exercée par les véhicules en mouvement.

Lorsque A serait trop grand, on raidirait la voie, par exemple, par l'emploi de traverses plus larges et plus nombreuses de façon à diminuer P_1 et P_2, ou l'on augmenterait l'épaisseur du ballast pour diminuer p_2, ou bien encore, pour diminuer C_2, on consoliderait la plate-forme par l'une des méthodes indiquées à propos de la répartition de la pression sur la plate-forme.

Lorsque sur un point ces moyens seraient ou sembleraient devoir être insuffisants, il conviendrait de changer le tracé ou de se résoudre à diminuer la vitesse pour réduire les actions dynamiques et, par conséquent, les valeurs effectives de P_1 ou P′.

L'application de cette méthode nécessite évidemment une série importante d'expériences préalables qui sont, d'ailleurs, désirables alors même qu'elles devraient être interprétées différemment.

En se plaçant dans le cas indiqué à propos de la répartition de la pression, on peut se rendre aisément un compte sommaire de l'effet obtenu au point de vue de l'élasticité en portant, par exemple, l'épaisseur du ballast de 25 à 50 centimètres sur une plate-forme argileuse, car, d'après les expériences allemandes, on peut admettre que le coefficient C_1 d'élasticité du ballast est

$$\frac{1}{8 \times 25} = \frac{1}{200}$$

et que

$$C_2 = \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{8}\right) \times \frac{1}{m} = \frac{5}{24} \times \frac{1}{m}$$

m étant la pression en kilogrammes par cmq. rencontrée dans les expériences.

En effet, C = 8 pour une couche de ballast en caillou de l'épaisseur ordinaire de 25 centimètres environ posée sur plate-forme rocheuse incompressible et C = 3 pour la même couche sur plate-forme argileuse.

D'ailleurs, pour une couche de ballast de 25 centimètres d'épaisseur :

$$\frac{1}{m} = \frac{22{,}500}{20{,}000 + 560} = 1.09;$$

donc,

$$C_2 = \frac{5}{24} \times 1.09 = 0.23.$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Dans le premier cas :

$$P_1 = \frac{20{,}000 + 200}{12{,}500}$$

$$P_2 = \frac{20{,}000 + 560}{22{,}500}$$

$$A = \frac{20{,}200}{12{,}500} \times \frac{25}{200} + 0.23 \times \frac{20{,}560}{22{,}500} = 0.4$$

ou mieux, en appliquant le coefficient de correction de 0.9 indiqué par M. Ast, $A = 0.36$.

Dans le deuxième cas :

$$P_1 = \frac{20{,}200}{22{,}500}$$

$$P_2 = \frac{20{,}000 + 1{,}862}{46{,}250}$$

$$A = \frac{20{,}560}{22{,}500} \times \frac{50}{200} + \frac{20{,}000 + 1{,}862}{46{,}250} = 0.34$$

et en appliquant le coefficient 0.9, $A = 0.31$.

La différence des résultats est peu importante, de sorte que le doublement coûteux de la hauteur du ballast serait tout à fait injustifié. Il ne pourrait avoir d'utilité que pour une plate-forme exceptionnellement compressible, alors que le coefficient C_2 serait notablement plus grand que dans l'exemple choisi. Mais il est vraisemblable qu'une plate-forme dont le coefficient d'élasticité C_2 serait trop grand ne pourrait pas résister à la pression prévue sans déformation permanente et que, par conséquent, on serait conduit, à ce point de vue, à l'abandonner ou à l'améliorer comme nous l'avons indiqué, à moins que, par sa déformation même, elle n'acquière une résistance suffisante.

Le désaccord entre cette conclusion et la pratique suivie ou les idées émises dans certaines compagnies n'est, d'ailleurs, qu'apparent; car on ne donne pour ainsi dire jamais plus de 25 à 30 centimètres de hauteur au ballast, le surplus étant formé par une couche de fondation dont l'effet est d'élever le coefficient C du ballast à la même valeur que sur une plate-forme rocheuse.

21. — L'exemple donné ci-dessus permet aussi d'expliquer, dans une certaine mesure, pourquoi, sur certaines plates-formes, le coefficient de support peut être considéré comme à peu près constant. En effet, comme en raison de la forme trapézoïdale de la section la compression totale du ballast croît moins vite que la hauteur et comme celle du sous-sol diminue avec la pression par cmq. il se produit une compensation entre les deux effets.

La voie et le ballast subissent lentement des affaissements permanents qui sont corrigés par des relevages. Lorsque la plate-forme est incompressible et que le ballast est formé de pierres concassées, quelle est l'altération du profil en travers, quelle est la modification dans la structure du ballast qui correspond à la déformation de la voie? Cette question n'a pas été étudiée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

4° Résistance au déplacement latéral de la voie par masse et par frottement.

22.— C'est une vérité bien connue qu'une voie posée sur plate-forme se déripe plus facilement qu'une voie ballastée. Le ballast agit, en effet, puissamment pour arrêter les mouvements latéraux de la voie, de plusieurs manières que nous allons examiner.

Nous donnerons d'abord quelques indications sur l'étude expérimentale des variations de la résistance transversale de la voie lorsque varient la nature et le profil en travers du ballast. Jusqu'ici, l'étude limitée aux effets statiques a consisté à mesurer les pressions nécessaires pour mettre la voie en mouvement et pour la déplacer de quelques centimètres jusqu'à ce que sa déformation devienne dangereuse. On peut admettre que les efforts statiques mis en jeu sont proportionnels aux efforts dynamiques auxquels la voie est soumise en réalité. Par exemple, si la pression statique correspond à un déplacement latéral déterminé, qui doit être doublée lorsque l'on fait subir au ballast certains changements de profil ou de composition, il est à présumer que l'effort dynamique correspondant, qui est fonction de la force vive, devrait également être, dans le deuxième cas, deux fois plus grand que dans le premier. Du moins, si en raison de l'inertie la proportionnalité se trouve altérée, l'hypothèse peut être acceptée dans une matière qui ne comporte pas une rigueur absolue.

Pour produire les pressions statiques, on emploie une presse hydraulique spécialement construite en vue des essais; on mesure la pression à l'aide d'un manomètre; le déplacement du rail, qui est repéré par rapport à un point fixe, est inscrit automatiquement par un crayon sur une feuille de papier. Ce procédé a été employé par M. Weber, en Allemagne. En France, les premières presses construites, qui ont rendu de grands services, avaient cependant l'inconvénient d'être très lourdes; on dispose aujourd'hui des appareils inventés et construits par M. Albert Collet, qui ne pèsent que 90 kilogrammes tout en permettant d'atteindre la pression de 25 tonnes. Ces appareils (fig. 3, 4 et 5) consistent en une vis et un écrou dont le mouvement relatif produit l'écartement de deux butées dont l'une est constituée par le rail; la vis presse, par l'intermédiaire d'une bille et d'un piston, la glycérine contenue dans un petit réservoir surmonté d'un manomètre. Les figures montrent l'appareil employé non pas à déplacer la voie transversalement mais à écarter les deux files de rails.

Nous rendons compte des expériences faites, à la fin de ce chapitre; nous indiquons seulement dès à présent que la résistance des voies françaises non chargées par le matériel roulant est d'environ 7 tonnes, en ce sens qu'un effort latéral de 7 tonnes est nécessaire pour produire un déplacement dangereux de 8 centimètres environ; celle d'une voie chargée est triple.

23. — Examinons maintenant les diverses manières dont le ballast assure la résistance latérale de la voie :

1° Le ballast qui est placé sur les traverses augmente par son poids leur pression

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

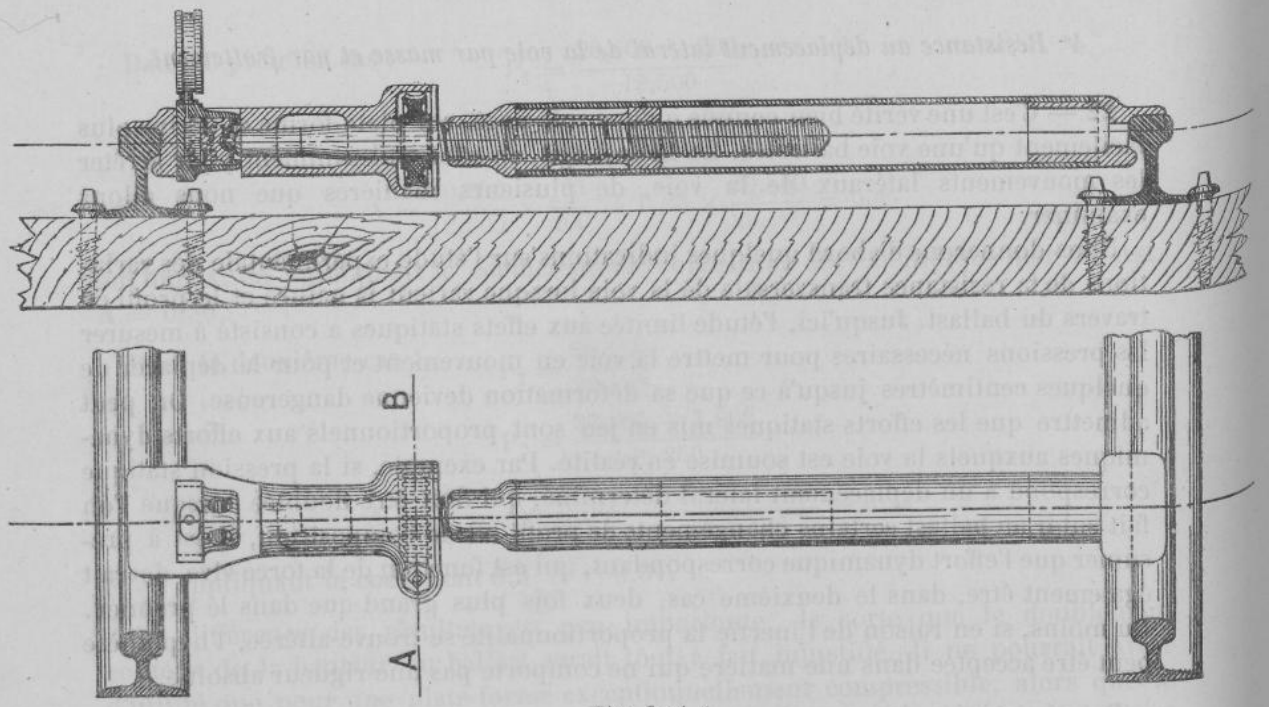


Fig. 3 et 4.

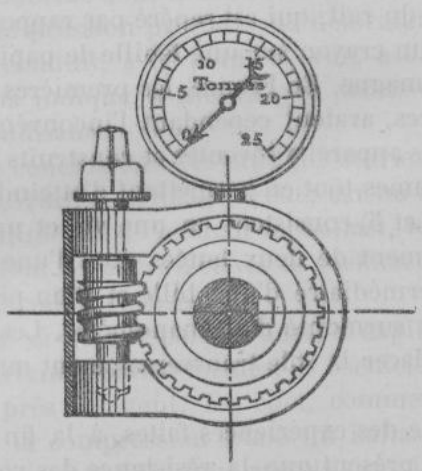


Fig. 5. — Coupe AB.

Fig. 3 à 5. — *Dynamomètre hydraulique Albert Collet.*
Force = 25 tonnes. — Course = 25 centimètres. — Échelle : $^1/_5$.

LÉGENDE.

b = Bille intermédiaire entre la vis et le piston p du réservoir à glycérine. — p = Piston du reservoir à glycérine.
b = Cuir embouti. — g = Glycérine transmettant la pression au manomètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sur le ballast inférieur et par conséquent leur frottement, qui peut être considéré comme à peu près proportionnel à la pression. La hauteur de ce ballast est, d'ailleurs, limitée par le gabarit de la voie qui résulte lui-même de celui du matériel roulant. Une couche de 12 centimètres d'épaisseur placée sur une traverse de 2.70 mètres × 25 centimètres pèse 102 kilogrammes à raison de 1,500 kilogrammes par mètre cube. Comme ce poids est du même ordre de grandeur que celui de la voie et que la résistance à considérer est celle d'une voie déchargée accidentellement du poids du premier essieu, on devrait attribuer une action notable à cette couche supplémentaire de ballast. Toutefois, comme il y a un intérêt sérieux à réduire le plus possible la main-d'œuvre que comporte la visite des attaches et des traverses et le bourrage de celles-ci, comme, de plus, la décharge de l'essieu d'avant est beaucoup moins à craindre avec les machines actuelles qu'avec les anciennes, on renonce, d'une manière à peu près générale, à mettre du ballast sur les traverses, du moins à l'intérieur de la voie, lorsqu'on n'a pas d'autre avantage en vue que d'augmenter la résistance de la voie au déripage : il n'en est autrement que sur les points où il est nécessaire d'accumuler tous les éléments de stabilité;

2° En second lieu, la partie du ballast qui est placée contre les bouts des traverses et le long des rails agit par sa masse que les traverses et les rails doivent entraîner dans leur déplacement. On semble ne lui accorder également qu'une importance secondaire. Aussi, comme l'élargissement du ballast entraîne celui de la plate-forme, qui est souvent très coûteux, ainsi qu'un surcroît important de main-d'œuvre dans l'entretien de la voie, on tend à ne mettre au delà des abouts des traverses que le ballast nécessaire pour les garnir et accoter le bourrage. Lorsque, sur certains points, la résistance de la banquette doit entrer en ligne de compte, on lui donne toute sa valeur en tassant légèrement le ballast à la pelle contre les bouts des traverses, de manière qu'elle agisse en même temps que les autres résistances et non après un commencement de déripage; des expériences nombreuses sur ce point sont à désirer.

Un certain nombre d'essais ont été faits, notamment par la Compagnie du Nord français et par nous-même sur l'Ouest français pour rendre solidaire du déplacement latéral de la voie la masse de ballast qu'on est obligé d'avoir entre les traverses et sous les traverses et qui est plus considérable que celle qu'on peut ajouter sur le dessus et sur les côtés de celles-ci. Plusieurs compagnies ont fixé sous les traverses des fers zorès ou autres qui ont l'inconvénient de n'être pas plus larges que les traverses ou de coûter cher; parfois les fers ont été placés sur le côté des traverses pour en rendre la pose et la dépose plus facile. La Compagnie du Nord français a d'abord essayé diverses planchettes réunissant les abouts des traverses de manière à rendre le ballast compris entre leurs faces verticales solidaire de leur mouvement. Si dans une courbe, par exemple, les planchettes sont posées du côté du petit rayon, un déripage ne pourrait pas se produire du côté du grand rayon sans que tout le ballast compris entre les traverses fût entraîné. Mais la fixation des

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

planchettes sur le bois dans le sens de ses fibres n'était pas très solide. Cependant, le même système est encore employé en Belgique par la Société des chemins de fer vicinaux. Nous avons alors essayé nous-même des planchettes également attachées aux traverses, mais placées au-dessous et fixées à leur face inférieure par des équerres. Nous rendions ainsi solidaire des traverses toute la couche de ballast qui est située au-dessous et qui est elle-même chargée par la couche supérieure et par la voie (fig. 9 et 10).

Ensuite, la Compagnie du Nord a mis en usage sur une partie de ses lignes encore munie de rails de faible poids, un système mixte de planchettes fixées aux traverses par des étriers qui intéressent le ballast, partie au niveau, partie au-dessous des traverses (fig. 6 à 8).

On peut reprocher aux planchettes de gêner le redressement de la voie; l'expérience n'a pas encore permis d'apprécier définitivement l'importance de cette considération; cependant, on peut affirmer dès à présent qu'elle n'est pas prédominante.

On arrive par ces procédés à augmenter la résistance de la voie dans la proportion de 7 à 10 tonnes environ, en ayant soin de tasser légèrement le ballast le long des planchettes pour qu'il entre en action en même temps que la voie proprement dite.

Parfois aussi on cherche à arrêter les mouvements transversaux en plantant des piquets au bout des traverses. Lorsqu'il y a deux voies, on peut les réunir par de vieilles traverses qui les rendent solidaires. Cette dernière précaution est tout indiquée lorsqu'une voie est dégarnie accidentellement, par exemple pour la réparation d'un ouvrage d'art.

Dans les ouvrages d'art en courbe accentuée, il est avantageux de caler le bout des traverses contre les maçonneries des parois : ce procédé est employé en grand sur la ligne du Saint-Gothard.

Enfin, la Compagnie française du Midi a eu recours parfois à des entretoises en bois entre les traverses de joint pour augmenter la rigidité de la voie et aussi sa surface d'appui et de frottement sur le ballast.

24. — Quoi qu'il en soit, ces essais, ou d'autres institués dans le même ordre d'idées, mériteraient d'être poursuivis; car, si de grands progrès ont été réalisés récemment dans la stabilité des machines, l'accroissement de la vitesse des trains compense l'avantage qui en est résulté. Il y a, d'ailleurs, dans les voies des parties où elles ont besoin de plus de résistance qu'en général et où tous les moyens de consolidation sont à rechercher. Telles sont certaines parties des grandes lignes internationales qui franchissent les Alpes.

Suivant un ordre d'idées tout différent de celui de la consolidation de la voie sur traverses, la Compagnie autrichienne du Nord-Ouest est arrivée à cette conclusion que l'adoption de la voie à longrines métalliques constitue le moyen le

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 6 à 11. — *Fixation de petits madriers aux extrémités des traverses.*

Nord français.

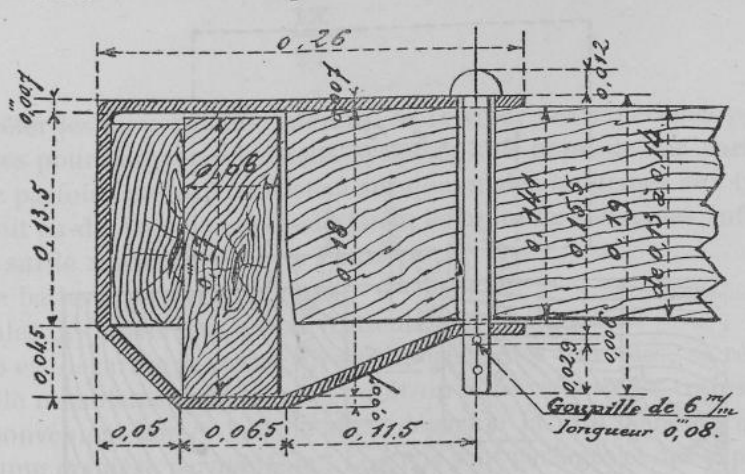


Fig. 6.
Coupe AB.

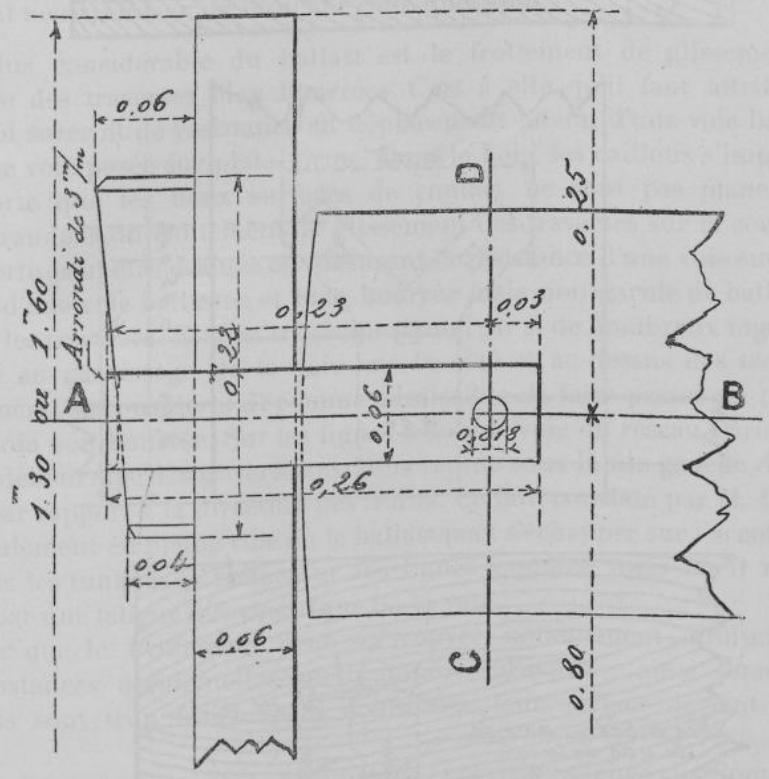


Fig. 7.
Plan.

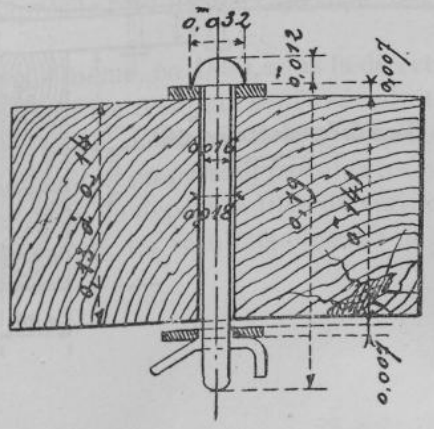


Fig. 8. — Coupe CD.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ouest français.

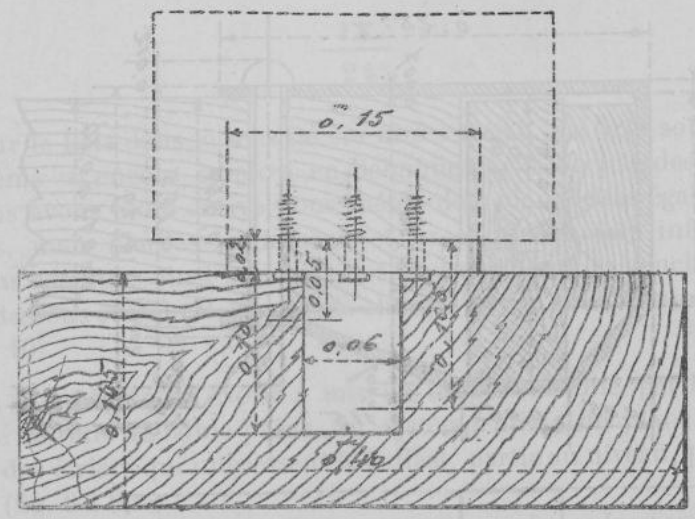


Fig. 9.
Élévation.

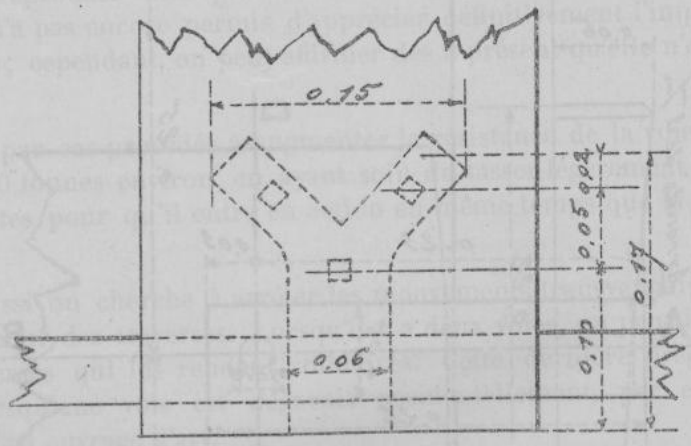


Fig. 10. — Plan.

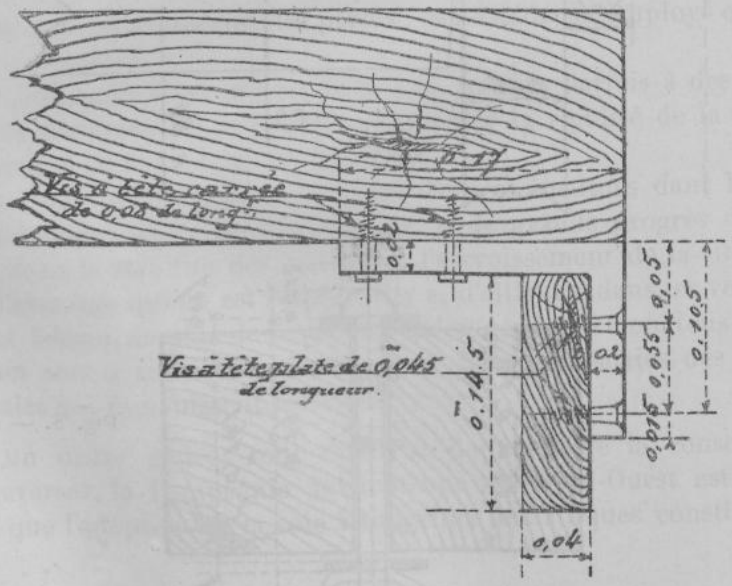


Fig. 11.
Profil.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

plus efficace d'arrêter les mouvements latéraux de la voie; des expériences précises seraient nécessaires pour comparer les deux systèmes à ce point de vue particulier. Un système mixte parfois employé consiste à surajouter des longrines aux traverses soit au-dessus, soit au-dessous de celles-ci. Ainsi, l'emploi de longrines inférieures est assez répandu sur le réseau du Sud de l'Autriche.

25. — Enfin, le ballast agit par frottement.

Les faces latérales des traverses en bois frottent sur le ballast.

Lorsque la voie est dégarnie jusqu'au niveau inférieur des traverses, sa résistance au déripage est-elle notablement diminuée et doit-on faire ralentir les trains ou bien peut-on sans inconvénient laisser la voie ainsi dégarnie la nuit pendant quelques jours ou même d'une manière permanente ? Les avis sont partagés et des expériences nouvelles seraient nécessaires pour trancher cette question.

L'action la plus considérable du ballast est le frottement de glissement sur la face inférieure des traverses bien bourrées. C'est à elle qu'il faut attribuer la majeure partie du surcroît de résistance au déplacement latéral d'une voie ballastée par rapport à une voie posée sur plate-forme. Dans le bois, les cailloux s'impriment fortement, de sorte que les deux surfaces de contact ne sont pas planes mais rugueuses. La grandeur du frottement de glissement des traverses sur la couche de ballast qui les porte peut être évaluée en mesurant la résistance d'une voie sur plate-forme et ensuite d'une voie ballastée et bien bourrée mais non garnie de ballast sur les côtés et entre les traverses. Elle est très importante, car si de nombreux ingénieurs ont pu renoncer au garnissage de la voie sur le côté et au-dessus des traverses, aucun, certainement, ne considérerait comme admissible de faire passer un train en vitesse sur une voie non bourrée. Sur les lignes à double voie du réseau Paris-Lyon-Méditerranée, le débourrage des traverses est plus rapide sous la file gauche des rails de chaque voie par rapport à la direction des trains. Ce fait, constaté par M. Coüard, s'observe non seulement en pleine voie où le ballast peut s'échapper sur l'accotement, mais encore dans les tunnels et même sur les lignes à quatre voies où il ne peut s'expliquer que par une fatigue dissymétrique de la voie.

Il est à noter que le frottement peut se trouver notablement diminué dans certaines circonstances accidentelles qu'il importe d'éviter : ainsi lorsque les traverses en bois sont trop fraichement créosotées, leur surface devient comme savonneuse.

Nous donnons à la page ci-après le résumé des expériences faites aux Compagnies françaises de l'Est et du Nord.

26. — Nous avons procédé nous-même, en 1899, sous la direction de M. l'ingénieur en chef Morlière, à des essais dont les résultats sont reproduits dans les figures 12 à 20. Le programme consistait à partir de la voie posée sur plate-forme pour arriver à la voie complètement garnie de ballast en passant par tous les profils intermédiaires caractéristiques et à revenir au point de départ, à titre de vérification. Comme il n'a été procédé qu'à une seule expérience, les résultats obtenus ne présentent pas assez

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Tableau des expériences sur la résistance des voies au déripage.

DÉSIGNATION DES VOIES EXPÉRIMENTÉES.	DÉPLACEMENT ET PRESSION AMENANT LA RUPTURE DE LA LIAISON DE LA VOIE AVEC LE BALLAST.	
	Déplacement.	Pression.
Compagnie de l'Est (1er arrondissement).		
Voie Vignoles avec rails en acier de 30 kilogrammes et de 8 mètres de longueur posés sur onze traverses.		
Voies non chargées.	Millimètres.	Tonnes.
Voie dégarnie complètement . . . . . Gravier tout venant.	5	1.1
— — au-dessus et aux têtes des traverses . — — .	8	3.2
— — au-dessus des traverses . . . . . — — .	9	3.7
Voie garnie au profil normal . . . . . — — .	10	5.1
— — . . . . . Gravier lavé	15	4.000
— — . . . . . Pierres cassées . . .	18	8.000
Voies chargées.		
Voie portant un wagon vide pesant 6.3 tonnes . . . Gravier tout venant.	15	7.000
— — — . . . Gravier lavé	20	8.4
— — — . . . Pierres cassées . . .	25	12.000
Voie portant un wagon chargé pesant 15 tonnes . . Gravier tout venant.	25	11.3
— — — . . Gravier lavé	25	12.5
— — — . . Pierres cassées . . .	25	16.5
Voie portant une machine pesant 36 tonnes. . . . Gravier tout venant.	1	13.000
— — — . . . Gravier lavé	Commencement de la rupture de la liaison. Les rails se cassaient au delà de 20 tonnes et empêchaient de faire l'expérience jusqu'à la rupture complète.	
— — — . . . Pierres cassées . . .		
Voie Vignoles avec rails en acier de 44 kilogrammes et de 12 mètres de longueur posés sur seize traverses.		
Voies non chargées.		
Voie garnie au profil normal . . . . . Gravier tout venant.	25	8.000
Voie à coussinets avec rails en acier de 42 kilogrammes et de 11 mètres de longueur posés sur quatorze traverses.		
Voies non chargées.		
Voie dégarnie au-dessus et aux têtes des traverses (profil anglais) . . . . . Gravier tout venant.	25	3.1
Voie garnie au profil normal . . . . . — — .	25	8.0

Compagnie du Nord, ligne de Paris à Creil par Epluches (1894).	Pression correspondant à un déplacement de 70 millimètres.
Voie Vignoles, 45 kilogrammes posés sur seize traverses.	
Voies non chargées	Tonnes.
Voie complétement dégarnie posée sur le vieux ballast terreux (à substituer).	2.5
— — posée sur le ballast propre en caillou (substitué en 1893)	2.2
Voie posée en mars 1894 dans du ballast propre en caillou (substitué en 1893), réglé au profil anglais	4.1
Voie posée en mars 1894 dans du ballast propre en caillou (substitué en 1893), réglé au profil français	6.2

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de certitude pour qu'on en puisse déduire des lois générales. Il serait auparavant nécessaire de répéter cette expérience un grand nombre de fois avec des ballasts variés. Il y a lieu cependant de remarquer l'importance de l'élargissement de la banquette et du recouvrement de la traverse dans le cas de la voie non chargée. Si, par exemple, l'importance prépondérante de la simplification de la main-d'œuvre conduit souvent à supprimer le recouvrement des traverses sans qu'il en résulte d'inconvénient sérieux, il y a lieu de le maintenir sur certains points comme constituant un surcroît appréciable de stabilité.

Après avoir étudié l'influence des variations du profil en travers du ballast sur la résistance transversale de la voie, il serait désirable de résoudre le problème de la résistance minimum à demander à la voie pour assurer la sécurité de la circulation d'un véhicule déterminé à une vitesse donnée. Mais, jusqu'à présent, il n'en existe aucune solution.

M. Brière, ingénieur en chef de la voie à la Compagnie d'Orléans, a publié en avril 1893, dans la *Revue des chemins de fer*, un article au cours duquel il a cherché à évaluer l'action horizontale de deux types de machines en service; il a établi directement, par des considérations tirées du mode de construction de ces machines, que l'effort exercé atteignait au moins 1,400 kilogrammes.

Un tel effort est bien moindre que ceux qui produiraient un commencement de déripage et surtout un déplacement dangereux de 8 centimètres, même si la voie était déchargée accidentellement.

En cas de déraillement, il faut admettre que les déripages, d'abord très faibles, s'accroissent ensuite naturellement comme les sinuosités d'une rivière parce que les véhicules sont renvoyés d'une file de rails à l'autre avec une vitesse croissante. De plus, les sinuosités produites comportent des rayons de plus en plus faibles qui donnent lieu à des forces centrifuges croissantes.

Pour ces deux causes, la force vive qui agit transversalement atteint la grandeur nécessaire pour déterminer un déripage important. Tantôt ce déripage se produit ainsi directement sous l'action du premier essieu, tantôt ce sont les derniers véhicules du train ou les trains suivants qui déraillent sur une voie déjà déripée. Il arrive même que certains véhicules déraillent et non les véhicules contigus; en effet, sous l'action des mouvements de lacet de la tête du train, le reste prend un mouvement sinuosidal et les oscillations qui en résultent sont ou non de même sens que celles dues aux sinuosités déjà formées dans la voie. La Compagnie de Paris-Lyon-Méditerranée a constaté que les déripages se répartissaient très inégalement entre les saisons. Très rares en hiver, ils croissent jusqu'en automne pendant lequel leur nombre atteint 50 p. c. de la totalité. En pratique, les déripages sont fort rares avec les voies et les machines actuellement en usage, si l'on excepte naturellement les accidents qui ont des causes bien déterminées, telles qu'un excès de vitesse considérable, eu égard à la voie ou à la machine, l'inobservation d'un ralentissement sur une voie

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

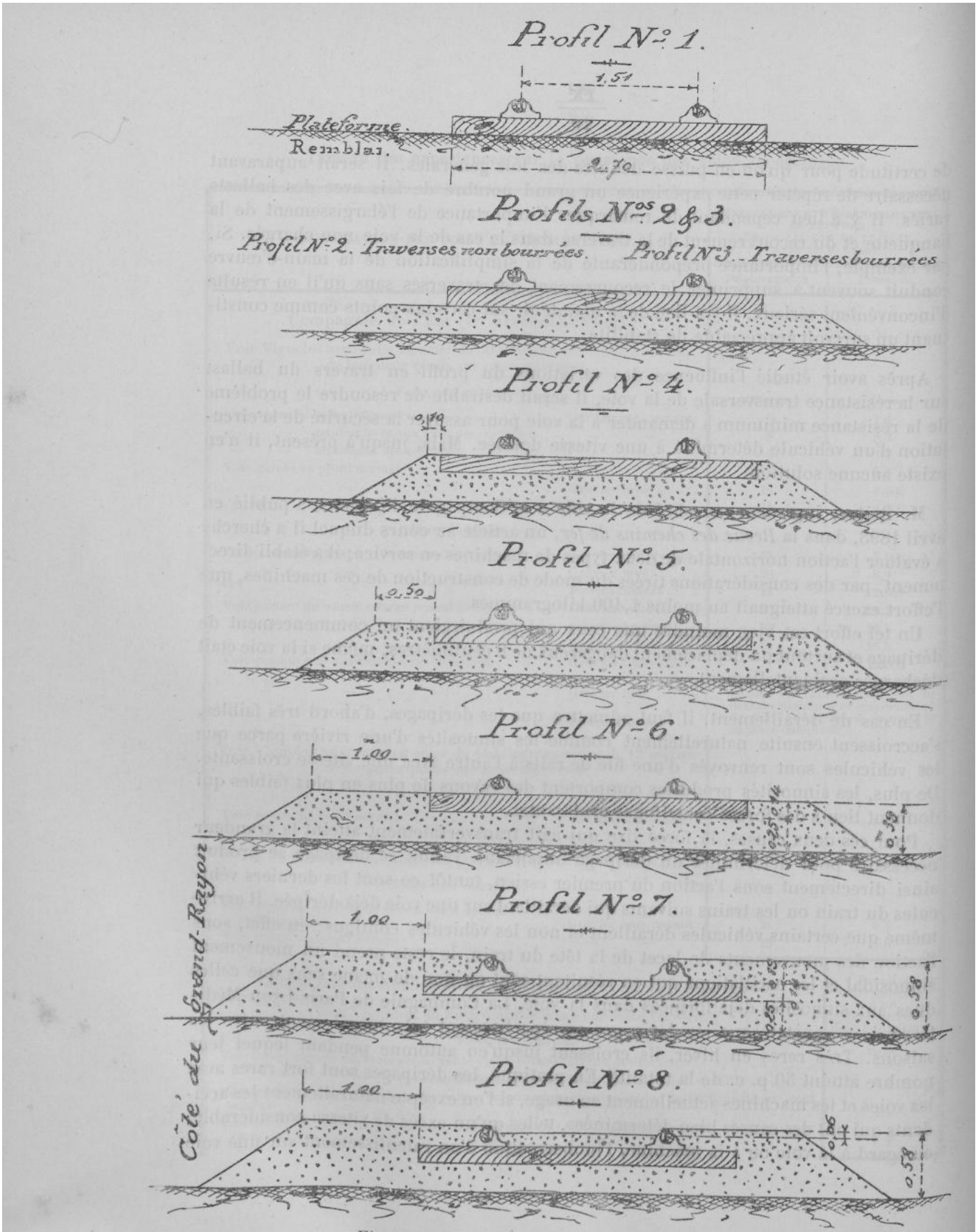


Fig. 12 à 18. — Profils en travers successifs de la voie.

COMPOSITION DE LA VOIE : Rails double champignon de 44 kilogrammes le mètre courant et de 12 mètres de longueur, en acier. — Traverses en sapin créosoté (18 par longueur de rail). — Coussinets à large semelle, de 16.34 kilogrammes, en fonte. — Ballast tout venant sur remblai.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 19 et 20. — *Essais sur la résistance transversale d'une voie en courbe de 850 mètres de rayon, nouvellement posée, sur le réseau de l'Ouest français.*

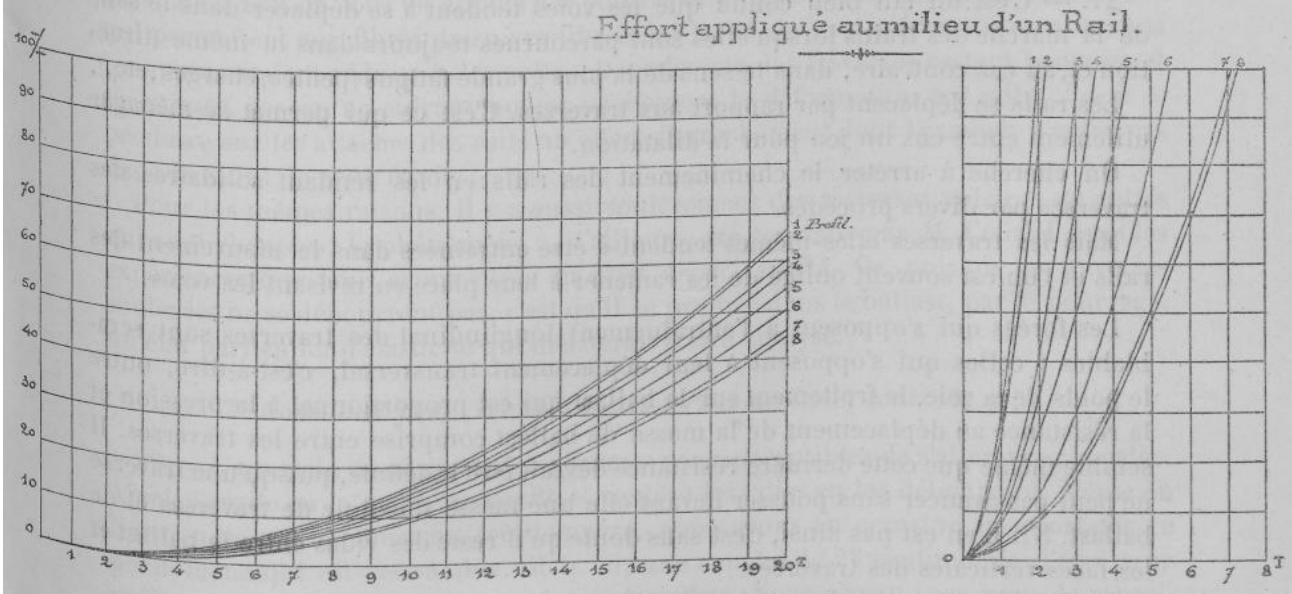


Fig. 19. — Voie chargée d'une locomotive à 3 essieux, de 14 tonnes.

Fig. 20. — Voie non chargée.

dégarnie, la rupture d'un essieu ou d'une pièce de mécanisme ou la déformation d'une courbe par suite de mauvais entretien. Malgré l'accroissement général des vitesses, les voies, dans leur ensemble, peuvent, à bon droit, inspirer confiance.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

5° *Résister au déplacement longitudinal de la voie.*

27. — C'est un fait bien connu que les voies tendent à se déplacer dans le sens de la marche des trains lorsqu'elles sont parcourues toujours dans la même direction et, au cas contraire, dans le sens de la plus grande fatigue (pentes, charges, etc.).

Les rails se déplacent par rapport aux traverses. C'est ce qui permet de ménager utilement entre eux un jeu pour la dilatation.

On cherche à arrêter le cheminement des rails en les rendant solidaires des traverses par divers procédés.

Mais les traverses elles-mêmes tendent à être entraînées dans le mouvement des rails et l'on est souvent obligé de les ramener à leur place en revisant les voies.

Les forces qui s'opposent à l'entraînement longitudinal des traverses sont semblables à celles qui s'opposent à leur déplacement transversal, c'est-à-dire, outre le poids de la voie, le frottement sur le ballast qui est proportionnel à la pression et la résistance au déplacement de la masse de ballast comprise entre les traverses. Il semble même que cette dernière résistance devrait être indéfinie, puisqu'une traverse ne peut pas avancer sans pousser devant elle une masse indéfinie de traverses et de ballast. S'il n'en est pas ainsi, c'est sans doute qu'il reste des vides entre le ballast et les faces verticales des traverses.

Quoi qu'il en soit, le phénomène ne paraît pas avoir été étudié jusqu'à présent.

On peut imaginer que divers systèmes de consolidation pourraient être employés pour fixer les traverses dans leurs positions initiales et donner aux rails un point d'appui absolument invariable, par analogie avec ceux qui sont employés contre le déplacement transversal.

6° *Résistance au soulèvement vertical de la voie.*

28. — Pour soulever une traverse en bois placée sur une plate-forme rocheuse, il faut exercer un effort vertical égal au poids de la traverse, le rail étant enlevé ainsi que tout autre élément du matériel fixe.

Lorsque la traverse repose sur une couche de ballast et est bien bourrée, il faut exercer un effort plus grand, dans la proportion de 1 à 3 environ.

Il serait à désirer que ce phénomène, qui ne paraît pas encore avoir été étudié, fût l'objet d'expériences précises et étendues aux cas des traverses métalliques et des longrines. Il est intéressant, puisque c'est l'adhérence du ballast à la traverse qui empêche le débourrage de celle-ci sous le passage des trains. On conçoit, en effet, qu'un essieu reposant sur les rails dans l'intervalle de deux traverses, les faces inférieures de celles-ci doivent tendre à se placer parallèlement aux tangentes aux fibres moyennes déformées des rails; par conséquent, les arêtes voisines de l'essieu doivent tendre à s'enfoncer et les arêtes opposées à se soulever et une action analogue doit se répercuter sur les traverses plus éloignées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le phénomène est, en somme, semblable à celui qui se manifeste dans les ponts à travées solidaires lorsque certaines travées sont chargées et d'autres déchargées; aussi met-on sous les appuis des poutres de grande portée des appareils à rotule qui permettent aux fibres de suivre librement la loi de leur déformation, comme si les appuis étaient réduits à des arêtes. Dans la voie, les traverses restant bourrées et ne suivant pas ou ne suivant qu'imparfaitement la déformation des rails, il doit se produire sur les attaches des rails un effort d'arrachement dont l'examen n'entre pas dans le cadre de cette étude.

Pour les mêmes raisons, il y a aussi soulèvement des traverses voisines de celles qui sont chargées; le phénomène a, d'ailleurs, été constaté par M. Coüard dans les expériences que nous avons citées au sujet de l'élasticité. Or, puisque les traverses soulevées ne se débourrent pas, c'est qu'il se produit dans le ballast, par le bourrage, un état particulier d'élasticité qui mériterait d'être analysé.

7° *Constituer pour certaines plates-formes un écran contre la gelée.*

29. — Un certain nombre de plates-formes sont susceptibles de s'altérer par la gelée. Ainsi, l'argile ou la marne se gonfle et soulève les voies en les débourrant. Même en Normandie, où le climat est très tempéré, nous avons eu occasion de constater ce phénomène qui est redoutable. Mais ici, une couche de 25 centimètres d'épaisseur suffit presque toujours pour en prévenir les effets. Nous n'avons pas reçu de renseignements intéressants au sujet de ce qui se passe dans les pays froids; nous sommes disposé à croire que, dans certains cas, une couche de ballast de 40 centimètres d'épaisseur ne doit pas être superflue. Ainsi que nous l'avons indiqué précédemment, il n'y a pas lieu d'aller au delà, et si, dans une voie bien asséchée, l'épaisseur de 40 centimètres est insuffisante, il vaut mieux remplacer la couche supérieure de la plate-forme sur l'épaisseur convenable par un simple remblai que par du ballast. L'épaisseur de la couche protectrice doit d'ailleurs varier avec la nature du ballast. C'est ainsi qu'à la Compagnie de l'Est français on a constaté que deux ballasts différents de même épaisseur ne préservaient pas également une même plate-forme.

8° *Préserver les bois de la voie des alternatives de sécheresse et d'humidité.*

30. — Souvent le bois s'altère par les alternatives brusques de sécheresse et d'humidité.

Or, les voies sont presque partout assez garnies de ballast pour que la face supérieure des traverses soit seule exposée aux intempéries. Aussi un grand nombre d'ingénieurs admettent qu'il est inutile de la recouvrir. Quelques-uns même considèrent comme un avantage de ne pas enfermer la traverse dans le ballast et de lui donner de l'air, au moins par-dessus. Au contraire, d'autres pensent qu'il est utile de mettre quelques centimètres de ballast sur les traverses. Ainsi, parmi les quatre-vingts administrations dont nous avons reçu les réponses, quarante ont déclaré recouvrir les traverses de ballast.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Suivant notre avis et celui des marchands de bois et des charpentiers que nous avons consultés, une couche de ballast est utile en Normandie sur le hêtre et le sapin créosoté, inutile sur le chêne. Aux chemins de fer français du Midi, on tient à recouvrir les traverses en pin mais non celles en chêne. Dans les pays où le soleil est très ardent, le bois, au point de vue de sa conservation et des chances d'incendie, ne pourrait pas être employé s'il n'était pas protégé.

Même en Angleterre, la Compagnie de « Manchester, Sheffield & Lincolnshire » met du ballast sur les traverses créosotées pour les préserver de l'incendie; mais la pratique contraire, très répandue en France, nous fait regarder ce soin comme superflu dans les pays à climat tempéré.

Nous ne connaissons aucune expérience. Il serait cependant aisé de juxtaposer les deux systèmes dans une même voie, suivant des conditions identiques. A titre d'observation, on a reconnu sur la ligne du Saint-Gothard que les traverses recouvertes des passages à niveau avaient une durée plus grande que les traverses découvertes.

31. — Le recouvrement des traverses a pour inconvénient d'exiger un surcroît de main-d'œuvre dans l'entretien et de rendre plus difficile la visite des attaches et du dessus des traverses. L'importance de ce surcroît dépend de la fréquence des revisions de la voie et, par suite, de l'intensité de la circulation et de la qualité de la voie. La difficulté de visite des attaches est presque nulle dans les voies à double champignon, l'épaisseur des coussinets étant à peu près égale à celle de la couche de recouvrement. Dans les voies Vignoles, on peut laisser les attaches libres et n'opérer le recouvrement que sur le reste de la surface du bois. Quant à la visite du dessus des traverses, outre qu'elle n'a lieu qu'à des intervalles de temps assez éloignés, elle n'est pas suffisante pour déterminer l'état de la conservation. Dans le sapin, par exemple, les parties les plus tendres se trouvant au centre, c'est souvent par la face inférieure que la pourriture commence. Aussi, bien qu'on puisse, à la rigueur, sonder le bois sur toute son épaisseur à l'aide d'une tarière, la visite complète des traverses qui accompagne la revision exige le dégarnissage jusqu'à leur niveau inférieur.

En résumé, aucune règle absolue ne pouvant être formulée, les avantages et les inconvénients du recouvrement des traverses doivent être examinés pour chaque ligne, en considérant le climat, l'essence du bois employé et les prix de la main-d'œuvre.

Lorsqu'il y a économie à recouvrir le bois, cette économie peut s'évaluer aisément en procédant à des expériences comparatives.

Les frais de fourniture, de renouvellement et de remaniement dans l'entretien du volume supplémentaire de ballast se calculent aussi avec une exactitude suffisante. Seule la difficulté de visite des attaches ne peut évidemment qu'être appréciée, mais non évaluée. Ainsi, en France où le bois est cher et la main-d'œuvre relativement bon marché, on pourra se trouver assez souvent conduit à conclure autrement qu'aux États-Unis où les conditions sont inverses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Longtemps en France, on a regardé comme nécessaire de garnir les voies à coussinets à l'extérieur des rails jusqu'au niveau de la table de roulement pour empêcher la dessiccation des coins en bois. Depuis un certain nombre d'années, l'usage des coins en acier a supprimé cette sujétion qui n'était, du reste, pas admise en Angleterre. Au lieu de coins en acier, on emploie au chemin de fer de ceinture de Paris un coin en bois du système Bianco, armé d'une tige de fer que l'on recourbe après enfoncement, de manière à empêcher la chute. Ce coin, moins coûteux que le coin en acier, reste sujet, sinon à tomber, du moins à se desserrer.

Inconvénients.

32. — En regard de ses avantages, le ballast est susceptible de présenter certains défauts et d'exercer certaines actions nuisibles qu'il est le plus souvent possible de faire disparaître ou d'atténuer.

Les principaux sont les suivants : retenir l'eau; être roulant; produire de la poussière; agir chimiquement sur le matériel de la voie; être entraîné par les eaux; se couvrir d'herbe.

Imperméabilité.

33. — Il existe plusieurs raisons distinctes et indépendantes pour que le ballast ne doive pas retenir l'eau.

Il est toujours nécessaire que la couche de bourrage, épaisse d'une dizaine de centimètres, soit exempte d'eau. Sans cela, le bourrage, qui est indispensable, est détruit parce que les petits fragments qu'il comporte disparaissent, qu'ils soient entraînés mécaniquement ou transformés en boue.

Au-dessous de cette couche, nous ne voyons pas quel inconvénient l'eau présente dans un ballast sans argile lorsque la gelée n'est pas à craindre et que le sous-sol est rocheux.

Mais lorsqu'il gèle, l'eau que le ballast contient le soulève parce qu'elle augmente de volume en se congelant. S'il survient ensuite un dégel brusque, la voie tombe dans une situation très critique, parce qu'elle s'affaisse et se débourre partout en même temps. On se trouve alors en présence non seulement d'une grande dépense, mais surtout d'une difficulté presque insurmontable, parce qu'on n'a pas le moyen, avec un personnel restreint, de refaire le bourrage très rapidement.

Lorsque le sous-sol est susceptible de se détremper, il forme de la boue avec l'eau; la voie s'y enfonce et se met à clapoter; la boue remonte à la surface et le bourrage disparaît.

Il est donc indispensable d'employer un ballast perméable et de le remplacer ou de le nettoyer lorsqu'il est devenu imperméable; il faut aussi donner à l'eau un écoulement rapide en réglant la plate-forme et, dans certains cas, la surface du ballast suivant des pentes convenables et en creusant des fossés dans les tranchées. Souvent

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

on établit des dépressions vers les joints pour les assainir; mais il est bon de pratiquer aussi des saignées au milieu de la longueur des rails afin de ne pas attirer trop fortement vers les joints l'eau qui compromet leur stabilité lorsqu'elle ne s'écoule pas bien. Enfin, on recourt, au besoin, à des drainages, comme on le fait fréquemment en Angleterre. L'interposition d'une couche de sable ou de scories entre le ballast et les plates-formes argileuses a l'avantage de modérer la vitesse d'écoulement de l'eau qui détrempe ainsi moins fortement l'argile.

Ballast roulant.

34. — Le ballast est parfois roulant, c'est-à-dire que ses éléments, au lieu de se caler dans des positions fixes, peuvent se déplacer horizontalement les uns par rapport aux autres. La voie n'a plus alors une stabilité suffisante dans le sens transversal. D'une manière générale, le ballast roulant est formé de cailloux arrondis provenant des plages, du lit des rivières torrentielles ou d'alluvions.

Lorsqu'on rencontre un ballast de ce genre, on doit faire quelques expériences préalables sur un bout de voie et vérifier si la résistance transversale est suffisante. Si elle est insuffisante, il y a lieu, soit de chercher un autre ballast, soit de ne faire du ballast défectueux qu'un usage limité, par exemple, pour des drains, soit enfin de l'améliorer en en séparant par criblage les cailloux les plus gros dans une proportion déterminée et en les cassant. Ainsi, avec un concasseur à force centrifuge, on peut obtenir des fragments très anguleux qui, mêlés au reste, donnent à l'ensemble une qualité satisfaisante.

Ballast poussiéreux.

35. — Le ballast très fin, formé de sable de rivière ou de mer ou d'escarbilles, donne beaucoup de poussière.

Les voyageurs en sont incommodés au plus haut point.

La poussière pénètre dans les organes des machines, elle les use fortement et rend leur graissage et leur nettoyage plus pénibles; elle s'introduit entre les surfaces de contact des rails avec les coussinets ou les selles et des coussinets ou des selles avec les traverses: même la surface de roulement des rails s'use d'une manière anormale.

L'action du sable est simplement mécanique.

Au contraire, la Compagnie des chemins de fer cambriens (Cambrian Railways Company) a constaté que les poussières sulfureuses enlevées par le vent aux escarbilles dans les temps secs altéraient les pièces métalliques, non seulement dans le matériel fixe, mais encore dans le matériel roulant, ce qui semblerait indiquer aussi une action chimique.

La question des dommages causés par la poussière a été traitée dans la troisième session du Congrès des chemins de fer par M. de Busschere, ingénieur en

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

chef au chemin de fer de l'État belge. Il a fait remarquer que l'usure prématurée des rails dans certaines régions industrielles de l'Allemagne devait être attribuée à l'emploi d'un ballast poussiéreux formé de scories.

On diminue notablement l'usure du matériel par l'interposition de plaques de feutre, de peuplier, de liège ou de papier, entre les surfaces en contact.

Mais il vaut mieux empêcher la poussière de se produire. Or, on y réussit à peu près complètement en recouvrant le ballast poussiéreux d'une couche de pierres cassées. Cette pratique est très répandue, notamment en Russie, dans l'Inde et en France.

La sujétion d'enlever les pierres au râteau lorsqu'on dégarnit la voie pour ne pas les mélanger au sable ne paraît pas très onéreuse.

A défaut de pierres, on peut employer de l'argile cuite.

On a recommandé aussi le galet de mer, qui peut rendre de bons services comme couche de recouvrement.

A la Compagnie espagnole du Nord et à la Compagnie française du Midi, on se contente souvent de laisser pousser l'herbe dans une certaine mesure pour tenir le sable aggloméré.

Certains ingénieurs pensent que les effets de la poussière sont considérablement atténués lorsque le ballast est arasé au niveau du dessus des traverses.

36. — Enfin, dans le numéro d'août 1897 du *Bulletin de la Commission internationale*, se trouve une note extraite de la *Railroad Gazette* sur la suppression de la poussière au moyen de l'épandage d'huile minérale de rebut, incombustible qui joue le rôle d'agglomérant. Une note complémentaire est insérée en décembre dans le même recueil.

L'épandage a lieu à l'aide d'un train formé d'un wagon arroseur, d'un wagon-citerne et d'une locomotive qui fournit l'air comprimé ou la vapeur nécessaire pour projeter l'huile ; le train circule à la vitesse de 6 kilomètres à l'heure. Un seul épandage suffit, mais doit être renouvelé lorsqu'on travaille la voie. Lorsque l'huile est épaisse, on la réchauffe avec de la vapeur. Une société s'est formée sous le nom de *The dustless Roadbed Company* pour exploiter cette invention due à M. James Nichol, sous-ingénieur du « Pennsylvania Railroad ». La Compagnie du « Long Island Railroad » a acheté le droit de l'employer et se propose de le faire sur 160 kilomètres de voie ; elle espère que chaque application d'huile durera tout l'été et qu'après trois ou quatre applications, le ballast sera imprégné et transformé jusqu'au niveau inférieur des traverses.

Des essais analogues se poursuivent sur le réseau de l'État français avec les résidus créosotés de l'injection des traverses.

Action chimique sur le matériel de la voie.

37. — Il est vraisemblable que certains ballasts agissent chimiquement sur le bois naturel ou préparé ou sur le métal.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Plusieurs fois, dans des tournées de service, nous avons entendu parler de faits de ce genre, notamment au sujet du ballast calcaire.

La Compagnie du « Great Eastern » a remarqué que le calcaire et le sable secs causaient la pourriture sèche des traverses. A la Compagnie d'Orléans on a constaté que les traverses injectées s'altéraient plus rapidement dans les ballasts calcaires que dans les ballasts siliceux ou granitiques. Sur le réseau de l'État français, la pierre cassée calcaire produit une altération rapide des traverses en bois ; la durée de celles-ci paraît également plus courte dans le sable calcaire que dans le sable siliceux ou quartzeux. Au chemin de fer russe de Koursk-Kharkov-Sébastopol, on a observé une influence nuisible de la cendrée sur les traverses, qui se trouvaient détruites après trois et même deux années de service. Sur le réseau de la « Buenos-Ayres Great Southern Railway Company », lorsque la terre formant ballast est salée, on a soin de l'araser au niveau du dessus des traverses pour qu'elle n'attaque pas les rails ni leurs attaches.

Souvent on attribue une action destructive au ballast formé de scories. Nous avons mentionné au chapitre précédent l'action destructive des poussières d'escarbilles sur le matériel fixe et le matériel roulant. Cette action a été constatée aussi sur le réseau anglais du « Midland » et sur celui de l'État français. Aux chemins de fer de la Nouvelle-Galles du Sud, on attribue au sable et aux escarbilles une action chimique sur les patins des rails Vignoles ou les semelles des coussinets lorsqu'ils les recouvrent. On pense avec raison que l'action est le plus énergique dans les voies peu fréquentées, parce que les matières y sont moins souvent remuées par le passage des trains ou par suite du travail de la voie. On a observé le même phénomène sur le réseau de l'État français avec les sables calcaires. On y a constaté aussi que les attaches étaient attaquées par la silice des boues qui s'agglutinaient contre les coussinets et les éclisses.

Par contre, les chemins de fer de l'État autrichien admettent que le ballast calcaire préserve partiellement de la rouille la partie métallique de la voie, notamment dans les tunnels où la corrosion est le plus rapide.

Les renseignements que nous avons recueillis sont trop vagues pour donner lieu à des conclusions.

Contentons-nous d'émettre le vœu que les observations deviennent plus nombreuses et qu'il soit procédé à des expériences.

Entraînement par les eaux et enlèvement par le vent.

38. — Le ballast risque d'être entraîné par les eaux dans les orages et les inondations. C'est là un danger d'autant plus grave que le ballast est plus fin.

Le meilleur moyen de l'éviter lorsqu'il s'agit d'un courant transversal consiste évidemment à assurer à l'avance, dans de bonnes conditions, l'évacuation des eaux les plus abondantes que l'on puisse prévoir. Au besoin, on peut placer le long du

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ballast des planches maintenues par des piquets pour en arrêter l'entraînement. Lorsque la ligne est dans une plaine susceptible de former, par inondation, une sorte de lac, il y a à craindre l'action des vagues qui dégradent le pied du ballast avant que le niveau de l'eau soit susceptible d'arrêter la circulation. On y pourvoit par des banquettes latérales coupées de place en place par des saignées d'écoulement.

Aux points les plus exposés, il est convenable d'employer un ballast plus gros et plus dense que dans les autres parties.

On conçoit que dans certains cas des vents violents puissent soulever un ballast fin et l'emporter en grande quantité, mais nous n'avons pas reçu de renseignements à ce sujet.

Végétation.

39. — Le ballast, même purgé de terre, a l'inconvénient de former un milieu propre à la végétation dont l'activité dépend naturellement de sa composition et du climat. Il est aussi traversé par des herbes qui prennent leur racine dans la plate-forme ou vont l'y plonger et par les pousses venues sur les racines traçantes d'arbres voisins.

Les herbes désagrègent la couche supérieure du ballast et la transforment en une terre imperméable. Elles s'attaquent aussi au bois des traverses dès qu'il a subi un commencement de décomposition et en accélèrent la pourriture. Lorsqu'elles sont hautes et qu'elles viennent jusque sur les rails, elles font patiner les machines et cachent à la vue des mécaniciens les obstacles placés volontairement ou non sur la voie; dans les gares, elles s'imprègnent d'huile et de graisse et salissent les vêtements des agents. En séchant, elles deviennent une cause de propagation des incendies.

40. — Quels sacrifices convient-il de faire pour s'en débarrasser?

Il n'est pas douteux qu'il faille faucher l'herbe au printemps avant la maturité des graines, lorsqu'elles sont en quantité notable.

Quant à l'arrachage, les avis sont partagés. Décider de tenir toujours désherbées les voies principales et les voies de service serait, dans certaines contrées, s'imposer une tâche trop lourde, car l'opération du désherbage, qui est très coûteuse, devrait être renouvelée plusieurs fois par an. Nous pensons qu'il faut se contenter de faucher une, ou au besoin deux fois par an et se résoudre à ne désherber que tous les deux ou trois ans. Toutefois, les appareils tels que changements et traversées doivent être dégagés plus souvent.

Lorsque la voie est entretenue par le système des revisions périodiques, le désherbage général accompagne naturellement la revision. A la Compagnie française du Midi, afin d'éviter la poussière, on s'attache à n'arracher l'herbe que lorsqu'on dégarnit la voie.

Pour désherber à la main, on se sert de binettes. Comme procédé mécanique, citons l'emploi, aux chemins de fer du Sud de l'Australie, d'un wagon disposé

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pour biner le ballast et remorqué par une locomotive à la vitesse de 6 kilomètres environ à l'heure.

Le numéro de février 1898 du *Bulletin de la Commission internationale* contient la description d'un appareil Atchison pour brûler les herbes. On utilise de l'huile minérale brute qui brûle sous la partie antérieure d'une plaque ou bouclier fixés au-dessous d'un wagon. Une chaleur intense est réfléchie vers le sol par la face inférieure de cette plaque qui est inclinée. La dépense première est de 9,000 francs et la dépense d'emploi de 6 à 7 francs par kilomètre.

Enfin, dans son numéro du 27 août 1898, la *Railway and Engineers Review* décrit une machine à faucher l'herbe latéralement à la voie, qui est employée dans l'ouest de l'Amérique : l'appareil est monté sur un wagonnet et attaché de manière à pouvoir fonctionner sur le talus d'un remblai ou d'une tranchée.

41. — Existe-t-il des moyens préventifs d'empêcher l'herbe de pousser ? Il est certain qu'elle pousse beaucoup moins dans les scories que dans le gravier et que l'emploi des scories est avantageux à ce point de vue.

Il n'existe pas de procédé chimique qui soit consacré par l'usage. Cependant, le sel marin, la créosote, les résidus de distillation du pétrole peuvent donner des résultats appréciables. Les chemins de fer de l'État norvégien ont remarqué que l'emploi des traverses créosotées diminuait la croissance de l'herbe; cependant nous n'avons pas fait la même constatation en Normandie. La Compagnie des chemins de fer du Sud de l'Australie a essayé une solution d'arsenic, mais a dû y renoncer, parce que l'arsenic se trouvait entraîné par la pluie dans les eaux courantes et les empoisonnait. Nous-même avons procédé à quelques essais infructueux avec les sous-produits d'une usine de produits chimiques située à Rouen.

Il y a lieu d'espérer que de nouvelles recherches aboutiraient à des résultats pratiques.

Usure.

42. — C'est une vérité aujourd'hui incontestée que le ballast s'use comme les autres éléments de la voie : rails, traverses, etc., et a besoin, comme eux, d'être renouvelé périodiquement.

Les causes de son usure sont nombreuses : les unes amènent sa destruction complète; les autres, sa mise hors d'usage en diminuant ses qualités et en augmentant ses inconvénients.

Ainsi, le vent et l'eau l'enlèvent. Lorsque le sous-sol se détrempe ou subit une pression trop forte, le ballast y pénètre et s'y enfouit. Parfois même, comme dans la Nouvelle-Galles du Sud, il se perd dans les crevasses que le sol forme par les chaleurs intenses. Les tassements de remblais qui, souvent, durent très longtemps, exigent le relevage de la voie et une fourniture complémentaire de ballast.

La végétation, l'huile, la graisse, le transforment en une matière terreuse et imperméable. L'eau et la gelée le décomposent et le désagrègent ; le bourrage réduit

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

certains fragments en poussière; sous l'action des charges roulantes, les traverses métalliques lourdes pulvérisent le ballast en le martelant. (Conférence de M. Gœring au *Verein für Eisenbahn-Kunde*, en janvier 1898.)

Ces diverses causes d'altération lui font perdre son élasticité, ainsi que nous l'avons indiqué dans l'étude de l'élasticité; elles le rendent impropre à la répartition de la pression. Il devient susceptible de se soulever par la gelée et constitue un milieu favorable à la végétation.

Dans l'ensemble, c'est surtout la couche supérieure qui s'use, tandis que, dans une voie bien établie et bien assise, la couche inférieure a une très longue durée.

Le taux de l'usure annuelle est très variable; par exemple, il est bien moindre pour la pierre cassée dure que pour le sable fin. En moyenne, on peut le fixer à 5 p. c., soit, pour une ligne à simple voie, à $^1/_{12}$ environ de mètre cube.

Admettons que la dépense correspondante soit de 30 centimes. Si les rails pèsent 40 kilogrammes le mètre, coûtent 160 francs la tonne et durent cinquante ans, la dépense annuelle par mètre est de 25 centimes environ. Pour les traverses, elle est de 30 centimes si elles coûtent 6 francs en place et durent vingt ans. L'entretien du ballast doit donc tenir dans les budgets des services de voie une place égale à celui des rails et des traverses.

Détermination du profil en travers.

43. — Les considérations qui précèdent justifient l'assertion que nous avons émise au début de cette étude, qu'il n'existe pas de profil type invariablement appliqué dans toutes les circonstances.

L'important ouvrage de M. Haarmann (*Das Eisenbahn-Geleise*) contient des renseignements historiques intéressants sur les transformations successives du profil en travers de la voie, notamment au point de vue de son support et de son asséchement.

Dès l'origine, on a attribué une grande importance à l'emploi de cailloux ou de pierres pour réaliser un support intermédiaire entre la plate-forme et les pierres ou pièces de bois qui portaient directement la voie. On a aussi reconnu la nécessité d'assécher sur beaucoup de points le ballast et la plate-forme et employé dans ce but une première couche de gros matériaux constituant un bon drainage en même temps qu'un support à large base; mais on se contentait souvent de ballaster sous chaque file de rails; on a ensuite reconnu l'utilité de ballaster la voie sur toute sa largeur en envisageant surtout la répartition de la pression sur la plate-forme.

Les systèmes d'assèchement décrits par M. Haarmann, qui sont souvent compliqués, consistent essentiellement en drainages de diverses formes. Or, le plus souvent, il suffit d'employer un ballast perméable sur une plate-forme réglée en dos d'âne ou en pentes et pourvue de fossés latéraux dans les tranchées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour empêcher l'eau de pénétrer dans certains remblais où elle serait nuisible, on préconise aussi de les recouvrir d'une petite couche d'argile qui forme chape et l'on recommande de les pilonner ou d'y faire passer le rouleau avant l'apport du ballast lorsque l'une ou l'autre de ces opérations doit augmenter notablement l'imperméabilité de leur surface.

44. — L'épaisseur de la couche de ballast variera avec son élasticité, ainsi qu'avec l'élasticité, la perméabilité et la résistance à la pression de la plate-forme. Mais, d'une manière générale, on peut admettre qu'une voie sera convenablement établie si le ballast a une épaisseur de 25 centimètres sous les traverses et s'il est arasé à 6 centimètres au-dessus du niveau supérieur des traverses. Cependant, dans la voie Vignoles surtout, on pourra trouver plus avantageux de l'araser au niveau supérieur des traverses si la nature de celles-ci ou le climat ne s'y opposent pas.

Lorsque le sous-sol sera susceptible de se détremper on mettra sous le ballast proprement dit une couche de pierres ou de cailloux plus gros et lorsque la pression sur le sous-sol paraîtra trop forte, on choisira des pierres ayant une face plane pour servir d'assise.

Parfois, en Amérique, on recouvre la pierre cassée proprement dite de matériaux plus fins, de 2 à 3 centimètres de grosseur, pour amortir le bruit au passage des trains de voyageurs. Cela ne saurait être une pratique générale.

En général, les banquettes latérales du ballast seront arasées au niveau du dessus des traverses ou à quelques centimètres au-dessus et, en largeur, dépasseront de 10 à 20 centimètres le bout des traverses. Mais dans les courbes raides, on les élargira du côté du grand rayon et l'on emploiera, au besoin, un système de consolidation par planchettes sans préjudice, bien entendu, de la consolidation de la voie proprement dite, par exemple par l'augmentation du nombre des traverses ou le renforcement des attaches du rail. Par contre, dans les tranchées rocheuses profondes et, d'une manière générale, sur tous les points où il y a un intérêt considérable à réduire la plate-forme, on encaissera le ballast entre deux murettes; les parements intérieurs seront à 10 centimètres du bout des traverses et de très nombreuses barbacanes seront ménagées pour l'écoulement des eaux. Si le talus de ballast a en voie courante 45 centimètres de hauteur, par exemple, et est réglé à $^3/_5$, si les banquettes dépassent de 15 centimètres les bouts des traverses et si les murettes ont 30 centimètres d'épaisseur, on réduira de la sorte la largeur totale de :

$$2\left[\left(0.45 \times \frac{5}{3} + 0.15\right) - (0.30 + 0.10)\right] = 1 \text{ mètre.}$$

Si l'on ne dispose que de sable fin, on le recouvrira d'une couche de pierres ou de galets ou d'argile cuite.

On se montrera plus difficile si les traverses doivent être métalliques que si elles doivent être en bois, le bourrage des premières exigeant plus de soin, d'après les ingénieurs qui ont eu l'occasion d'établir une comparaison. D'autre part, les

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

traverses métalliques ont l'avantage de n'exiger qu'une moindre fourniture de ballast parce qu'il est inutile de les recouvrir pour les préserver et surtout parce que, moins épaisses, elles permettent de réduire la distance de la plate-forme au patin du rail.

Lorsque le ballast sera formé entièrement de matériaux de petite dimension ou en contiendra une grande quantité, de sorte que la proportion des vides par rapport aux pleins soit grande et que, par suite, la filtration de l'eau à travers le ballast soit lente, on assurera par compensation un écoulement superficiel rapide en en réglant la surface autrement qu'avec les gros matériaux. On établira donc une pente superficielle depuis le milieu de la voie jusqu'à l'arête de la banquette ou jusqu'au milieu de l'entrevoie. Il en résultera que les bouts des traverses seront partiellement dégarnis. Mais ce léger inconvénient sera plus que compensé par l'avantage d'un bon assèchement.

Cette disposition paraît générale en Amérique et recommandable.

L'assèchement peut être complété par des drains transversaux établis de place en place avec de gros matériaux.

45. — Quelques compagnies, parmi lesquelles le Nord français, établissent un profil un peu plus fort que celui qu'elles jugent strictement nécessaire, de manière à réserver une certaine marge d'usure. On y considère donc deux profils-types en chaque point : celui qui est réalisé lors de la construction de la ligne ou du rechargement du ballast et celui à partir duquel le ballast doit être rechargé.

Enfin, il est à signaler que, dans certaines compagnies, on s'astreint à garnir les voies le plus complètement possible dans les gares entre les quais à voyageurs, lorsque la traversée de voie a lieu à niveau et qu'elle ne peut pas être restreinte aux passages spécialement aménagés et aussi dans les voies de service pour la commodité des agents qui y circulent.

Mais nous ne pensons pas que le garnissage soit nécessaire dans ce dernier cas.

Nous présentons, figures 21 à 29, une série de profils-types proposés par nous.

Description et production des diverses sortes de ballast.

46. — A présent que nous avons étudié les éléments du profil en travers, nous allons passer en revue les divers ballasts et leur mode de production.

On peut diviser les matériaux en naturels et artificiels.

Matériaux naturels. — Les matériaux naturels peuvent être subdivisés en deux catégories : ceux qu'on trouve à l'état de masses compactes et ceux qu'on trouve en fragments de toute grosseur.

Du reste, cette division, qui est commode, est imparfaite puisqu'il existe des matériaux intermédiaires tels que les rognons de silex disséminés dans des masses compactes de craie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 21 à 29. — *Profils en travers types proposés.*
Échelle : 0.02 par mètre ($^1/_{50}$).

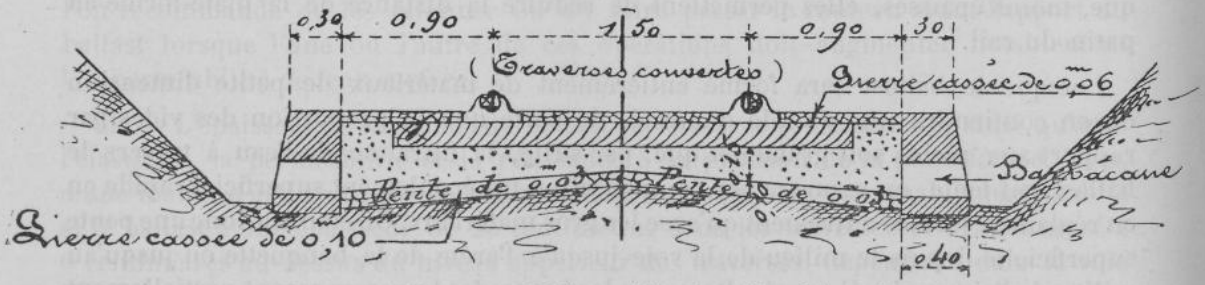


Fig. 21. — Alignement. (Ballast sableux.) — Tranchée rocheuse.

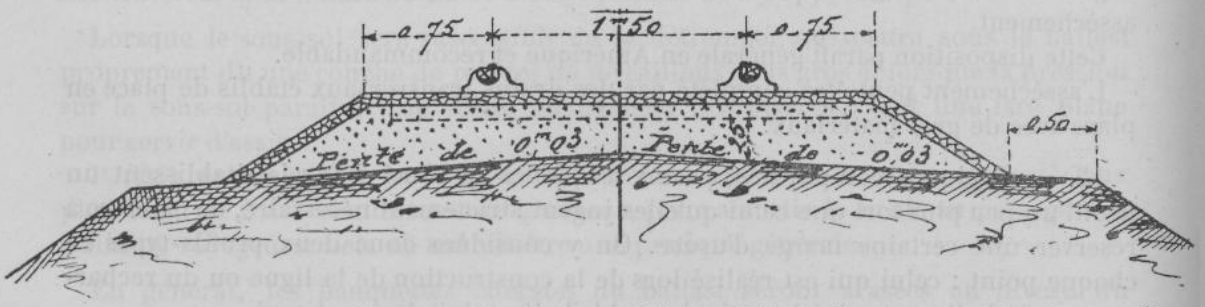


Fig. 22. — Voie unique. — Alignement. (Remblai perméable.) — Ballast sableux recouvert de pierre cassée.
Coupe en avant de la traverse. — Traverses découvertes.

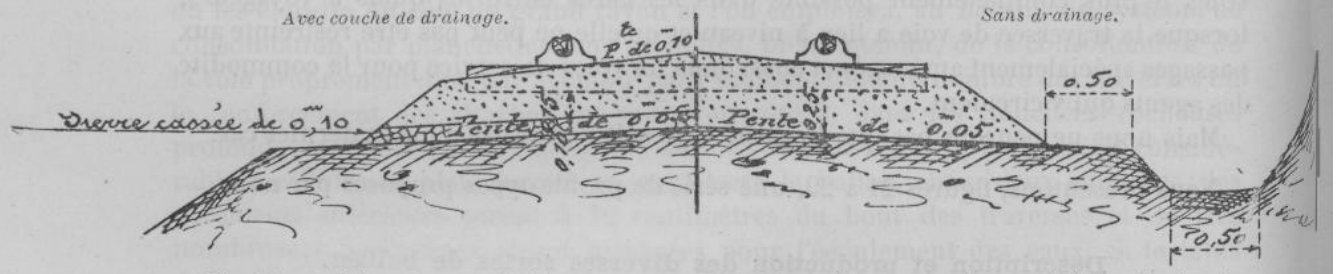


Fig. 23. — Voie unique. — Ballast fin et peu perméable, mais non poussiéreux. (Climat pluvieux.)

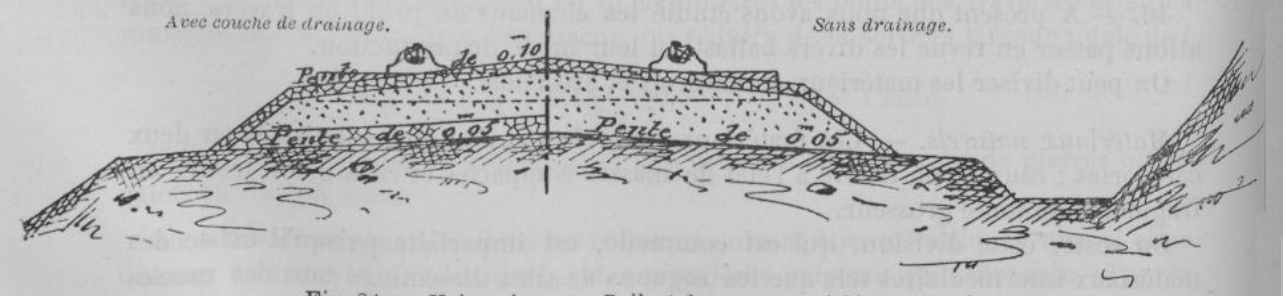


Fig. 24. — Voie unique. — Ballast fin, peu perméable et poussiéreux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

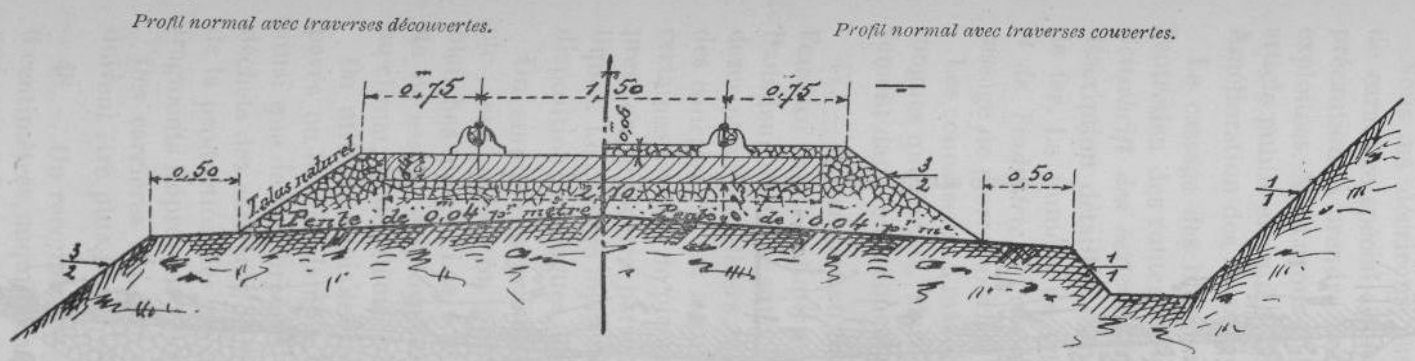


Fig. 25. — Voie unique. — Alignement. (Pierre cassée.)

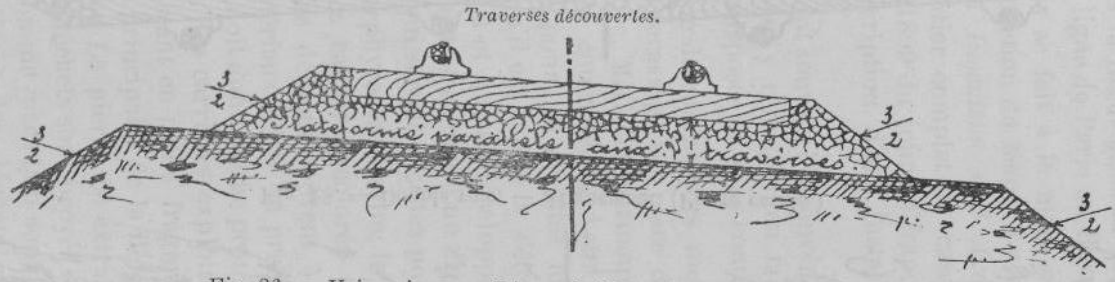


Fig. 26. — Voie unique. — Dévers de 10 centimètres. (Pierre cassée)

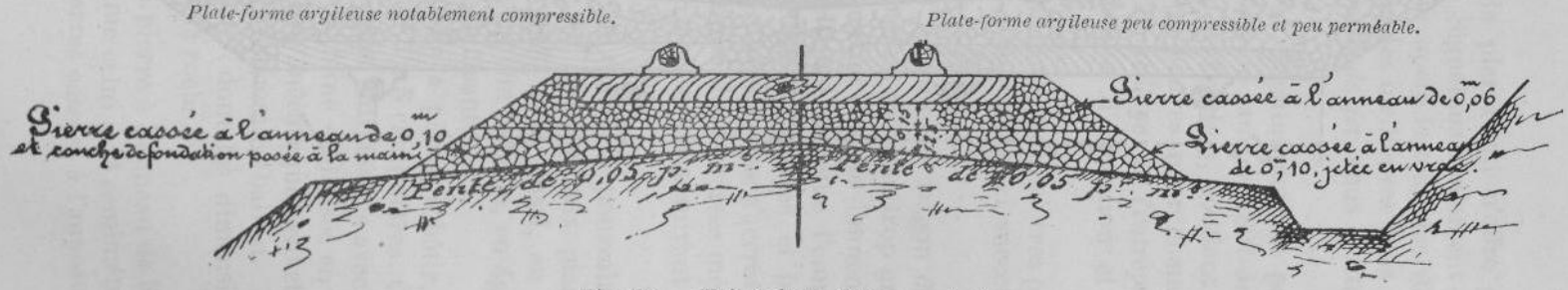


Fig. 27. — Voie unique. (Pierre cassée.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

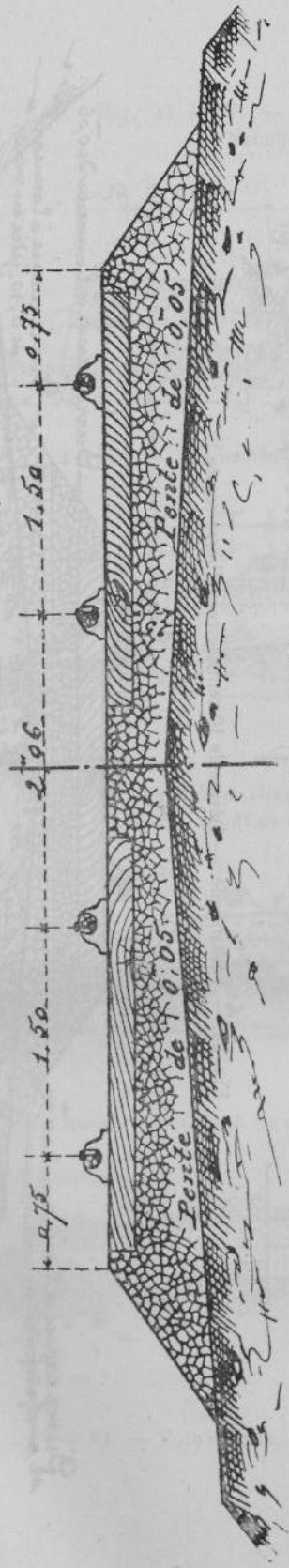


Fig. 28. — Double voie. — Alignement. (Pierre cassée.)

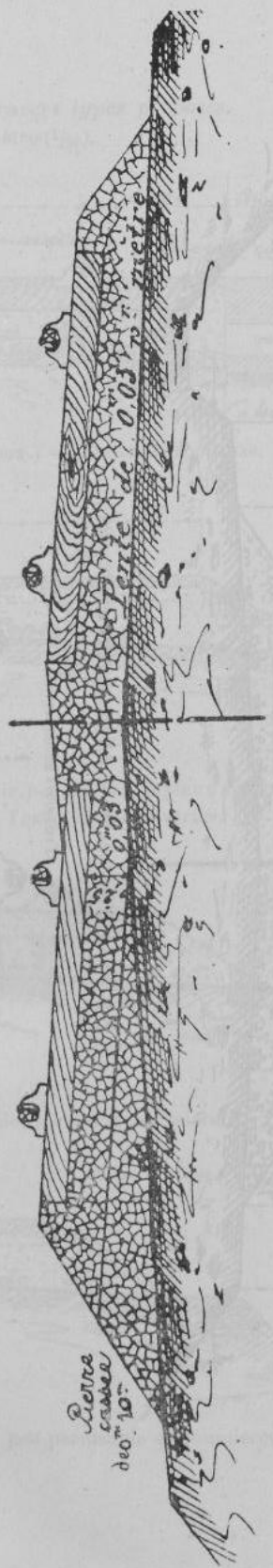


Fig. 29. — Double voie. — Dévers de 10 centimètres. (Pierre cassée.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous ne décrirons pas l'exploitation des carrières de pierre qui n'offre pas de caractère spécial au point de vue du chemin de fer. Signalons seulement les précautions à prendre pour le tirage des mines lorsqu'on opère le long des voies exploitées. Nous avons indiqué celles qui nous paraissaient les meilleures dans un article publié en juin 1898 dans la *Revue générale des chemins de fer*, sous le titre : Amélioration des tunnels de la ligne de Paris au Havre.

Le cassage des blocs extraits se fait à la main ou à la machine comme pour l'entretien des routes ou la confection du béton. Le numéro de janvier 1897 de la *Zeitschrift des öesterreichischen Ingenieur und Architekten Vereines*, contient la description détaillée d'un chantier complet de cassage de pierres pour chemins de fer. Le numéro de janvier 1899 du journal français *L'outillage de l'entreprise et de l'industrie* donne la description d'une installation-type d'extraction et de cassage de pierre pour ballast.

Les concasseurs à mâchoires ont souvent l'inconvénient de donner des pierres plus longues que larges. Mais on peut y remédier en faisant passer celles-ci successivement dans deux concasseurs disposés en sens contraire.

47. — On se sert en Amérique de concasseurs mobiles montés sur wagon dont l'emploi paraît indiqué pour le recassage sur place d'un ballast reconnu trop gros. Dans leur traité de superstructure, MM. Zimmermann, Blum et Rosche donnent la description de divers types de concasseurs. Leur conclusion est que l'emploi des concasseurs est avantageux pour les grandes fournitures de pierres et pour certaines espèces de pierres et qu'il est appelé à s'étendre à mesure que s'accroît la pression supportée par le ballast et que se développe l'emploi des traverses métalliques. Le cassage mécanique peut être suivi d'un criblage et d'un triage suivant des dispositions analogues à celles qui seront décrites pour le gravier.

On emploie le granit, le porphyre, le basalte, le grès et même la pouzzolane, etc.; en général on préfère les calcaires colorés durs ou gréseux aux pierres blanches pures. Les schistes se délitent souvent à l'air. On peut aussi, en cas de nécessité, employer des matériaux gélifs en première couche lorsque, eu égard au climat, la deuxième couche doit donner une protection suffisante.

On utilise parfois les déchets des carrières exploitées pour la pierre à bâtir, les pavés ou le macadam en les cassant en petits fragments de 2 à 5 centimètres. C'est ainsi que de nombreuses voies principales de la Belgique sont entretenues avec les déchets des carrières de Quenast. La pierre est extraite à la mine et divisée en vue de la production des pavés. Les déchets sont broyés et classés mécaniquement et les fragments impropres à servir comme macadam sont employés comme ballast.

Des carrières de grès fournissent des déchets analogues dont les dimensions doivent être plus fortes en raison de la moindre dureté de la roche.

48. — On recommande ordinairement le cassage de la pierre à l'anneau de 5 ou 6 centimètres, auquel beaucoup d'ingénieurs préfèrent même celui de 4 centimètres; mais, dans la pratique, on rencontre plus souvent des pierres cassées à l'anneau de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

8 centimètres; les matériaux peuvent, d'ailleurs, être d'autant plus fins qu'ils sont plus durs, parce qu'ils s'usent moins dans le travail de la voie et sont moins sensibles à l'action de la gelée. Enfin, on emploie même la terre végétale en Amérique, sans doute faute de mieux et pour des trains d'allure modérée.

Matériaux fragmentés. — On utilise les alluvions fluviales anciennes ou contemporaines formées de galets, de gravier et de sable et aussi le galet de mer et le sable de mer pris sur les plages ou dans les dunes.

L'exploitation se fait tantôt à la main, tantôt à l'excavateur qui est, du reste, indispensable pour l'extraction dans l'eau.

Les opérations à faire sont : l'extraction, le criblage, le lavage, le cassage et l'élimination des résidus.

Après examen de la carrière, on arrête le maximum et le minimum de la grosseur des cailloux.

Il est impossible d'indiquer une règle à cet égard : 10 centimètres pour le silex et 6 centimètres pour le basalte paraissent des maximums convenables.

En général, il y a un premier criblage à faire pour séparer les gros cailloux. Quelquefois, il est vrai, on se contente de les recasser dans la voie, mais le résultat reste évidemment incomplet. Si l'on doit placer sous le ballast proprement dit une couche de fondation ou établir des drainages, il peut y avoir lieu de séparer par un deuxième criblage les gros cailloux bons pour cet usage de ceux qui restent définitivement trop gros.

49. — Faut-il éliminer le sable lorsqu'il se trouve mélangé au caillou et au gravier? Évidemment, le sable n'est pas à rejeter *a priori* puisqu'il constitue souvent à lui seul un ballast convenable. Lorsqu'il y a beaucoup de cailloux et de gravier, un peu de sable n'est pas nuisible. S'il y a beaucoup de cailloux et peu de gravier, le sable est très utile. La preuve en est, que le ballast, dans ces conditions, est moins roulant lorsqu'on l'extrait à sec que dans l'eau où il laisse ses parties fines. Le criblage est, au contraire, souvent à recommander pour les grandes lignes lorsque la proportion de sable est importante. Dans le voisinage des grandes villes, la vente facile du sable est d'ailleurs productive.

Enfin, il arrive qu'on reçoit des marchands de sable l'offre de vente des résidus de leur production. Le produit peut être bon lorsque le sable seul a été enlevé; lorsqu'il manque le sable et le gravier, le caillou devient trop roulant. Mais lorsqu'on rencontre un ballast roulant semi-artificiel, comme celui-là, ou naturel comme le galet de mer, on peut l'améliorer en séparant par criblage les plus gros morceaux et en les brisant avec les concasseurs à marteau ou à force centrifuge; on obtient des matériaux anguleux, de grosseurs variées qui, mêlés au reste, donnent un bon produit. Enfin, le sable doit être enlevé ou lavé lorsqu'il contient de l'argile.

Pour opérer le lavage, tantôt on lave après extraction à sec, tantôt on inonde la carrière suivant les circonstances.

Lorsque le ballast contient beaucoup de sable fin et peu de gros gravier, on a

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

intérêt à enlever le sable fin en conservant le petit gravier. Or, le criblage à sec ne peut guère se faire qu'à la maille de 9 à 10 millimètres. Dans l'eau, au contraire, la mobilité relative des parties se trouvant augmentée, on peut cribler jusqu'à 6 millimètres. On peut donc avoir intérêt à extraire dans l'eau ou à laver abondamment un ballast même exempt d'argile.

On peut aussi régler approximativement l'enlèvement du sable, de manière à le conserver en proportion déterminée au lieu de l'éliminer complètement.

Pour cela on diminue par tâtonnement le nombre des ouvertures du crible de manière qu'il ne fonctionne qu'incomplètement.

L'extraction dans l'eau paraît difficile lorsque celle-ci atteint le niveau de la voie de l'excavateur. Toutefois, lorsque le découvert est peu épais, on tourne la difficulté en l'enlevant à la main et en surélevant de même les voies avec du ballast. Le niveau convenable une fois établi est maintenu avec le produit du dragage à l'excavateur. On retrouve en reculant, au fur et à mesure de l'extraction, le ballast ainsi employé.

On peut, avec un seul appareil, extraire le ballast, le cribler, le laver et évacuer les déchets.

Le criblage peut se faire avec des trémies ou des cribles cylindriques tournants.

Un crible cylindrique rotatif est décrit par M. Michel, ingénieur en chef de la Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée, dans le numéro d'août 1886 de la *Revue des chemins de fer*.

Les transporteurs consistent en deux flasques reliées entre elles par des entretoises et portant deux tambours sur lesquels s'enroule une courroie d'une seule pièce de 80 centimètres de largeur en coton lissé sur sept fils superposés et amalgamés avec de l'huile de ricin qui a pour but de conserver à la courroie sa flexibilité.

Le système à employer dépend naturellement de la consistance des matériaux à évacuer.

50. — Dans une note insérée dans le numéro de janvier 1893 de la *Revue des chemins de fer*, M. Hauet, ingénieur des chemins de fer de ceinture de Paris, rend compte d'une intéressante installation de lavage de l'entreprise Joncourt.

Par rapport aux installations antérieures et, par exemple, par rapport à celle de la Compagnie de l'Est, qui est décrite dans sa notice sur les objets présentés à l'Exposition universelle de 1889 par le service de la construction, le principal progrès consiste dans l'adduction de l'eau de lavage à l'intérieur du cylindre cribleur et non plus à l'extérieur de manière à éviter que le jet ne se brise en traversant la surface du cribleur.

On avait à prendre le ballast dans un amas de silex mélangé de sable et d'argile grasse constituant un conglomérat pâteux et humide.

Pour opérer le lavage, on a installé une pompe donnant 350 mètres cubes à l'heure et refoulant l'eau à 13 mètres de hauteur dans une conduite de 35 centimètres de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

diamètre et de 320 mètres de longueur placée sur le sol. Cette eau était projetée dans quatre laveurs où, après avoir fait son office, elle retombait chargée de terre et de sable dans des bâches placées au-dessous des laveurs, lesquels venaient se réunir en une seule bouche d'exutoire en tête de la goulotte en planches. Cette eau entraîne en outre les cailloux d'une dimension inférieure à 12 à 15 millimètres qui passent par les trous ménagés dans le fond cylindrique du bas des laveurs.

Tout le mélange, silex fin, sable, terre et eau, s'écoule dans le fossé vers le bassin formé par une ceinture de digues en terre avec revêtement de gazons. Ce bassin a une superficie de 40,000 mètres carrés. Le liquide s'écoule dans un deuxième bassin, puis dans un troisième pour, de là, se jeter dans la rivière où l'eau reprend son cours naturel.

A son entrée dans le grand bassin et même avant, la petite grève et le sable, en vertu de leur pesanteur, se déposent successivement sur le sol, puis le limon, formant une couche dégradée dans le sens de la densité décroissante des molécules si bien qu'arrivée au bout, l'eau est presque claire et ne contient que peu de parties limoneuses en suspension; la décantation s'achève dans les deuxième et troisième bassins et le lit de la rivière reçoit l'eau qui lui a été empruntée, dans un état de pureté très sensiblement égal à celui qui la caractérisait lorsqu'elle a été pompée.

Quatre laveurs opèrent simultanément; ils sont accolés parallèlement et installés sur une estacade perpendiculaire à la ligne du chemin de fer.

Chaque laveur se compose essentiellement d'un arbre tournant de 6.25 mètres de longueur, dont 5 mètres armés de palettes. Cet arbre a une inclinaison sur l'horizontale, inclinaison que l'on règle à volonté suivant les circonstances et les besoins qui résultent de l'expérience.

Sur cet arbre sont fixées en hélice des palettes en acier donnant à l'ensemble un diamètre de 70 centimètres; les palettes sont munies à leurs extrémités de spatules également en acier, boulonnées de façon à pouvoir être facilement enlevées et remplacées après usure.

Les arbres ainsi armés sont mis en mouvement par une machine à vapeur de 60 chevaux dans une auge en tôle à fond cylindrique percé de trous de 1 centimètre à 15 millimètres de diamètre pour l'écoulement de l'eau boueuse et de la menue grève dans les bâches du dessous.

Les extrémités des palettes spatules effectuent leur rotation parallèlement au fond cylindrique et à 5 centimètres de la paroi dudit fond.

L'appareil mis en action entraîne les cailloux à l'extrémité inférieure, côté de la trémie, vers la partie haute de l'auge, les remue, les agite les uns contre les autres, imprime des mouvements giratoires violents, brise les mottes glaiseuses, les divise à l'infini par les heurts et les chocs les uns contre les autres, débarrasse les cailloux de leur gangue boueuse et l'eau projetée abondamment par un tuyau de distribution, animée elle aussi par l'hélice de mouvements rotatoires, les nettoie et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les lave si complètement que lorsqu'ils arrivent, en vertu du mouvement de propulsion, à l'extrémité supérieure de l'auge, ils sont dans un état de propreté absolue et n'entraînent que la mince couche d'eau qui adhère à leur surface; ils tombent alors sur un plan incliné. Sur ce plan incliné, l'homme à la décharge les dirige à l'aide de barres mobiles dans la plate-forme de transport placée sur une voie provisoire latérale aux voies définitives.

L'inclinaison des voies et des trous du fond ne permet pas à l'eau d'être expulsée au dehors en même temps que le caillou, lequel s'égoutte en quelques minutes de l'eau qu'il a à la surface.

Nous avons visité en 1898, près de Beauvais, une installation analogue qui fonctionnait dans de bonnes conditions avec deux excavateurs débitant ensemble 800 mètres cubes par jour.

51. — *Matériaux artificiels.* — Les matériaux artificiels peuvent se subdiviser en deux catégories :

1° Les matériaux fabriqués spécialement pour être employés dans les voies;

2° Les résidus industriels.

Le principal produit fabriqué est l'argile cuite. Nous extrayons les renseignements qui suivent d'un article de la *Railroad Gazette*, traduit en 1894 dans le *Bulletin de la Commission internationale*, et nous prions qu'on s'y reporte, pour les détails.

L'argile cuite est employée depuis longtemps en Angleterre et aux États-Unis. Les matériaux qui ont été trouvés le plus convenables sont la bonne argile à briques ou l'argile noire, grasse au toucher, que l'on rencontre immédiatement sous la surface du sol. La qualité d'argile qui fournit de bonnes briques à paver sera la meilleure pour la fabrication du ballast. Le produit cuit doit avoir une couleur foncée rouge brique ou purpurine. Les matériaux d'une apparence jaunâtre ou d'un rouge très clair après la cuisson doivent être rejetés parce qu'au contact de l'air ils s'émiettent par l'usage.

En cuisant l'argile dans une briqueterie voisine ou en l'essayant sur une petite échelle, on se rendra compte facilement des qualités qu'elle possède. On gratte le sol à fleur de terre pour éliminer les végétaux qu'il contient, puis on enlève sur une couche plus ou moins profonde l'argile sous-jacente propre à servir de ballast et on la met de côté pour être cuite en son temps. La surface du sol ainsi nettoyée forme une aire destinée à commencer les opérations. On pose une voie pour amener les wagons de chargement le long des tas à cuire; une tonne de menu peut brûler 4 mètres cubes environ d'argile.

L'argile cuite se brise quand on la manipule en fragments irréguliers qui sont ensuite concassés sur la voie en morceaux tels que les plus grands puissent passer à travers un anneau de 3 pouces. Le ballast cuit préparé de cette manière se maintient bien sous les traverses, peut être dressé en ligne droite et donne une voie bien drainée.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La demande de ce produit s'est accrue à un tel point qu'il s'est formé dans les campagnes plusieurs compagnies qui fabriquent et fournissent le ballast lorsque les chemins de fer ne veulent pas se charger eux-mêmes du travail.

On a essayé d'extraire l'argile à l'aide d'appareils automatiques, puis de l'amener à bras d'homme sur le sommet des tas. Mais ce système donne de l'argile trop fine. On a construit dans le même but une machine analogue à une sorte de drague qui manipule l'argile en plus gros morceaux et semble fournir un produit mieux fini.

Les résidus industriels employés sont nombreux; les principaux sont les escarbilles et les scories de hauts-fourneaux. Les escarbilles proviennent surtout des locomotives. Il y a lieu de les conserver, lorsque les circonstances le permettent, pour les voies de garage.

On en met sous les traverses une couche de 35 centimètres d'épaisseur. La couche supérieure doit être renouvelée assez fréquemment. Mais, outre que la matière ne coûte rien, surtout dans les grandes gares, elle a l'avantage de constituer un milieu défavorable pour la végétation.

Les scories de hauts-fourneaux forment un excellent ballast même pour les voies principales. Bien qu'on puisse craindre qu'elles n'exercent une certaine action destructive sur les traverses, il y a lieu d'en recommander l'emploi lorsque les circonstances le rendent économique et, à égalité de prix, de les préférer au sable. Elles doivent être cassées à la même grosseur que la pierre et employées suivant le même profil. On crible parfois les déchets d'autres industries, telles que les verreries, pour les débarrasser de leur poussière : c'est une opération peu coûteuse qui est évaluée à 50 centimes par mètre cube en Belgique.

52. — Vaut-il mieux opérer le ballastage en régie ou à l'entreprise ?

Dans la pratique trois systèmes principaux sont employés sans qu'il soit possible de se prononcer d'une manière absolue en faveur d'aucun d'eux, en raison de l'importance des circonstances.

Tantôt le chemin de fer opère complètement en régie, tantôt il confie tout à une entreprise; enfin, suivant un système mixte, il peut demander à l'entreprise le ballast livré en dépôt ou sur wagon dans les carrières et en faire ensuite l'emploi en régie. Lorsque le ballast est fourni à pied-d'œuvre par une entreprise, il est mesuré soit au déblai au départ, soit le plus souvent au wagon ou au profil à l'arrivée. Pour le mesurage au wagon, chaque wagon cubé une fois pour toutes doit être tenu bien plein. Comme le ballast foisonne lorsqu'on l'extrait et, au contraire, se tasse dans le transport, il est indispensable de spécifier nettement à l'avance le mode de mesurage et la déduction à opérer pour foisonnement. Lorsqu'on n'est pas fixé à l'avance on indique les prix à appliquer pour chaque hypothèse.

Dans la Nouvelle-Galles du Sud le chemin de fer fait opérer l'extraction et le cassage du ballast dans des carrières et avec un outillage qui lui appartiennent par des tâcherons qui ne fournissent, en outre de la main-d'œuvre, que les matières de consommation telles que le charbon, l'huile et les explosifs.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Choix à faire entre divers ballasts.

53. — M. Schubert a publié en 1896 et 1897 dans la *Zeitschrift für das Bauwesen* les résultats d'expériences intéressantes qui lui ont permis de déterminer dans un court délai la manière dont diverses sortes de traverses se comporteraient avec un même ballast. Il en a aussi rendu compte en 1897 dans l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, sous le titre : « Planum, Bettung und Schwellenform des Eisenbahngleises ».

Il disposait des tronçons de traverses sur le ballast dans des caisses métalliques et les actionnait au moyen d'un levier mû par un excentrique et chargé de manière à produire un effet équivalent à celui des charges roulantes. A la suite de chaque expérience, on prenait une vue photographique de la coupe en long de la caisse et l'on triait les matériaux pour en mesurer l'usure.

Les mêmes dispositions ont servi à M. Schubert pour étudier la manière dont se comportent divers ballasts avec une même traverse et l'ont conduit aux conclusions suivantes :

Par l'action du bourrage et par celle de la circulation des trains, il se forme dans le ballast, sous la traverse, une sorte de bloc compact dont la largeur et la hauteur dépendent de l'espacement des traverses et de la nature du ballast.

Plus les traverses sont rapprochées, plus elles sont solidement assises et moindres sont la main-d'œuvre d'entretien et la consommation des matériaux de bourrage. La pierre cassée dure est plus avantageuse que le gravier, dans la proportion de 1 à 3 pour la main-d'œuvre et de 1 à 6 pour la consommation des matériaux. Les pierres petites et en forme de coquille donnent une meilleure assise à la voie que celles qui sont grosses et cubiques.

Au moment de la construction ou du renouvellement de ballast d'une ligne, le procédé de M. Schubert pourrait servir à rechercher le ballast le plus avantageux qui se trouverait déterminé par le prix de revient de sa fourniture, de son entretien et de la main-d'œuvre d'emploi, ces deux derniers éléments devant résulter des expériences mêmes. L'installation de ses appareils dans quelques laboratoires d'essai serait donc utile. Toutefois, il ne faut pas oublier qu'on doit aussi prendre en considération d'autres qualités telles que la perméabilité et la résistance à la gelée.

54. — Le *Bulletin de la Commission internationale* d'août 1898 donne la description des essais que M. Rudeloff a institués dans le laboratoire de recherches dirigé par lui et qui sont conçus dans le même esprit que ceux de M. Schubert. On y recherche l'effet des chocs provenant du bourrage, l'usure et la destruction résultant des mouvements des traverses déterminés par le passage des trains, la pression due au poids des véhicules, enfin les influences atmosphériques. Lorsque cela est possible, une expérience de quelques mois sur une ligne très fréquentée nous paraît constituer le plus sûr des renseignements, pourvu qu'on ait soin de consulter des agents de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

divers grades et particulièrement un chef-poseur intelligent. Cependant, il faut reconnaître que l'essai à la machine serait souvent un complément très utile de l'essai pratique et que, dans ces conditions, il est à recommander.

55. — MM. Piéron et Gasnier ont publié en 1886 dans la *Revue des chemins de fer* un article qui montre la légitimité des sacrifices à faire pour se procurer un bon ballast, au point de vue particulier du budget du service de la voie, et ont trouvé qu'en ce qui concerne le réseau du Nord français, il n'y avait aucun surcroît définitif de dépense lorsqu'on payait 3 fr. 85 c. de plus par mètre cube pour avoir un bon ballast au lieu d'un ballast médiocre.

La pierre dure a l'avantage, comme le caillou criblé, de pouvoir se travailler par tous les temps et d'être parfaitement perméable. Le bourrage est plus pénible mais plus durable et plus résistant que dans le gravier. L'élasticité s'y maintient aussi plus longtemps. Comme elle tient avec un talus plus raide que le gravier, elle occupe moins de place sur la plate-forme pour une même hauteur.

Le caillou mélangé de gravier ou de sable en faible proportion constitue un excellent ballast.

Enfin, le sable même est très convenable pourvu qu'on ait soin de le recouvrir d'une couche de gros matériaux et de donner des pentes suffisantes à la surface. Il ne peut guère se travailler lorsqu'il y a beaucoup d'eau ou, au contraire, une sécheresse prononcée, mais par un temps favorable, il donne un bourrage facile.

Les scories de hauts-fourneaux et autres résidus analogues sont excellents et doivent, comme nous l'avons dit, être préférés au sable; le bourrage y est solide; l'herbe n'y pousse pas; elles donnent peu de poussière.

En résumé, la pierre cassée et les scories constituent le meilleur ballast pour les grandes lignes. Le caillou mélangé de gravier ou de sable en faible proportion forme aussi un bon ballast; les matériaux fins, tels que le sable, ne sont à rechercher que pour les lignes secondaires, en raison de la facilité du bourrage; les escarbilles doivent, autant que possible, être réservées pour les voies de service.

Transport du ballast.

56. — Le ballast est transporté de la carrière ou du lieu de dépôt à pied-d'œuvre par des trains spéciaux, dits trains de matériaux.

Même, lorsque le transport s'exécute à l'entreprise, il peut arriver que la Compagnie de chemins de fer fournisse la machine et les wagons.

Nous ne dirons rien de la circulation des trains de matériaux, parce que ces trains ne transportent pas exclusivement le ballast et que les prescriptions varient considérablement d'une compagnie à l'autre, suivant l'organisation générale de l'exploitation.

Les wagons employés sont plats, à côtés mobiles; ils portent un chargement de 10 à 15 tonnes et souvent même de 20 à 30 tonnes. Pour le service des grands chantiers sur les lignes à trafic intense, il est désirable que les trains puissent porter

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les charges les plus lourdes possible, surtout lorsque leur parcours est long, car l'avancement du travail dépend entièrement de la quantité du ballast qu'on peut amener; or, celle-ci dépend elle-même de la charge des trains, parce que le nombre des trains qui peuvent passer parmi les trains du service régulier est très limité. Sur les lignes à double voie, il peut être avantageux d'opérer en voie unique pour travailler mieux et plus rapidement.

Lorsque le train doit emmener des ouvriers, ceux-ci se placent dans un wagon de 3e classe ou dans un fourgon.

57. — En Amérique, on décharge mécaniquement les wagons au moyen d'une sorte de charrue qui parcourt tout le train; l'appareil est attaché à un câble d'acier et tiré par la locomotive dételée.

Il existe aussi des wagons disposés pour répandre le ballast entre les rails aussi bien qu'à l'extérieur; ils sont à fond mobile et à trémies; un ouvrier les ouvre successivement à pied-d'œuvre en parcourant le train. Après déchargement, un wagon spécial portant des socs de charrue et des chasse-pierres opère le régalage. Le *Traité de la voie* de M. Russel Trattmann donne les détails très intéressants à ce sujet.

Les procédés mécaniques ont le très grand avantage de réduire le temps employé à l'opération et, par conséquent, d'augmenter le nombre des intervalles de temps utilisables. Cela est très précieux sur les lignes à grand trafic, l'avancement général du chantier étant, comme nous l'avons dit, subordonné à la quantité de ballast qu'on peut amener. Ils permettent aussi de mieux répartir le travail des ouvriers à la charge et à pied-d'œuvre.

Premier emploi; remaniement dans l'entretien de la voie et entretien du ballast.

58. — *Premier emploi.* — Sur une ligne en construction, le ballast est amené à pied-d'œuvre par des trains spéciaux sur la voie déjà posée sur plate-forme.

Nous avons décrit le chargement et le déchargement des trains de matériaux dans un chapitre précédent.

L'emploi a lieu par couches, ce qui permet, lorsque le profil-type le comporte, de superposer facilement les couches de différentes natures.

On exécute un premier bourrage sommaire avec des outils légers. Ce sont le pellon en bois ferré ou la batte à bourrer métallique ou bien encore une batte isolée, c'est-à-dire non associée à un pic.

Le bourrage sommaire doit être suivi aussitôt d'un ou de plusieurs bourrages complets. Ceux-ci se font avec les mêmes outils que le bourrage sommaire dans les ballasts formés de matériaux fins tels que le sable ou l'escarbille. Dans le ballast en pierre ou en gros gravier, on emploie un outil plus lourd : c'est la batte métallique associée à un pic, pesant 4 kilogrammes environ et pourvue d'un manche en bois. Un outil intermédiaire est la pioche en bois ferré (fig. 36).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Formes-types d'outils recommandées par la « Roadmasters' Association of America ».

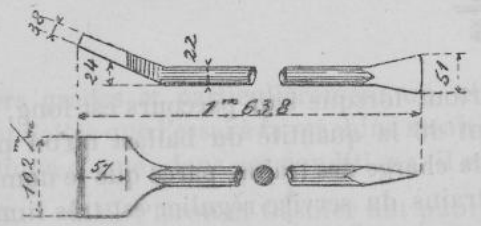


Fig. 30. — Barre à bourrer.

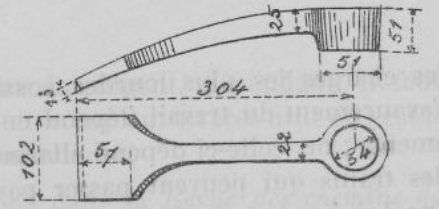


Fig. 32. — Batte à bourrer.

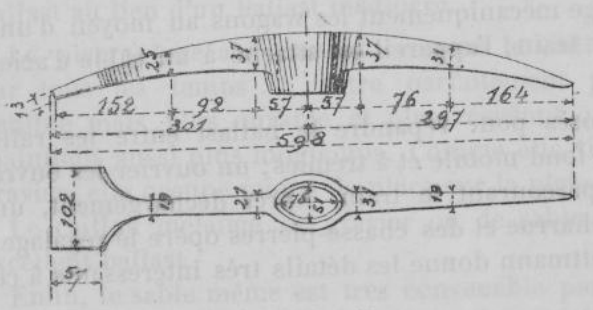


Fig. 31. — Pic à bourrer.

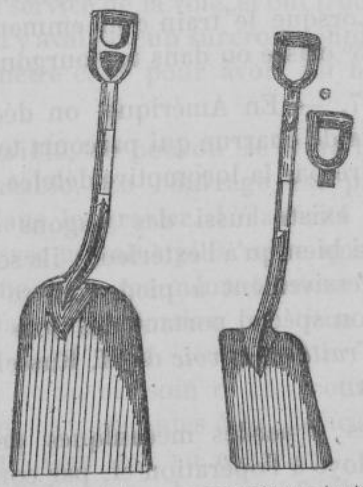


Fig. 33. — Pelles à bourrer employées en Amérique.

Poids, sans manche,
4.200 kilogrammes.

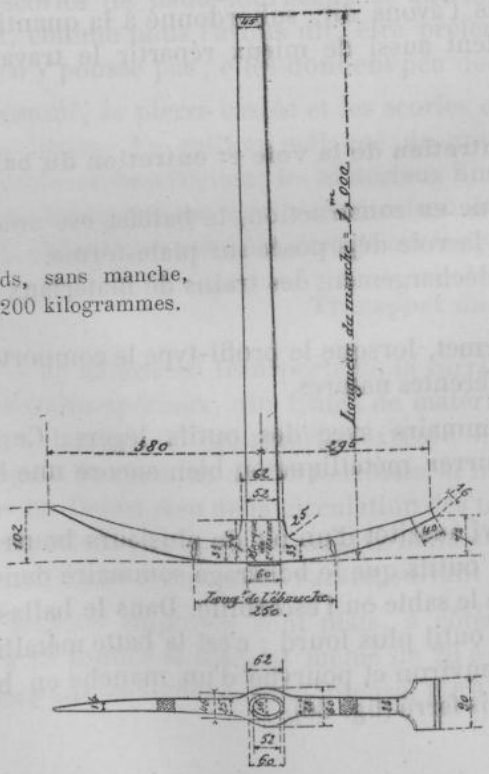


Fig. 34. — Batte à bourrer à pic (Ouest français.)

Poids, sans manche,
4 kilogrammes.

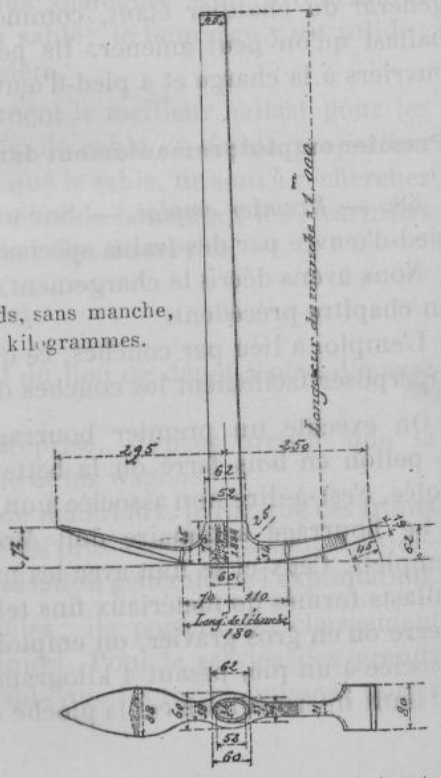


Fig. 35. — Batte à bourrer à feuille de laurier. (Ouest français.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On met quatre hommes à bourrer chaque traverse, de manière à entreprendre le travail à la fois aux deux extrémités et des deux côtés. Aussi deux hommes tiennent-ils la batte de la main droite et les deux autres de la main gauche. Du reste, l'habitude se prend très facilement de se servir indifféremment des deux mains. On obtient ainsi un bourrage uniforme.

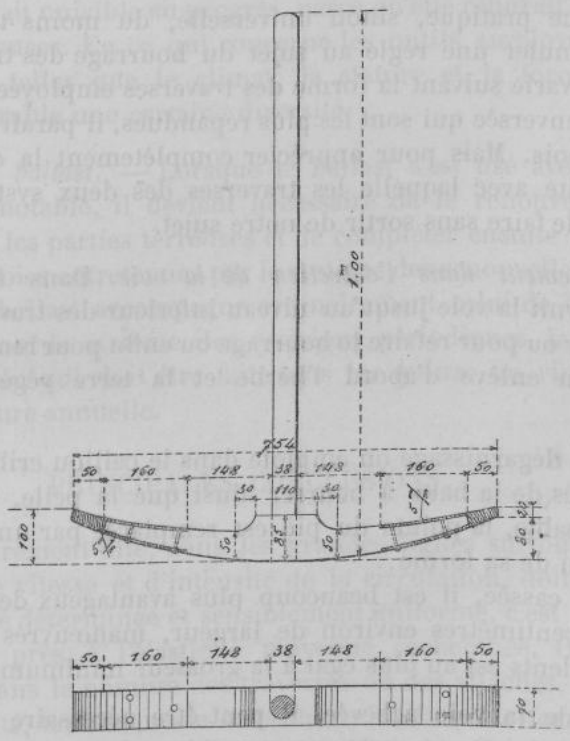


Fig. 36. — Pioche à bourrer, en bois ferré. Poids, 6 kilogrammes.

Le bourrage complet se fait seulement sur une largeur de 25 centimètres environ de chaque côté de chaque rail. Autrement, lorsque le bourrage se trouverait détruit sous les rails et subsisterait sous le milieu de la traverse, la voie prendrait, au passage du matériel roulant, un mouvement de roulis et les traverses usées risqueraient de se briser.

Lorsque le ballast est fin, on recommande d'augmenter le bourrage vers les extrémités de la traverse et de le diminuer dans la région centrale. Lorsqu'il est formé d'un mélange de matériaux gros et fins, on opère d'une manière intermédiaire entre celles qui viennent d'être indiquées.

Dans les scories, le bourrage doit être fait non seulement sous les rails, mais légèrement aussi sous le milieu des traverses.

Convient-il de bourrer les traverses toutes également ou de forcer le bourrage

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

auprès des joints? D'un côté, il y a un certain intérêt à ce que l'élasticité du lit des traverses soit uniforme pour que le travail des éléments de la voie le soit également; mais, d'un autre côté, il y a un intérêt majeur à redresser les extrémités des rails qui fléchissent toujours pour diverses raisons dont la principale est le laminage de leur surface de roulement par le matériel roulant. Il est donc préférable de forcer le bourrage des deux traverses voisines de chacune des extrémités des rails. C'est d'ailleurs une pratique, sinon universelle, du moins très générale. Il est impossible de formuler une règle au sujet du bourrage des traverses métalliques puisque le travail varie suivant la forme des traverses employées. Avec les traverses en forme d'auge renversée qui sont les plus répandues, il paraît plus difficile qu'avec les traverses en bois. Mais pour apprécier complètement la question, il faudrait comparer la facilité avec laquelle les traverses des deux systèmes se débourrent. Nous ne saurions le faire sans sortir de notre sujet.

59. — *Remaniement dans l'entretien de la voie.* Dans l'entretien ordinaire des voies on dégarnit la voie jusqu'au niveau inférieur des traverses pour la visiter ou pour la rectifier ou pour refaire le bourrage ou enfin pour remplacer partiellement les matériaux. On enlève d'abord l'herbe et la terre végétale et on les jette au remblai.

Pour achever le dégarnissage on emploie dans le caillou criblé le pic qui forme l'un des deux côtés de la batte à bourrer ainsi que la pelle. Dans le caillou non criblé et dans le sable, la pointe du pic est remplacée par un outil dit « feuille de laurier » en raison de sa forme.

Dans la pierre cassée, il est beaucoup plus avantageux de se servir de râteaux charrues de 40 centimètres environ de largeur, manœuvrés par trois hommes; l'espacement des dents est au plus égal à la grosseur minimum des pierres.

La réparation de la voie achevée, il peut être nécessaire de cribler le ballast avant le regarnissage. On se sert, pour cribler, de vannettes tenues à la main ou de cribles portatifs plans à grillage métallique, ou enfin de petits cribles cylindriques que l'on fait circuler sur la voie pour les amener à pied-d'œuvre. On doit aussi recasser les morceaux trop gros, parce que les propriétés du ballast sont fondées sur son homogénéité et parce que de trop gros morceaux dans le bourrage peuvent faire danser les traverses; toutefois les gros, morceaux peuvent aussi être mis à part pour former drain ou couche de fondation. Lorsque le cassage des pierres produit des éclats, on munit les hommes de lunettes métalliques.

Le regarnissage s'exécute à la pelle dans le sable et le gravier; dans la pierre on emploie une fourche, ce qui dispense du criblage préalable. Il existe en Amérique des wagons spéciaux qui font le réglage des banquettes en même temps que le curage des fossés.

D'après M. Russel Trattmann, l'Association américaine des *Roadmasters* a arrêté des types d'outils dont les dessins sont donnés dans son traité de la voie. Ne

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

connaissant quelque chose de l'Amérique que par nos lectures, nous ne sommes pas en mesure d'exprimer une opinion à ce sujet, en ce qui la concerne. Certainement la discussion des types d'outils ou d'appareils entre les ingénieurs qui les emploient doit être féconde ; elle présente entre autres avantages celui de provoquer la disparition des divergences qui ne sont pas motivées. Mais, dans l'Europe continentale, nous pensons que l'adoption de types déterminés et en quelque sorte fixes serait nuisible au progrès, parce qu'elle rendrait plus difficiles les modifications avantageuses. En ce qui concerne les outils employés au ballast, les circonstances locales telles que le climat, la stature et la force moyennes des ouvriers, rendent désirable une certaine diversité.

60. — *Entretien du ballast.* — Lorsque le ballast s'est usé avec le temps ou a disparu en quantité notable, il devient nécessaire de le renouveler, c'est-à-dire d'enlever par criblage les parties terreuses et de compléter ensuite le profil avec du ballast neuf. Dans les voies entretenues par le système des renouvellements généraux, le renouvellement du ballast accompagne ordinairement celui de la voie. Dans les voies entretenues suivant le système des revisions périodiques, le renouvellement est une opération isolée qui doit être faite tous les quinze ou vingt ans environ, suivant le taux de l'usure annuelle.

PRINCIPALES CONCLUSIONS.

61. — La voie proprement dite, dans les grandes lignes surtout, eu égard aux conditions actuelles de vitesse et d'intensité de la circulation, doit reposer sur un support d'une élasticité déterminée et sensiblement uniforme, c'est à-dire égale, par exemple, à un quart près, à l'élasticité moyenne recherchée. Or, comme, sauf quelques différences dans le nombre des traverses ou des attaches, le matériel reste le même en tous points, tandis que la consistance de la plate-forme présente une grande variabilité, c'est le ballast qui constitue le véritable régulateur de l'élasticité de la voie et qui l'amène et la maintient au taux convenable.

62. — On peut admettre que, toutes choses égales d'ailleurs, et sur une largeur constante, sa compression est proportionnelle à sa hauteur et à la pression superficielle. Quant à la plate-forme, chacune des couches qui la composent dans l'épaisseur maximum de 3 mètres, à considérer pratiquement, subit une compression proportionnelle à un coefficient dépendant de sa nature, à la pression superficielle en kilogrammes par centimètre carré et à une fonction de l'épaisseur telle que $l(1 + y_2) - l(1 + y_1)$, l désignant un logarithme népérien et y_2 et y_1 les profondeurs, mesurées sur l'axe de la voie, du dessous et du dessus de la couche :

$$A = PC\,[l(1 + y_2) - l(1 + y_1)].$$

On pourrait donc, à l'aide d'un tableau de la compressibilité des plates-formes le plus souvent rencontrées, déterminer la hauteur de ballast la plus convenable en

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

égard à l'élasticité; on serait d'ailleurs conduit parfois à la modifier, par exemple au point de vue de l'action de la gelée.

63. — La résistance du ballast, soit par masse, soit par frottement ou déplacement latéral de la voie est très importante. Il semble que l'élargissement des banquettes ou l'addition d'une couche de ballast sur les traverses l'accroissent très notablement. Cependant, il convient, en général, d'adopter le profil anglais, c'est-à-dire de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités. Mais, lorsque le tracé est défavorable, le renforcement du profil permet d'accroître très efficacement la stabilité de la voie. Enfin, on peut réaliser un nouveau surcroît de stabilité par l'emploi de divers procédés accessoires.

La résistance du ballast au déplacement longitudinal de la voie est encore peu étudiée.

La question de son action chimique sur le matériel fixe ou le matériel roulant n'est pas étudiée, malgré son importance.

Celle du désherbage est controversée. A notre avis, dans les pays où la végétation est active, comme il est très coûteux de tenir la voie complètement purgée d'herbe, il convient de faucher seulement les herbes une ou deux fois par an et de ne les arracher que lorsqu'on travaille la voie; lorsque l'entretien a lieu par revisions périodiques, l'arrachage des herbes accompagne naturellement la revision.

Le taux de l'usure annuelle du ballast varie dans de très grandes proportions, par exemple de 2 à 10 p. c. Si l'on admet celui de 5 p. c. comme moyen, on reconnaît que le renouvellement régulier du ballast comporte une dépense annuelle de même ordre que celui des traverses et des rails et que, par conséquent, l'article ballast doit figurer au même rang dans les budgets.

La détermination du meilleur profil en travers doit être un des principaux résultats d'une étude sur le ballast.

Notre conclusion très ferme est qu'il ne peut pas exister de profil-type unique ni même un nombre restreint de profils-types. La connaissance des propriétés du ballast permet seulement de déterminer rationnellement le profil approprié à chaque situation. Le profil doit varier avec les contrées, avec les réseaux, avec les lignes et même, sur chaque ligne, avec les circonstances locales. On mettra ou non une large banquette de ballast le long du grand rayon des courbes, suivant le rayon et la vitesse. On recouvrira ou non les traverses de ballast pour les préserver des intempéries suivant leur nature ou le climat. La hauteur totale variera avec l'intensité des gelées; la surface sera réglée horizontalement ou avec de fortes pentes, suivant qu'on emploiera de la pierre cassée ou un ballast fin et peu perméable; on établira ou non une fondation suivant la consistance de la plate-forme.

Quelques règles générales peuvent cependant être formulées utilement. Ainsi, dans une ligne de tracé facile, sur plate-forme rocheuse, on mettra 25 à 30 centi-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mètres de ballast sous les traverses, suivant la vitesse. Si le climat est tempéré et si les traverses sont en chêne, il sera inutile de les recouvrir; latéralement, il suffira d'en garnir les abouts.

64. — Lorsqu'on recouvrira les traverses d'une couche de ballast de quelques centimètres pour les préserver, on aura soin, dans la voie Vignoles, de laisser tout le patin du rail bien découvert afin de faciliter la visite des attaches. Lorsque le ballast sera de sable fin, on le recouvrira, autant que possible, d'une couche de pierres cassées ou de galets, ou, au besoin, de petits briquetons fabriqués pour cet usage. La pierre cassée pure sera arasée horizontalement. Le ballast fin et peu perméable sera réglé suivant d'assez fortes pentes transversales, sans qu'il y ait lieu d'hésiter à dégarnir pour cela les bouts supérieurs des traverses. De très nombreux exemples, notamment en Amérique, justifient cette pratique.

La plate-forme sera toujours disposée pour bien assurer l'écoulement des eaux, les pentes transversales variant avec la perméabilité du ballast et l'abondance des eaux.

Le plus souvent, on n'a pas le choix entre divers ballasts, surtout pour les lignes neuves, mais il arrive aussi fréquemment que l'on peut choisir entre des matériaux de qualité inégale et de prix différent.

Le ballast en pierre cassée dure, non gélif, sera considéré comme le meilleur de tous pour les grandes lignes. Son emploi est coûteux, mais le bourrage y est le plus solide. Sur les lignes secondaires bien tracées, les matériaux fins seront, au contraire, avantageux, parce qu'ils sont d'un emploi plus commode. Les scories forment aussi un excellent ballast. Les escarbilles seront réservées, autant que possible pour les voies de garage ou les embranchements industriels. Le gravier extrait à sec ou dans l'eau des carrières ou des rivières sera employé tout venant ou bien criblé partiellement ou intégralement, suivant les circonstances.

65. — Pour l'extraction, le chargement et le répandage du ballast, on dispose aujourd'hui de procédés mécaniques puissants. On trouve notamment en France de belles installations pour l'extraction, le criblage et le lavage du gravier. D'une manière générale, ces procédés seront d'autant plus recherchés que la main-d'œuvre sera plus rare ou plus coûteuse. C'est surtout en Amérique qu'on trouvera des exemples intéressants d'exécution mécanique de travaux ordinairement manuels.

Paris, février 1900.

Désigné le 4 mai 1897 comme rapporteur particulier pour tous les pays, à l'exception de l'Amérique, et comme rapporteur général, nous avons dû nous mettre en mesure de terminer notre tâche à la date du 1er septembre 1899 qui nous était assignée.

Comme cette date approchait sans que le rapporteur particulier pour l'Amérique fût encore désigné, nous avons cherché à combler cette lacune. Aussi, notre rapport

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

était-il presque terminé lorsque M. Feldpauche a été nommé Nous venons de prendre connaissance de son rapport avec beaucoup d'intérêt. Si nous n'y trouvons rien qui soit de nature à modifier nos conclusions, nous croyons devoir signaler les renseignements très intéressants qu'il donne sur les concasseurs de pierres et sur le criblage et le triage des produits, ainsi que la description des expériences instituées pour déterminer la grosseur la plus convenable pour la pierre cassée et en attendant l'achèvement de ces expériences la discussion aussi complète que possible de cette question.

Paris, le 4 avril 1900.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE I.

Questionnaire détaillé relatif à la question IX.

1. Profil en travers, cote du ballast, suivant le type le plus récemment arrêté ; s'il est employé plusieurs profils-types, indiquer à quelles catégories de lignes ou de parties de lignes s'applique chaque profil.

2. Diverses natures de ballast employées : sable, caillou, pierre cassée, scories et autres ballasts artificiels. Dimensions maximums et minimums admises en pratique pour le caillou, la pierre cassée et les autres ballasts.

3. Modes d'extraction, de criblage, de lavage et de cassage à la main ou à la machine. Indiquer dans quels ouvrages ils sont décrits.

Approvisionnement et emploi en régie ou à l'entreprise; avantages et inconvénients de l'un et l'autre système.

4. Durée et usure normales du ballast, suivant sa nature, l'intensité de la circulation, le climat, etc.

5. Élasticité relative des diverses sortes de ballast. Expériences faites sur la répartition de la pression sur la plate-forme, et notamment sur la forme du volume de ballast qui répartit effectivement la pression des traverses, en tenant compte du bourrage.

6. Observations et expériences concernant les actions chimiques et mécaniques du ballast sur le matériel fixe de la voie et sur le matériel roulant et, par exemple, l'action de certains ballasts sur les traverses injectées; usure des coussinets ou selles par le sable; moyens employés pour atténuer l'action du ballast sur le matériel fixe : selles en feutre, en bois ou en liège; sous les selles métalliques ou sous les coussinets; couche de pierre cassée répandue à la surface du ballast sableux.

7. Divers modes de bourrage; outils employés pour le bourrage suivant la nature du ballast; qualités des diverses sortes de ballast au point de vue du bourrage.

8. Procédés mécaniques ou chimiques employés pour empêcher la végétation de se développer dans le ballast. Quelle importance convient-il d'attacher au désherbage des voies principales ou de garage, suivant les circonstances.

9. Modes d'assainissement du ballast; saignées, criblages, à l'exclusion de l'assainissement de la plate-forme, qui ne rentre pas dans l'objet de cette étude.

10. Considère-t-on comme utile de conserver une légère couche de ballast au-dessus de toutes les traverses en bois, ou seulement de certaines catégories de traverses en bois, pour les préserver des intempéries?

11. Expériences faites sur la résistance de la voie aux déplacements transversaux lorsqu'on fait varier la nature ou le profil du ballast. Expériences sur l'élasticité relative des diverses sortes de ballast.

12. Systèmes employés pour accroître la résistance de la voie aux déplacements transversaux en rendant son déplacement solidaire de celui de tout ou partie du ballast, par exemple, à l'aide de palettes, madriers, etc.

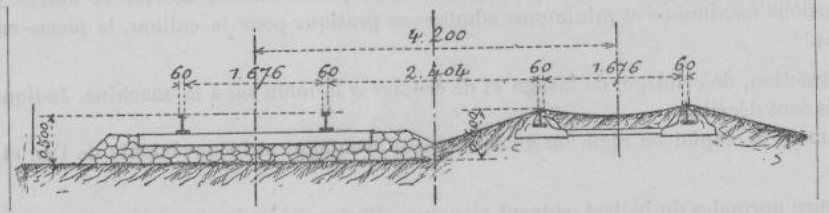
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE II.

Résumé des réponses des administrations au questionnaire détaillé relatif à la question IX.

République Argentine.

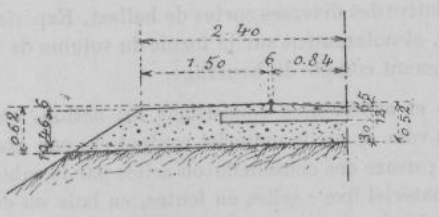
Buenos-Ayres Great Southern Railway.



Profil entre San-Vincente et Altamirano : pierre cassée avec traverses en bois dur et ballast en terre végétale noire.

Central Argentine Railway.

Profil type général.



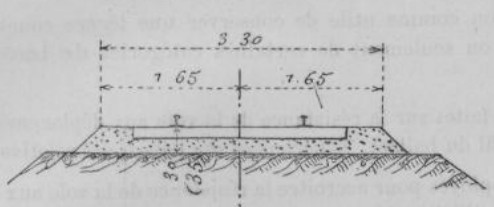
Ballast : terre végétale noire, renouvelée chaque année, dans la proportion de 10 p. c. environ.

Autriche-Hongrie.

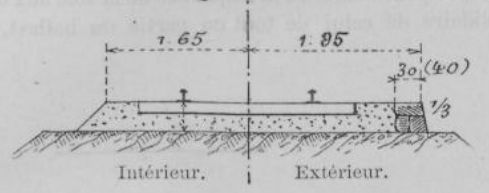
A. — Autriche.

Chemins de fer de l'État.

En alignement



En courbe.



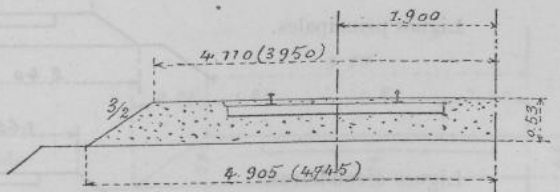
Gravier d'alluvions ou pierre cassée à l'anneau de 0m06 (grosseur minimum 0m015). L'épaisseur du ballast, fixée normalement à 0m30, est portée à 0m35 dans les tranchées rocheuses.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

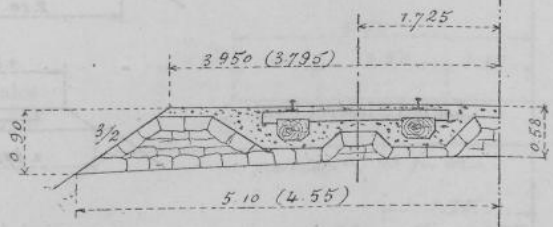
Chemins de fer du Sud de l'Autriche.

Ligne de Vienne à Trieste.

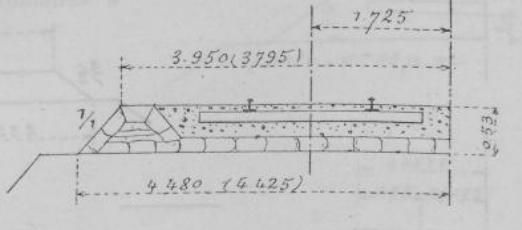
Section : Vienne-Gloggnitz.



Section : Gloggnitz.



Section : Laibach-Trieste.

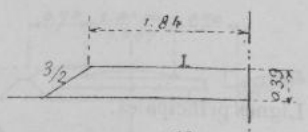


Gravier et pierre cassée à l'anneau de 0m05.

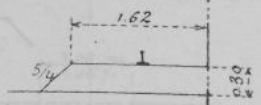
Les cotes entre parenthèses sont applicables aux tranchées.

Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'Etat.

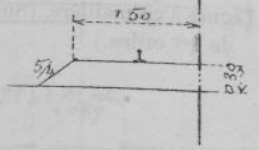
Lignes principales de 1er rang.



— — 2e —

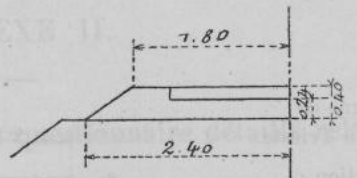
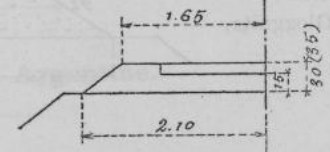
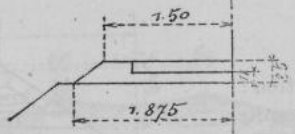
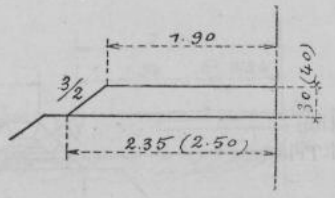


Chemins de fer secondaires.

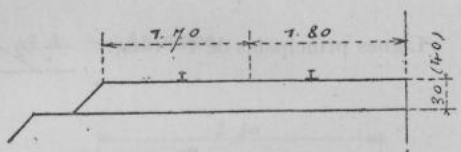
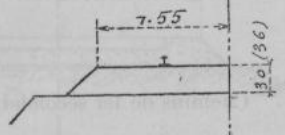
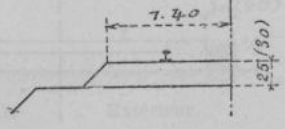


Gravier d'alluvions ou de carrière, pierre cassée à l'anneau de 0m05, ou enfin scories.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer du Nord Empereur Ferdinand.	Lignes principales.		Gravier d'alluvions ou de carrière criblé, mélangé de grès et de calcaire.
	Lignes secondaires.		Gravier d'alluvions ou de carrière non criblé, mélangé de sable.
	Lignes d'intérêt local.		Idem.
Chemin de fer Nord-Ouest autrichien et Jonction Sud-Nord allemande.			Calcaire, gneiss et granit ou basalte; parfois gravier d'alluvions ou de carrière. L'épaisseur est portée à 0m50 dans les tranchées très profondes.

B. — Hongrie.

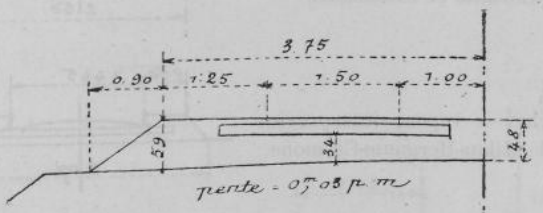
Chemins de fer de l'État.	Lignes principales.		Calcaire et trachyte concassés; caillou de rivière ou de carrière à l'anneau de 0m05 ou de 0m07, avec 20 ou 30 p. c. de sable.
	Lignes à crémaillère. (Superstructure de 1er ordre.)		Idem.
	Lignes de 2e ordre et chemins d'intérêt local.		1/3 de caillou comme ci-dessus et 2/3 de sable.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Belgique.

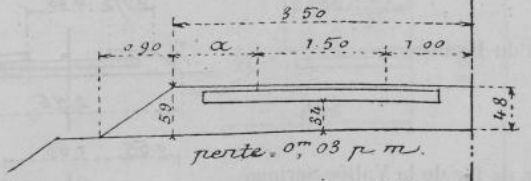
Chemins de fer de l'État.

Voies principales à circulation rapide.



Porphyre de Quenast (diorite quartzifère) de 0m02 à 0m06.
Grès concassés.
Pierraille calcaire.
Cendrées et laitier granulé.

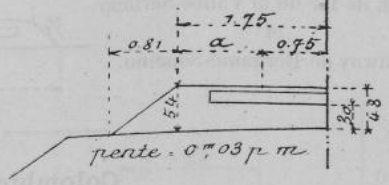
Voies principales ordinaires à double voie.



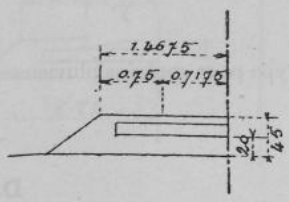
En alignement ou vers l'intérieur des courbes : $a = 1^m00$.

Vers l'extérieur des courbes : $a = 1^m25$.

Voies principales ordinaires à simple voie.



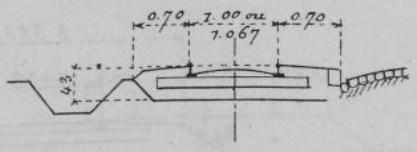
Chemins de fer de Hasselt à Maeseyck.



Gravier de Campine (tout venant).

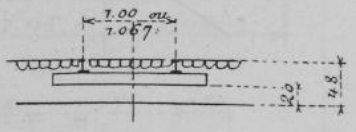
Société Nationale des chemins de fer vicinaux.

Voies en accotement.



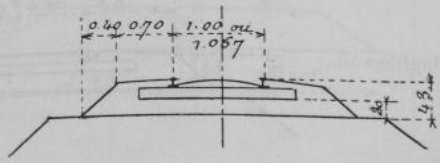
Cendrées d'usines et laitier.
Gravier de rivière.
Porphyre quartzeux cassé à l'anneau de 0m06.

Voies en pavage.

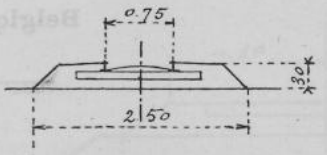
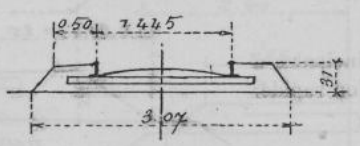
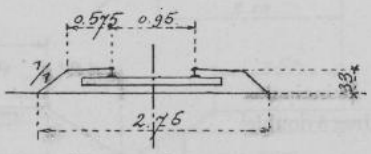
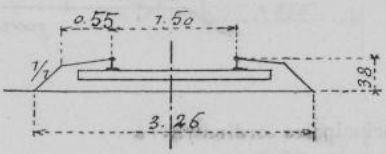


Sur quelques lignes, la couche de fond est formée d'éclats de porphyre de 15 × 15 × 6 (épr).

Voies sur plate-forme indépendante.



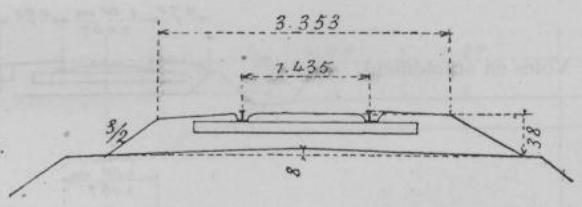
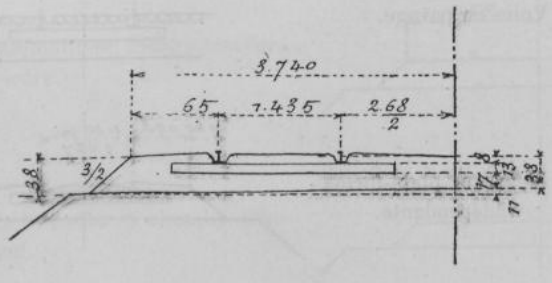
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Société générale de chemins de fer économiques (lignes en Italie).	Chemins de fer économiques de Bari-Barletta et extensions.		Pierres cassées de 0m03 à 0m07. En accotement sur route, la largeur du ballast est réduite à 1m70.
	Tramways à vapeur interprovinciaux de Milan-Bergame-Crémone.		Caillou de 0m015 à 0m03.
	Réseau du Biellais.		Caillou des torrents, à l'anneau de 0m07.
	Chemin de fer de la Vallée Seriana et Tramway de Bergame-Soncino.		Caillou des torrents ou pierre cassée à l'anneau de 0m07 (minimum 0m03).

Colombie.

Cartagena-Magdalena Railway.	Type pour contrées pluvieuses.		Ballast extrait d'un gisement de conglomérat blanc, partiellement décomposé.

Danemark.

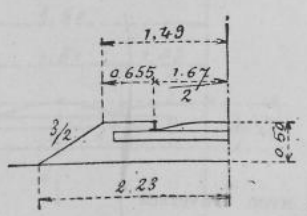
Chemins de fer de l'Etat.	Voie unique.		Gravier tout venant.
	Double voie.		

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Espagne.

Chemins de fer du Nord de l'Espagne.

Profil-type.

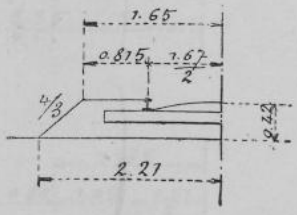


Gros gravier et pierre cassée à l'anneau de 0m07 à 0m08 (couche inférieure).

Gros gravier et pierre cassée à l'anneau de 0m06 (couche supérieure).

Chemins de fer de Madrid à Saragosse et à Alicante.

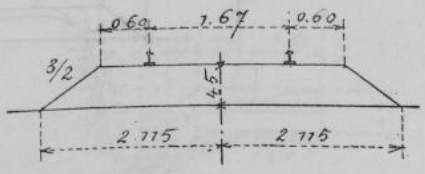
Profil-type.



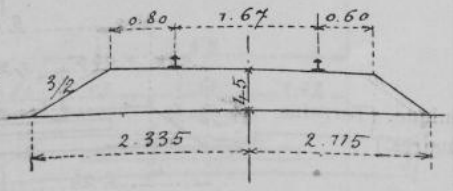
Gravier de rivière et pierre cassée à l'anneau de 0m06.

Chemins de fer de Medina del Campo à Zamora et de Orense à Vigo.

Profil pour alignements ou pour courbes de rayon supérieur à 300 mètres.



Profil pour courbes de rayon égal ou inférieur à 300 mèt.



Sable granitique, caillou et pierre cassée à l'anneau de 0m08.

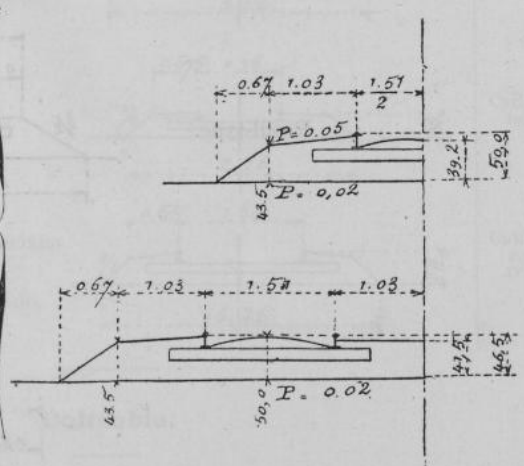
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

France, Algérie et colonies.

A. — France.

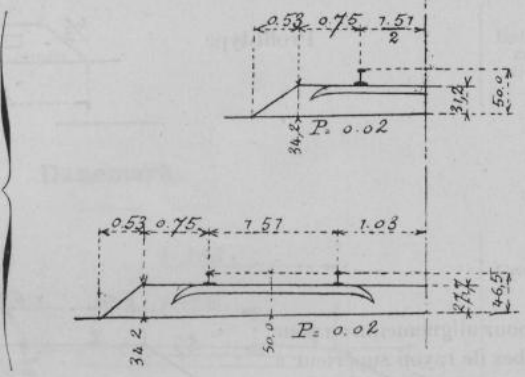
Chemins de fer de l'État.

Profils avec traverses en bois et coins en bois.



Gros sable des dunes de l'océan.
Sable de rivière.
Sable de carrière mélangé de pierrailles.
Pierre cassée à l'anneau de 0m06 (minimum : 0m02).

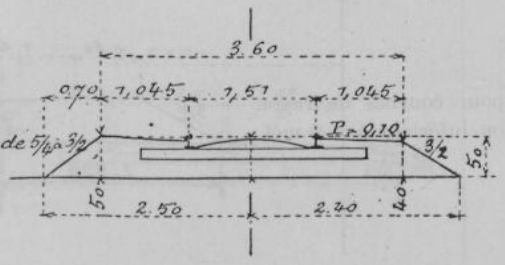
Profils avec traverses métalliques et coins métalliques.



Ces deux profils sont appliqués étendus progressivement aux voies armées de traverses en bois, au fur et à mesure du remplacement des coins en bois par des coins métalliques.

Chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée.

Voie unique. (Terrains ordinaires.)



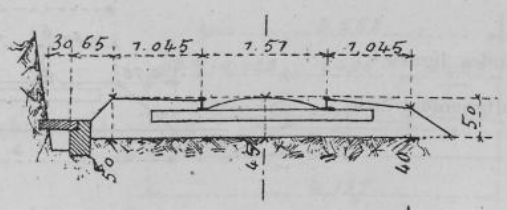
Nota. — La partie des deux premiers quis indique l'ancien fil, avec ballast peu méable et en pente ficielle pour conduire eaux vers le talus fossé latéral.

La partie gauche repré le profil actuel, avec last, perméable bonne qualité.

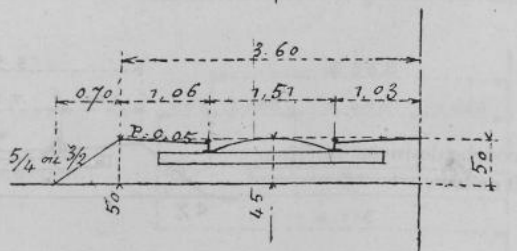
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée. *(Suite.)*

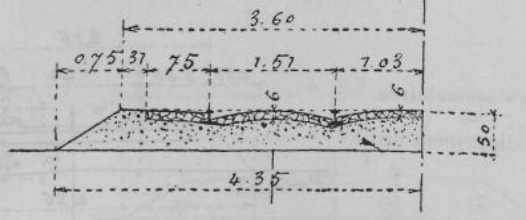
Voie unique. (Déblai dans le roc.)



Double voie.



Double voie. (Ballast en sable fin recouvert de pierres cassées.)

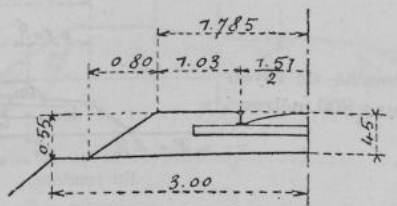


Diverses sortes de ballast :

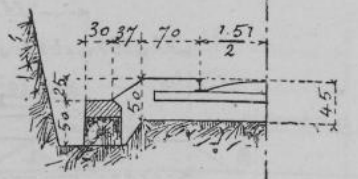
Sable de rivière ou de carrière.
Gravier criblé ou tout venant.
Caillou.
Pierre cassée (calcaire, granit, porphyre, basalte).
Minimum : 0m02.
Maximum : 0m08 à 0m10.

Chemin de fer de Paris à Orléans.

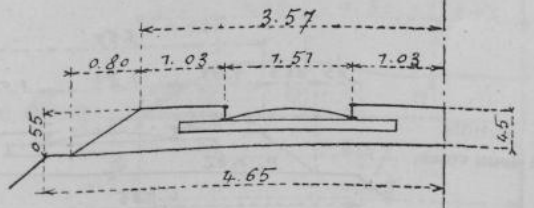
Voie unique. (Terrains ordinaires.)



Voie unique. (Déblai dans le roc.)



Double voie.



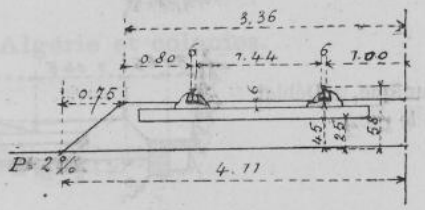
Sable tout venant d'alluvions et de carrière.
Gravier et cailloux
Pierres cassées (calcaire, granit).
Pouzzolanes.
Laitier de forge.
Scories de machines.
} à l'anneau de 0m04.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

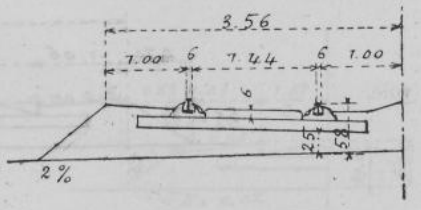
Chemins de fer de l'Ouest.

Grandes lignes.

1° En alignement droit.

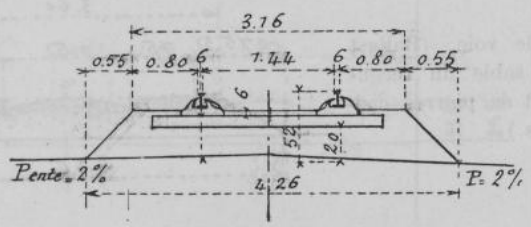


2° En courbe de rayon inférieur à 800 mètres.

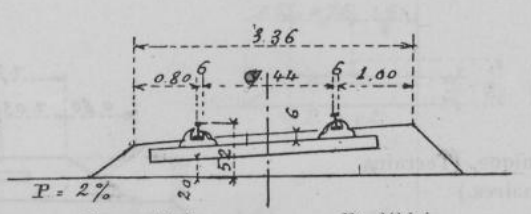


Lignes secondaires.

1° En alignement droit.



2° En courbe de rayon inférieur à 800 mètres.



En remblai. En déblai.

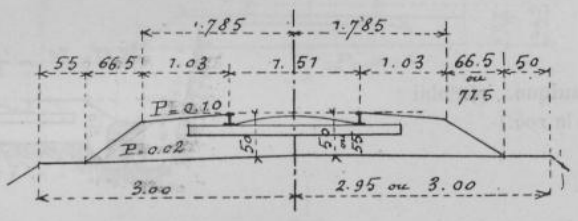
1° Gravier extrait des alluvions anciennes du lit de la Seine et des autres petits bassins de la région. Ce gravier est employé tout venant ou criblé, suivant la proportion de sable qu'il contient.
Dimension maximum :

2° Ballast en pierres cassées, silex, grès quartzeux, grès dur (dimensions variant de 0m05 à 0m08), calcaire, granit (jusqu'à 0m07).

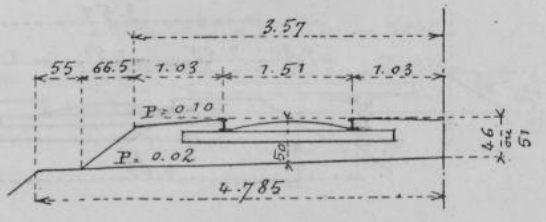
3° Laitier et scories diverses, très rarement employées et datant de l'ouverture de quelques sections anciennes.

Chemins de fer de l'Est.

Profils à une voie.



Profils à deux voies.



Gravier de rivière à fin neau de 0m05 ou 0m0

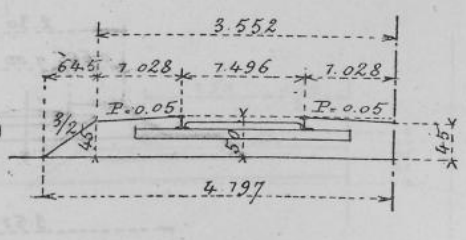
Pierre calcaire cassé 0m06 ou 0m07.

Laitier de forges à

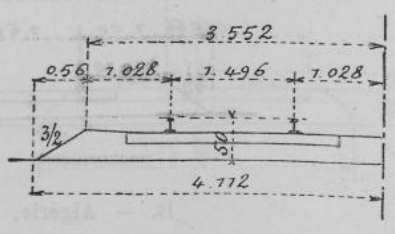
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemins de fer du Nord.

Profil français. (Établissemt.)



Profil anglais. (Entretien.)

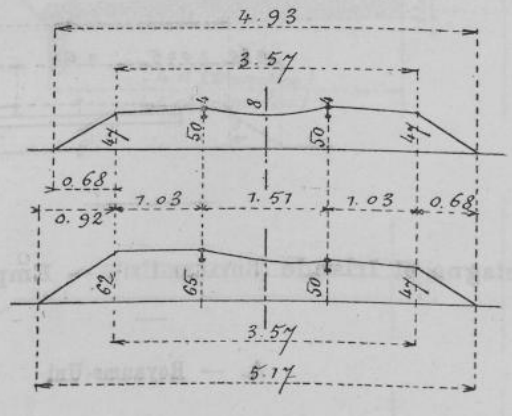


Cailloux de silex lavés.
Laitier de haut-fourneau de 0m01 à 0m10.
Pierre cassée de 0m02 à 0m07.

Chemins de fer du Midi.

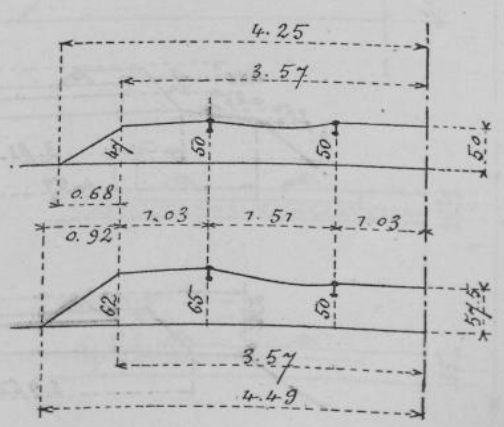
En alignement.

En courbe avec dévers de 0m15.



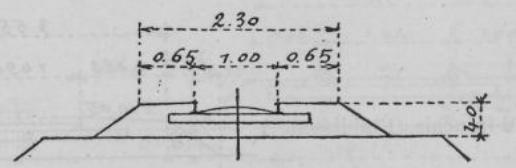
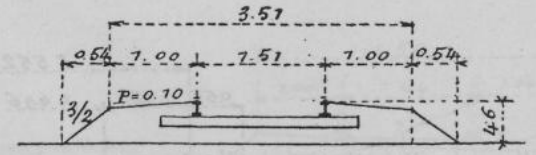
En alignement.

En courbe avec dévers de 0m15.

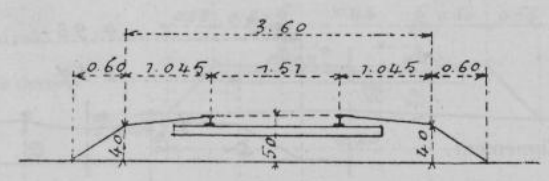


Gravier de rivière à l'anneau de 0m08.
Pierre calcaire cassée à l'anneau de 0m08.
Sable des Landes.
Sable de mer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

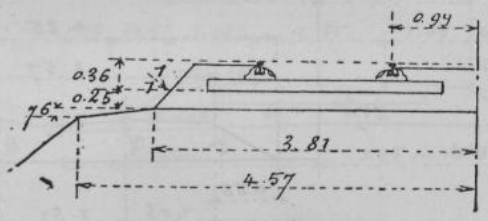
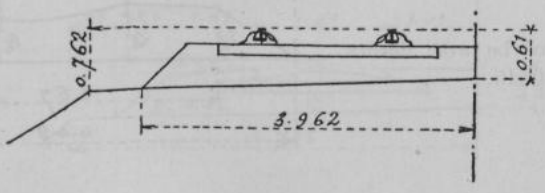
Compagnie Meusienne de chemins de fer.		Gravier calcaire et sableux de l'Ornain, à l'anneau de 0m08. Pierre calcaire cassée à l'anneau de 0m08.
Chemin de fer de Somain à la frontière belge (Compagnie des mines d'Anzin).		Laitier des hauts-fourneaux concassé de 0m02 à 0m05.

B. — **Algérie.**

Chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée (réseau algérien).		Gravier schisteux et terreux des torrents. Pierre calcaire cassée de 0m06 à 0m07.

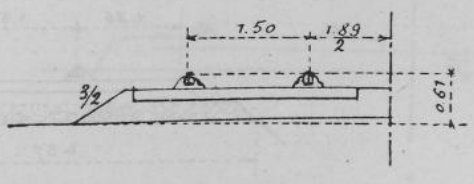
Grande-Bretagne et Irlande (Royaume-Uni). — Empire des Indes et colonies.

A. — **Royaume-Uni**

Great Western Railway.		Pierre cassée et scories de 0m05 de grosseur maximum. Gravier.
London & North Western Railway.		Gravier, laitier de hauts-fourneaux, cendrées, granit concassé. Grosseur variable de 0m03 à 0m05.

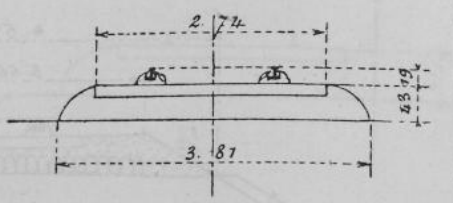
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

North Eastern Railway.



Cendrées de fours à coke et laitier de hauts-fourneaux.

North British Railway.

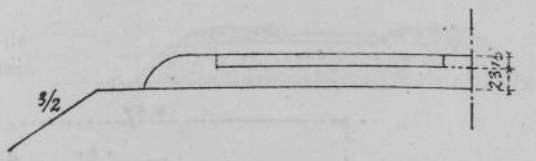


Laitier de hauts-fourneaux.
Cendrées de locomotives et de générateurs.
Pierre cassée et gravier d'alluvions.

Midland Railway.

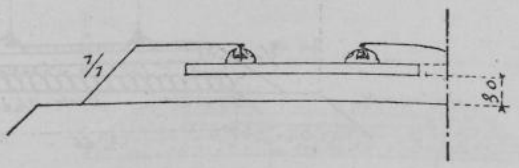
Ballast supérieur : laitier menu ou gravier.
Ballast inférieur : laitier dur ou pierre cassée (granit, etc.) de 0m05.

Caledonian Railway.



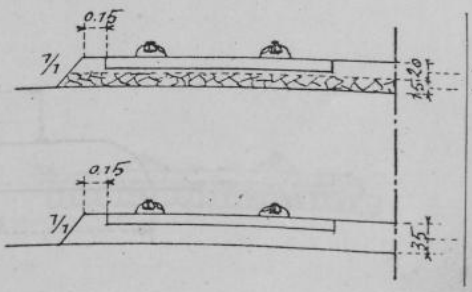
Laitier de hauts-fourneaux concassé en morceaux de 250 grammes au plus.

Great Eastern Railway.



Gravier tout venant.
Laitier concassé, quand la plate-forme est marécageuse.

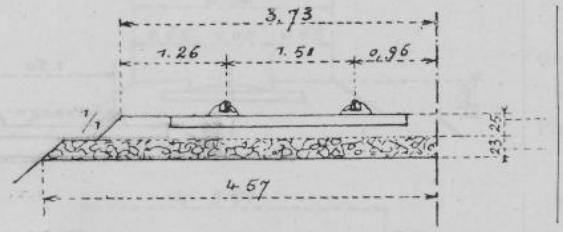
Great Northern Railway.



Laitier concassé, grosseur : 0m04 à 0m05.
Laitier concassé, grosseur : 0m015.
Gravier criblé, grosseur : 0m05.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

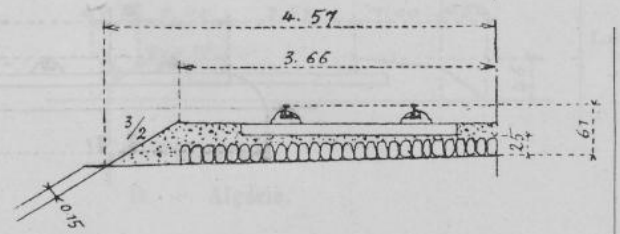
London & South Western Railway.



Gravier fin et criblé.

Pierre calcaire dure à l'[illegible] neau de 0m05.

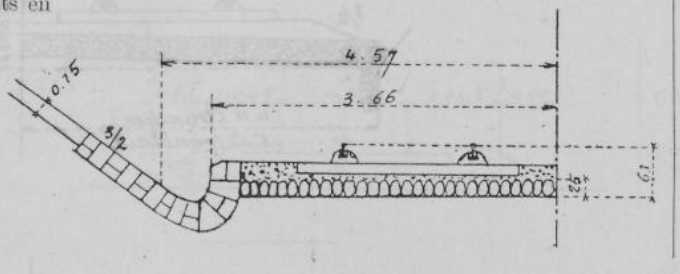
Lancashire & Yorkshire Railway.



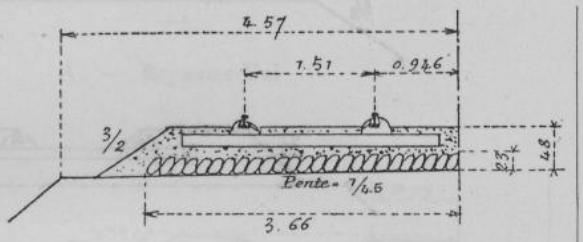
Scories et cendrées d'usi[illegible]

Couche inférieure en [illegible] ses pierres.

Revètements en gazon.



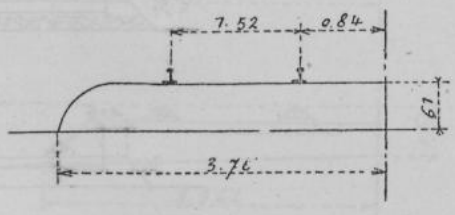
Manchester, Sheffield & Lincolnshire Railway.



Scories concassées, [illegible] drées de machines.

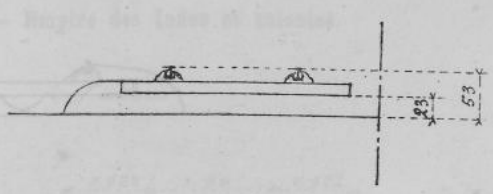
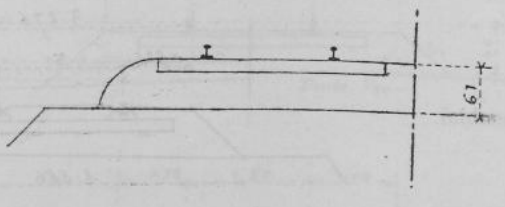
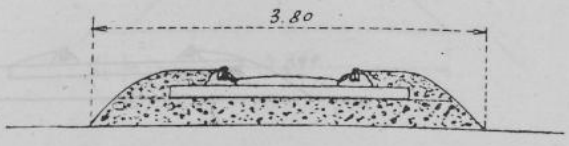
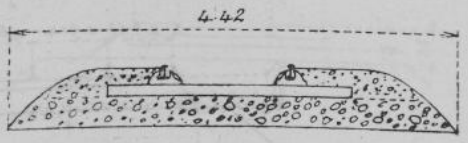
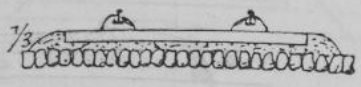
Couche inférieure en [illegible] ses pierres.

Great Northern Railway (Ireland).



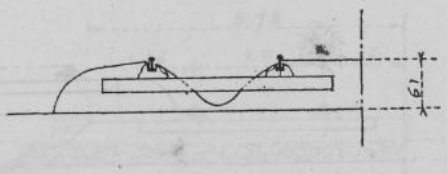
Pierre cassée, gravier[illegible] escarbilles.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Glasgow & South Western Railway.		Scories concassées, de 0m019 à 0m057 maximum.
Midland Great Western Railway of Ireland.		Gravier criblé. Pierre cassée.
Cambrian Railways.		Déchets de l'extraction des mines de plomb, exempts de gangue. Gravier d'alluvion. Escarbilles.
Great North of Scotland Railway. — Avec rails de 36.3 kilogrammes.		Couche supérieure : gravier fin. Couche inférieure : gravier criblé.
Great North of Scotland Railway. — Avec rails de 40.8 kilogrammes.		Couche supérieure : granit de 0m05. Couche inférieure : granit de 0m178.
Belfast & Northern Counties Railway.		Basalte, en gros blocs, ou concassé à 0·05, pour la couche supérieure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Taff Vale Railway.

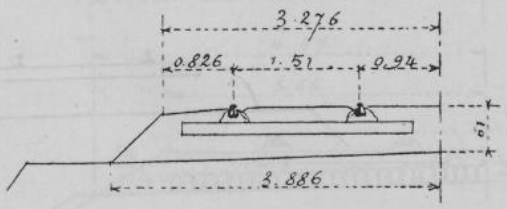


Scories de hauts-fourneaux

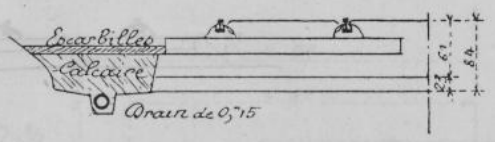
Gravier et pierre cassée.

London, Tilbury & Southend Railway.

En remblai.



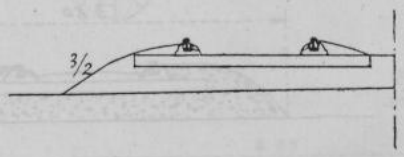
Dans les tranchées humides.



Couche supérieure : sable de carrière, gravier, fragment d'argile brûlée ou escarbilles.

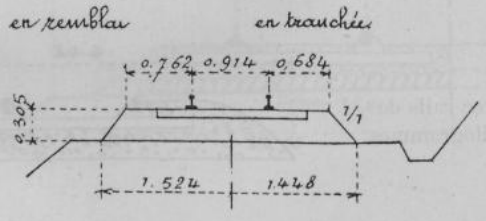
Couche inférieure : gros fragments de calcaire, d'argile brûlée ou de briques.

Metropolitan District Railway.



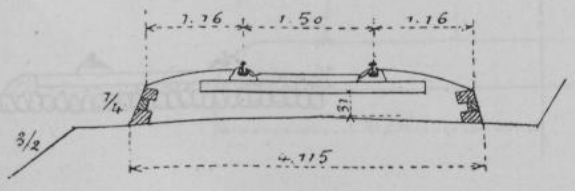
Gravier.
Sable, caillou et pierre cassée.
Escarbilles.

Isle of Man Railway.



Gravier, sable, pierre cassée.
Escarbilles.

Rhondda & Swansea Bay Railway.

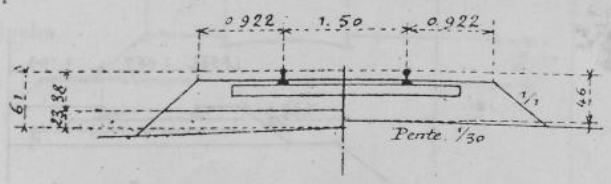
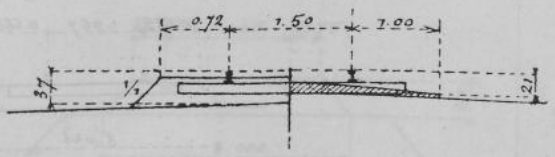
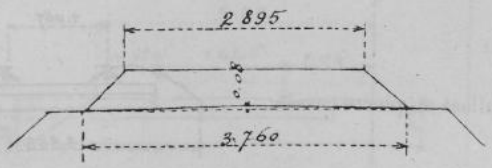


Couche supérieure : laitier cassé fin et cendrées.

Couche inférieure : laitier et pierres en gros morceaux (0m23).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

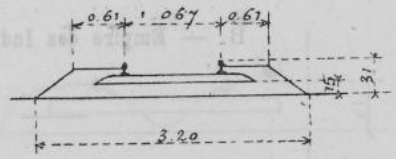
B. — Empire des Indes et colonies.

New South Wales Government Railways.	Lignes de 1re et de 2e classe.		Couche supérieure : basalte, trachyte ou calcaire, cassé à 0m06. Couche inférieure : cailloux de 0m10 (sur les lignes principales seulement).
	Lignes de 3e et de 4e classe.		
Cape Government Railways.			Gravier d'alluvions : calcaire concassé, caillou.
New Zealand Government Railways.			Sable de rivière ou du bord de la mer. Pierres cassées (calcaire, basalte, lave) à l'anneau de 0m05.
South Australian Government Railways.	Voie normale.		Sable, gravier et pierre dure, cassée à 0m05 (0m04 avec les traverses métalliques).

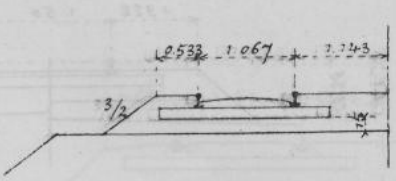
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

South Australian Government Railways. (*Suite.*)

Voie étroite.
(Traverses en acier.)

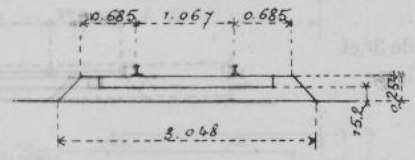


West Australian Government Railways.



Galet ou pierre cassée à l'anneau de 0m05.

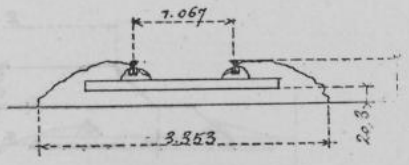
Tasmanian Government Railways.



Gravier criblé ou pierre cassée à l'anneau de 0m05.

Natal Government Railways.

Ballast en pierre cassée.

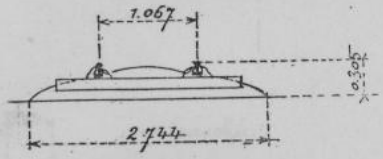


Basalte ou roche concassée à l'anneau de 0m034.

Couche inférieure en morceaux de 0m114.

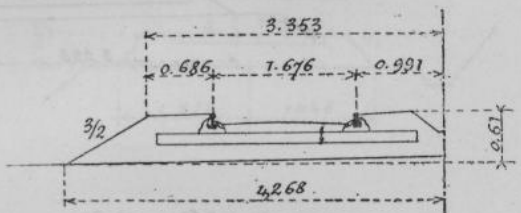
Sable de mer.

Ballast en sable.



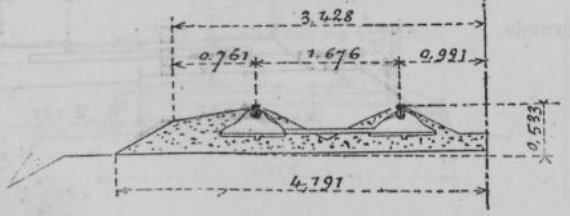
East Indian Railway.

Avec traverses en bois.



Pierre cassée à l'anneau de 0m064.

Avec traverses métalliques.

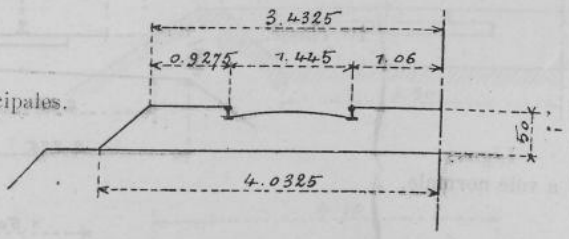


Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

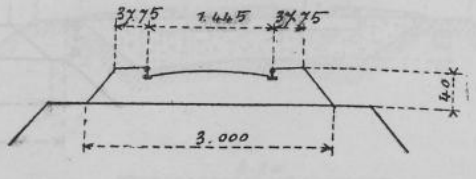
Italie.

Chemins de fer de la Méditerranée.

Lignes principales.



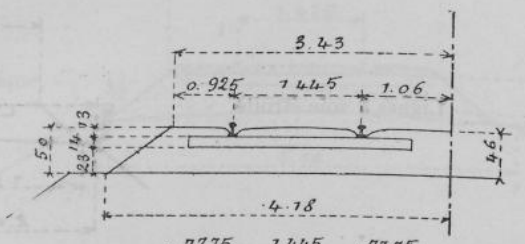
Lignes secondaires.



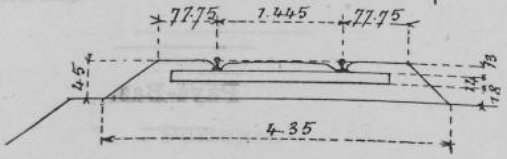
Cailloux des torrents.
Galets.
Pierre cassée à l'anneau de 0m06.

Chemins de fer méridionaux (réseau de l'Adriatique).

Lignes principales.



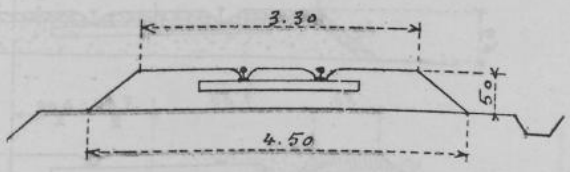
Lignes secondaires.



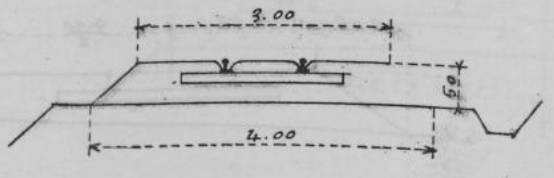
Caillou et pierre cassée à l'anneau de 0m06 (minimum : 0m02.)

Chemins de fer de la Sicile.

Lignes principales.



Lignes secondaires.



Calcaire compact concassé à l'anneau de 0m06 (minimum : 0m02).
Grès dur et gravier de mer.

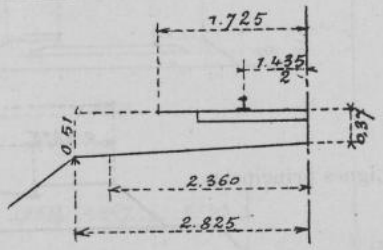
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Norvège.

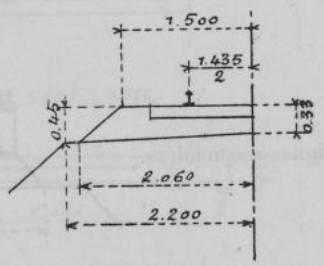
Chemins de fer de l'État.

Lignes à voie normale.

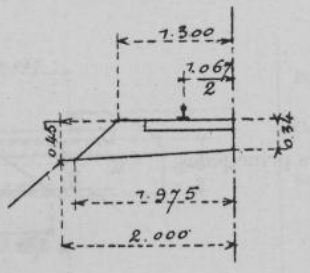
1re classe.



2e classe.



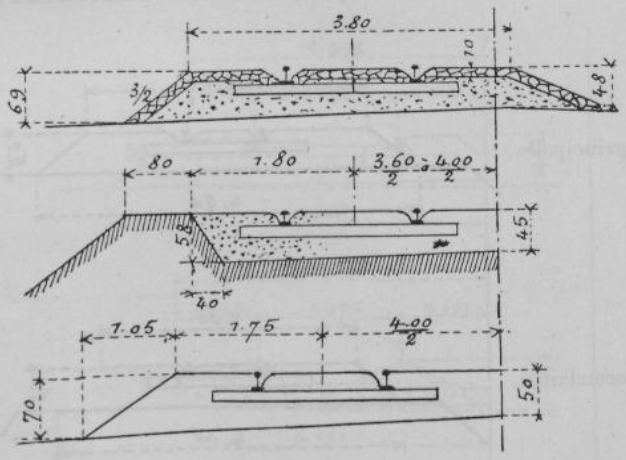
Lignes à voie étroite.



Caillou (gravier ordinaire)
Pierre cassée à 0m03 et 0m

Pays-Bas.

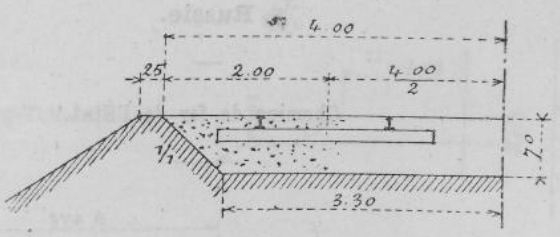
Compagnie pour l'exploitation des chemins de fer de l'État néerlandais.



Gravier.
Sable pur, recouvert d'une couche de gravier gro
0m03 à 0m04.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

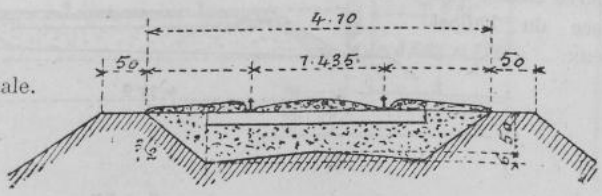
Chemin de fer Hollandais



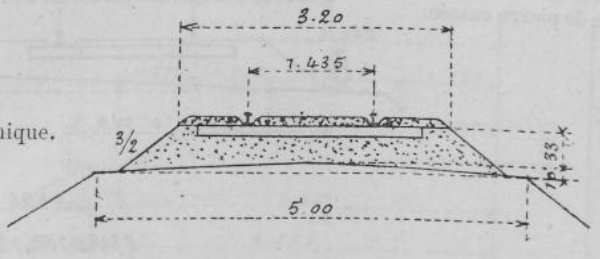
Sable pur, dragué dans le Rhin et recouvert d'une couche de gravier épaisse de 0m015.

Chemin de fer central néerlandais.

Voie normale.



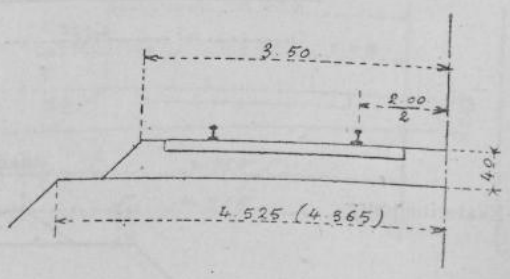
Voie économique.



Sable fin recouvert de gravier.

Portugal.

Compagnie royale des chemins de fer portugais.



Sable et caillou.
Pierre cassée, calcaire : 0m05 à 0m08.
Pierre cassée, basalte : 0m03 à 0m05.

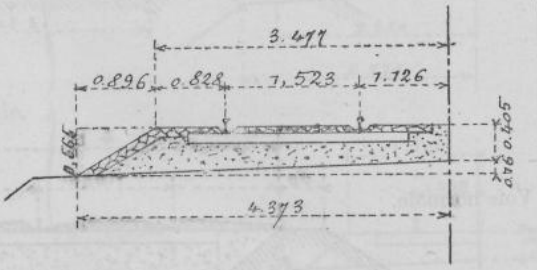
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Russie.

Chemins de fer de l'État.

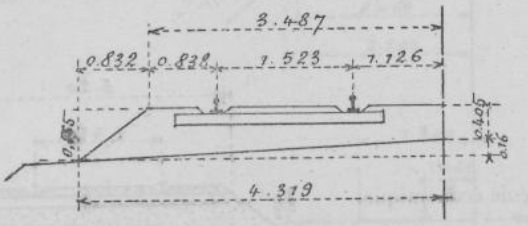
Sud-Ouest (État).

Profil avec une couche de pierre cassée à la surface du ballast sableux.

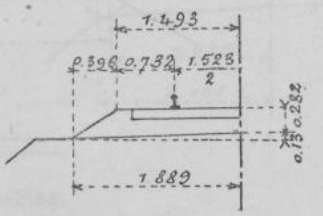


Épaisseur moyenne de la couche de pierre cassée : 0m12.

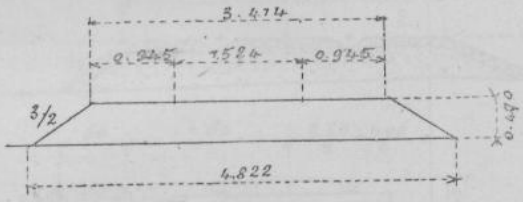
Profil sans la couverture de pierre cassée.



Lignes secondaires



Koursk-Kharkov-Sébastopol (État).



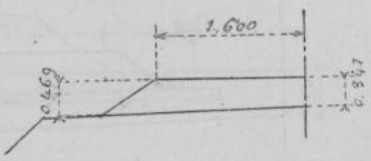
Sable fin et gravier mar… mélangé de coquillages.

Cendrées.

Le ballast en sable … recouvert de 0m07 … pierre cassée.

Catherine (État).

Perm-Ekaterinabourg.



Sable.

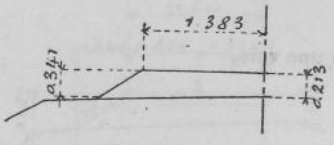
Caillou.

Scorie de cuivre (en petite quantité).

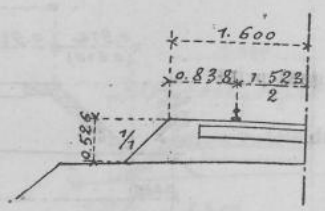
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Catherine (État). *(Suite.)*

Ekaterinabourg-Tchelabinsk.



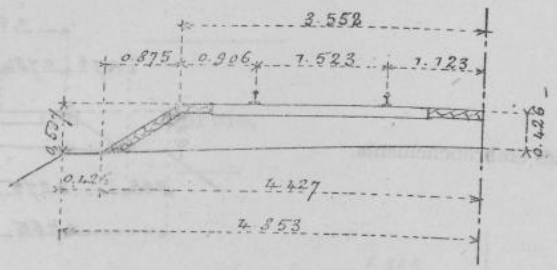
Transcaucase (État).



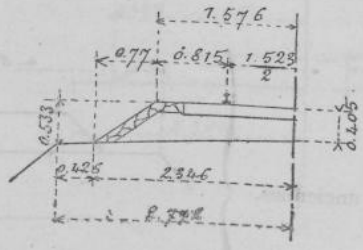
Sable et cailloux.
Le ballast en sable fin est recouvert d'une couche de pierre cassée à l'anneau de 0m07.

Moscou-Koursk, Nijni et Mourom (État).

Moscou-Nijni.
Moscou-Koursk.
(Partie à deux voies.



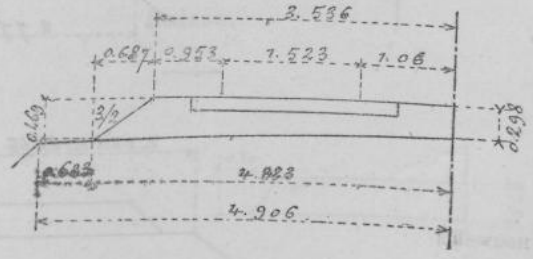
Moscou-Koursk (partie à une voie).
Ligne de Mourom.



Ballast inférieur : sable de carrière ou de plaine.
Ballast supérieur : pierres cassées de 0m04 à 0m06, grès, etc., sur une épaisseur de 0m035 formant couverture.

Baltique et Pskov-Riga (État).

Profil à deux voies.

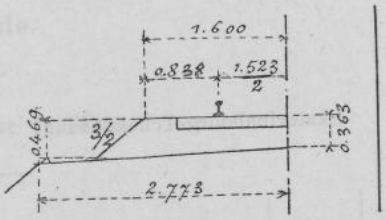


Ballast en sable.
Essai de blocaille de granit pour la couche supérieure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

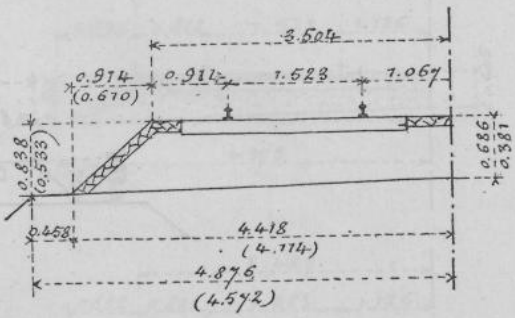
Baltique et Pskov-Riga (État). (*Suite.*)

Profil à une voie.



Nicolas (État).

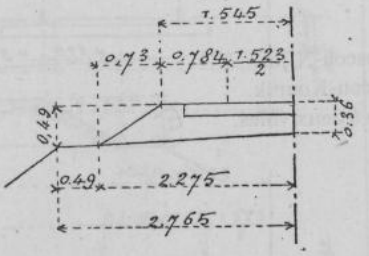
Profil des lignes principales.
Déblais (remblais).



Sable siliceux.

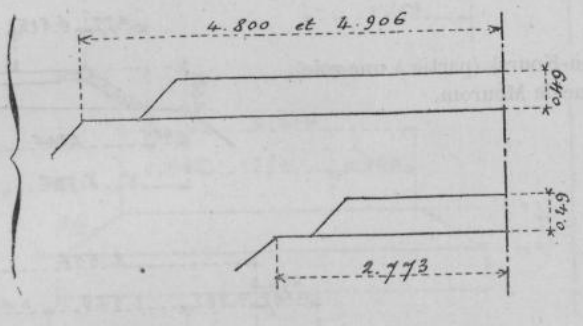
La couverture (épaisseur 0m102) est en pierres cassées de 0m038 à 0m063.

Profil des embranchements.

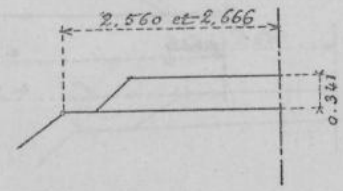


Riazane-Ouralsk.

Lignes anciennes.

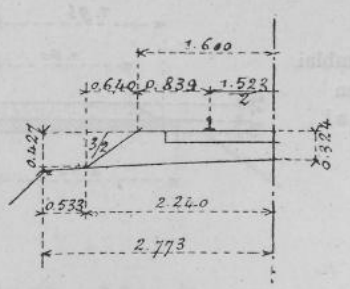
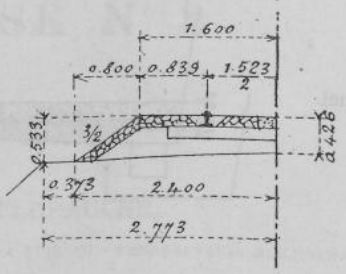


Lignes nouvelles

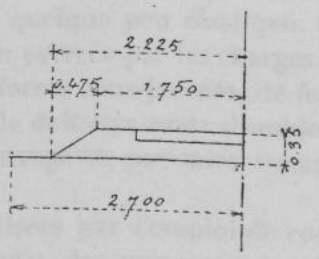


Sable de l'Oural recouvert de cailloux à l'anneau 0m06.

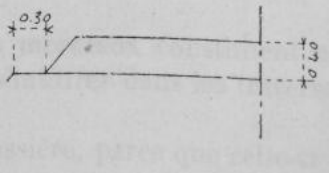
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Vladicaucase.		Couche supérieure : cailloux d'alluvions et pierre cassée. Couche inférieure : sable et gravier, épaisseur variant de 0m213 à 0m852.
Dombrova-Ivangorod.		Sable siliceux recouvert de 0m085 de pierre cassée (marbre ou grès de 0m038 à 0m063).

Serbie.

Chemins de fer de l'État.		Gravier tout venant. Pierre cassée à 0m05.

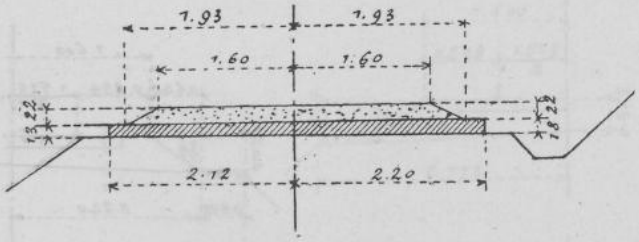
Suisse.

Chemin de fer central suisse.		Gravier contenant jusqu'à 15 et 20 p. c. de sable. Assise inférieure en gros cailloux sur 0m10 d'épaisseur. Dans les mauvais terrains, la couche de ballast a jusqu'à 0m60 d'épaisseur.

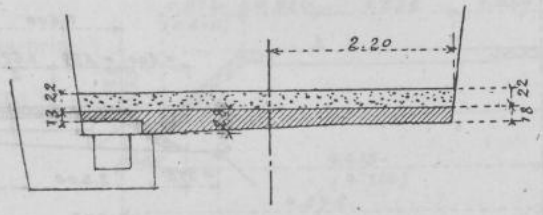
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer du Gothard.

Sur remblai et en déblai.



En tunnel.



On emploie uniquement le caillou et la pierre cassée (granit, gneiss, calcaire).

Dimensions des matériaux : avec traverses en bois, 0m02 à 0m08 ; avec traverses métalliques, 0m02 à 0m05.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.141]

EXPOSÉ N° 2

(États-Unis)

Par A. FELDPAUCHE,

INGÉNIEUR PRINCIPAL ADJOINT DE LA VOIE AU « PENNSYLVANIA RAILROAD ».

Il me semble utile de rappeler, en manière d'introduction, qu'un bon ballast doit se composer des matières les plus propres à fournir à la voie une assise robuste, durable, ne formant pas de poussière, et quelque peu élastique. Cette assise doit être assez robuste pour répartir la pression exercée par les charges roulantes, sur la plus grande surface possible de la plate-forme sous-jacente, de façon à réduire au minimum l'enfoncement des traverses. Elle doit être assez durable pour résister le plus longtemps possible aux effets du bourrage et, par suite, occasionner le moins possible de frais de renouvellement.

Ces deux conditions sont le mieux réalisées par l'emploi de roche conglomérée dure, cassée à la grosseur voulue. En effet, les morceaux cassés, grâce à leur tendance naturelle à s'agripper entre eux, distribuent la charge non seulement sur la surface qui se trouve immédiatement sous les traverses, mais encore sur les espaces intermédiaires, dans un rayon qui augmente avec l'épaisseur du ballast.

De plus, en raison de sa dureté, la pierre cassée oppose une plus grande résistance à la destruction causée par le bourrage, et ses arêtes tranchantes, pénétrant dans les traverses, empêchent les déplacements latéraux et les irrégularités d'alignement de la voie.

Enfin, les vides qui restent entre les morceaux constituent un ballast si perméable que l'eau n'a pas le temps de s'infiltrer dans les traverses et d'en hâter la destruction.

Le ballast ne doit pas produire de poussière, parce que celle-ci est gênante pour

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les voyageurs et susceptible de provoquer l'échauffement des parties frottantes des locomotives et des véhicules.

Enfin, le ballast doit présenter une certaine élasticité, de façon à atténuer les chocs et à réduire, de ce fait, l'usure des rails et du matériel roulant.

Notons que cette dernière condition est mieux remplie par les cendrées, le gravier et les matières analogues, que par le matelas, plus incompressible, de pierre cassée.

Les méthodes et matières employées pour le ballastage de la voie par les chemins de fer des États-Unis diffèrent beaucoup, suivant le degré de perfection qu'on veut obtenir; on ne néglige pas, d'ailleurs, de considérer la dépense qui en résulte et qui varie surtout avec les conditions locales.

Depuis dix ans, les améliorations apportées à cet élément de la voie, au point de vue de la qualité et de l'épaisseur, correspondent, dans une certaine proportion, à l'augmentation toujours croissante du poids et de la vitesse des trains.

Ceci est vrai surtout pour les lignes d'une certaine importance, où la sécurité du service exige impérieusement une construction plus robuste de l'assise de la voie, si l'on veut lutter avec plus de chance de succès contre l'aggravation de l'usure, qui est la conséquence naturelle de l'évolution qui, comme nous venons de le dire, s'opère dans les conditions du trafic. D'autre part, afin d'ajouter au confort des voyageurs, on a été amené à choisir et à traiter les matières employées au ballastage de façon à réduire au minimum la formation de poussière; en outre, les frais d'entretien de l'alignement et du niveau de la voie ont, de leur côté, été un facteur primordial et déterminant dans le choix de ces matières.

Nous avons dit plus haut que la dépense afférente au ballastage est surtout une question de circonstances locales. C'est ainsi, par exemple, qu'un bon ballast est rare et ne peut être obtenu que moyennant une dépense excessive, dans bien des endroits, notamment dans l'intérieur des États-Unis, dans la partie méridionale et le long de la côte de l'Atlantique. Là et ailleurs, sur la plupart des chemins de fer à ressources limitées, quelquefois aussi sur certaines des lignes plus importantes, le ballast était, et est encore en partie maintenant, constitué avec les terres de déblai obtenues en creusant les fossés latéraux; le même procédé est employé sur beaucoup d'embranchements, et même sur certaines grandes lignes, dans tout le territoire des États-Unis.

Ce n'est pas seulement dans les contrées que nous venons de mentionner, mais aussi dans beaucoup d'autres endroits à nombreuses plaines, prairies ou plateaux, où les matières de ballastage sont plus ou moins rares, que beaucoup de lignes traversant ces zones étaient et sont encore construites dans ces conditions économiques.

Nous allons exposer succinctement la méthode employée.

Après avoir enlevé et jeté le sol superficiel des fossés — utilisé quelquefois aussi pour le remblayage et la constitution des terrassements de la voie — on termine la plate-forme en y amenant la terre extraite des fossés et en la nivelant à la hauteur voulue.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

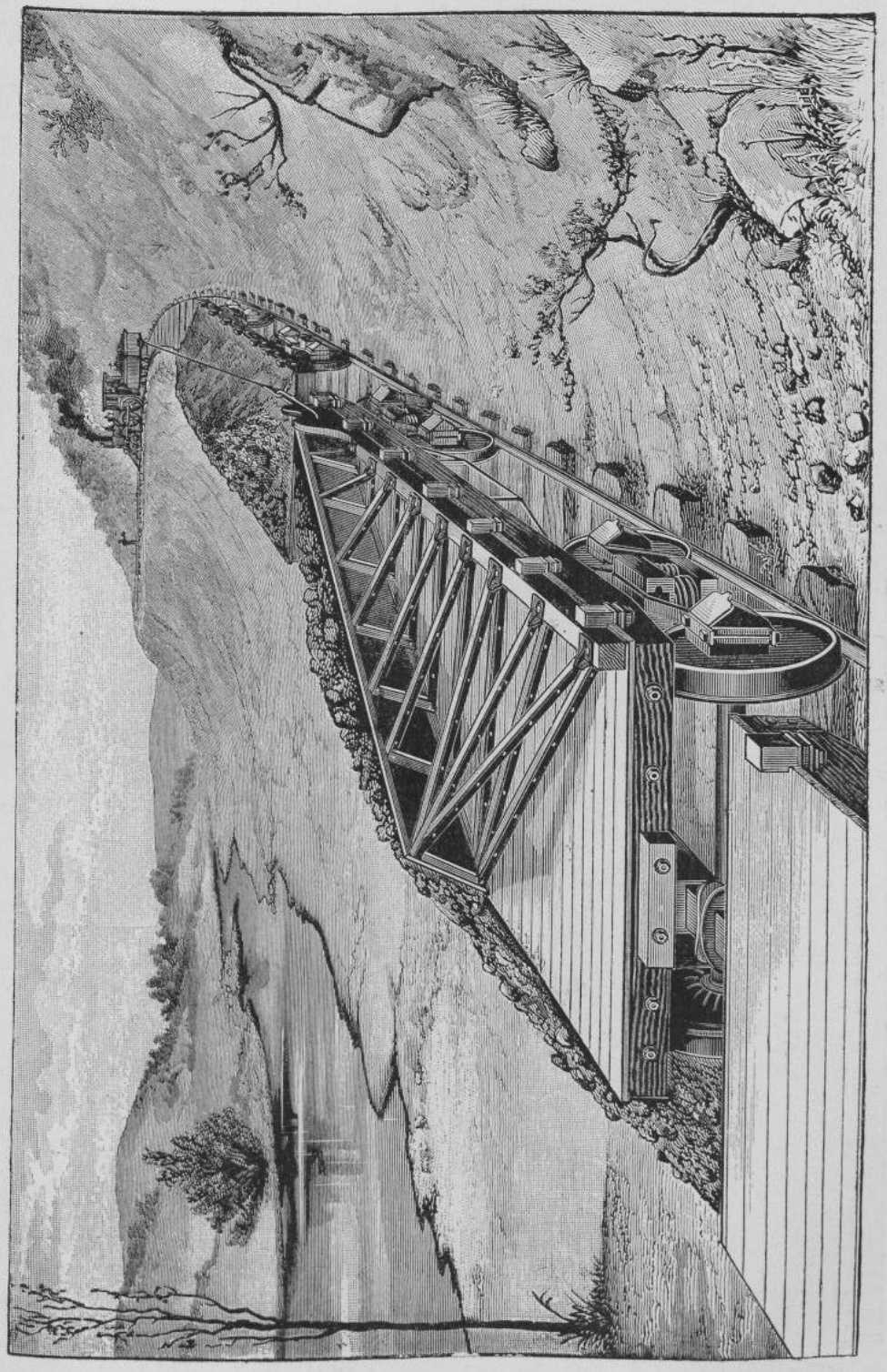


Fig. 1.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

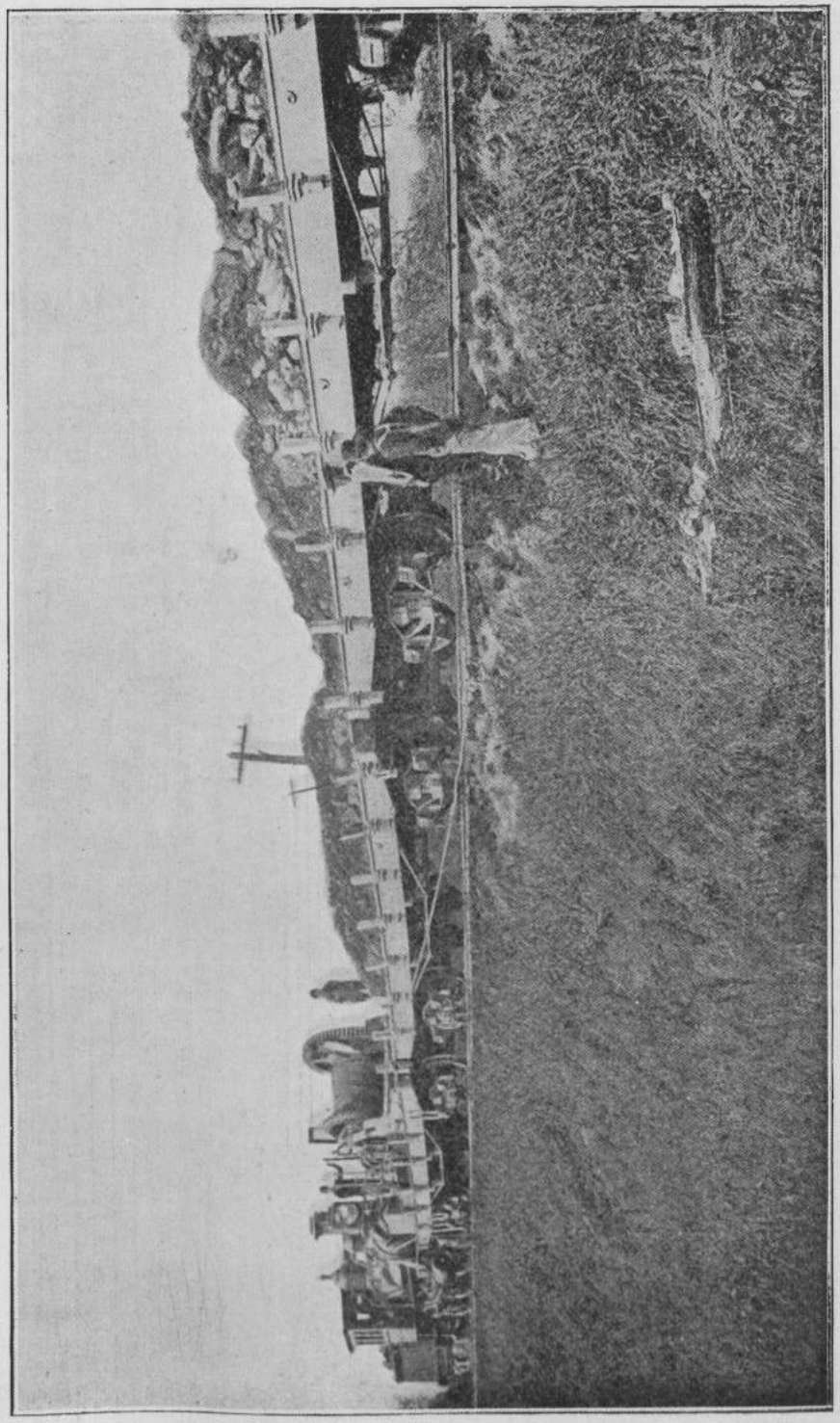


Fig. 2.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

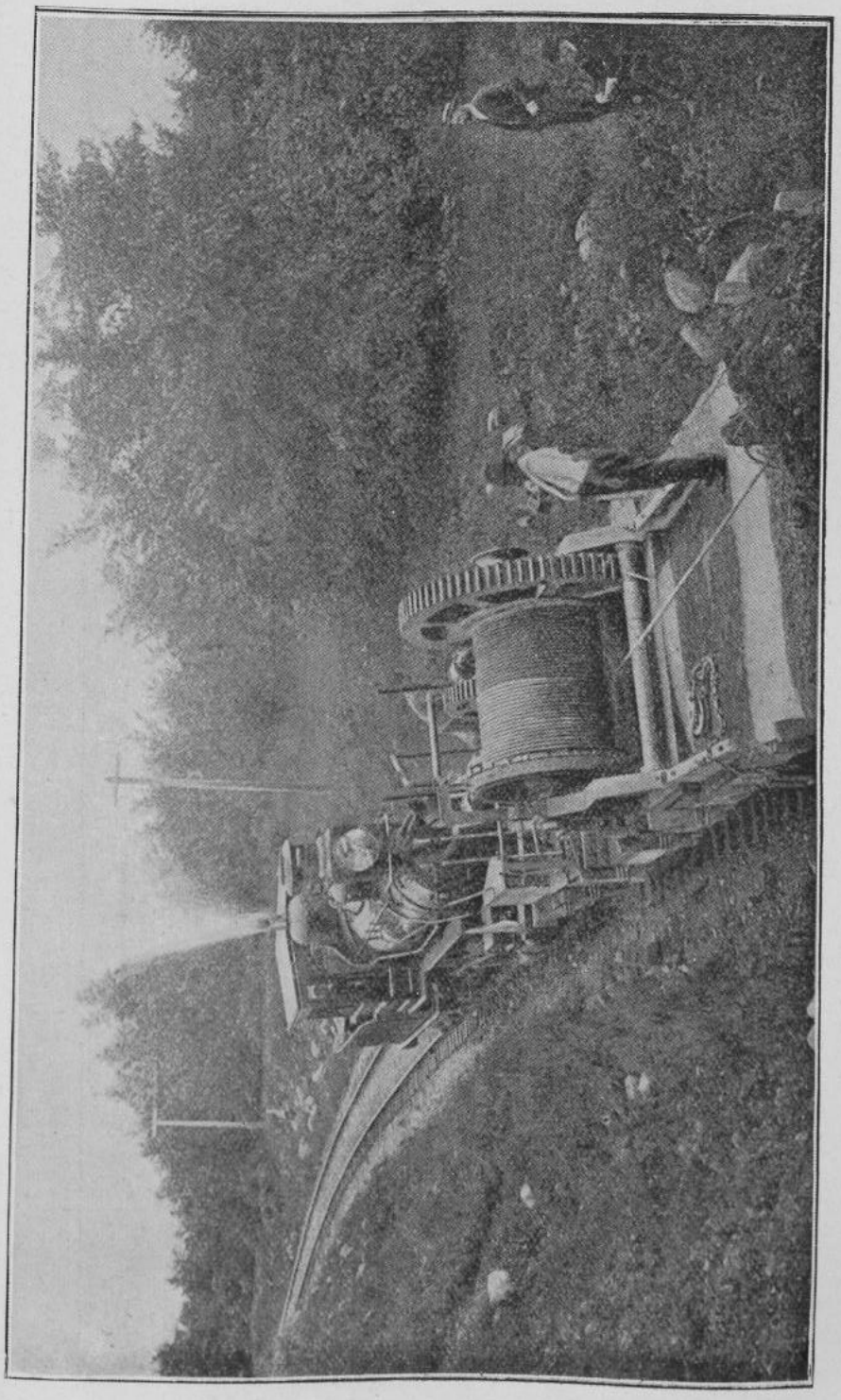


Fig. 3.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

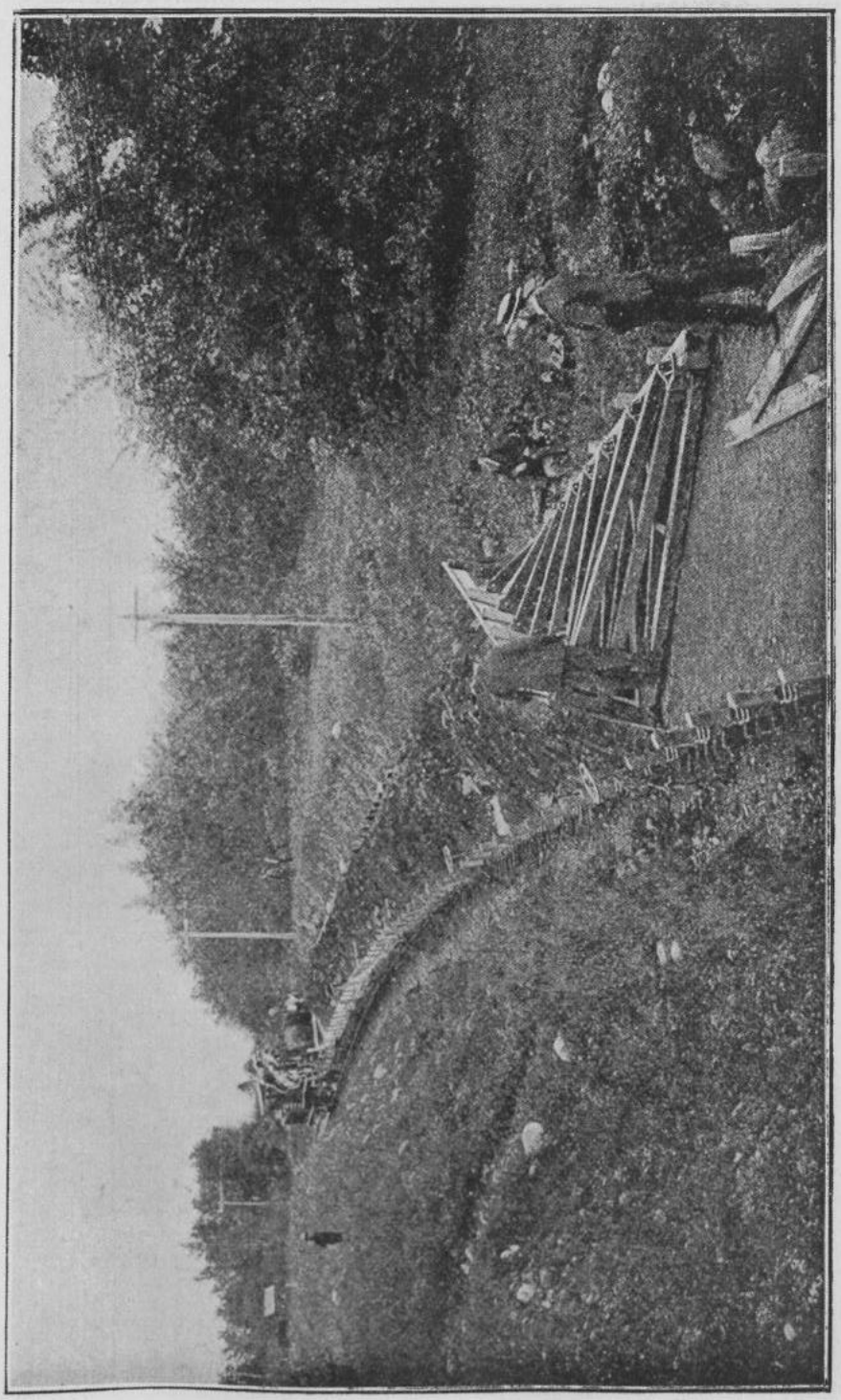


Fig. 4.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La voie est ensuite posée et nivelée sur la plate-forme ainsi constituée. Il ne reste plus alors qu'à remblayer avec du ballast de terre pris dans les fossés.

Pour accélérer cette dernière opération et se procurer la terre nécessaire, on munit souvent le train de ballastage d'une sorte de soc de charrue fixé à l'extrémité d'une poutre attachée au wagon de tête et descendant dans le fossé, dont la section transversale est formée en partie par ce soc qui retourne la terre et la dépose en arrière. Cette terre est ensuite chargée à la pelle sur les wagons suivants, pour être déposée sur le sol, et de là dans l'intérieur de la voie, où elle est finalement utilisée comme remblai.

Les principaux types d'engins servant au déchargement rapide du ballast de remblai sont représentés figures 1 à 4, et consistent essentiellement en un versoir à simple ou double aile, fixé à un bâti mobile. Ce dernier se meut le long des côtés ou de l'axe du wagon, sur ou au-dessus du plancher, sous l'action d'un câble fixé à la locomotive, et la terre ou les autres matières de ballastage sont jetées en bas des wagons immobilisés, à mesure que la machine entraîne le versoir. On comprendra facilement la marche de cette opération en examinant la figure 1.

Cette disposition implique la nécessité d'arrêter les wagons par le serrage de leurs freins ou en arrimant l'un d'eux par une chaîne à la voie. Quelquefois, pour éviter ceci, le câble est entraîné par un tambour qui tourne sous l'action de la vapeur fournie par la machine, comme l'indique sommairement la figure 3.

Afin d'accélérer l'établissement de cette plate-forme en terre et de se procurer en même temps la terre nécessaire pour le ballastage, on trouve quelquefois, dans les contrées en question, de l'avantage à employer des machines ingénieuses du genre de celles qui sont représentées figures 10 et 11.

Dans les terres labourables où les voitures attelées peuvent évoluer, ces machines, avec six attelages et trois hommes, peuvent déposer en remblai 1,000 yards cubes (765 mètres cubes) en une journée; la dépense s'élève à 55 dollars (275 francs), y compris les frais des attelages supplémentaires pour herser, tasser et consolider la plate-forme.

La nature et la composition de la terre employée pour le ballastage varient nécessairement avec les différentes contrées et comprennent une diversité infinie de terrains, depuis les innombrables variétés de terre sablonneuse et autres terres d'alluvion jusqu'aux formations argileuses des plaines.

Ce « ballast de terre » est encore aujourd'hui, comme nous l'avons dit plus haut, employé beaucoup, un grand nombre de compagnies de chemins de fer ne pouvant pas faire la dépense qu'entraînerait son remplacement par des matières de meilleure qualité et plus coûteuses. Cependant, toutes les compagnies ont toujours eu pour principe de procéder à cette substitution dès que les circonstances s'y prêtent.

Beaucoup de grandes compagnies ont déjà fait des progrès considérables dans ce sens, poussées par le désir de remplacer le plus promptement possible le ballast de terre, en raison de ses inconvénients. Parmi ceux-ci, nous citerons son défaut de perméabilité : les eaux de pluie et autres pénètrent dans la plate-forme et l'amol-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

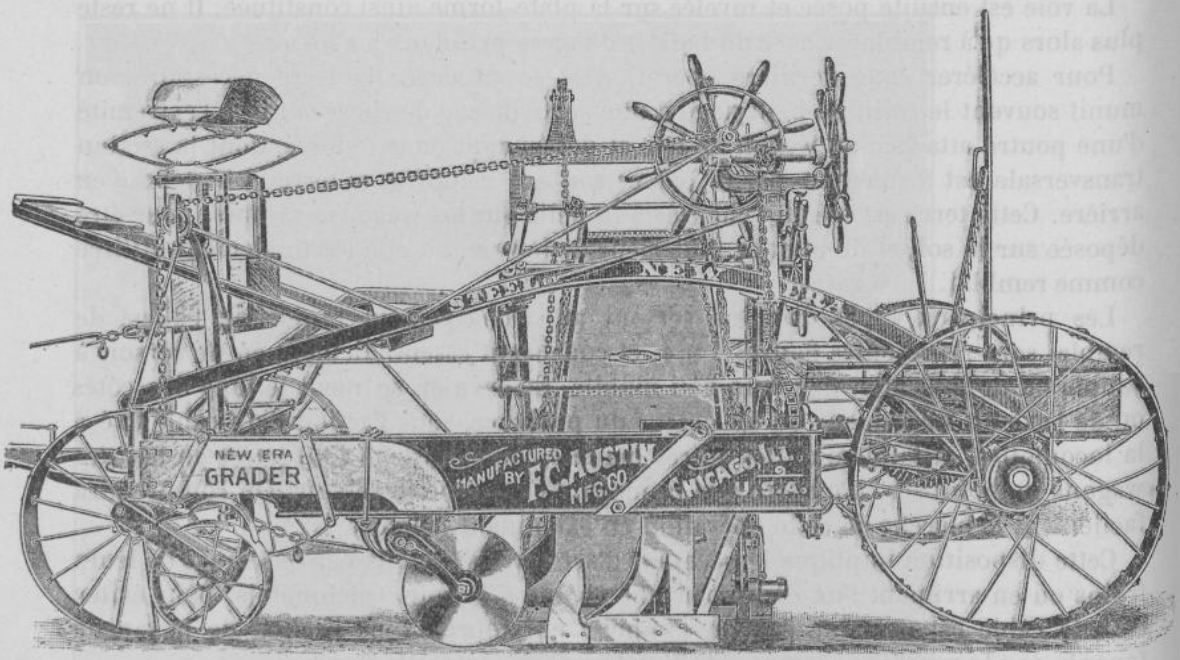


Fig. 10.

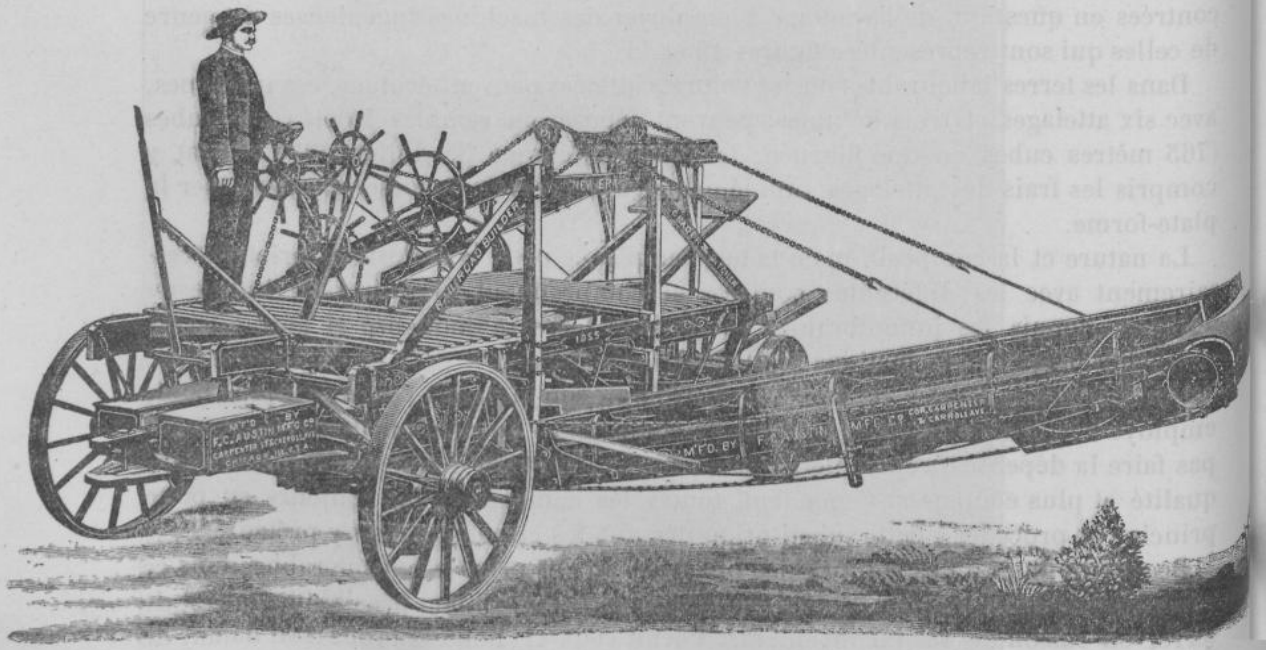


Fig. 11.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

lissent, de sorte que les traverses peuvent s'y imprimer, et il en résulte de graves perturbations dans l'alignement et le niveau de la voie, avec une augmentation considérable des frais d'entretien.

En temps sec, d'autre part, l'eau, en s'évaporant, détruit la cohésion des particules de terre, qui, dès lors, prennent la forme d'une masse desséchée, ne tardant pas à se réduire en poudre pendant les opérations du bourrage. Les particules pulvérulentes ainsi libérées sont entraînées par l'action aspirante des trains et enveloppent ceux-ci de nuages de poussière qui incommodent les voyageurs et provoquent des chauffages de fusées.

Ces défauts s'ajoutent à d'autres de moindre importance, pour faire condamner la terre, comme étant la plus impropre de toutes les matières de ballastage, et expliquent son abandon partout et toutes les fois que la possibilité existe de se procurer un meilleur ballast.

Afin de faciliter l'écoulement des eaux de pluie et d'en atténuer les effets nuisibles sur la voie posée dans un ballast de terre, on accentue l'inclinaison du remblai en chargeant continuellement de la terre au-dessus du niveau des traverses, comme le montrent les figures 32 à 47 (annexe III), qui représentent les profils-types de la voie d'un certain nombre de lignes importantes choisies au hasard, pour donner une idée de la méthode ordinairement employée.

On verra aussi, en examinant ces figures, que les compagnies prennent soin de laisser entièrement à découvert les extrémités de la traverse, de façon à ne pas empêcher l'écoulement de l'eau qui viendrait à s'accumuler en ces points. Cette précaution est essentielle, mais elle entraîne à son tour un inconvénient : c'est que la traverse est moins solidement assujettie et, par suite, peut prendre plus facilement des mouvements latéraux, au détriment de l'alignement de la voie.

Les outils à main employés pour le ballastage avec de la terre ressemblent beaucoup à ceux dont on se sert pour le gravier et les matières similaires. Ils comprennent ordinairement des pelles, des bêches, des battes à bourrer et des pioches à bourrer (fig. 7 à 9) et ont à peu près les mêmes formes et dimensions.

La matière qui vient ensuite est le gravier, qui existe en abondance dans la majeure partie du territoire des États-Unis, et qui, grâce à cette abondance, à son économie de manutention, à son élasticité et à sa perméabilité, est la plus employée de toutes les matières pouvant servir de ballast.

Au point de vue de sa composition, il varie depuis le sable pur jusqu'aux mélanges, en proportions innombrables, de sable, d'argile et de cailloux de différentes grosseurs. Sa qualité varie nécessairement avec les différents mélanges, diminuant à mesure que la proportion de matières terreuses augmente, et avec elle la défectuosité du drainage. Lorsque l'argile est présente en quantités excessives, le gravier participe un peu de la nature de la terre, c'est-à-dire qu'il devient plus ou moins imperméable, ce qui a pour conséquence que les traverses dansent et s'impriment dans la plate-forme amollie, et que l'alignement et le niveau de la voie deviennent défectueux. Ces inconvénients se manifestent toujours à la suite des

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tempêtes de pluie. Par contre, un gravier relativement purgé de matières terreuses est plus perméable, constitue une fondation plus robuste pour les traverses et résiste d'autant mieux à l'action nuisible de la pluie qu'il contient moins de ces matières.

De même, les frais d'entretien diminuent, jusqu'à un certain point, en raison directe de la proportion d'argile, à condition, bien entendu, que la plate-forme sous-jacente soit convenablement drainée. Il est facile de vérifier ce fait d'une façon concluante sur la première voie venue à ballast de gravier, en comparant, après une période de pluie prolongée, la douceur de roulement relative des sections de voie posées sur un ballast épais de gravier, avec celle d'autres sections dont l'épaisseur du lit de gravier est sensiblement moindre, et en tenant compte de leur élévation au-dessus du niveau de l'eau dans les fossés latéraux.

Pennsylvania Railroad.

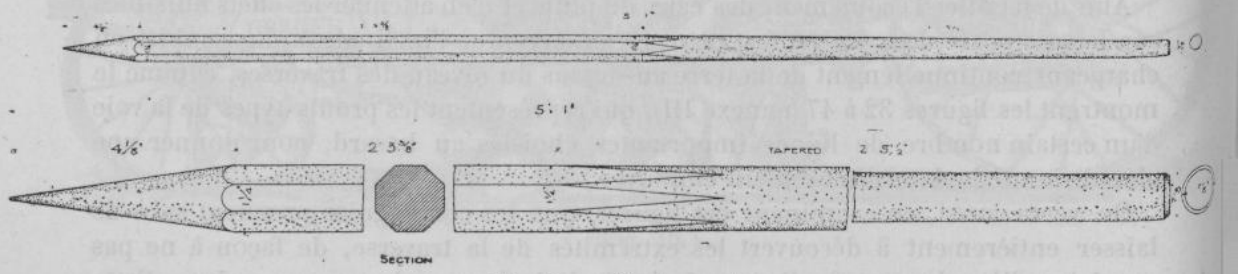
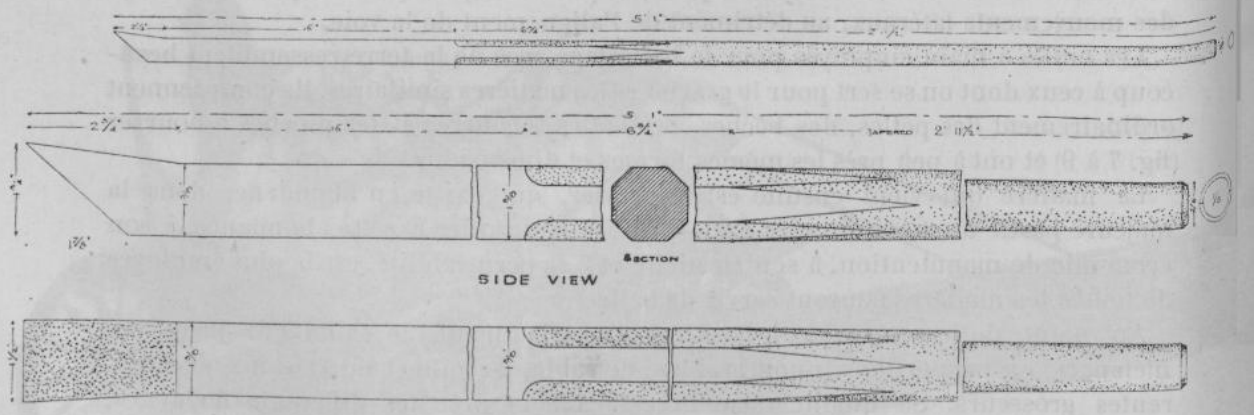


Fig. 5. — Pic à garnir.

Explication des termes anglais : Tapered = Partie conique. — Section = Coupe.



Vue de dessus.

Fig. 6. — Pince.

Explication du terme anglais : Side view = Vue de côté.

Néanmoins, les meilleures plates-formes de voies à ballast de gravier restent exposées à l'action détériorante de l'eau, et il en résulte une augmentation propor-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tionnelle des frais d'entretien par rapport aux résultats que l'on obtient, dans des conditions identiques de trafic et d'influences atmosphériques, avec les voies plus solides à ballast de pierre.

De plus, abstraction faite même des défauts qui viennent d'être mentionnés, les effets nuisibles de la poussière sont inséparables de l'emploi de ballast de gravier et en constituent un des plus graves inconvénients, bien qu'ils se produisent à un moindre degré qu'avec la terre.

Pour ballaster la voie avec cette matière, la méthode ordinairement employée consiste à prolonger une voie de garage jusqu'à une fosse où le gravier de la qualité voulue se trouve en quantité suffisante pour justifier la dépense, et à l'amener ensuite dans un train à destination, où il est déchargé, soit, s'il s'agit de wagons plats, à la pelle, soit à l'aide de versoirs à action rapide, entraînés par la locomotive sur toute la longueur du train, ce dernier étant retenu en place au moyen de freins, de chaînes, ou d'un autre dispositif de calage, comme nous l'avons déjà dit pour le déchargement du ballast terreux.

La dépense occasionnée par le chargement, le transport et le déchargement du gravier et par l'exécution des opérations nécessaires pour ballaster convenablement la voie à une profondeur de 6 pouces (152 millimètres) au-dessous de la traverse, est d'environ 580 dollars par mille (1,802 francs par kilomètre) de voie unique. La locomotive, le train et leur personnel coûtent 15 dol. 11 c. (75 fr. 55 c.) par jour, et la main-d'œuvre 11 cents (55 centimes) par heure. Cette somme de 15 dol. 11 c. se compose des salaires par jour de : 1 mécanicien, 3 dollars (15 francs); 1 chauffeur, 1 dol. 75 c. (8 fr. 75 c.); 1 conducteur, faisant l'office de chef d'équipe, 3 dollars (15 francs); 1 guetteur (*flagman*), 2 dol. 16 c. (10 fr. 80 c.), et d'une dépense en combustible, huile, déchets, etc., de 5 dol. 20 c. (26 francs).

Le coût mentionné plus haut, de 580 dollars par mille (1,802 francs par kilomètre), est basé sur un parcours moyen de 30 milles (48.3 kilomètres) et se décompose en : 320 dollars (994 francs) pour amener le gravier et 260 dollars (808 francs) pour le placer dans la voie.

Les outils à main employés pour le ballastage au gravier sont surtout, comme dans le cas précédent, des pelles, des bêches, des battes à bourrer et des pioches à bourrer, qui ne diffèrent que peu, par leurs dimensions et formes générales, de celles indiquées figures 7 à 9.

Mentionnons, comme outillage accessoire, les pics et pinces à garnir, du genre de ceux représentés figures 5 et 6, et les vérins, d'une diversité infinie, qui servent à lever la voie pour faciliter le bourrage.

L'efficacité de ces outils dépend de la nature du gravier. Lorsque le bourrage peut se faire à la bêche, on obtient les meilleurs résultats, mais ce procédé est le plus laborieux. Les pioches à bourrer viennent en seconde ligne; ce sont les battes à bourrer qui donnent les résultats les plus médiocres, mais les ouvriers les préfèrent parce qu'ils n'ont pas besoin de se baisser en les manipulant.

Un certain nombre de compagnies ont cherché à combattre la formation de pous-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 7 à 9. — *Outillage pour ballast de gravier employé sur la division du Delaware du « Philadelphia Wilmington & Baltimore Railroad ».*

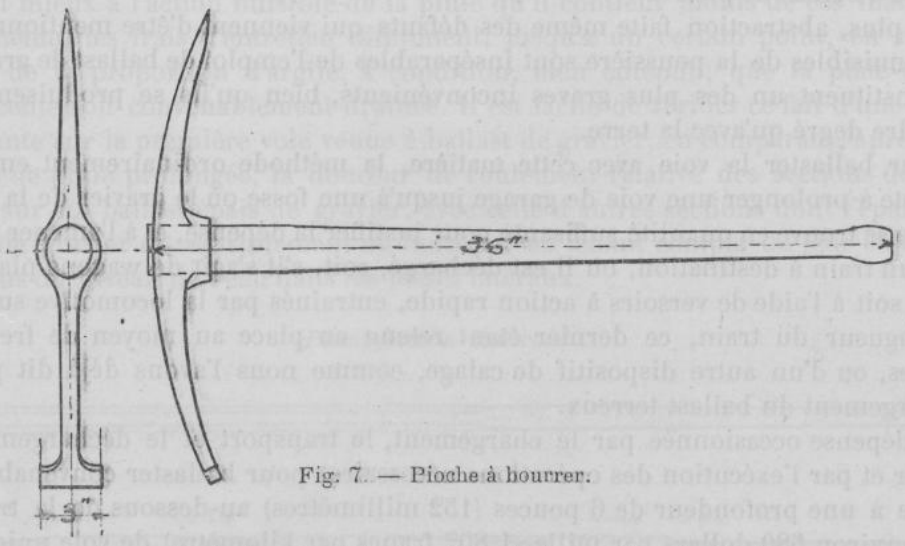


Fig. 7. — Pioche à bourrer.

Explication des termes anglais : 36" = 914 millimètres. — 3" = 76 millimètres.

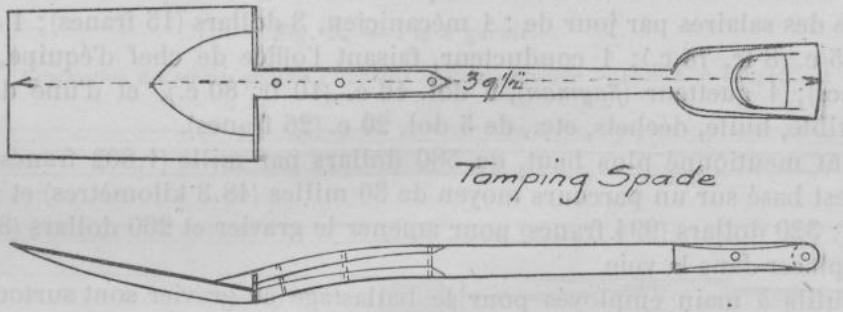


Fig. 8.

Explication des termes anglais : Tamping Spade = Bêche à bourrer. — 39 1/2" = 1m001

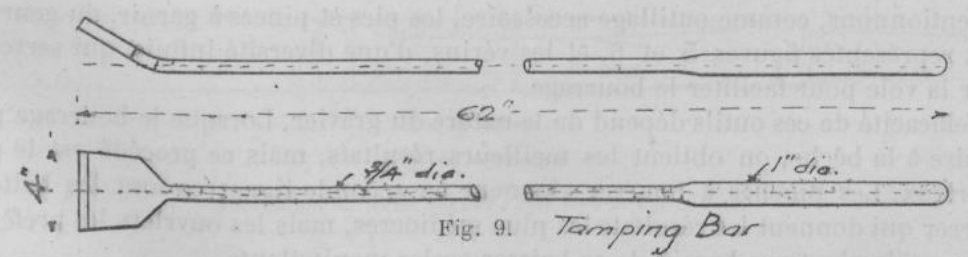


Fig. 9.

Explication des termes anglais : Tamping Bar = Batte à bourrer. — 62" = 1m575. — 3/4" dia. = Diamètre 19 millimètres. 1" dia. = Diamètre 25 millimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sière dont il a été question plus haut, en maintenant le gravier sous la traverse ou en étalant, sur toute la surface du ballast, une couche de cendrées d'une épaisseur suffisante pour cacher complètement le gravier. La Compagnie du Pennsylvania Railroad, par exemple, avait employé ce dernier procédé sur toute la longueur de sa ligne d'Atlantic City, qui a un développement de 58 milles (93.3 kilomètres).

Les résultats obtenus furent tout à fait satisfaisants pendant un certain temps et continuèrent à l'être jusqu'au moment où, par suite des bourrages répétés et des renouvellements de traverses, il se fut tellement mélangé de gravier avec les cendrées que la couche superficielle était devenue inefficace pour le but indiqué. Ces échecs conduisirent à de nouvelles recherches ayant pour objet de remédier à l'inconvénient de la poussière. Elles aboutirent à l'application d'un procédé inventé en 1897 et qui consiste dans l'arrosage mécanique de la surface de la voie, d'un fossé à l'autre, avec du résidu de pétrole. Les figures 12 à 15 représentent les appareils employés. Le train comprend une locomotive, un wagon-citerne ordinaire, renfermant l'huile, et un wagon d'arrosage, monté par un conducteur et trois hommes d'équipe.

A mesure que le train s'avance, l'huile s'écoule du wagon-citerne dans trois tuyaux montés sous le wagon d'arrosage, savoir : un tuyau fixe placé en travers de la voie et ayant la longueur des traverses, et deux tuyaux latéraux, un de chaque côté du wagon, reliés à la canalisation centrale par des joints flexibles qui permettent de les relever au-dessus des obstacles.

L'huile employée à l'arrosage est le résidu de la distillation finale du pétrole. Elle coûte 4 cents le gallon (fr. 0.053 le litre) et il en faut environ 2,000 gallons par mille (4,700 litres par kilomètre). La dépense totale, y compris les frais de traction et la main-d'œuvre, est d'environ 85 dollars par mille (264 francs par kilomètre). Jusqu'à présent on a traité d'après ce procédé environ 2,600 milles (4,180 kilomètres) de voies.

Les cendrées de locomotives jouent aussi un rôle important dans le ballastage des voies sur la plupart des chemins de fer des États-Unis. D'une façon générale, cette matière est égale, et, sous certains rapports, supérieure au gravier de qualité moyenne. Elle est plus élastique et, grâce à sa plus grande perméabilité, elle assure mieux l'alignement et le niveau de la voie, en résistant d'une façon plus efficace à l'action nuisible des pluies et des gelées.

D'autre part, elle a un avantage marqué sur le gravier, en ce sens qu'elle forme moins de poussière, surtout après que ses particules pulvérulentes ont été lavées par la pluie; en outre, les mauvaises herbes ne poussent pas dans les cendrées comme dans le gravier. Par contre, ce ballast est moins durable et tend aussi à réduire la vie des traverses. En résumé, les avantages que nous venons d'énumérer le font généralement préférer au ballast de gravier, toutes les fois qu'il est possible de s'en procurer en quantités suffisantes, et les cendrées sont employées, à mesure qu'elles deviennent disponibles, au ballastage des embranchements, des lignes d'importance secondaire et des voies à marchandises. Mais, après tout, elles sont

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

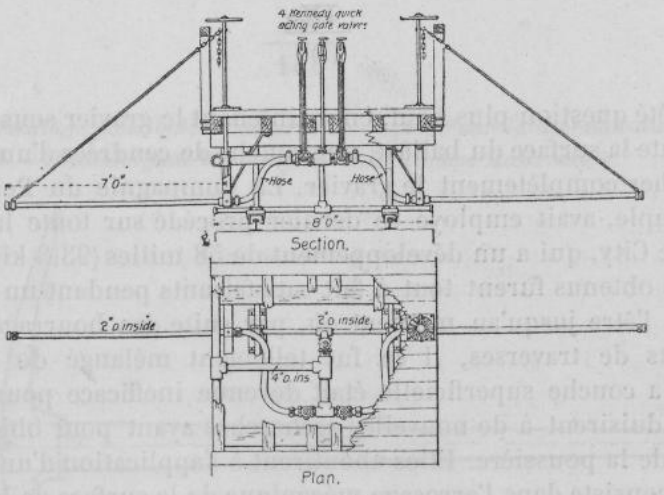


Fig. 12.

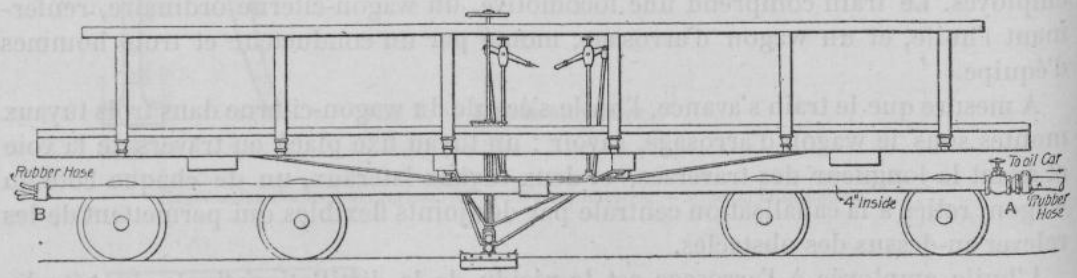


Fig. 13.

Fig. 12 et 13. — Wagon d'arrosage.

Explication des termes anglais : 4 Kennedy quick acting gate valves = 4 vannes Kennedy à action rapide. – Hose = Boyau. D inside = Diamètre intérieur. — To oil Car = Vers le wagon-citerne. — Rubber Hose = Boyau en caoutchouc.

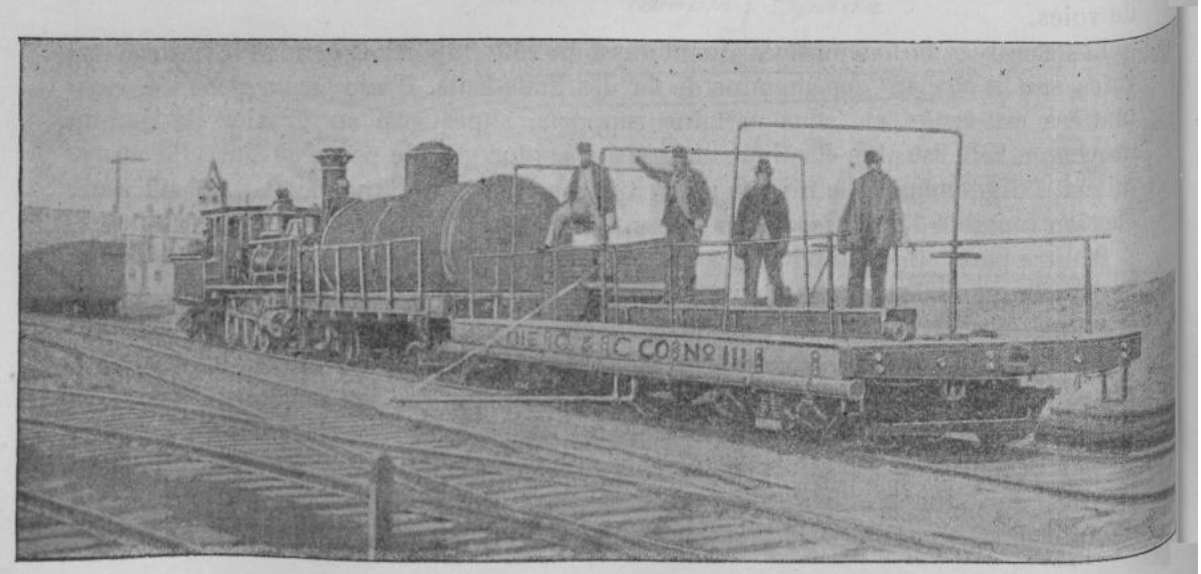
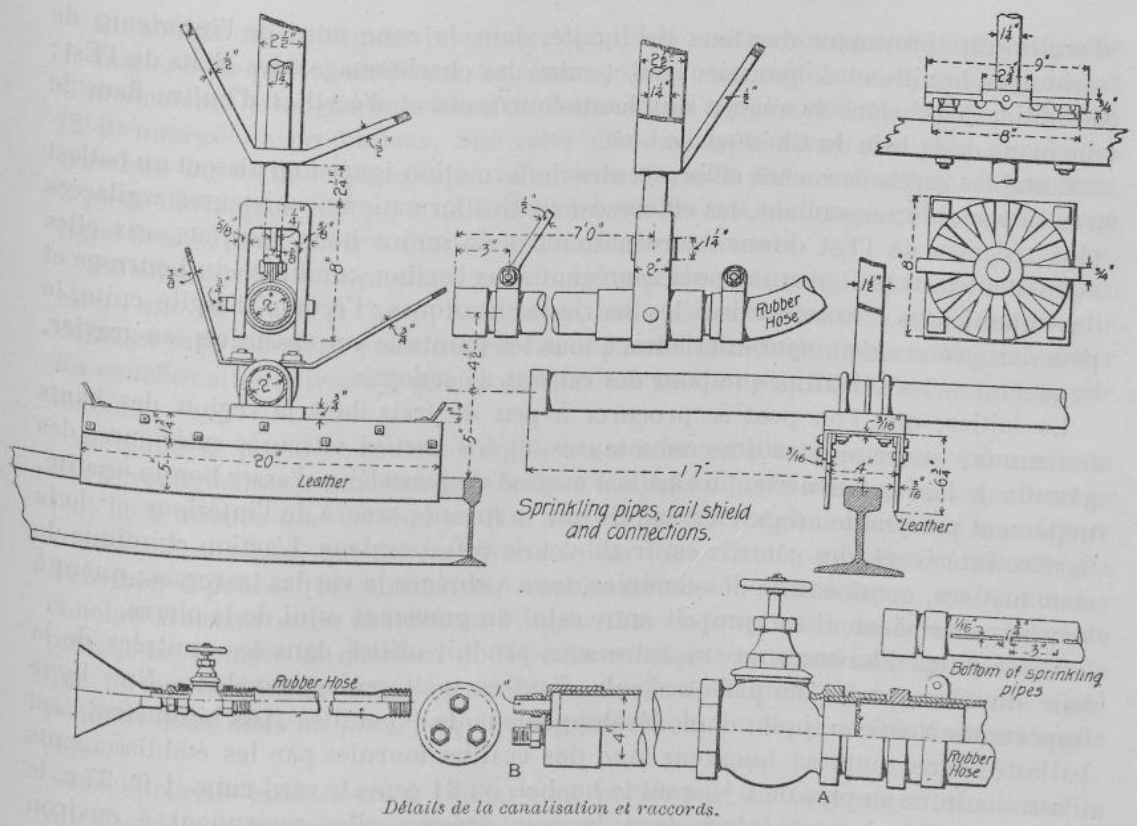


Fig. 14. — Train d'arrosement.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Détails de la canalisation et raccords.

Fig. 15. — Détails du wagon d'arrosage.

Explication des termes anglais : Leather = Cuir. — Rubber Hose = Boyau en caoutchouc. — Sprinkling pipes, rail shield and connections = Tuyaux d'arrosage, enveloppe de protection du rail et raccords. — Bottom of sprinkling pipes = Partie inférieure des tuyaux d'arrosage.

notablement inférieures à la pierre cassée et ne peuvent guère servir pour les voies à trafic intense et avec des conditions de service correspondantes.

Les frais de mise en place sur la voie sont à peu près les mêmes que pour le gravier, mais la dépense d'entretien est sensiblement moindre.

Nous avons dit plus haut que le choix des matières employées comme ballast dépend beaucoup des conditions locales régissant la facilité de les obtenir. Lorsque le point de provenance du ballast dont on désirerait faire usage est tellement éloigné de celui où il doit être employé qu'il faut y renoncer pour des raisons d'économie, les compagnies de chemins de fer sont souvent forcées, comme on l'a vu dans les cas qui précèdent, de se servir, au lieu de ce ballast, de matières de qualité inférieure, ou diverses, plus faciles à obtenir suivant les circonstances locales.

Ce sont ces considérations qui expliquent l'emploi plus ou moins étendu de roches efflorescentes et de scories volcaniques sur le littoral du Pacifique, de *chats* (minerai pauvre) dans les régions voisines des mines de zinc de l'intérieur, d'écume

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'argile cuite provenant des feux de lignite, dans la zone nord de l'intérieur, de résidus de houille et de poussier (*gob* et *culm*) des charbonnages des États de l'Est; de laitier brisé dans la région des hauts-fourneaux et d'écailles d'huître dans le voisinage de la baie du Chesapeake.

Certaines sortes de roches efflorescentes de formation ignée fournissent un ballast très convenable; cependant, les efflorescences des formations schisteuses argilacées plus récentes de l'Est donnent ordinairement de moins bons résultats, car elles s'émiettent plus facilement et se désagrègent sous l'action combinée du bourrage et des intempéries. Au contraire, les scories volcaniques, l'écume d'argile cuite, le poussier (*gob* et *culm*), sont inférieurs, à tous les points de vue essentiels, au gravier, auquel on ne les substitue que pour des raisons d'économie.

Le laitier, que l'on peut se procurer à peu de frais dans la région des hauts fourneaux, est brisé dans des concasseuses, et les parties vitreuses extérieures des gâteaux de laitier fournissent un ballast exempt de poussière, d'assez bonne qualité, nettement préférable au gravier, tandis que la masse poreuse de l'intérieur et de la surface intérieure des gâteaux est friable et de peu de valeur. L'action chimique de cette matière, comme celle des cendrées, tend à abréger la vie des traverses; quant à son prix de revient, il est compris entre celui du gravier et celui de la pierre.

Les écailles d'huître sont un autre sous-produit utilisé dans les contrées de la baie du Chesapeake, au défaut absolu d'autres matières convenables. Une ligne importante à voie unique, d'un développement de 95 milles (153 kilomètres), est ballastée dans toute sa longueur avec des écailles fournies par les établissements d'ostréiculture au prix de 1 $^1/_4$ cent le bushel, ou 21 cents le yard cube (1 fr. 37 c. le mètre cube); mises en place dans la voie unique, elles reviennent à environ 900 dollars par mille (2,800 francs par kilomètre). L'avantage de ces écailles consiste en ce qu'elles donnent une voie sans poussière; par contre, elles présentent le double inconvénient d'être trop légères pour maintenir solidement les traverses en place et assurer le bon alignement de la voie, et de favoriser la croissance des mauvaises herbes par le mélange de leurs matières animales avec la poussière qui vient se déposer sur la voie.

Dans l'intérieur du pays, où il est impossible de trouver des matières convenables pour le ballastage des voies, certaines compagnies, plutôt que d'employer la terre, se sont décidées à adopter le ballast artificiel, fait avec de l'argile cuite, et ont aujourd'hui des centaines de kilomètres de voie ballastée avec cette matière, qu'elles apprécient beaucoup depuis vingt ans.

On l'obtient en calcinant un mélange de houilles menues peu coûteuses et d'argile de la qualité voulue. L'opération a lieu sous la direction d'un entrepreneur, qui fournit les appareils et la main-d'œuvre, tandis que la compagnie de chemins de fer fournit la houille, le terrain et les voies nécessaires.

L'argile doit être relativement exempte de sable. La meilleure qualité est l'argile noire compacte, connue sous le nom de *gumbo*, qui se calcine plus facilement que la terre à briques ordinaire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On choisit ordinairement pour cette opération un terrain plat, afin d'obtenir de la matière de qualité uniforme, et comme, dans ces conditions, le drainage se fait difficilement, la longue tranchée d'où l'on extrait l'argile a rarement plus de 8 pieds (2.40 mètres) de profondeur. Sur cette étendue de terrain, une pile de vieilles traverses ou de bois quelconque, d'environ 3 pieds (90 centimètres) de hauteur, 3 pieds de largeur et $^1/_2$ à 1 mille (800 à 1,600 mètres) de longueur, est dressée en ligne droite, pour servir à allumer le feu au moment voulu.

Puis deux voies sont posées à peu de distance de cette pile, et parallèlement avec elle, l'une en avant et l'autre en arrière, celle d'avant servant à emmener l'argile cuite, et celle d'arrière à manœuvrer les appareils excavateurs pour amener et étaler les couches alternatives d'argile et de charbon sur le dessus et à l'arrière de la pile de bois.

Lorsque la première couche d'argile a été mise en place, de façon à fournir un contreventement convenable à cette longue estacade de bois et de terre, on allume le feu, et à mesure que celui-ci se fait jour à travers l'argile, on ajoute une légère couche de charbon, qui est recouverte à son tour d'une nouvelle couche d'argile d'environ 4 pouces (10 centimètres) d'épaisseur. De la même façon, on ajoute des couches alternatives de charbon et d'argile dans la proportion de 4 yards cubes de terre pour 1 tonne de charbon (3.371 mètres cubes par tonne métrique), aussi vite que le feu traverse la masse et atteint la surface. L'opération se continue ainsi pendant deux mois ou plus, jusqu'à ce qu'on ait obtenu la quantité désirée d'argile cuite.

Les appareils excavateurs à vapeur sont portés par un wagon qui circule sur la voie d'arrière et creusent une tranchée entre cette voie et le bûcher. L'argile extraite est déposée dans de petits godets (*chunks*) de dimensions convenables, fixés sur une courroie transporteuse disposée à angle droit entre le wagon et le sommet du bûcher, et le mouvement de l'excavateur est calculé de façon que l'argile se trouve bien étalée en place. A mesure que la pile et la tranchée s'élargissent, on reporte la voie plus loin.

La distribution du charbon se fait à la main, depuis une plate-forme portée par le wagon et faisant saillie sur les bords de celui-ci. Dès que les fragments rouges, ressemblant à de la brique, se sont suffisamment refroidis, ils sont chargés au moyen de pelles à main ou à vapeur sur des wagons, pour être expédiés par la voie d'avant dont il a été question plus haut.

Ce ballast possède la plupart des qualités de la pierre cassée, mais il est moins durable.

Les frais de fabrication et de pose de ce ballast se montent à 85 cents par yard cube (5 fr. 56 c. par mètre cube), sur lesquels 50 cents (3 fr. 27 c.) sont dépensés pour la fabrication.

Il nous reste à considérer la pierre cassée, qui, d'après ce que nous en avons déjà dit, constitue le ballast par excellence. Nous avons signalé précédemment ses avan-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tages, et nous rappellerons donc simplement qu'elle a pour principale qualité une bonne perméabilité, susceptible, toutefois, d'être altérée, avec le temps, par le bourrage et par l'accumulation de boues, tant à l'extérieur que sur la surface de contact du lit de ballast avec la plate-forme sous-jacente. Généralement, pour arrêter cette détérioration, on dégarnit la voie sur une certaine longueur et on sépare la pierraille propre des pierres sales : ce triage se fait à l'aide de fourches à ballast, dont on peut aussi se servir ensuite pour enlever la boue avant de remettre le ballast en place. Les figures 16 et 17 représentent ces fourches; la figure 18 reproduit le pic employé à tasser la pierre cassée sous les traverses.

Ces fourches et ce pic, avec des pelles de différentes formes et les outils accessoires que nous avons décrits en parlant du gravier, forment l'outillage généralement adopté pour toutes les opérations à main que nécessite le ballastage de la voie avec de la pierre cassée.

Le ballast de ce genre est employé à grande échelle sur toutes les grandes lignes, partout où il est possible de trouver de la pierre et toutes les fois que l'importance du trafic justifie la dépense entraînée par ce mode de ballastage.

Son emploi, nous l'avons dit plus haut, devient de plus en plus indispensable, en raison de l'augmentation continuelle des vitesses et du poids des trains. Il se rencontre le plus souvent sur les lignes situées dans l'Est du pays, ainsi qu'on le verra en consultant la carte (annexe II) et le tableau ci-après (annexe I) comprenant un certain nombre de grandes compagnies choisies au hasard dans tout le territoire des États-Unis et qui, au point de vue du ballastage, peuvent être regardées comme représentant les différents types de la pratique généralement adoptée sur la plupart des chemins de fer situés dans les zones correspondantes du pays.

Pour compléter ces indications, nous joignons en outre (fig. 32 à 47) (*voir* annexe III) des dessins représentant les profils des voies normales des chemins de fer qui figurent dans le tableau.

De même que pour les autres matières dont on se sert comme ballast, le choix de la pierre dépend, dans une certaine mesure, des conditions locales : emplacement de la carrière et nature de la pierre destinée à être employée. Le trapp, le granit et la pierre calcaire se trouvent en abondance dans les régions mentionnées plus haut et ont la préférence dans l'ordre où nous venons de les énumérer. D'autres formations de roche, de caractère igné et sédimentaire, se rencontrent accidentellement et sont utilisées comme ballast toutes les fois que la qualité de la pierre s'y prête.

Le concassage de ces pierres se faisait d'abord à la main, à l'aide de marteaux-fouloirs, donnant un produit qui fut pendant quelque temps regardé comme supérieur à celui obtenu mécaniquement. Mais cette préférence est beaucoup moins justifiée aujourd'hui que les améliorations successives apportées à la construction des machines à concasser la pierre permettent de produire économiquement de la pierraille convenablement triée.

Ajoutons, à ce propos, que la fabrication mécanique du ballast de pierre prend une importance de plus en plus grande; le plus souvent, aujourd'hui, elle est assurée

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

par l'industrie privée qui, aiguillonnée par la concurrence, adopte des concasseuses de plus en plus puissantes, afin d'augmenter la production et de réduire le prix de revient.

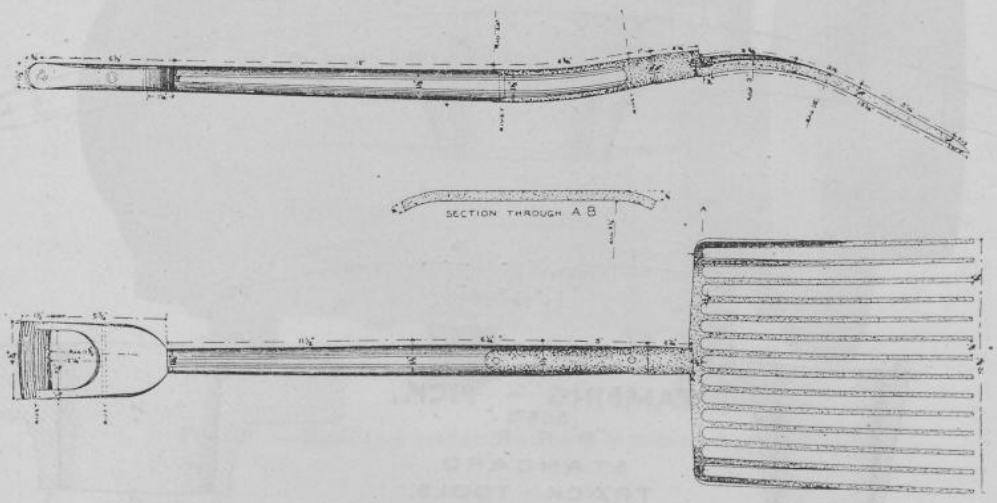


Fig. 16. — Type de fourche à ballast du Pennsylvania Railroad — 14 dents.

Explication des termes anglais : Rad. = Rayon. — Section through AB = Coupe par AB.

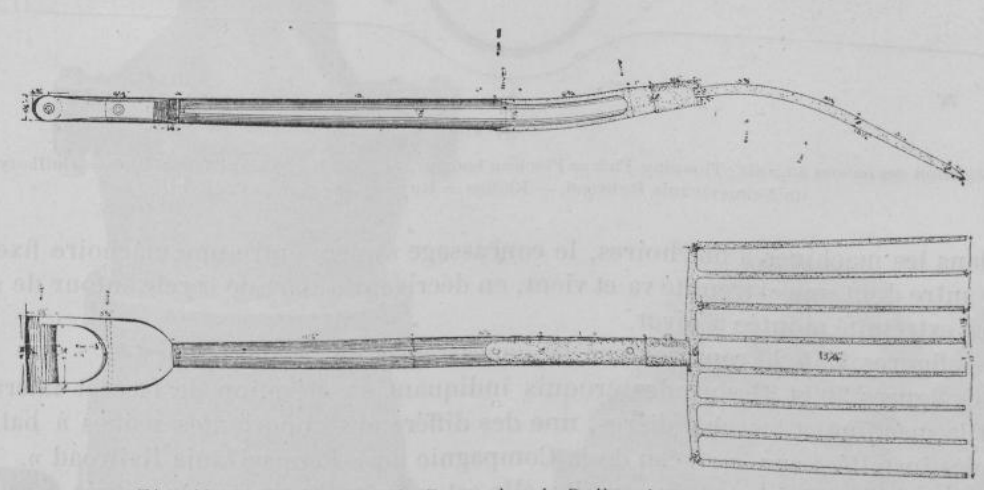


Fig. 17. — Outils-types du Pennsylvania Railroad. Fourche à ballast.

Ces machines appartiennent à deux types principaux : les concasseuses rotatives et les concasseuses à mâchoires. Les premières consistent, en somme, en un arbre tournant vertical, supporté en haut ou en bas, et armé d'une masse conique qui tourne entre les parois d'une caisse fixe garnie de fourreaux concaves, dont elle s'approche et s'éloigne alternativement. Le haut de l'arbre est retenu dans l'axe de la caisse, tandis que la partie inférieure se termine par une fusée qui s'engage dans le

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

moyeu allongé d'une roue conique imprimant le mouvement de rotation à l'arbre, avec une excentricité.

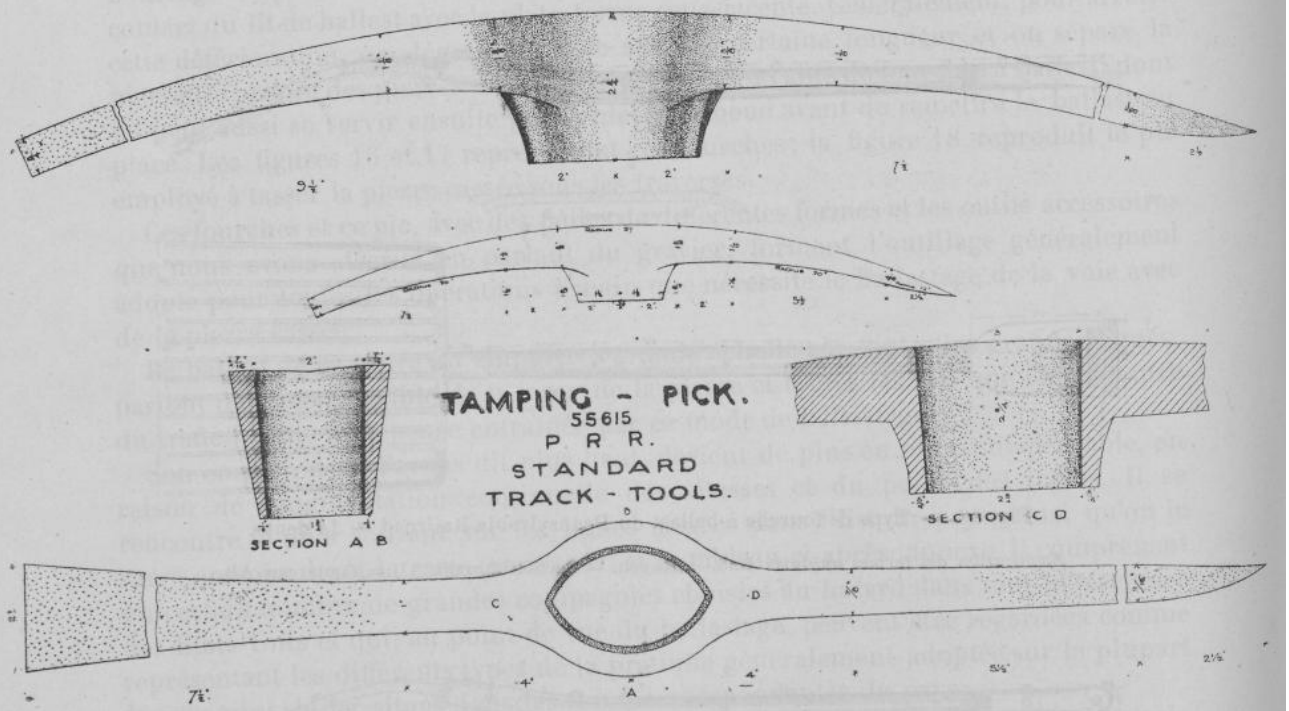


Fig. 18.

Explication des termes anglais : Tamping-Pick = Pioche à bourrer. — P. R. R. Standard Track-Tools = Outils-types du Pennsylvania Railroad. — Radius = Rayon. — Section = Coupe.

Dans les machines à mâchoires, le concassage s'opère entre une mâchoire fixe et une autre dont une extrémité va et vient, en décrivant un arc de cercle autour de son autre extrémité montée à pivot.

Les figures 19 à 29 représentent des concasseuses de ces deux types.

Les figures 30 et 31 sont des croquis indiquant en élévation de face et latérale, sauf la machine et les chaudières, une des différentes importantes usines à ballast privées installées sur le réseau de la Compagnie du « Pennsylvania Railroad ».

La pierre employée est du granit; elle est extraite d'une carrière située à proximité, et cassée en morceaux qu'un homme peut facilement manier et qui sont ensuite transportés par des tombereaux ou par les wagons de tramway A qui se vident, en basculant, dans la partie supérieure d'une concasseuse rotative B. La pierre est broyée en descendant par cette concasseuse; en sortant, elle est envoyée dans un élévateur C, consistant en des augets en acier attachés à une courroie en caoutchouc sans fin, qui la fait passer par un tuyau de décharge dans un crible cylindrique tournant, en acier, D, de 12 pieds (3.657 mètres) de longueur et 54 pouces (1.372 mètre)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

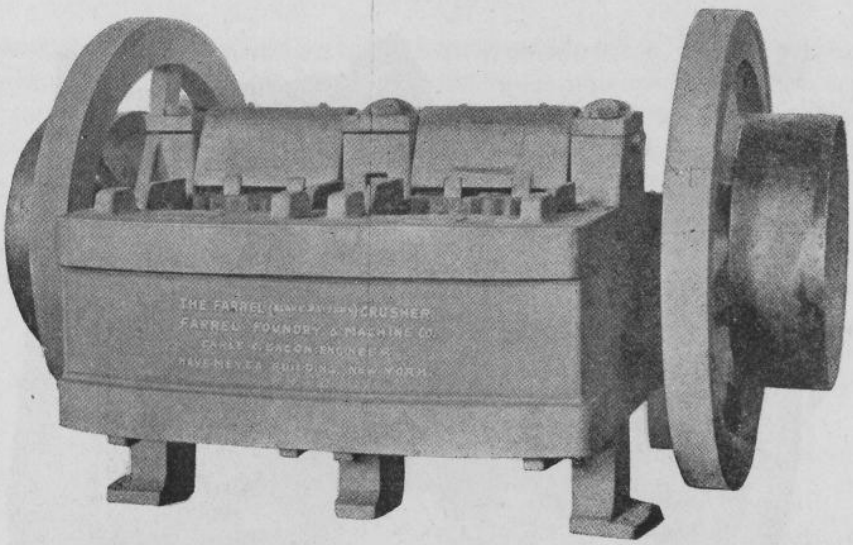


Fig. 19. — Machine à broyer la roche et le minerai Farrel-Bacon.

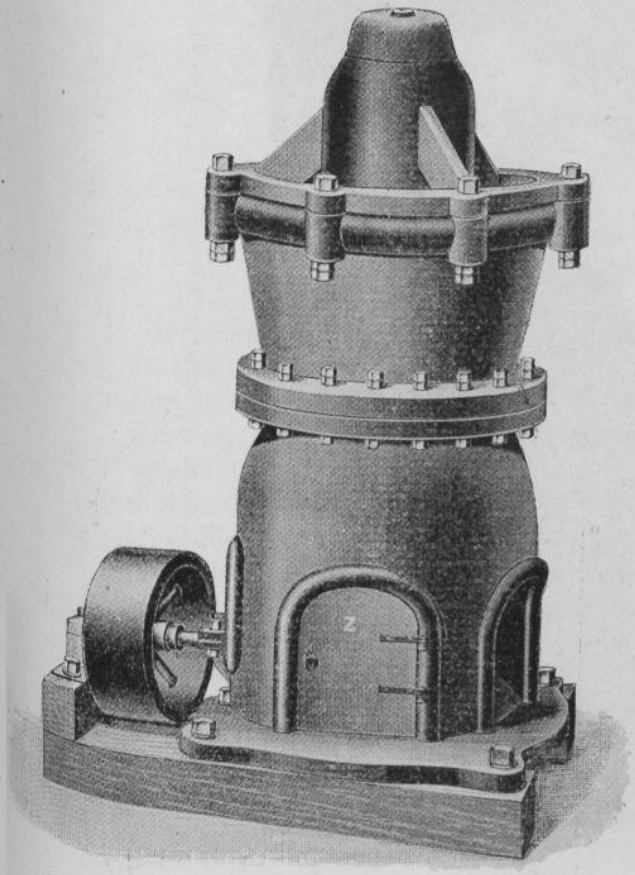


Fig. 20. — Machine à concasser le ballast Mc Cully.

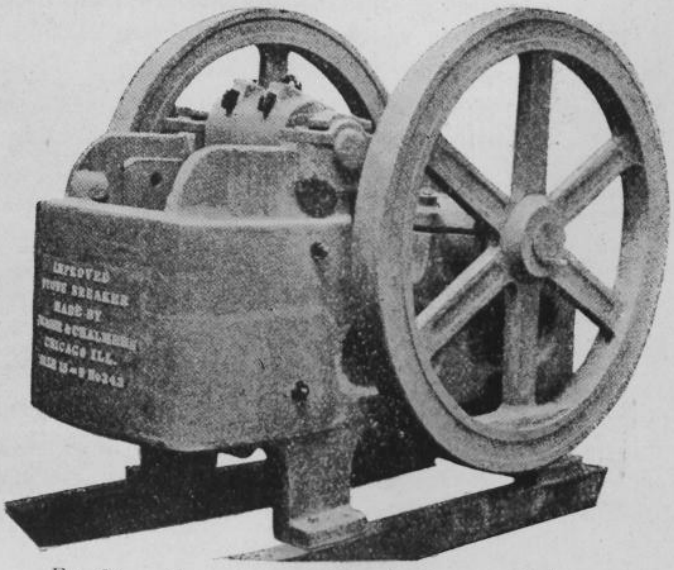


Fig. 21. — Concasseuse « Blake» de Fraser et Chalmers.

*

Imprimé chez P. Weissenbruch

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

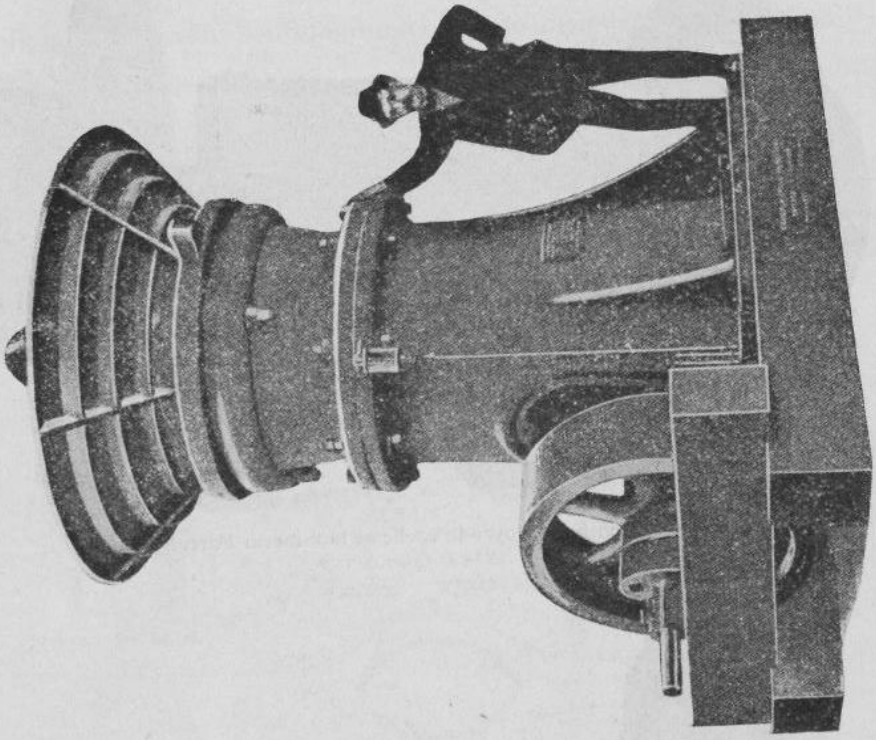


Fig. 23. — Concasseuse normale « Comet » de Fraser et Chalmers.

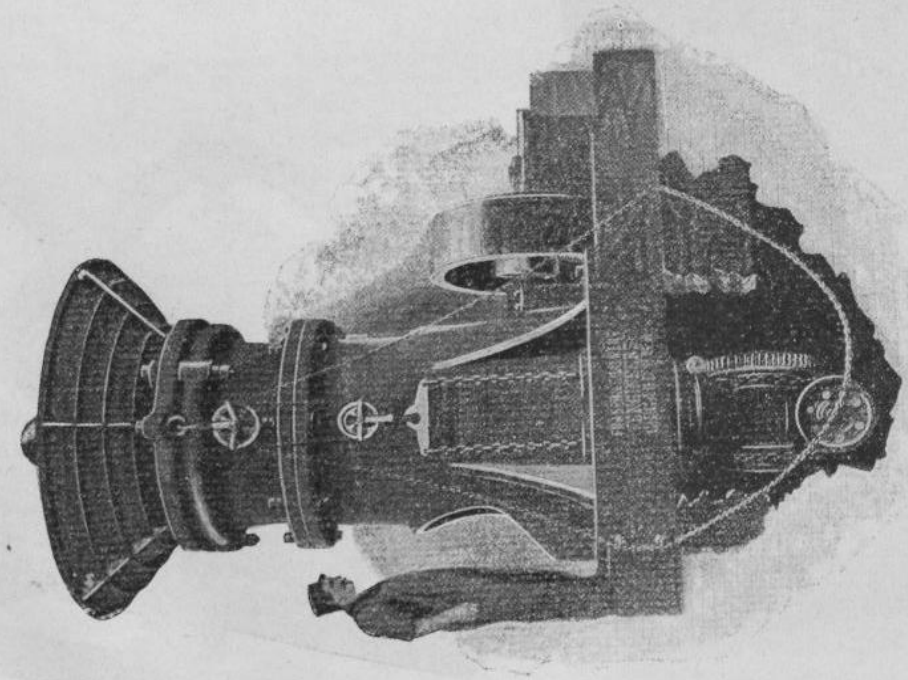


Fig. 22. — Concasseuse réglable « Comet » de Fraser et Chalmers.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de diamètre. Ce crible est divisé en trois compartiments égaux, dont le premier, en commençant par le haut, est percé de trous de 1 pouce (25 millimètres) très rapprochés, le second, de trous de 2 pouces (51 millimètres), et le troisième, de trous de 3 pouces (76 millimètres). Il se termine en bas par une allonge percée de fentes de 6 pouces (152 millimètres) de largeur et 12 pouces (305 millimètres) de longueur.

De la sorte, la pierre cassée, en descendant à travers le crible tournant, est triée en trois grosseurs différentes et tombe dans les coffres correspondants E, F et G, dans lesquels elle s'accumule et qui se vident par une coulotte dans des wagons (H, J et K).

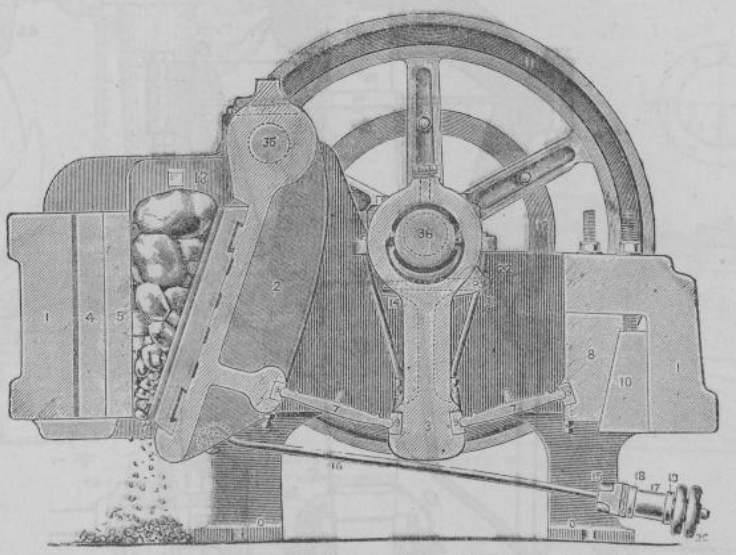


Fig. 24. — Section de la machine à broyer la roche et le minerai Farrel-Bacon.

Le compartiment supérieur est enfermé dans une enveloppe concentrique de toile métallique, à mailles de $^1/_2$ pouce (12.7 millimètres), par laquelle la poussière tombe dans le coffre M pour être ensuite chargée dans le wagon H. Les pierres qui sont trop grosses pour traverser les trous indiqués plus haut tombent par les fentes de l'allonge dans une écope qui les envoie dans un transporteur à courroies croisées N d'où elles sont déchargées dans la petite concasseuse ou mortier O. En passant par ce dernier, les criblures sont ramenées à la grosseur voulue, et c'est ensuite le premier élévateur, C, qui les reçoit.

En raison de la position inclinée du crible, il faut que les pierres soient légèrement plus petites que les trous pour pouvoir tomber dans les coffres. On obtient ainsi quatre produits dont les proportions et les grosseurs sont les suivantes : 17 p. c. de débris, depuis la poussière jusqu'à $^1/_2$ pouce (12.7 millimètres) de grosseur; 8 p. c. de ballast, depuis $^1/_2$ pouce (12.7 millimètres) jusqu'à 1 pouce (25 millimètres) de grosseur; 33 p. c. de ballast, depuis 1 pouce (25 millimètres) jusqu'à 2 pouces (51 millimètres) de grosseur; et 42 p. c. de ballast, depuis 2 pouces (51 millimètres)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

jusqu'à 3 pouces (76 millimètres) de grosseur. La classification commerciale est la suivante : débris, ballast de $^3/_4$ de pouce (19 millimètres), ballast de 1 $^1/_2$ pouce (38 millimètres) et ballast de 2 $^1/_2$ pouces (64 millimètres).

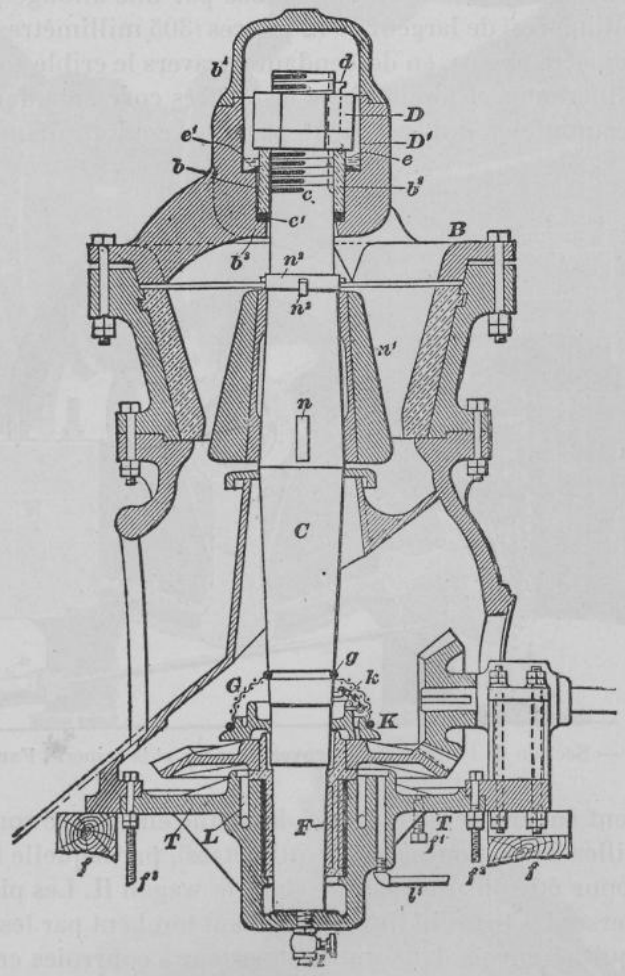


Fig. 25. — Machine à concasser le ballast Mc Cully. (Section verticale.)

La capacité de production de cette usine est de 40 à 50 yards cubes (30 à 38 mètres cubes) par heure; avec les chaudières et une machine à vapeur de 150 chevaux, elle a coûté environ 16,000 dollars (80,000 francs). Le personnel comprend un conducteur de machine, à 30 cents (1 fr. 50 c.) de l'heure; un chauffeur, à 20 cents (1 franc); un graisseur, à 17 $^1/_2$ cents (88 centimes) de l'heure et 4 manœuvres, à 13 cents (65 centimes) de l'heure. Les parties sujettes à la plus forte usure sont la masse et les fourreaux concaves, qui ont une durée moyenne d'environ 400 heures de travail et

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

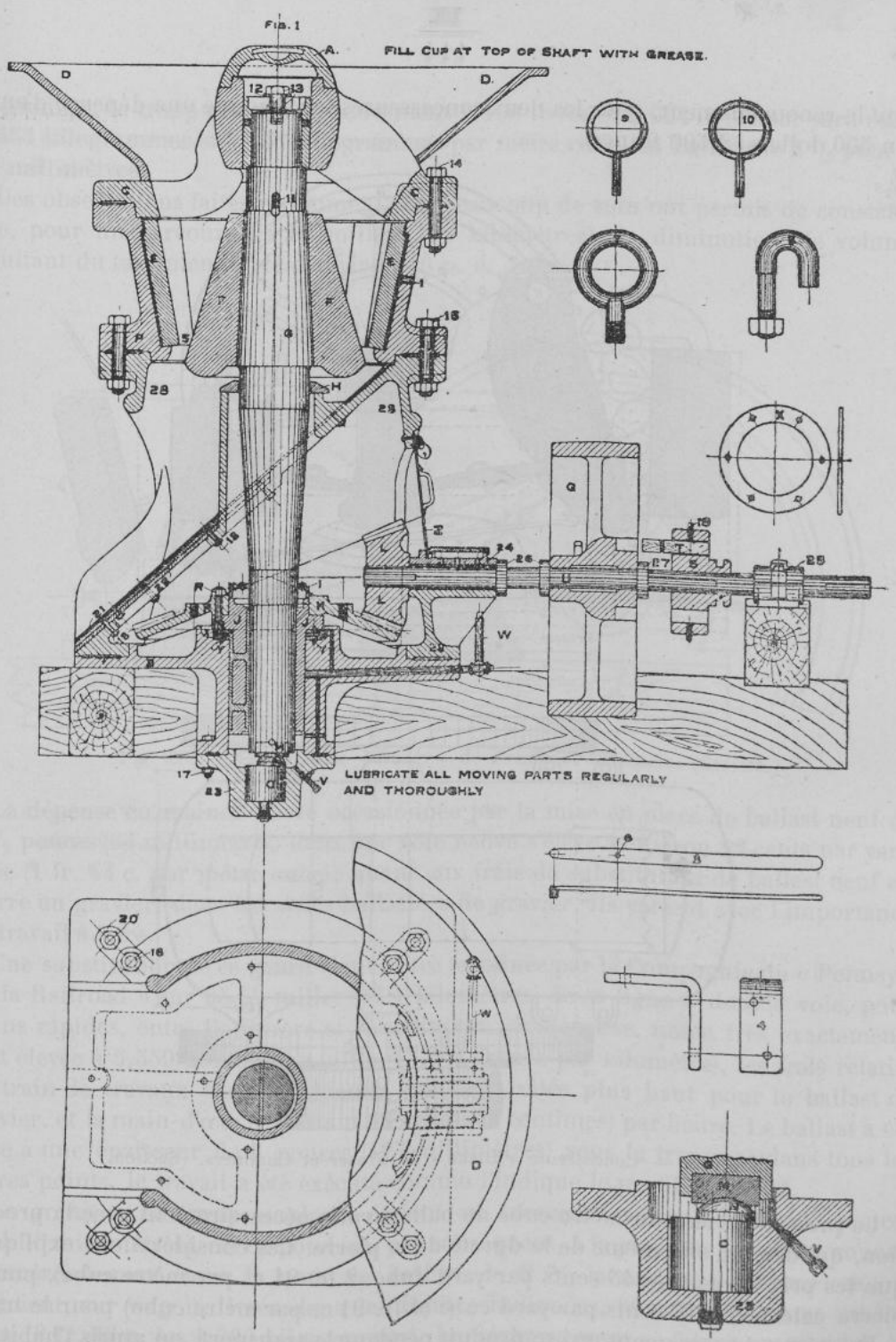


Fig. 26. — Concasseuse réglable « Comet » de Fraser et Chalmers. (Section.)

Explication des termes anglais : Fill Cup at Top of Shaft with Grease = Remplir de graisse le godet du haut de l'arbre. — Lubricate all Moving Parts regularly and thoroughly = Graisser régulièrement et complètement toutes les pièces roulantes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dont le renouvellement, pour les deux concasseuses, occasionne une dépense d'environ 500 dollars (2,500 francs).

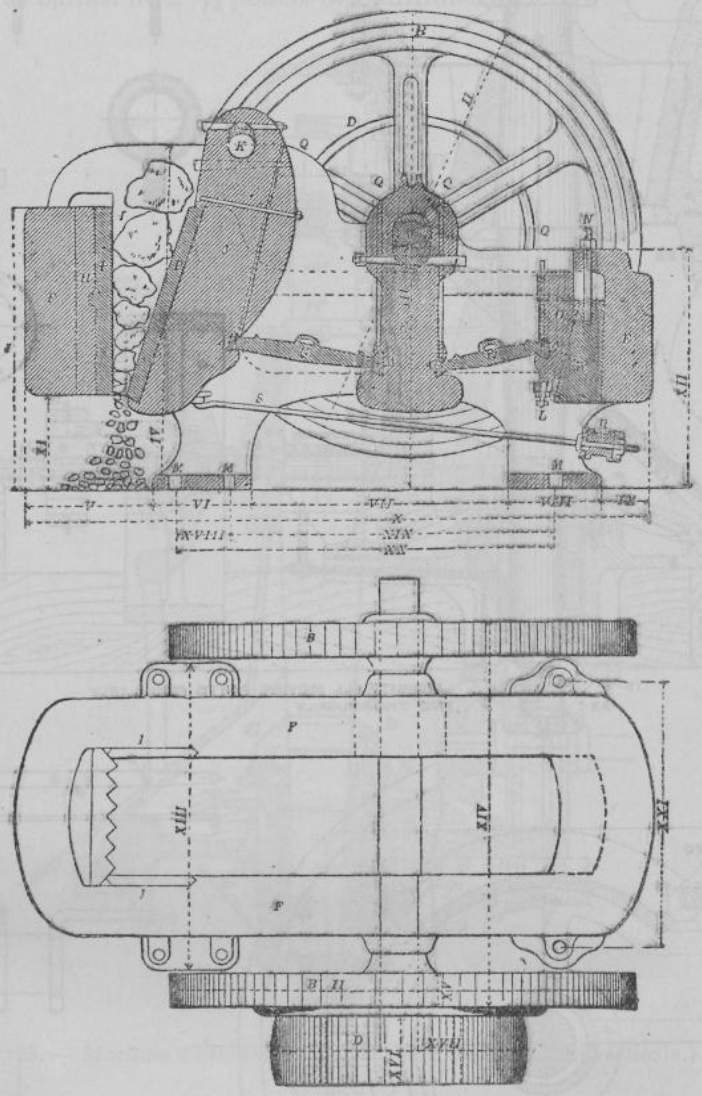


Fig. 27. — Concasseuse « Blake » de Fraser et Chalmers. (Section.)

Le prix de revient du mètre cube de ballast varie nécessairement avec la production, qui dépend elle-même de la dureté de la pierre. Ces considérations expliquent que les prix varient de 45 cents par yard cube (2 fr. 94 c. par mètre cube), pour la pierre calcaire, à 75 cents par yard cube (4 fr. 91 c. par mètre cube) pour le trapp.

En raison du tassement qui se produit pendant le transport, on a pris l'habitude, depuis quelques années, d'acheter le ballast à la tonne plutôt qu'au mètre cube.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le granit et le trapp pèsent respectivement 2,450 livres et 2,624 livres par yard cube (1,454 kilogrammes et 1,557 kilogrammes par mètre cube) en ballast de 2 1/2 pouces (64 millimètres).

Des observations faites récemment avec beaucoup de soin ont permis de constater que, pour un parcours de 82 milles (132 kilomètres), la diminution de volume résultant du tassement a été d'environ 10 p. c.

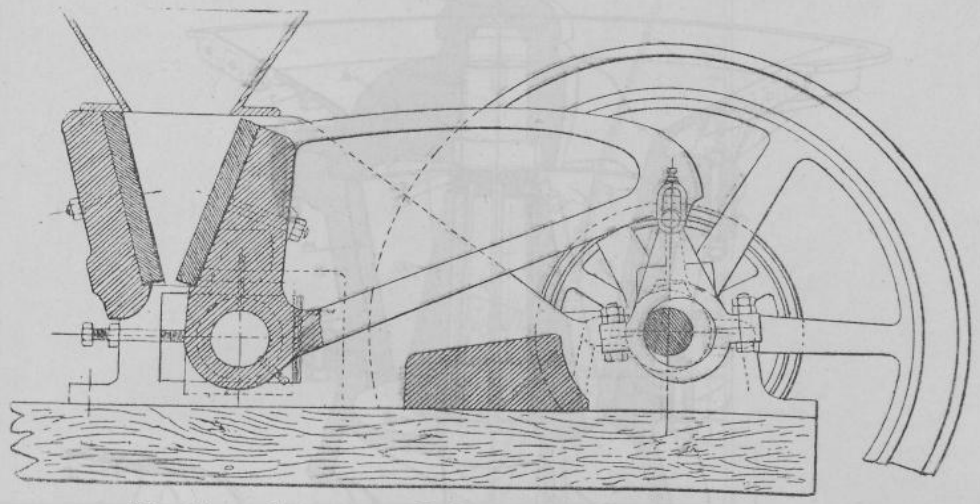


Fig. 28. — Concasseuse « Dodge » de Fraser et Chalmers. (Section.)

La dépense en main-d'œuvre occasionnée par la mise en place de ballast neuf de 2 1/2 pouces (64 millimètres) dans une voie neuve s'élève à environ 22 cents par yard cube (1 fr. 44 c. par mètre cube); quant aux frais de substitution de ballast neuf en pierre au gravier, dans les voies ballastées de gravier, ils varient avec l'importance du travail à faire.

Une substitution de ce genre vient d'être terminée par la Compagnie du « Pennsylvania Railroad » sur 35 1/2 milles (57.1 kilomètres) de sa ligne à double voie, pour trains rapides, entre Baltimore et Washington; la dépense, notée très exactement, s'est élevée à 5,559 dollars par mille (17,271 francs par kilomètre), les frais relatifs au train de travaux étant les mêmes que ceux cités plus haut pour le ballast de gravier, et la main-d'œuvre coûtant 12 cents (60 centimes) par heure. Le ballast a été posé à une épaisseur de 5 pouces (127 millimètres) sous la traverse; dans tous les autres points, le travail a été exécuté comme l'indique le profil figure 32.

Le granit et le trapp employés étaient en morceaux variant de 2 à 3 pouces (51 à 76 millimètres), correspondant, par conséquent, à la grosseur moyenne connue commercialement sous le nom de ballast de 2 1/2 pouces (64 millimètres), et coûtaient, sur wagon, livrés dans les limites indiquées, 68 cents la tonne américaine (3 fr. 95 c. les 1,000 kilogrammes). Le déchargement se faisait en marche, en réglant en conséquence le débit de wagons à fond en trémie du type ordinaire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Cette pratique de ballaster les voies avec un ballast normal de 2 1/2 pouces (64 millimètres) de grosseur est due à l'initiative de la Compagnie du « Pennsylvania Railroad », qui l'a toujours continuée depuis. Elle s'est généralisée sur les principaux chemins de fer des États-Unis.

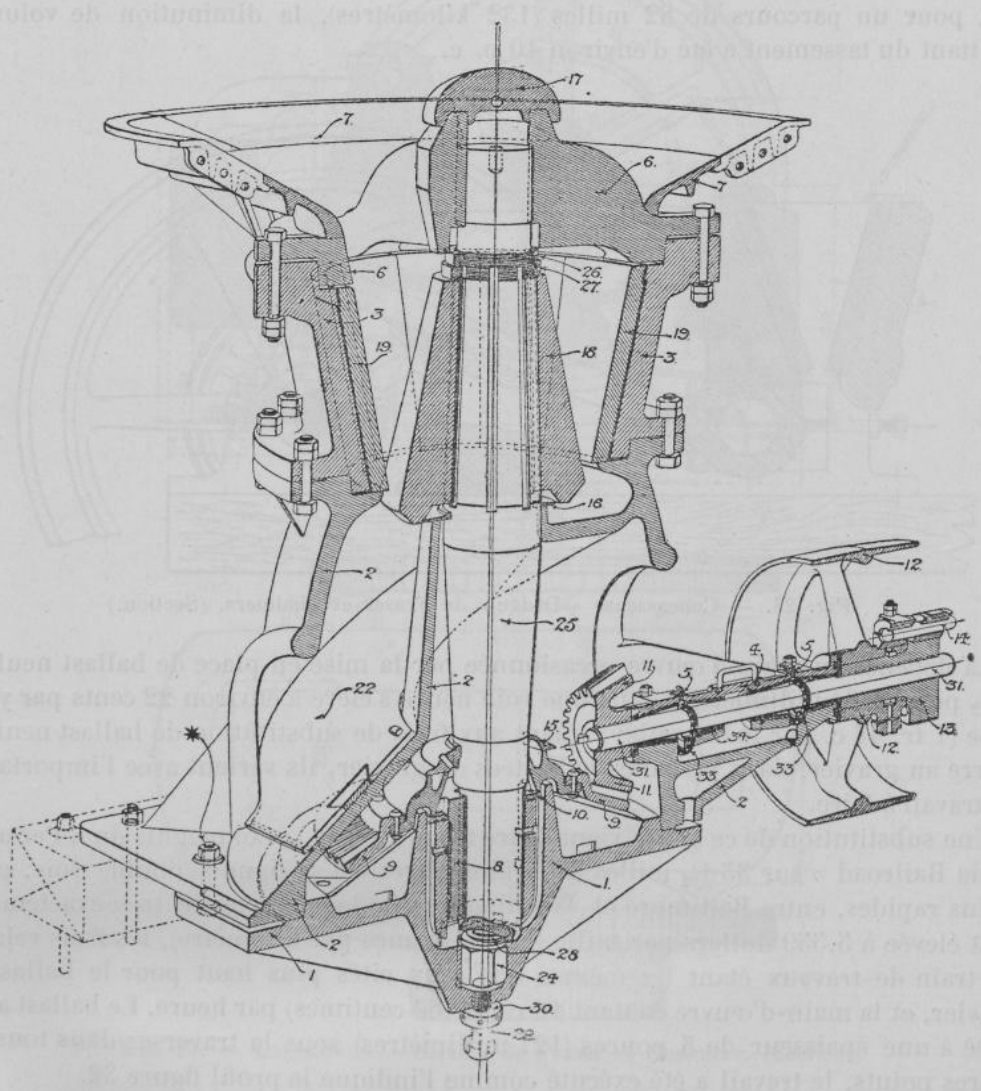


Fig. 29. — Vue perspective en coupe de la concasseuse Gate, système rotatif.

Cette grosseur n'a pas été choisie sur des données expérimentales, mais d'une façon tout arbitraire, et elle a été conservée jusqu'à ce jour.

La plupart des compagnies de chemins de fer ont toujours éprouvé plus ou moins de difficulté à se procurer de la pierre cassée uniformément, aussi petite que cette

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

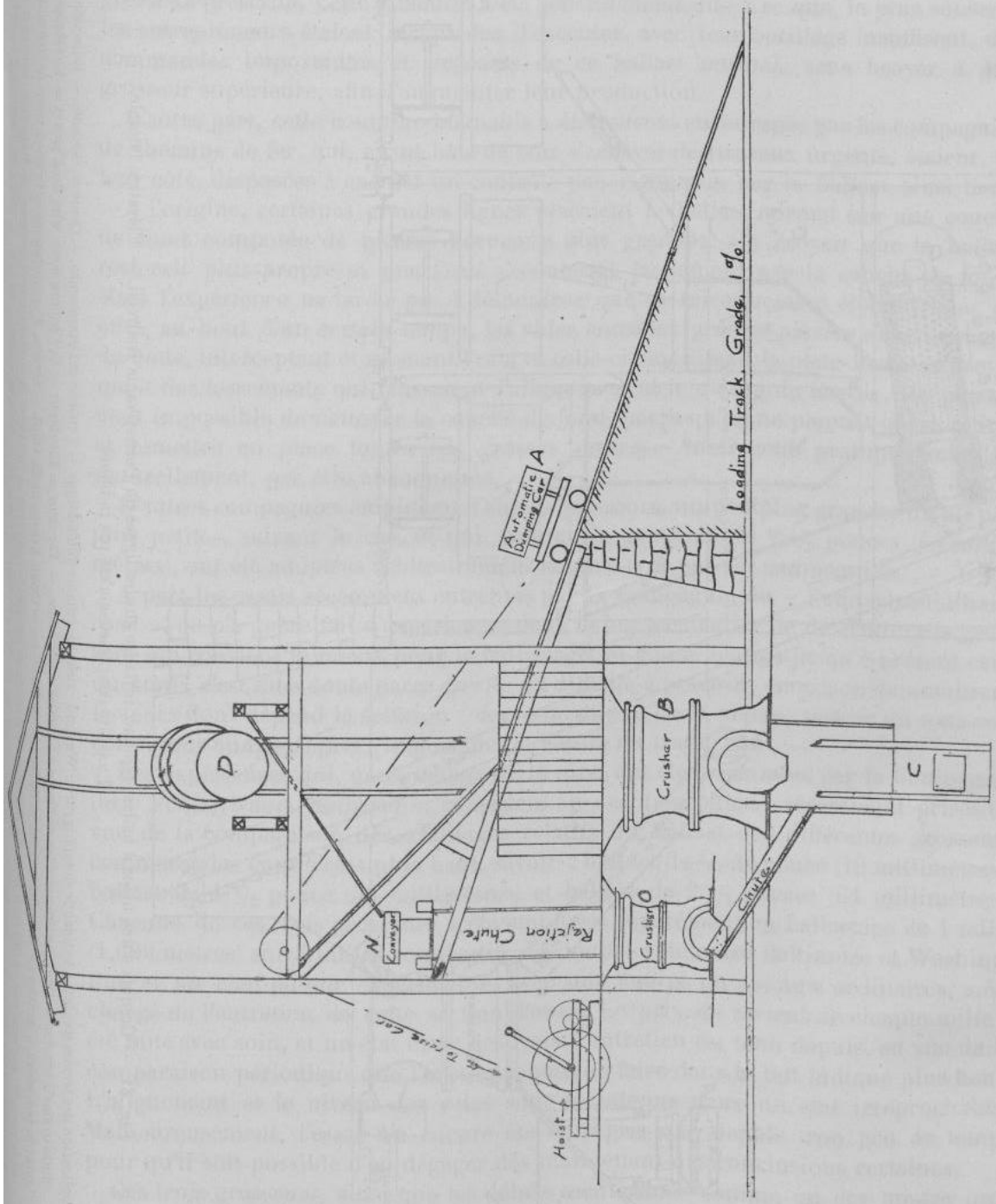


Fig. 30. — Croquis d'une usine à ballast typique, installée sur les lignes du Pennsylvania Railroad. (Élévation de face.)

Explication des termes anglais : Conveyor = Transporteur. — Rejection chute = Coulotte pour les criblures. — Crusher = Concasseuse. — Chute = Coulotte. — Automatic dumping car = Wagon à caisse basculante automatique. — Loading track, grade 1 % = Voie de chargement, déclivité 10 p. m. — Hoist to raise car = Engin de traction du wagon chargé.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

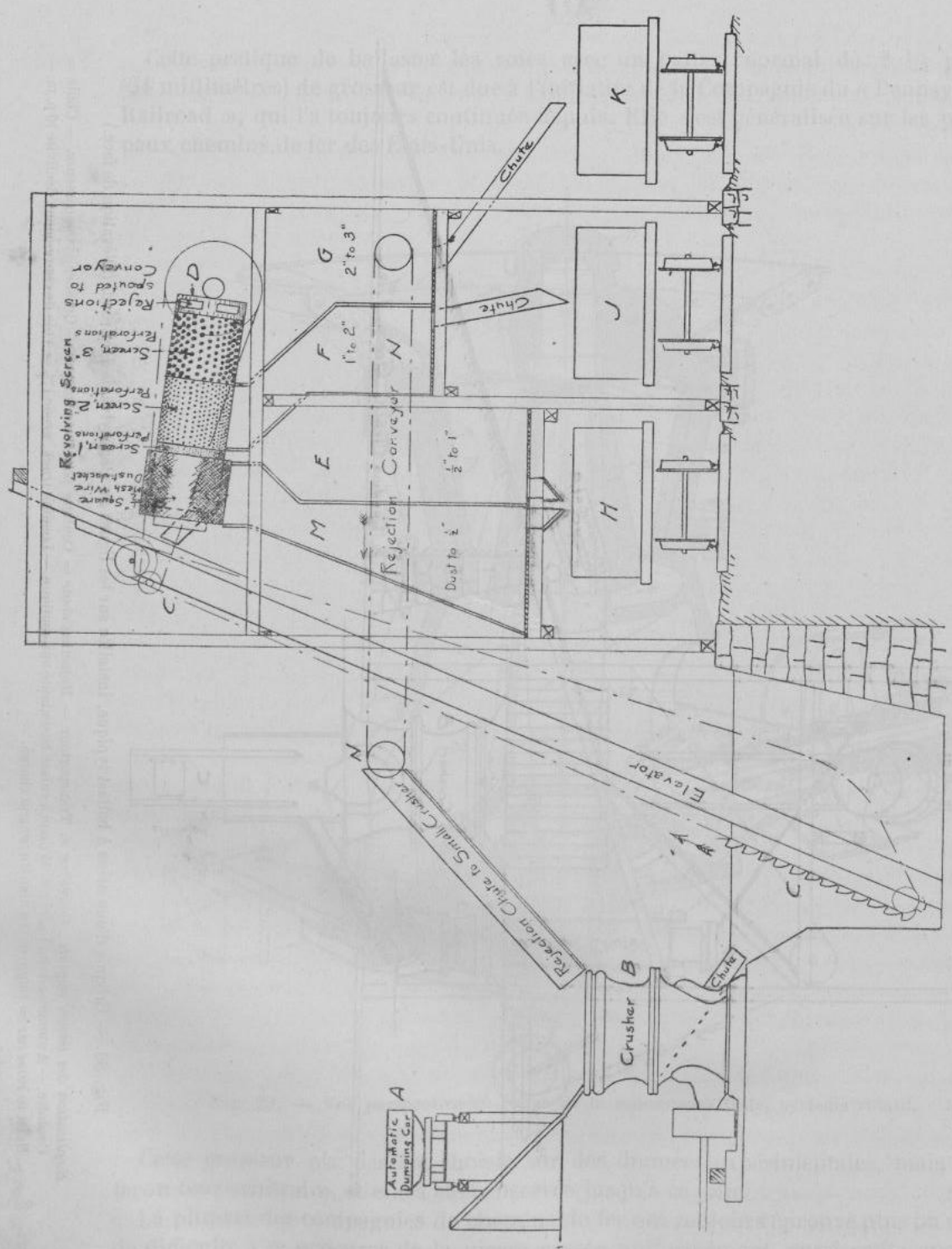


Fig. 31. — Croquis d'une usine à ballast typique, installée sur les lignes du Pennsylvania Railroad. — Élévation latérale.
La petite concasseuse n'est pas indiquée.

Explication des termes anglais : Automatic dumping car = Wagon à caisse basculante automatique. — Crusher = Concasseuse. — Chute = Coulotte. — Rejection chute to small crusher = Coulotte amenant les criblures à la petite concasseuse. — Elevator = Élévateur — 1½" square mesh wire dust jacket = Enveloppe pour la poussière, à mailles de 12,7 mill. de côté. — Screen 1" perforations = Crible à trous de 25,4 mill. — Screen, 2" perforations = Crible à trous de 50,8 mill. — Screen, 3" perforations = Crible à trous de 76,2 mill. — Rejections spouted to conveyor = Criblures envoyées au transporteur. — Rejection conveyor = Transporteur des criblures.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

grosseur prescrite. Cette difficulté a été généralement due à ce que, le plus souvent, les entrepreneurs étaient incapables d'exécuter, avec leur outillage insuffisant, des commandes importantes et urgentes de ce ballast normal, sans broyer à une grosseur supérieure, afin d'augmenter leur production.

D'autre part, cette coutume blâmable a été souvent encouragée par les compagnies de chemins de fer, qui, ayant hâte de voir s'achever des travaux urgents, étaient, de leur côté, disposées à exercer un contrôle peu rigoureux sur le ballast ainsi livré.

A l'origine, certaines grandes lignes plaçaient le ballast normal sur une couche de fond composée de pierres beaucoup plus grandes. On croyait que le ballast resterait plus propre et que l'eau s'écoulerait facilement par la couche de fond. Mais l'expérience ne tarda pas à démontrer que ce raisonnement était erroné; en effet, au bout d'un certain temps, les vides entre les grosses pierres s'engorgeaient de boue, interceptant et retenant l'eau, et celle-ci amollissait la plate-forme et provoquait des tassements qui faussaient l'alignement et le niveau de la voie. De plus, il était impossible de nettoyer la couche de fond, parce qu'on ne pouvait guère retirer et remettre en place toutes ces grosses pierres. Aussi cette pratique finit-elle, naturellement, par être abandonnée.

D'autres compagnies emploient d'autres grosseurs, un peu plus grandes ou un peu plus petites, suivant le cas, et qui, comme la grosseur de 2 $^1/_2$ pouces (64 millimètres), ont été adoptées arbitrairement comme type par ces compagnies.

A part les essais récemment entrepris par la Compagnie du « Pennsylvania Railroad », on n'a guère fait d'expériences dans le but particulier de déterminer la grosseur qui convient le mieux pour le ballastage. Si l'on a négligé jusqu'à présent cette question, c'est sans doute parce qu'elle est difficile à préciser, en raison de nombreux facteurs dont dépend la solution : degré de dureté de la pierre; nature du sous-sol; conditions climatériques; importance et nature du trafic, etc.

Les expériences qui, nous venons de le dire, ont été organisées par la Compagnie du « Pennsylvania Railroad », consistent en des dispositions récemment prises en vue de la comparaison des avantages relatifs du ballast des différentes grosseurs commerciales énumérées plus haut, savoir : ballast de $^3/_4$ de pouce (19 millimètres), ballast de 1 $^1/_2$ pouce (38 millimètres) et ballast de 2 $^1/_2$ pouces (64 millimètres). Chacune de ces trois grosseurs a été employée séparément au ballastage de 1 mille (1,609 mètres) sur 3 milles consécutifs de double voie entre Baltimore et Washington, et un chef-poseur expérimenté, avec une équipe de poseurs ordinaires, a été chargé de l'entretien de cette section d'essai. Le prix de revient de chaque mille a été noté avec soin, et un état exact des frais d'entretien est tenu depuis, en vue de la comparaison périodique que l'on se propose de faire dans le but indiqué plus haut. L'alignement et le niveau des voies sont maintenus dans un état irréprochable. Malheureusement, l'essai n'a encore été entrepris que depuis trop peu de temps pour qu'il soit possible d'en dégager dès maintenant des conclusions certaines.

Ces trois grosseurs, ainsi que les débris mentionnés comme un des quatre produits de l'usine de concassage décrite plus haut, ont été en usage plus ou moins

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

général sur les lignes de la Compagnie du « Pennsylvania Railroad ». C'est d'ailleurs, disons-le à ce propos, la divergence d'opinion des ingénieurs ayant eu l'occasion de se servir de ces quatre produits sur leurs mérites relatifs qui a conduit aux expériences en question.

Dans cet ordre d'idées, et pour contribuer à élucider la question qui nous occupe ici, il sera utile de présenter les conclusions qu'il convient de déduire de l'avis unanime de certains observateurs expérimentés et consciencieux au sujet de ces mérites relatifs.

Ainsi qu'il a été dit ailleurs, la présence de l'eau sous la traverse transforme la poussière des pierres et les autres matières terreuses et corps étrangers en une masse molle, plastique, qui affaiblit la solidité et la résistance de la couche de fond et permet aux traverses de s'enfoncer excessivement, au détriment de l'alignement et du niveau de la voie. Or, comme la présence de cette eau est due à l'imperméabilité des portions agglutinées de la couche de fond, il semble que, toutes choses égales d'ailleurs, le ballast le mieux proportionné en dimensions est celui qui est le moins susceptible de s'encrasser et d'empêcher le drainage. Il sera inutile d'ajouter qu'il faut tenir compte de la qualité de la pierre, notamment au point de vue de sa tendance à s'émietter sous l'action de la pioche à bourrer, action qui joue un rôle plus ou moins important dans l'agglutination dont il vient d'être question.

Les débris qu'on emploie ont la préférence pour les voies de gare et les voies à marchandises, d'importance secondaire, mais on ne s'en sert pas pour les voies à voyageurs, surtout à cause de la poussière qu'ils forment.

Il paraît que le ballast composé de cette matière déverse l'eau dans l'entrevoie et les fossés latéraux, grâce à l'exiguïté de ses vides, qui se remplissent de poussière et forment une surface unie sur laquelle l'eau s'écoule facilement.

Un autre avantage attribué à cette surface unie est la résistance qu'elle offre à la pénétration de la poussière de charbon et des matières qui se détachent des véhicules : elles viennent s'y accumuler et peuvent être facilement enlevées, en les raclant simplement avec une pelle.

On fait valoir aussi en faveur des débris de pierre que, grâce à la masse compacte qu'ils forment contre et sous les traverses, ces dernières sont maintenues plus solidement en place, et qu'il faut moins de main-d'œuvre pour assurer l'alignement et le niveau qu'avec les autres types de ballast. Cette compacité de la masse sur laquelle s'appuient les traverses présente un autre avantage : je veux dire l'augmentation de l'élasticité du ballast, qui se traduit par l'amélioration de la douceur de roulement de la voie.

Enfin, comme les débris se manient facilement à la pelle, sauf par les temps de gelée, ils comportent une économie sur les opérations de déchargement et de garnissage et dégarnissage de la voie, suivant qu'il s'agit de bourrer ou de renouveler les traverses.

Malheureusement, ces excellentes qualités ne font pas entièrement contrepoids aux inconvénients qui caractérisent ce type de ballast. Ces inconvénients sont la

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

formation de poussière, la tendance à aspirer l'eau aux joints imparfaitement drainés et une aggravation de la perte de ballast, par suite de l'impossibilité de le nettoyer lorsqu'il est encrassé.

Des constatations faites au cours de l'emploi restreint du ballast de 3/4 de pouce (19 millimètres), il semble résulter qu'il possède, à une seule exception près, toutes les bonnes qualités attribuées aux débris, sur lesquels il l'emporte encore en plusieurs autres points essentiels. L'exception que nous venons d'indiquer se rapporte à ses moyens de drainage, moins parfaits par suite de ses vides plus considérables qui, en s'obstruant, s'opposent à l'écoulement de l'eau, dont l'épanchement sur la surface supérieure est nécessairement moindre que dans le cas des débris. Les vides du ballast de 3/4 de pouce mettent nécessairement plus de temps à se remplir de matières tombant ou se détachant des locomotives et véhicules que les vides plus grands du ballast de plus grosses dimensions, mais on ne sait pas encore si la même remarque s'applique ou non aux obstructions par les matières venant du sous-sol. Il est évident, toutefois, que l'eau passe moins facilement par les petits vides du ballast de 3/4 de pouce que par ceux, plus grands, du ballast de plus grosses dimensions; c'est pourquoi ce dernier est préférable, mais on ne sait pas exactement dans quelle proportion, et on ne le saura que lorsque des expériences plus étendues auront apporté des données plus précises sur la question.

A certains autres points de vue, ce ballast menu paraît supérieur aux types de plus grosses dimensions : il est plus élastique, par suite la douceur de roulement est meilleure; il se manie facilement à la pelle, par suite les différentes opérations de l'entretien sont moins coûteuses; enfin, à main-d'œuvre égale, il maintient mieux l'alignement et le niveau de la voie. Cependant, l'expérience limitée que l'on a de ce ballast fin n'a pas permis, jusqu'à présent, de se rendre compte de ses autres inconvénients, si toutefois il en comporte.

Nous arrivons ensuite au ballast du type de 1 1/2 pouce (38 millimètres) à l'anneau. Il est plus facile à manier, plus élastique, et se prête beaucoup mieux au maintien du niveau que le ballast normal, auquel il est encore supérieur en d'autres points essentiels. Mis en place dans la voie, il présente un aspect propre et agréable, et, d'une façon générale, paraît posséder les bonnes propriétés des autres types sans offrir les mêmes prises à la critique au point de vue des imperfections inhérentes à son usage.

Enfin, il nous reste à considérer la grosseur normale, c'est-à-dire le ballast de 2 1/2 pouces (64 millimètres), vivement critiqué par tous ceux qui ont l'expérience de son emploi. S'il offre le meilleur drainage, à moins d'être couvert de boue venant d'en haut ou d'en bas, il semble qu'il soit généralement peu satisfaisant à presque tous les autres points de vue. De tous les types, en matière de grosseur, il est le plus difficile et, par suite, le plus coûteux à manipuler. Il est particulièrement défectueux pour le relevage de la voie, car, en raison de sa grosseur considérable, on risque continuellement, en bourrant les traverses, de relever, en des points isolés, la voie au-dessus du niveau voulu. Ceci est particulièrement vrai pour les légers relevages, qui constituent la majeure partie des travaux d'entretien.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Un autre inconvénient est que souvent le niveau et l'alignement de la voie ne sont pas assurés convenablement par les traverses bourrées avec ces pierres de grandes dimensions. Les pierres sont tellement grosses qu'il est impossible de les faire entrer en nombre suffisant sous leur base d'appui; et, d'autre part, elles sont susceptibles de s'arrêter contre une arête arrondie, instable, de sorte que la traverse peut pivoter sur elles et quitter sa position sous l'action des charges roulantes : d'où la nécessité de rétablir l'alignement et le niveau par bourrage, ce qui nuit aux traverses.

En raison de toutes ces considérations, il est à espérer que les expériences dont il est question plus haut, complétées par des recherches analogues, feront connaître la grosseur de pierre qui convient le mieux pour le ballast.

Philadelphie, 31 janvier 1900.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE I.

—

Tableau des ballasts employés sur quelques lignes typiques, indiquant le caractère général du ballast dans tout le territoire des États-Unis.

LIGNES.	Zone. (1)	Longueur totale des services exploités, en milles (en kilomètres).	TYPES DE BALLAST EN MILLES (KILOMÈTRES) DE VOIE PRINCIPALE.								Longueur totale des voies principales en milles (en kilomètres).
			Pierre concassée.	Gravier.	Cendrées.	Laitier.	Argile cuite.	Terre.	Sable.	Divers.	
Boston & Maine Railroad	A	2,864 (4,609)	...	1,716 (2,762)	...	...	...	...	...	...	1,716 (2,762)
New York, New Haven & Hartford	A	3,030 (4,876)	127 (204)	1,893 (3,047)	...	...	...	...	...	...	2,020 (3,251)
Philadelphia & Reading Railway	B	2,114 (3,401)	216 (348)	...	946 (1,523)	...	...	...	...	Poussier et gravier 41 (66)	1,202 (1,934)
Pennsylvania Railroad	B	8,402 (13,521)	1,449 (3,332)	630 (1,014)	1,823 (2,934)	...	...	213 (343)	...	Ponts : 32 milles (51 kilomètres).	4,147 (6,674)
Pennsylvania Railroad Lines Western of Pittsburg.	B	4,011 (6,455)	406 (654)	2,184 (3,514)	232 (373)	330 (531)	...	144 (231)	149 (231)	...	3,445 (5,544)
Baltimore & Ohio Railroad	B, C	3,626 (5,835)	874 (1,406)	792 (1,274)	386 (621)	...	...	17 (27)	...	...	2,069 (3,330)
Chesapeake & Ohio Railroad	B, C	1,942 (3,125)	690 (1,110)	141 (227)	163 (262)	...	...	279 (448)	...	...	1,273 (2,048)
Southern Railway	C	5,931 (9,545)	1,254 (2,018)	1,087 (1,749)	100 (161)	204 (328)	...	3,266 (5,256)	...	Roche décomposée : 80 (129)	5,991 (9,641)
Seaboard Air Line	C	1,068 (1,718)	178 (286)	359 (577)	...	...	...	425 (684)	...	...	962 (1,548)
Louisville & Nashville	C	3,641 (5,859)	1,404 (2,259)	...	180 (290)	283 (456)	...	672 (1,081)	...	...	2,539 (4,086)
Chicago, Burlington & Quincy	B, D	7,180 (11,555)	16 (26)	984 (1,583)	505 (813)	...	208 (480)	508 (818)	105 (169)	189 milles (304 kilom. non indiqués.	2,604 (4,190)
Wabash Railroad	B	2,955 (4,755)	51 (82)	1,047 (1,685)	359 (577)	...	210 (338)	198 (319)	...	...	1,865 (3,002)
Chicago, St. Paul, Minneapolis & Omaha	B, D	1,888 (3,089)	28 (45)	828 (1,332)	105 (169)	...	...	459 (738)	...	...	1,420 (2,285)
Union Pacific Railroad	D, E	3,746 (6,028)	19 (30)	...	133 (214)	25 (40)	72 (116)	2,330 (3,749)	...	Granit décomposé : 406 (653)	2,985 (4,804)
Denver & Rio Grande Railroad	D	2,035 (3,275)	680 (1,094)	330 (531)	...	...	...	656 (1,056)	...	...	1,666 (2,681)
Southern Pacific Railroad	D, E	9,353 (15,052)	2 (3)	3,758 (6,047)	40 (64)	...	...	1,290 (2,076)	...	...	5,090 (8,192)
Atchison, Topeka & Santa Fe	D, E	8,269 (13,307)	496 (798)	465 (748)	401 (646)	61 (98)	87 (140)	3,035 (4,884)	4 (6)	Débris de roches 65 (105)	4,614 (7,425)
Southern California Railway	E	Compris dans l'A. T. & St. F.	...	113 (182)	9 (14)	...	...	365 (587)	...	...	487 (783)
Santa Fe & Pacific Railroad.	E	...		4 (6)	4 (6)	...	...	607 (976)	...	Scories volcaniques : 204 (328)	819 (1,317)

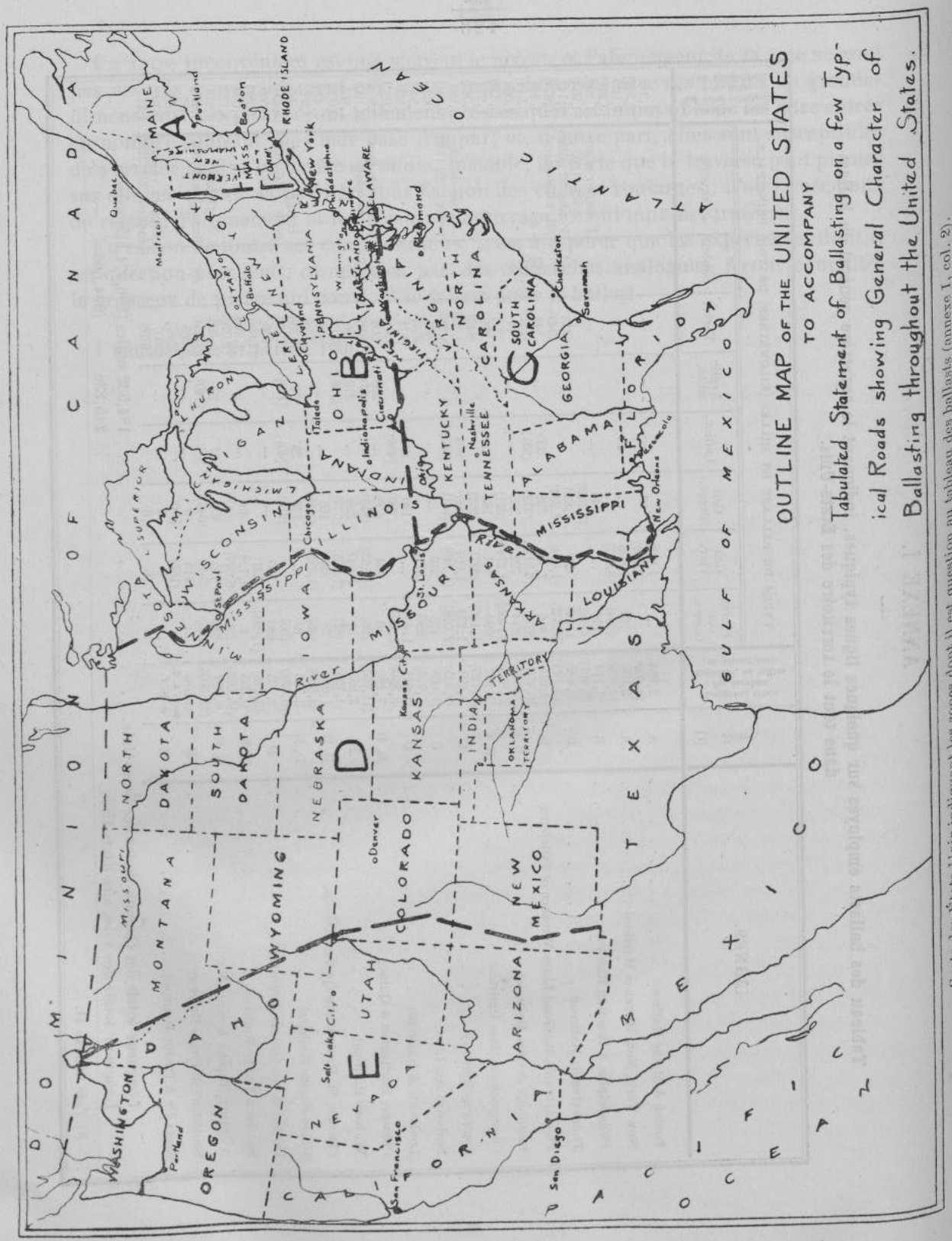
Longueur totale des chemins de fer des États-Unis . . . . . 184,532 milles (296,971 kilomètres).

Longueur totale des voies aux États-Unis . . . . . 245,238 — (394,666 —).

(1) *Voir* annexe II.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe II.



Carte des États-Unis indiquant les zones dont il est question au tableau des ballasts (annexe 1, col. 2).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

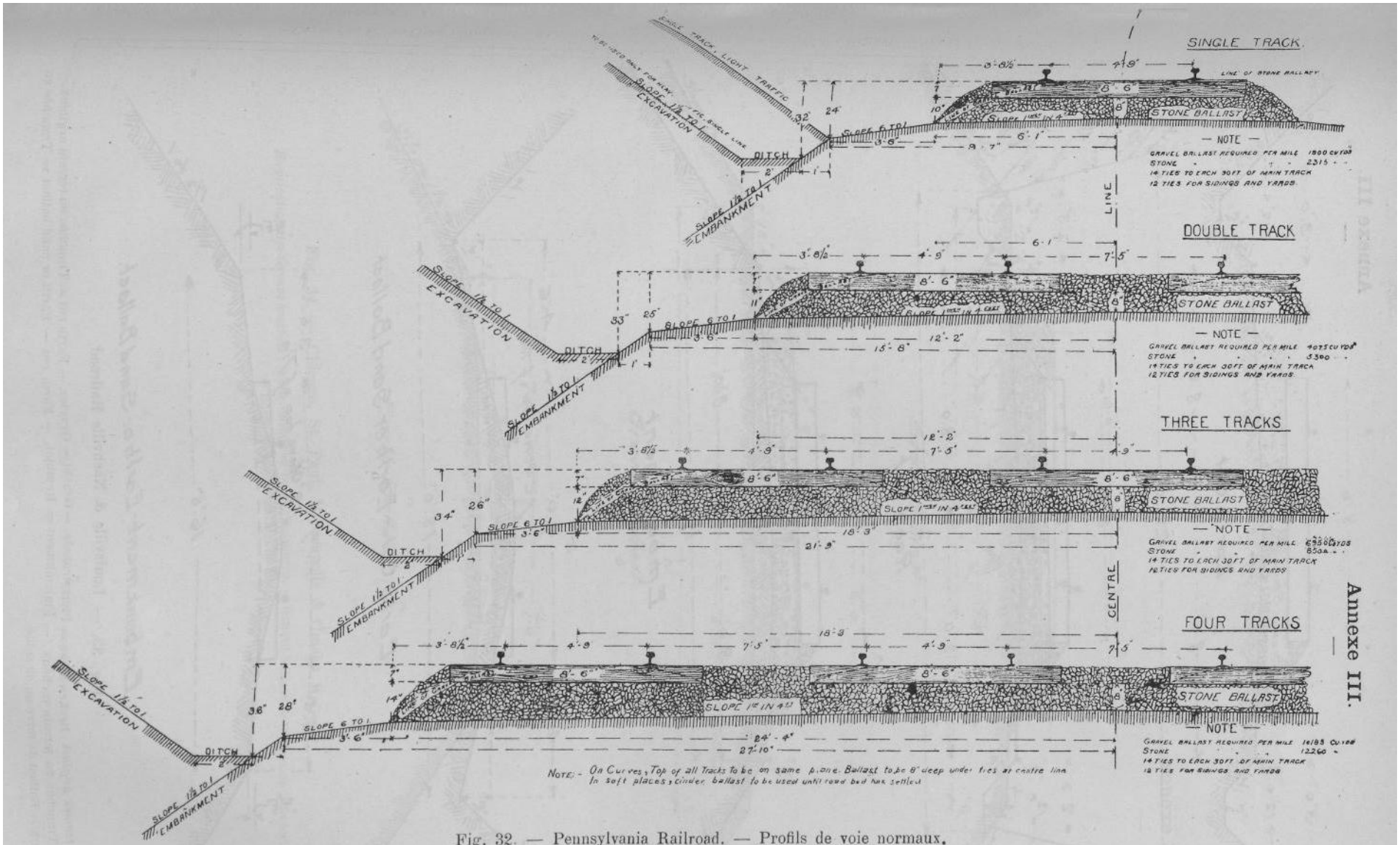


Fig. 32. — Pennsylvania Railroad. — Profils de voie normaux.

Explication des termes anglais : Single track, light traffic = Voie unique, faible trafic. — To be used only for heavy traffic, single line = Profil applicable exclusivement aux lignes à voie unique à trafic intense. — Ditch = Fossé. — Embankment = Remblai. — Slope = Inclinaison. — Line of gravel ballast = Ligne du ballast de gravier. — Slope 1 inch in 4 feet = Inclinaison de 1/48. — Stone ballast = Ballast de pierre. — Line of stone ballast = Ligne du ballast de pierre. · Double track = Double voie. — Three tracks = Trois voies. — Four tracks = Quatre voies. — Centre line = Axe. — NOTE. Gravel ballast required per mile : 1,900, 4,075, 6,950, 10,185, Cu. Yds = NOTA. Ballast de gravier nécessaire par mille : 1,900, 4,075, 6,950, 10,185 yards cubes (903, 1,936, 3,302, 4,838 mètres cubes par kilomètre).- Stone ballast required per mile : 2,315, 5,300, 8,500, 12,260, Cu. Yds = Ballast de pierre nécessaire par mille : 2,315, 5,300, 8,500 et 12,260 yards cubes (1,100, 2,518, 4,038 et 5,824 mètres cubes par kilomètre). — 14 ties to erch 30 feet of main track = 14 traverses par longueur de voie principale de 30 pieds (9.144 mètres). — 12 ties for sidings and yards = 12 traverses pour les voies de garage. — NOTE. On curves, top of all tracks to be on same plane. Ballast to be 8" deep under ties at centre line In soft places, cinder ballast to be used until road-bed has settled = NOTA. Dans les courbes, le niveau supérieur de toutes les voies doit être dans le même plan. Le ballast aura 8 pouces (203 millimètres) de profondeur sous les traverses, dans l'axe de la voie. Sur les terrains mous, on emploiera du ballast de cendrées jusqu'après tassement de la plate-forme

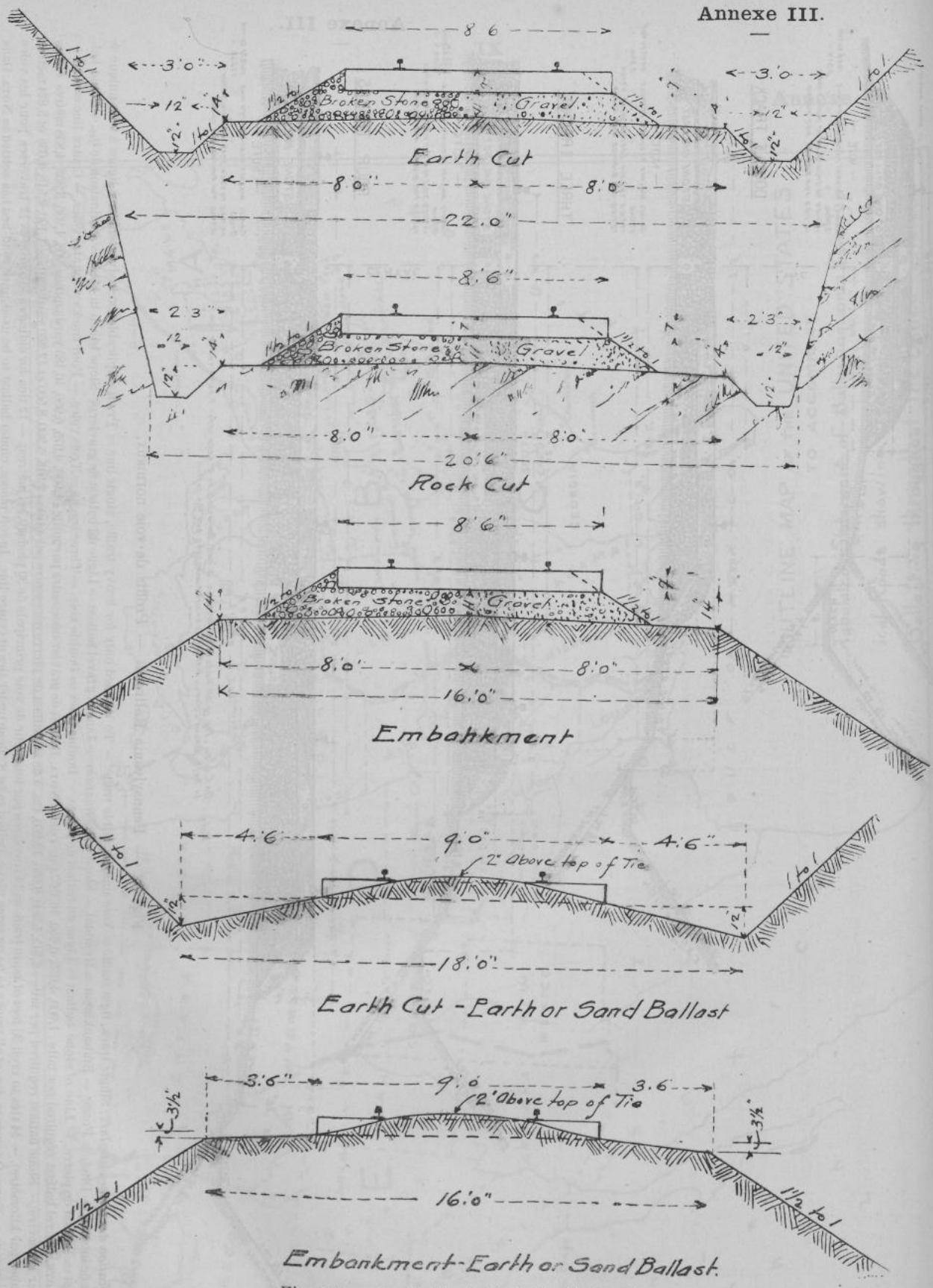


Fig. 33. — Louisville & Nashville Railroad.

Explication des termes anglais : Broken stone = Pierre cassée. — Gravel = Gravier. — Earth cut = Tranchée en terrain argileux. — Rock cut = Tranchée en terrain rocheux. — Embankment = Remblai. — Earth cut — Earth or sand ballast = Tranchée en terrain argileux — Ballast de terre ou de sable.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

—

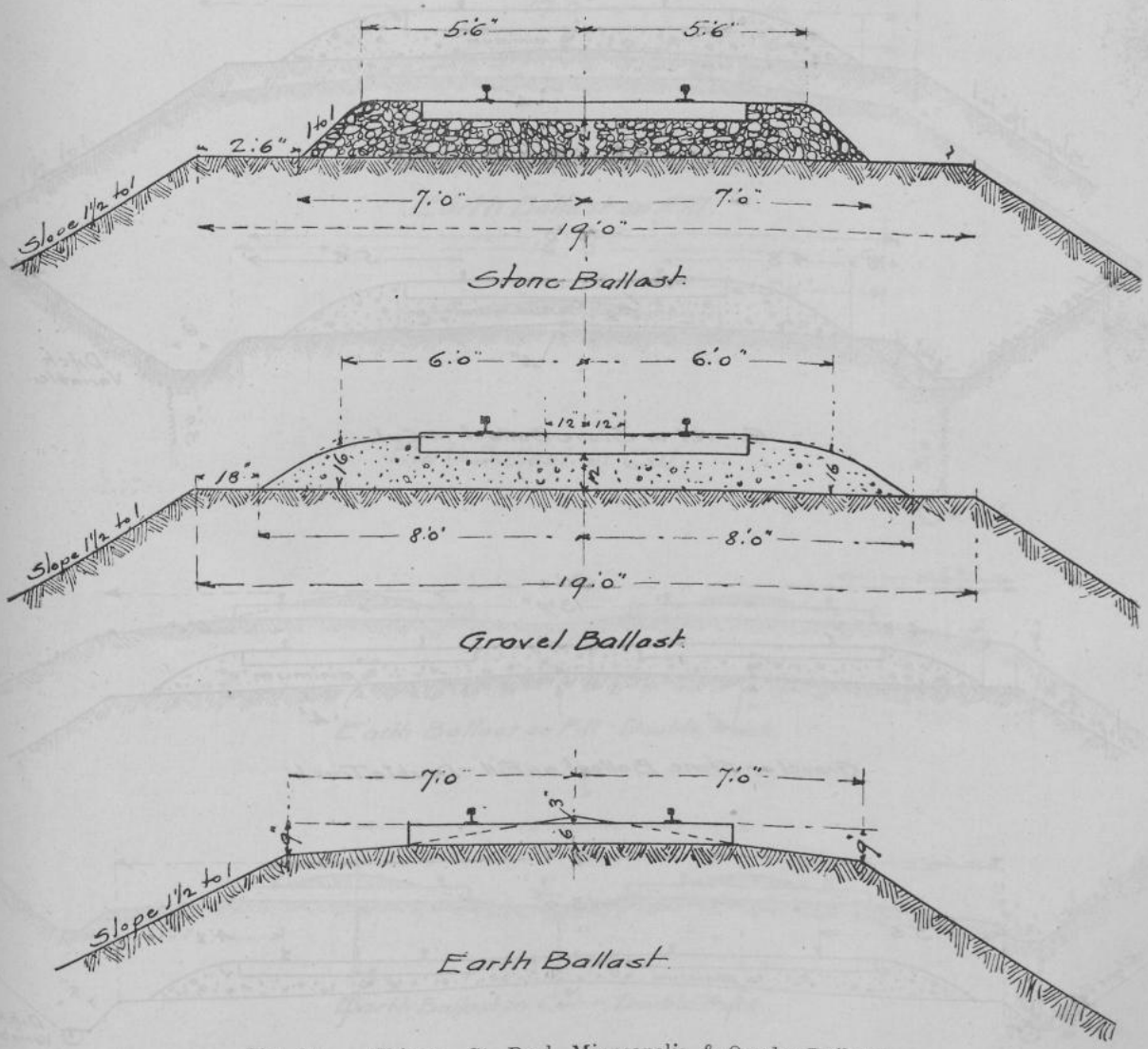


Fig. 34. — Chicago, St. Paul, Minneapolis & Omaha Railway.

Explication des termes anglais : Stone ballast = Ballast de pierre. — Gravel ballast = Ballast de gravier. Earth ballast = Ballast de terre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

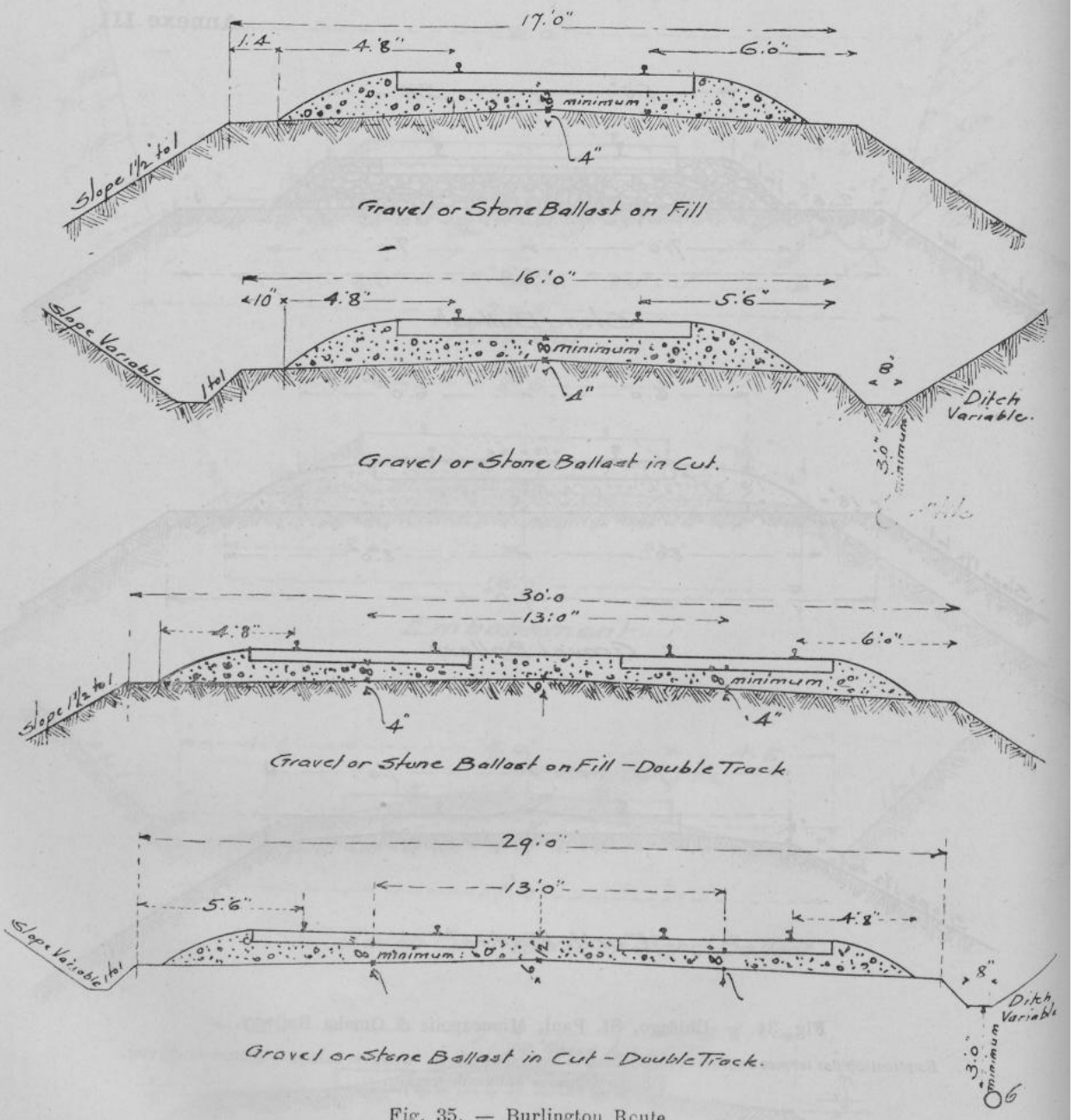


Fig. 35. — Burlington Route.

Explication des termes anglais : Slope = Inclinaison. — Gravel or stone ballast on fill = Ballast de gravier ou de pierre sur remblai. Ditch = Fossé. — Gravel or stone ballast in cut = Ballast de gravier ou de pierre en tranchée. — Double track = Double voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

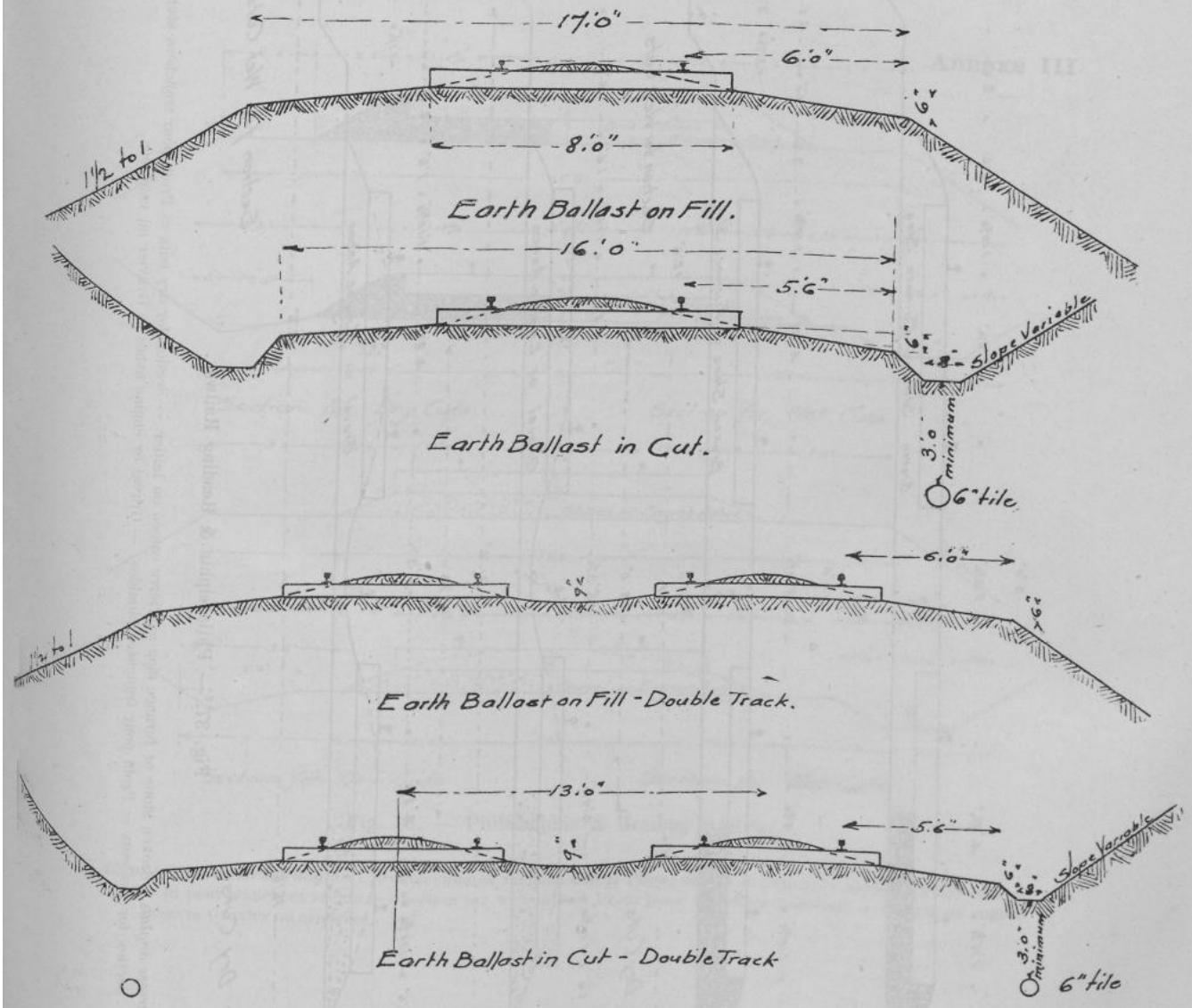


Fig. 36. — Burlington Route.

Explication des termes anglais : Earth ballast on fill = Ballast de terre sur remblai. Earth ballast in cut = Ballast de terre en tranchée. — Double track = Double voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

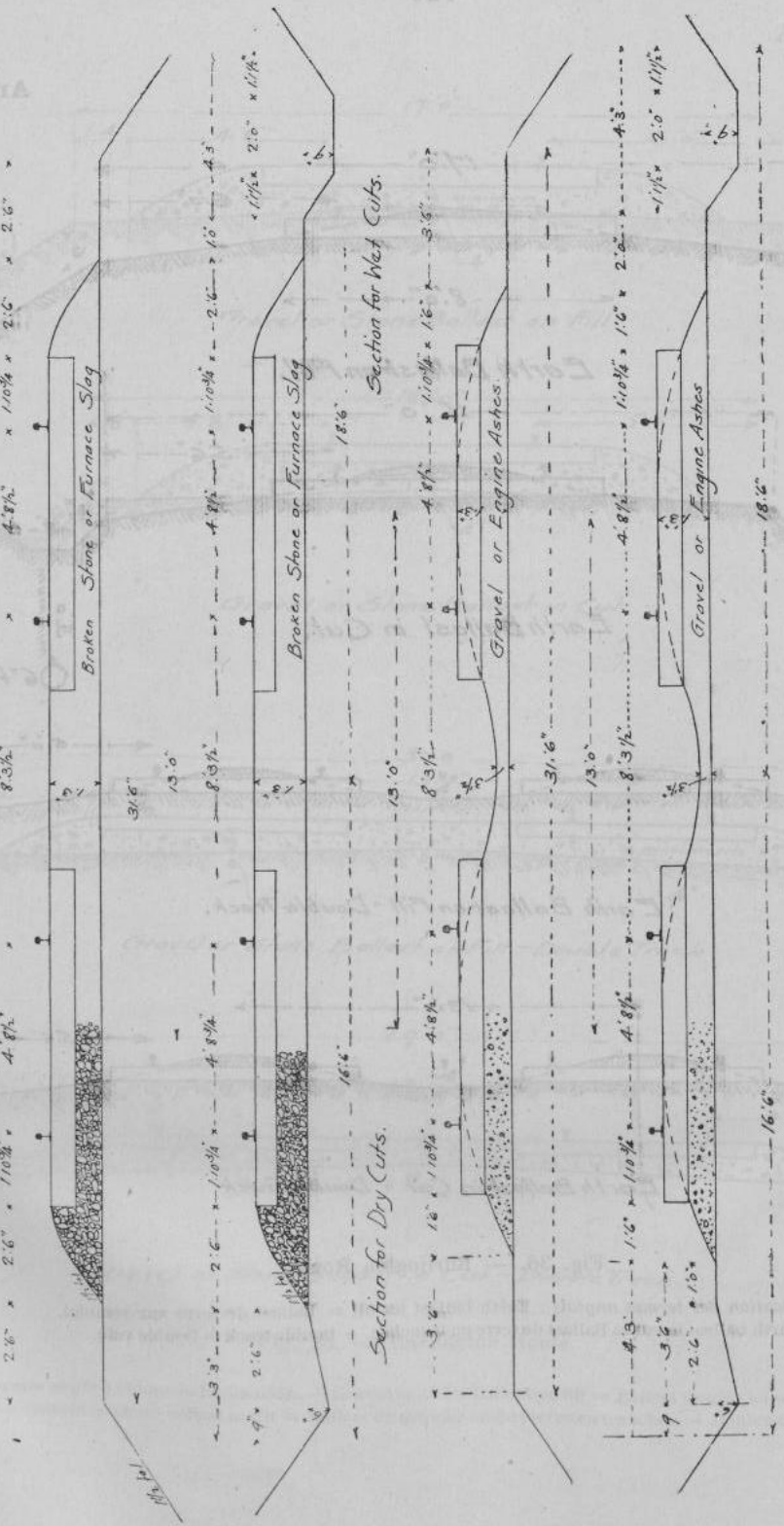


Fig. 37. — Philadelphia & Reading Railway.

Explication des termes anglais : Broken stone or furnace slag = Pierre cassée ou laitier. — Section for dry cuts = Profil pour tranchées sèches. Section for wet cuts = Profil pour tranchées humides. — Gravel or engine ashes = Gravier ou cendrées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

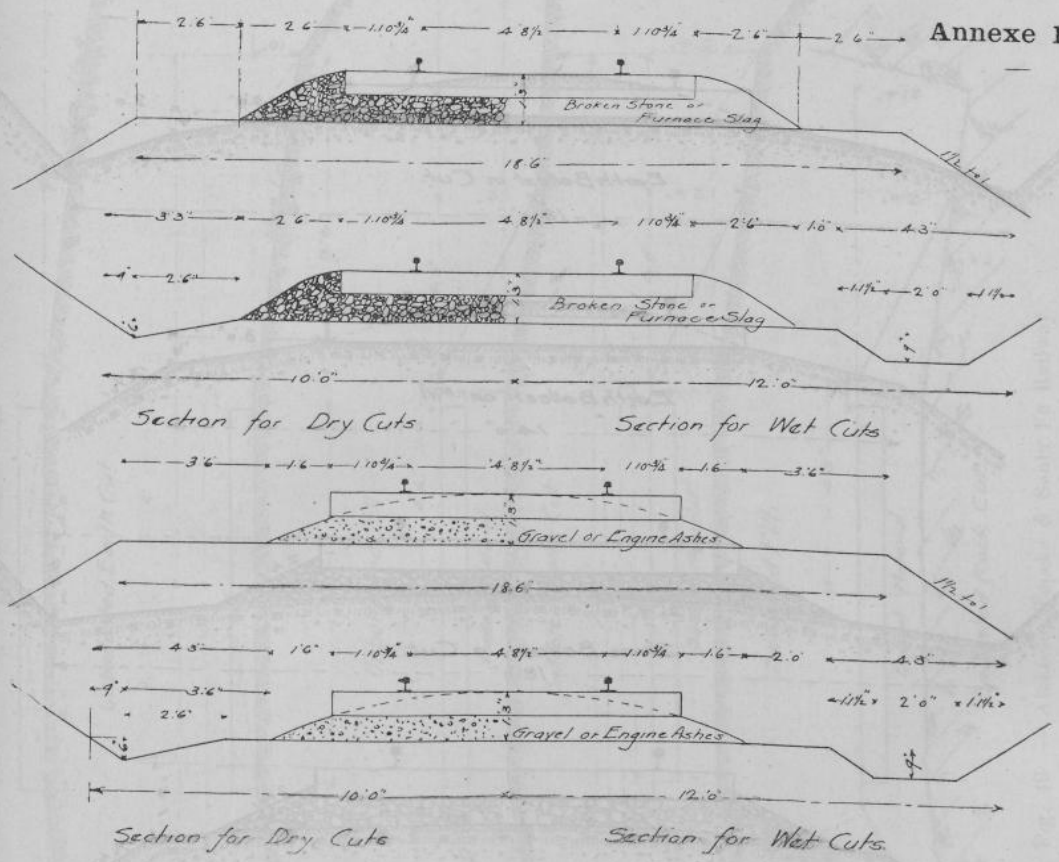


Fig. 38. — Philadelphia & Reading Railway.

Explication des termes anglais : Broken stone or furnace slag = Pierre cassée ou laitier. — Section for dry cuts = Profil pour tranchées sèches. — Section for we' cuts = Profil pour tranchées humides. — Gravel or engine Ashes = Gravier ou cendrées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

—

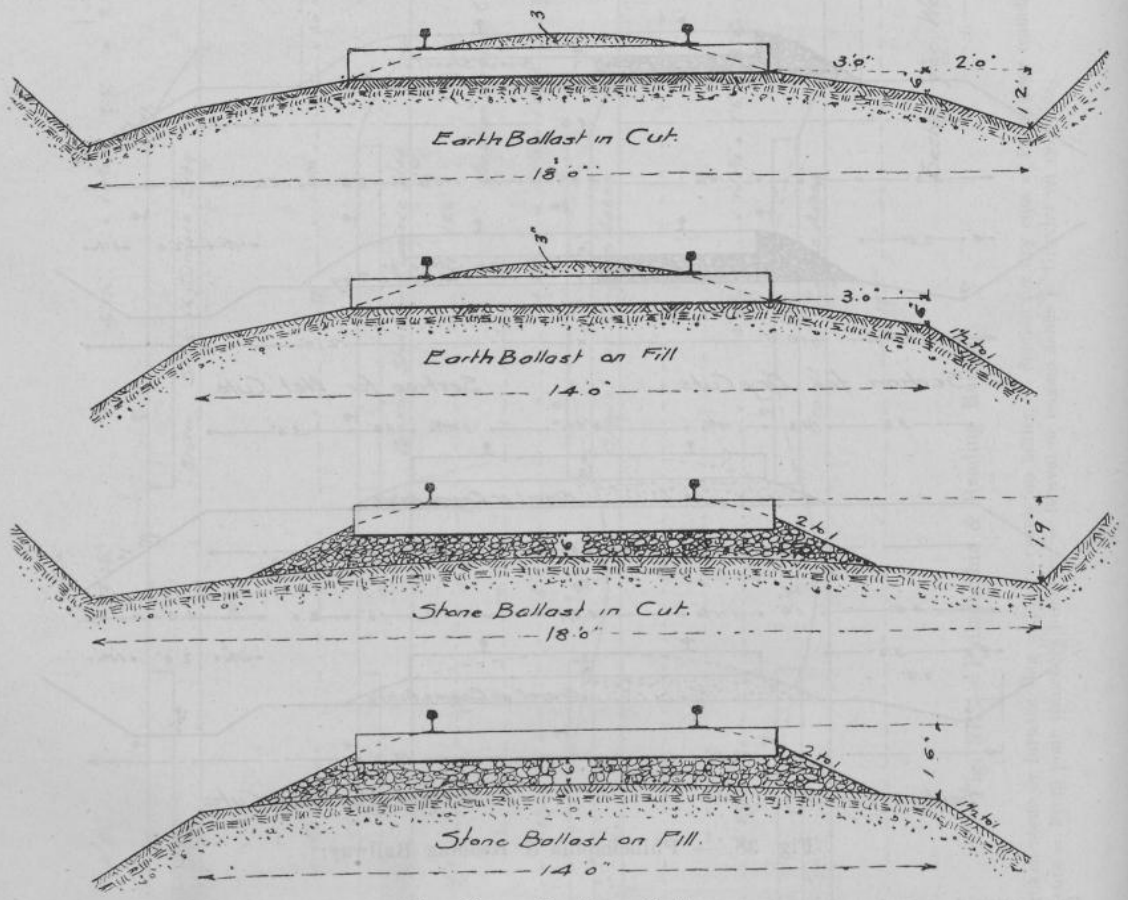


Fig. 39. — Southern Railway.

Explication des termes anglais : Earth ballast in cut = Ballast de terre en tranchée. — Earth ballast on fill = Ballast de terre sur remblai. — Stone ballast in cut = Ballast de pierre en tranchée. — Stone ballast on fill = Ballast de pierre sur remblai.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

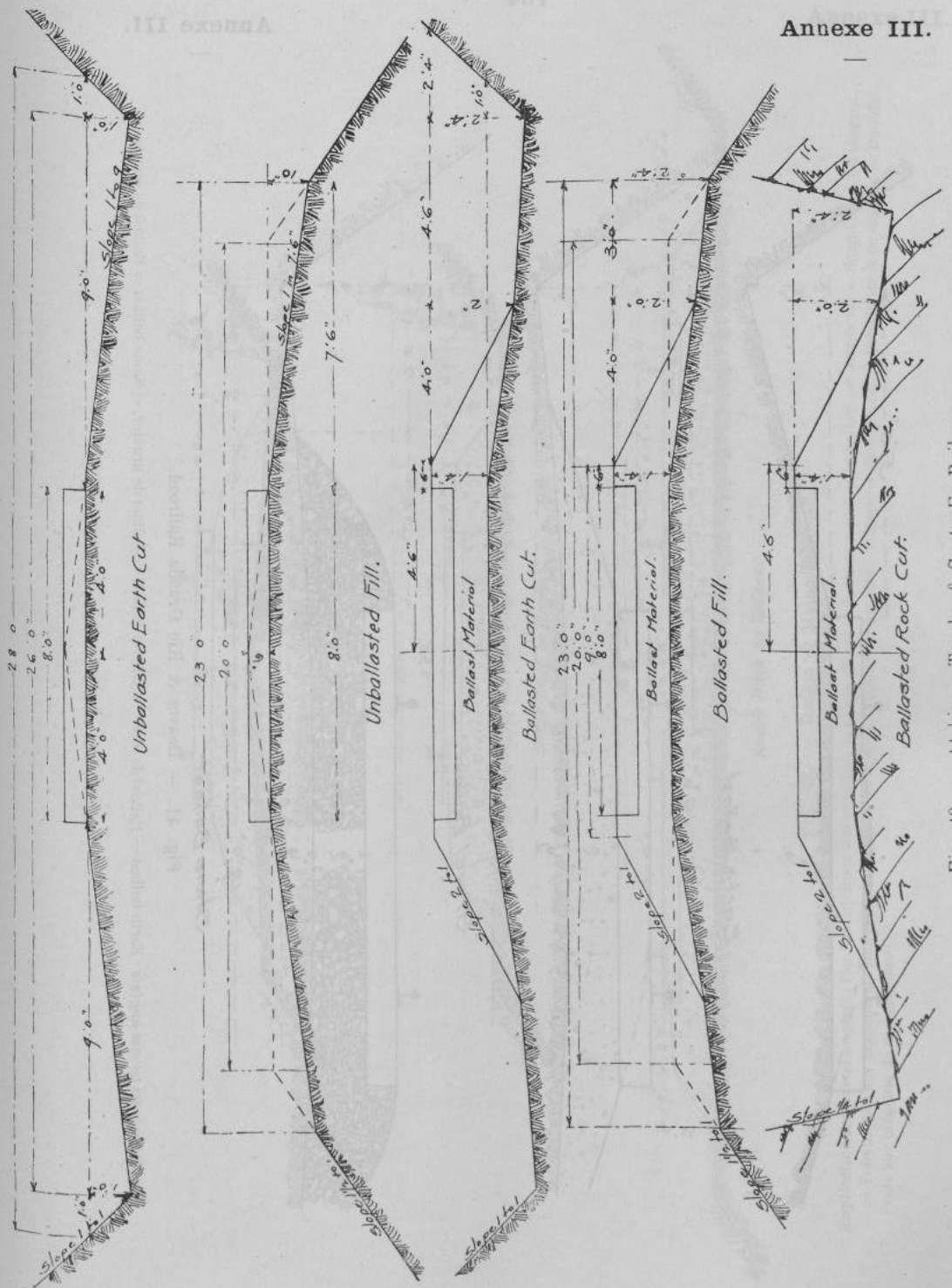


Fig. 40 — Atchison, Topeka & Santa Fe Railway.

Explication des termes anglais : Unballasted earth cut = Tranchée en terrain argileux sans ballast. — Unballasted fill = Remblai sans ballast. — Ballast material = Ballast. — Ballasted earth cut = Tranchée en terrain argileux, ballastée. — Ballasted fill = Remblai ballasté. — Ballasted Rock cut = Tranchée en terrain rocheux, ballastée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

Fig. 41. — Denver & Rio Grande Railroad.

Explication des termes anglais : Earth ballast = Ballast de terre. — Gravel ballast = Ballast de gravier. — Stone ballast = Ballast de pierre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

Fig. 42. — Boston & Maine Railroad.

Explication des termes anglais : For branch lines where ballast is poor = Pour embranchements où le ballast est médiocre. — Single track on tangent = Voie unique sur tangente de raccordement. — Gravel ballast = Ballast de gravier. — Slope = Inclinaison. — Double track on tangent = Double voie sur tangente de raccordement.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

Fig. 43. — New-York, New-Haven & Hartford Railroad.

Explication des termes anglais : Single track section—gravel = Profil de voie unique—gravier. — Double track section—gravel = Profil de double voie—gravier. — Four track half section—gravel = Demi-coupe de ligne à quatre voies—gravier. — Four track half section—stone = Demi-coupe de ligne à quatre voies—pierre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

—

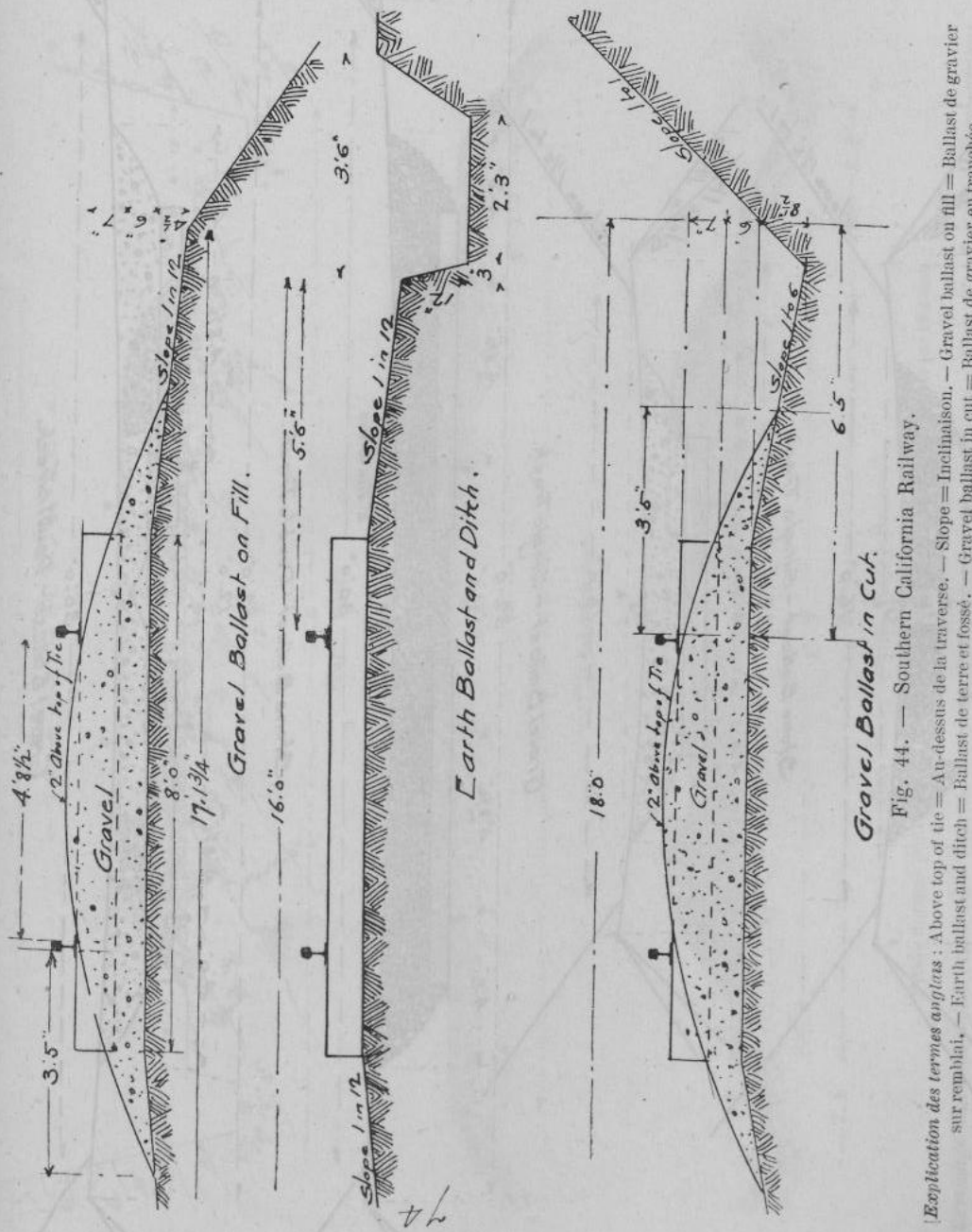


Fig. 44. — Southern California Railway.

Explication des termes anglais : Above top of tie = Au-dessus de la traverse. — Slope = Inclinaison. — Gravel ballast on fill = Ballast de gravier sur remblai. — Earth ballast and ditch = Ballast de terre et fossé. — Gravel ballast in cut = Ballast de gravier en tranchée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

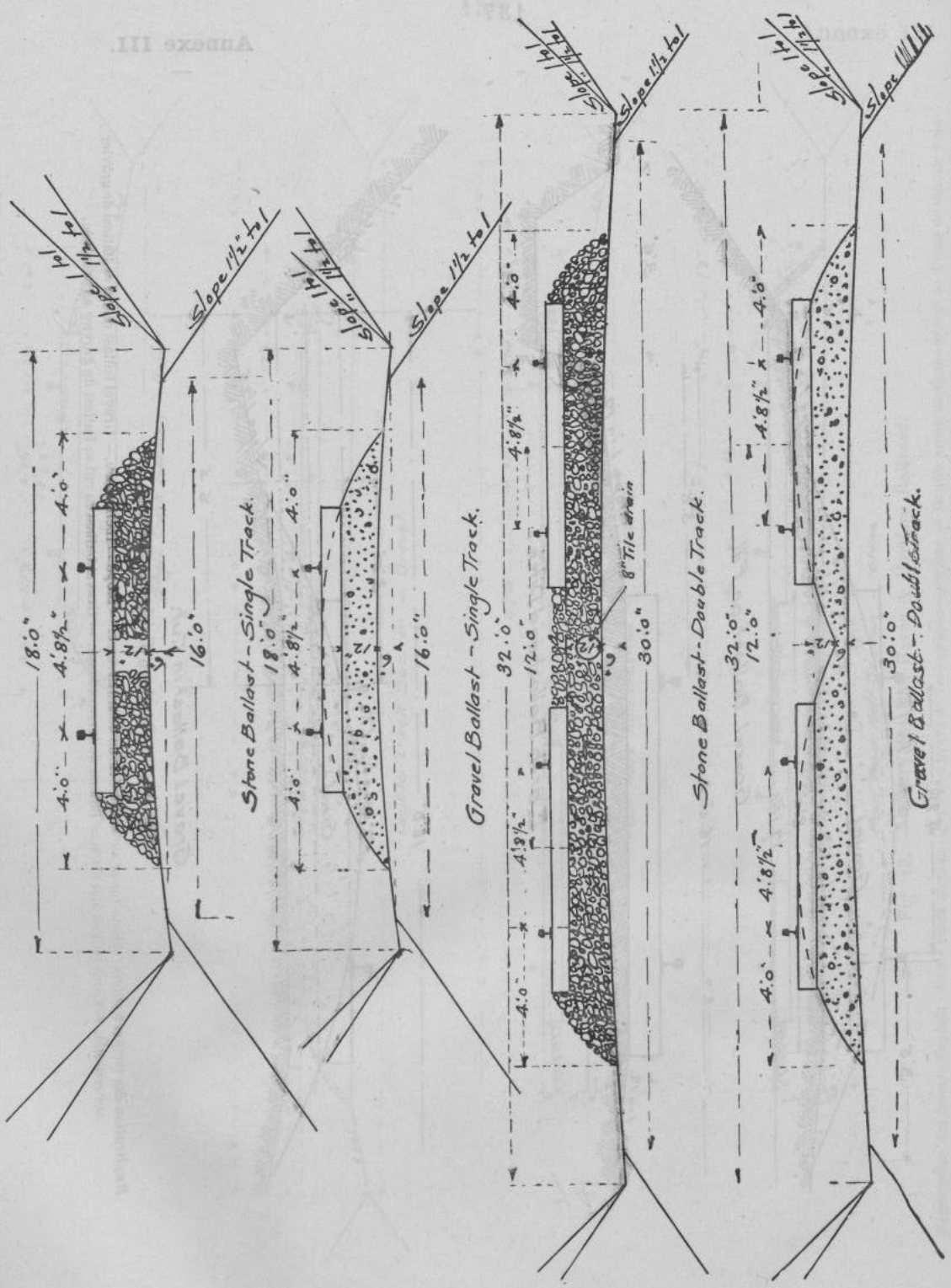


Fig. 45. — Baltimore & Ohio Railroad.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.

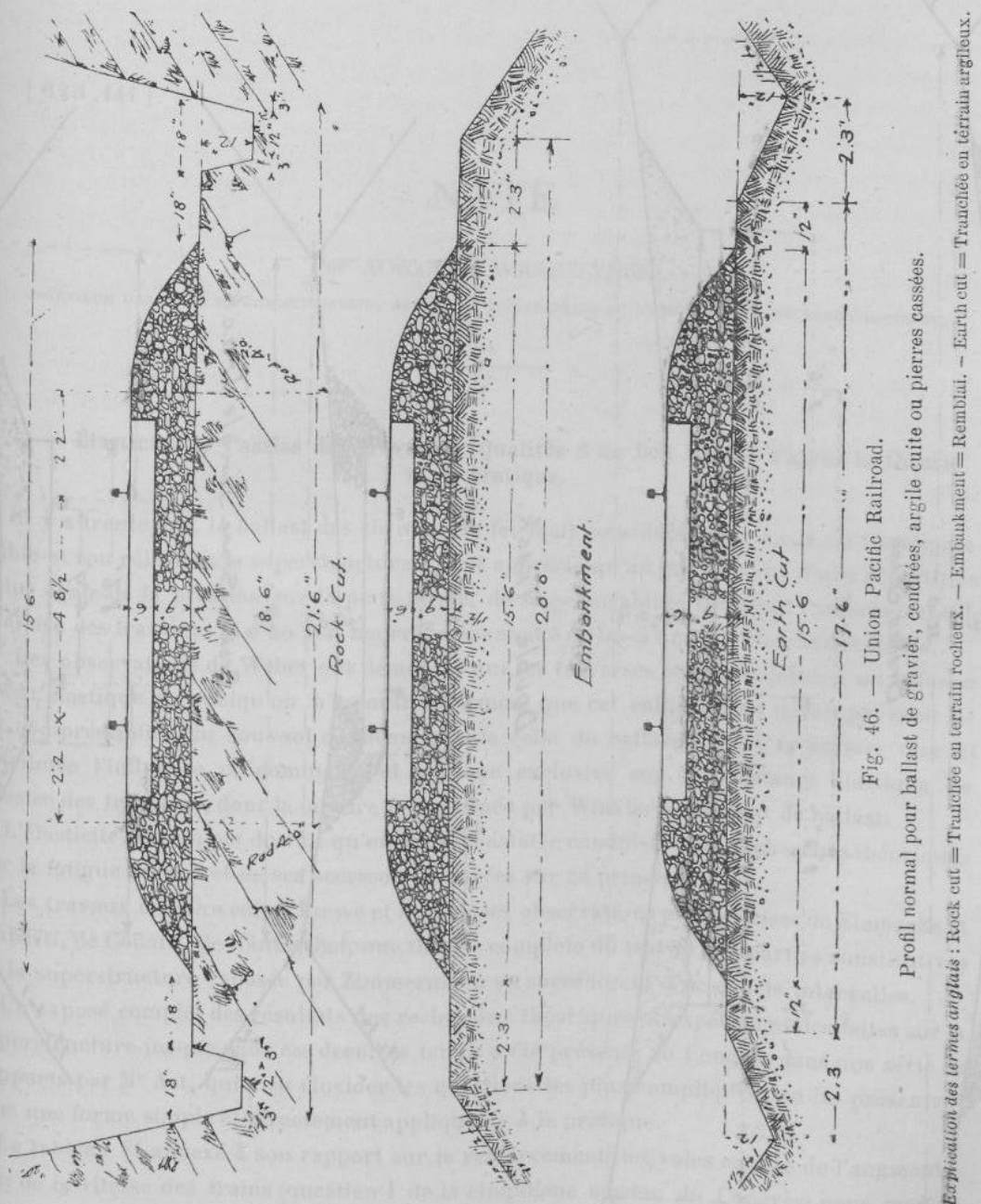


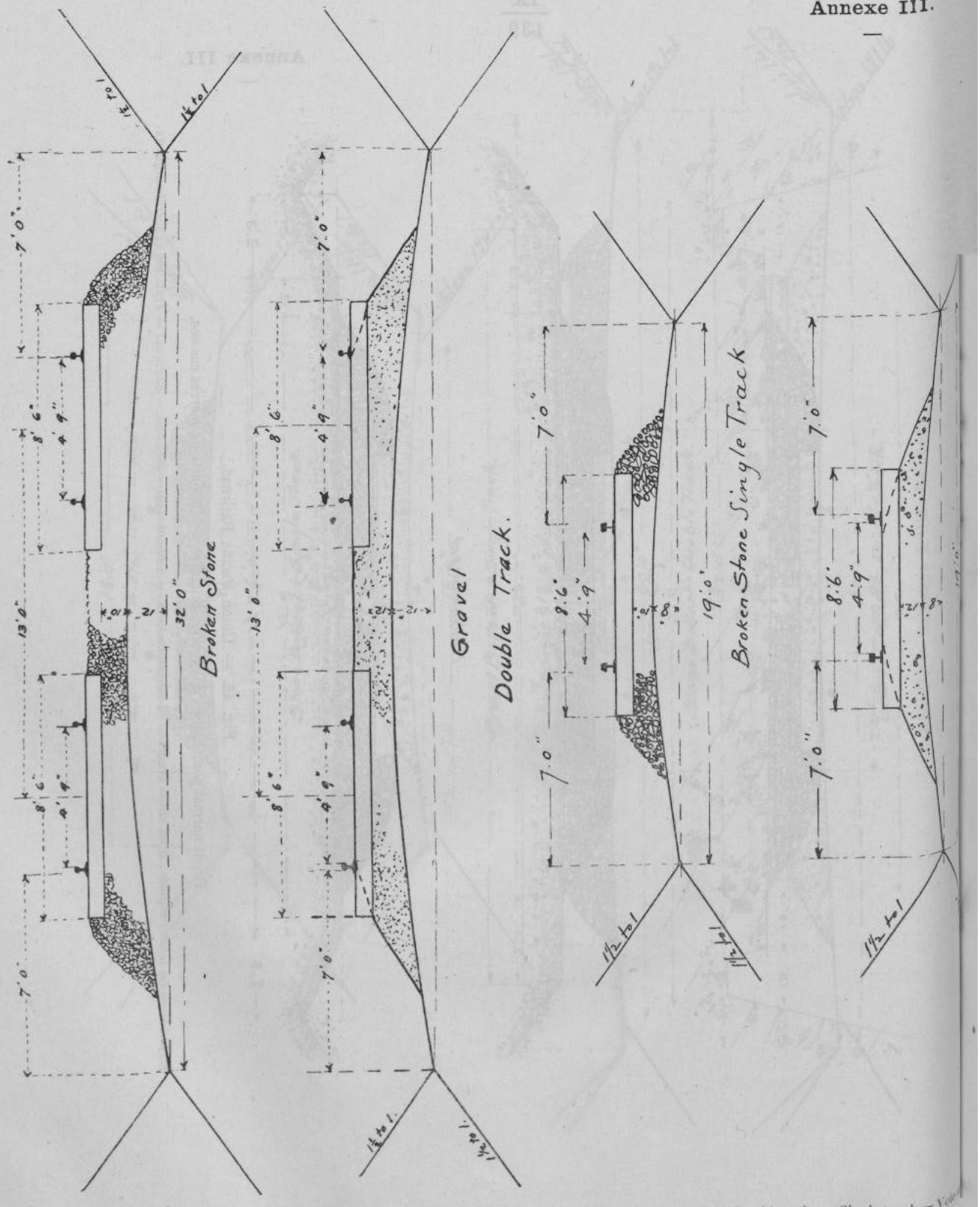
Fig. 46. — Union Pacific Railroad.

Profil normal pour ballast de gravier, cendrées, argile cuite ou pierres cassées.

Explication des termes anglais : Rock cut = Tranchée en terrain rocheux. — Embankment = Remblai. — Earth cut = Tranchée en terrain argileux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Annexe III.



Explication des termes anglais : Broken stone = Pierre cassée. — Gravel = Gravier. — Double track = Double voie. — Single track = Voie

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625.141]

NOTE

Par ALEXANDRE WASIUTYŃSKI,

INGÉNIEUR DES VOIES DE COMMUNICATION, ATTACHÉ A LA DIRECTION DU CHEMIN DE FER DE VARSOVIE-VIENNE.

---

1. — Élasticité de l'assise des traverses. Qualités d'un bon ballast d'après la théorie et la pratique.

Il y a trente ans, le ballast des chemins de fer était considéré comme couche incompressible et son rôle dans la superstructure n'était apprécié qu'au point de vue d'une répartition plus égale de la pression sur la plate-forme, de sa perméabilité facilitant l'assèchement de l'assise des traverses et d'un bon bourrage donnant à celles-ci une position fixe et stable.

Les observations de Weber ont démontré que les traverses étaient sujettes à un enfoncement élastique et, quoiqu'on n'ignorât nullement que cet enfoncement devait provenir de la compressibilité du sous-sol de même que de celle du ballast, c'est à ce dernier que fut attribuée l'influence prédominante et presque exclusive sur la résistance élastique de l'assise des traverses, dont la mesure fut nommée par Winkler coefficient de ballast.

L'élasticité des appuis du rail qu'on avait constatée conduisit à des recherches théoriques sur la fatigue du rail et de ses accessoires, basées sur ce principe.

Les travaux de Schwedler, Lœwe et autres, les observations plus précises de Flamache et Huberti, de Coüard, de Häntzschel, une théorie complète du travail des parties constitutives de la superstructure exposée par Zimmermann se succédèrent à de courts intervalles.

Un exposé complet des résultats des recherches théoriques et expérimentales faites sur la superstructure jusque dans ces derniers temps a été présenté au Congrès dans une série de rapports par Mr Ast, qui a su élucider les questions les plus compliquées en les présentant sous une forme simple et directement appliquable à la pratique.

Le tableau VI annexé à son rapport sur le renforcement des voies en vue de l'augmentation de la vitesse des trains (question I de la cinquième session du Congrès) nous montre que, tenant compte de l'élasticité des appuis, l'effet, sur la fatigue des rails, d'une augmentation du coefficient de ballast de 3 à 5 est plus grand que l'effet combiné d'un rapproche-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ment des traverses de 90 à 78 centimètres, d'une augmentation de leur longueur de 2.40 à 2.70 mètres et de leur largeur de 25 à 26 centimètres.

De plus, l'élasticité de l'assise des traverses doit évidemment avoir pour conséquence une réaction de la voie contre la charge mobile. Cette charge étant variable à cause des oscillations des ressorts, de l'action des contrepoids des roues, du mécanisme moteur de la locomotive, etc., la réaction de la voie ne peut non plus être constante. Par suite, l'enfoncement de la voie sous la roue est sujet, à son tour, à des variations qui ne peuvent rester sans influence sur la valeur de la charge dynamique elle-même.

Il s'ensuit donc que la valeur de la charge dynamique maximum dépend de la compressibilité de la voie.

Ces considérations amènent à conclure que, quoique l'enfoncement élastique des appuis des rails ne puisse être évité, il est pourtant de la plus haute importance de leur donner le plus grand degré de rigidité possible. Or, comme on le sait, la rigidité de l'assise des traverses est mesurée par le coefficient de ballast, qui, d'après les observations servant de base aux calculs de Zimmermann et de Mr Ast, varie selon la qualité du ballast, le sous-sol étant supposé bon, de 5 à 8.

Dans cet ordre d'idées, il paraît tout indiqué que l'amélioration de la qualité du ballast constitue un des moyens les plus efficaces du renforcement des voies.

2. — Coefficient de ballast. Influence des ballasts de diverses qualités sur la rigidité de la voie.

La question dont nous venons de parler pourrait être envisagée comme résolue, si la valeur du coefficient de ballast, selon les qualités des matériaux qui le composent, était connue.

Cependant, malgré les peines qu'on s'est données pour déterminer ce coefficient, le but n'a pas été atteint.

Il faut remarquer d'abord que c'est la mesure de la rigidité de l'assise des traverses, dépendant de la compressibilité du sous-sol tout aussi bien que de celle du ballast, qu'on a nommée coefficient de ballast.

On pourrait se résigner à employer cette dénomination peu précise dans un sens convenu, ce qui resterait sans conséquence, si ce coefficient avait été déterminé pour différentes qualités de ballast reposant sur la même plate-forme des terrassements et si, par conséquent, on pouvait se rendre compte de l'influence d'un changement pareil sur la valeur du coefficient en question.

Malheureusement, le coefficient de ballast a été déterminé jusqu'aujourd'hui d'après des observations faites sur des ballasts de différentes qualités, reposant sur des infrastructures différentes, dont il est impossible d'éliminer l'influence.

De plus, pour les voies sur traverses, ce coefficient a été déterminé d'après l'enfoncement

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'une seule traverse sans prendre en considération qu'un bourrage plus fort ou plus faible des traverses voisines, ou d'autres circonstances y relatives, ont pu avoir une influence très sensible sur la valeur de ce coefficient ainsi trouvée.

Pendant les observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne, dont nous donnons ci-après en annexe la partie se rapportant à l'année 1893 (1), le coefficient de ballast a été déterminé pour deux genres de ballast ayant successivement occupé la même plate-forme.

L'enfoncement élastique de l'assise des traverses ayant été mesuré en même temps que celui de la plate-forme des terrassements, l'influence de ce dernier a pu être éliminée.

On a mesuré l'enfoncement de toutes les traverses qui, dans la position considérée des charges, en ont subi l'effet et le coefficient de ballast a été déterminé en conséquence.

Ces corrections faites, le coefficient de ballast a été trouvé :

Pour le ballast en gros sable de carrière entremêlé de gravier :

$$K = \text{de } 6.9 \text{ à } 9.0.$$

Pour le ballast en granit concassé :

$$K = 4.6 \text{ à } 6.5.$$

L'épaisseur de la couche de ballast était dans les deux cas la même ; elle mesurait à peu près 53 centimètres sous la traverse, au droit du rail extérieur.

Comme on le voit, le coefficient de ballast en granit concassé qui, sous le rapport de la stabilité qu'il donne à la voie, de la perméabilité, de la résistance à l'écrasement et aux influences atmosphériques, ne laisse rien à désirer, n'est que de 0.7 du coefficient de ballast en gros sable entremêlé de gravier possédant les qualités énumérées à un degré beaucoup inférieur.

Il reste donc à décider si les défauts d'un ballast fin peuvent être rachetés par l'avantage résultant de la supériorité de sa résistance élastique.

La pratique des chemins de fer nous paraît avoir donné à cette question une réponse décisive. Un ballast perméable, bien résistant à l'écrasement et ne se débourrant pas facilement, sera toujours préféré à tout autre, quoique sa résistance élastique soit moindre.

La plupart des ballasts peuvent être envisagés comme possédant des qualités intermédiaires entre les extrêmes du gros sable et de granit concassé. Or, les différences dans la compressibilité de ces deux ballasts sont relativement petites.

Comme l'ont démontré les observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne, des causes accidentelles, par exemple un bourrage inégal des traverses et des sinuosités insensibles des rails dans le plan vertical peuvent, même dans une voie soigneusement entretenue, modifier l'enfoncement des traverses isolées de 50 p. c. C'est pourquoi l'effet des

(1) La description de la première partie de ces observations, faites en 1897, fut publiée dans le numéro de novembre 1898 du *Bulletin*.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

différences dans la compressibilité du ballast sur la charge dynamique est minime et leur importance ne peut pas être comparée à celle des qualités essentielles d'un bon ballast.

Si, malgré une épaisseur convenable de la couche de ballast et un bon sous-sol, la rigidité de la voie n'est pas suffisante, la faute en est aux traverses ainsi qu'aux rails et à leurs accessoires et ce sont ceux-ci qui demandent à être améliorés.

On chercherait en vain à augmenter la rigidité de la voie en améliorant la qualité du ballast.

3. — Coefficients de la route et de l'assise des traverses. Leur rapport au coefficient de ballast.

L'enfoncement des traverses ne dépend qu'en partie de la compression du ballast. La valeur de l'autre partie, celle de l'enfoncement du sous-sol sous l'assise du ballast, nous est, en général, peu connue. On pourrait se faire une certaine idée de cette grandeur en comparant les différentes valeurs de la résistance de l'assise des traverses qui ont été observées.

En appelant :

Le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la traverse à son enfoncement :

Coefficient de l'assise des traverses C ;

Le rapport de la pression qu'exerce le ballast par unité de surface de la plate-forme des terrassements à l'enfoncement de la plate-forme :

Coefficient de la route N ;

Le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la traverse à la compression de la couche de ballast au-dessous de la traverse :

Coefficient de ballast K,

on trouve, — d'après les considérations exposées dans l'annexe ci-après sur les déformations momentannées de la voie, d'après les observations faites en 1898 au chemin de fer de Varsovie-Vienne, — en supposant une épaisseur suffisante de la couche de ballast :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN};$$

$n = \frac{a}{b}$ étant le rapport de l'écartement des traverses d'axe en axe a, à la largeur de leur base b.

D'après cette équation, on pourrait déterminer le coefficient de la route et, par consé-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

quent, la compressibilité du sous-sol, en connaissant le coefficient de l'assise des traverses et en admettant que le coefficient de ballast varie en moyenne de 5.5 à 8.

Malheureusement, les observations qui ont été faites pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses se rapportent presque exclusivement à un bon sous-sol naturel et à des remblais bien assainis et de peu de hauteur. Ce calcul approximatif ne fournirait donc que la limite supérieure de la résistance élastique du sous-sol.

Lors des observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne, l'enfoncement du sous-sol, comme nous l'avons mentionné plus haut, fut mesuré directement. Les valeurs obtenues prouvent que pour le cas d'un remblai de 1 mètre de haut en argile mêlé de sable, reposant sur un bon terrain naturel et bien tassé sous la charge des trains depuis environ soixante ans, l'enfoncement élastique de la plate-forme était de $^1/_4$ à $^1/_3$ de l'enfoncement des traverses, ce qui correspond à un coefficient de la route N = 5.

Pour le cas d'un ballast en gravier reposant directement sur un bon terrain naturel, Häntzschel avait trouvé que ce rapport était de $^1/_3$ à $^1/_2$.

Or, il est clair que là où les circonstances ne sont pas si exceptionnellement favorables que dans les cas précités, l'enfoncement du sous-sol doit être de beaucoup supérieur et sa valeur surpasse sans doute bien souvent la compression élastique du ballast. Cette dernière variant dans des limites assez étroites et quelquefois en raison inverse des qualités les plus précieuses du ballast, notre attention doit être spécialement dirigée à diminuer l'enfoncement élastique du sous-sol en vue d'augmenter la rigidité de la voie.

A moins d'avoir recours à des moyens très coûteux et qui ne sont que rarement applicables, ce but ne peut être atteint que par l'assainissement du corps des terrassements et par une *distribution uniforme de la pression du ballast en augmentant l'épaisseur de sa couche.*

L'observation de l'enfoncement élastique de la plate-forme des terrassements de diverses qualités en rapport avec l'épaisseur de la couche de ballast fournirait à ce sujet des indications précieuses.

4. — Influence de la constitution de la voie sur le coefficient de ballast.

L'examen des résultats concernant la valeur du coefficient de ballast obtenus au chemin de fer de Varsovie-Vienne nous montre que ce coefficient n'est pas constant pour chaque qualité de ballast, mais que c'est un module qui varie selon le type et la répartition des traverses ainsi que selon le type des rails.

L'emploi des types plus forts augmente le coefficient de ballast, et la rigidité générale de la voie en profite pour une double raison.

C'est pourquoi il est de la plus haute importance pour l'étude du travail des parties constitutives de la voie de déterminer plus exactement ce rapport.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

5. — Conclusions.

1. — Le coefficient exprimant le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la traverse à son enfoncement (en kilogrammes et centimètres) dépend non seulement de la compressibilité du ballast, mais aussi de celle de l'infrastructure et du terrain naturel; c'est pourquoi le nom de coefficient de ballast qui lui a été donné ne peut pas être considéré comme exact. Si l'on donne à cette grandeur le nom de coefficient de l'assise des traverses, le coefficient de ballast sera égal au coefficient de l'assise des traverses pour le cas où l'enfoncement de la plate-forme servant de base au ballast est nul.

2. — La résistance élastique de l'assise des traverses variant sensiblement d'une traverse à l'autre, même dans une voie soigneusement entretenue, par suite de causes accidentelles, le coefficient de l'assise des traverses doit être déterminé d'après l'enfoncement de toutes les traverses qui, dans la position considérée des charges, en ont subi l'effet.

3. — En appelant coefficient de la route le rapport de la pression qu'exerce le ballast par unité de surface de la plate-forme des terrassements à l'enfoncement de la plate-forme (en kilogrammes et centimètres) et admettant que la couche de ballast soit d'une épaisseur suffisante pour que la répartition de la pression des traverses sur la plate-forme soit uniforme, le rapport entre les coefficients de l'assise des traverses C, de ballast K et de la route N peut être approximativement exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN};$$

$n = \frac{a}{b}$ étant le rapport entre l'écartement des traverses d'axe en axe a et la largeur de la surface inférieure de la traverse b.

4. — Le coefficient de ballast variant dans des limites assez étroites et souvent en raison inverse des qualités essentielles d'un bon ballast, il serait difficile d'augmenter la rigidité de la voie en améliorant la qualité du ballast. Dans ce but, on doit plutôt augmenter l'épaisseur de la couche de ballast pour atteindre une répartition égale de la pression du ballast sur la plate-forme, ainsi que renforcer les autres parties constitutives de la voie.

5. — Le coefficient de ballast varie non seulement selon la qualité de ballast, mais aussi selon le type et la répartition des traverses ainsi que selon le type de rails. L'emploi des types plus forts de traverses et de rails augmente la rigidité de la voie directement et indirectement, en augmentant dans ce dernier cas la valeur du coefficient de ballast.

Varsovie, le 25 janvier 1900.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE

Les déformations momentanées de la voie, d'après les observations faites en 1898 au chemin de fer de Varsovie-Vienne.

But des observations de 1898.

Les observations qui ont été faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1897 (1), se rapportaient exclusivement aux déformations de la superstructure dans le sens vertical, au droit des traverses et aux joints, et bien que plusieurs types de superstructure aient servi à ces observations, le ballast en gros sable de carrière entremêlé de gravier restait cependant toujours le même. C'est pourquoi on a jugé important de déterminer au moyen de l'observation directe l'influence que peut avoir l'amélioration du ballast sur la raideur de la voie.

En même temps, il restait à observer les déformations du rail entre ses appuis dans le sens vertical, dont la connaissance est indispensable pour déterminer le travail du matériel des rails.

Les déformations dans le sens vertical correspondent par leur direction aux plus grands efforts agissant sur la voie et sont par conséquent les plus remarquables ; néanmoins, elles sont loin d'être uniques.

L'action de la charge mobile sur la voie se manifeste principalement de deux manières : sous forme de charge statique, égale au poids du matériel roulant et agissant sur la voie dans le sens vertical, et sous forme de forces, agissant en directions diverses, qui ne se font remarquer que pendant le mouvement des trains.

On sait que la direction de la force motrice de la locomotive, ainsi que de son inertie, ne correspond pas toujours, même en ligne droite, avec la direction de la voie sur laquelle a lieu le mouvement. Il en résulte que ces forces, hormis les efforts longitudinaux qui sont la cause du cheminement des rails, donnent une composante verticale augmentant la charge statique et une composante horizontale et per-

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 11, novembre 1898, p. 1437.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pendiculaire à l'axe de la voie qui produit les déformations des rails dans le sens horizontal.

Enfin, par suite de l'action commune de ces forces, qui ne passent pas, en général, par le centre de gravité de la section du rail, celui-ci est sujet à une torsion et à un déversement latéral.

La détermination des déformations du rail qui sont produites par les forces horizontales et les forces de torsion est d'une grande importance non seulement en vue des tensions dans le matériel du rail qui en sont la conséquence, mais aussi à cause de l'effet qu'elles produisent sur les attaches du rail, puisqu'il est bien connu que la résistance de la voie contre ces efforts est insuffisante.

Le mouvement rotatoire du rail autour de son axe longitudinal peut aussi exercer une influence sur la valeur de sa déformation apparente dans le sens vertical, de sorte que les observations qui s'y rapportent auraient dû être corrigées.

Disposition de l'appareil pour observer les déformations dans le sens horizontal.

La méthode photographique, qui se prête si facilement à l'observation des déformations dans le sens vertical, présente des difficultés assez graves pour être appliquée aux observations des déformations dans un sens quelconque autre que celui-là.

Quand on observe les déformations dans le sens vertical, les déplacements latéraux du rail sont parallèles à l'axe optique de l'appareil et coïncident presque avec cet axe; c'est pourquoi leur influence peut être entièrement éliminée.

Pour obtenir à l'aide du même appareil un diagramme des déplacements horizontaux en éliminant les déplacements verticaux, il serait nécessaire de placer l'axe optique de l'appareil suivant la direction de ces derniers, c'est-à-dire verticalement au droit du rail, ce qui, naturellement, n'est pas possible.

On a donc dû se contenter d'une autre disposition, bien qu'elle fût moins favorable. L'appareil fut arrangé de manière à pouvoir être tourné de 90° autour de l'axe longitudinal du tube, de façon que la fente donnant accès à la pellicule sensible pût prendre une direction horizontale. Dans ce cas, le mouvement de la pellicule sensible s'opérait verticalement de bas en haut.

On plaçait l'appareil sous un angle de 60° par rapport à l'axe de la voie. Son écartement du point observé du rail devint alors un peu plus grand que dans la position perpendiculaire à la voie. Dans cette position de l'appareil, les déplacements latéraux du rail furent enregistrés sous forme d'écartements de la ligne verticale que suivait la pellicule sensible, tandis que les déplacements verticaux coïncidaient avec la direction du mouvement de la pellicule. De cette manière, les déplacements verticaux du rail n'avaient aucune influence sur la grandeur enregistrée des déplacements horizontaux, mais seulement sur leur position respective dans le sens longitudinal du diagramme. Si pourtant on connaît l'ordonnée indiquant l'enfoncement vertical du rail au moment considéré, l'ordonnée correspondant au déplacement latéral

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

peut être facilement trouvée, vu que sa position devance l'autre de la grandeur même de l'enfoncement vertical.

L'échelle des diagrammes des déformations dans le sens horizontal obtenus dans cette position de l'appareil, peut être déterminée de la manière suivante :

Le déplacement horizontal *ab* (fig. 1) est indiqué sur le diagramme par sa projection *ac*. En cas d'un angle *abc* = à 30°, *ac* = $^1/_2$ *ab*.

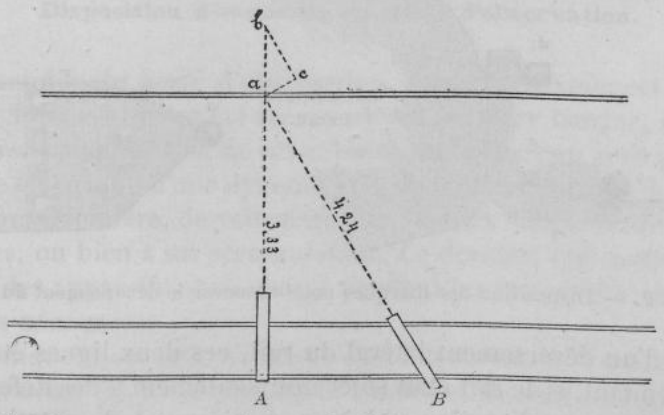


Fig. 1. — Disposition des appareils pour observer les déformations dans le sens vertical et horizontal.

Si l'appareil était placé dans une position *A* perpendiculaire à la voie, la grandeur des déformations serait obtenue sur les diagrammes à une échelle trois fois grandeur naturelle. Lorsque l'appareil est placé dans une position *B*, c'est-à-dire obliquement à la voie, son éloignement de celle-ci devenant plus grand, l'agrandissement de l'image photographique n'est plus que 2 $^1/_2$. Or, la projection du déplacement horizontal étant égale à la moitié de sa grandeur réelle, le déplacement horizontal est obtenu sur le diagramme à une échelle $^1/_2 \times 2\ ^1/_2 = 1\ ^1/_4$.

Sur les diagrammes ci-après, toutes les déformations ont été reproduites à une même échelle de trois fois la grandeur naturelle, dans le but de faciliter leur examen.

Pour observer les déformations verticales, en même temps que le déversement du rail au point *a*, on s'est servi d'un second appareil *A*, en lui conservant la même position que lors des observations de 1897, c'est-à-dire en le plaçant perpendiculairement à la voie.

Disposition des marques pour observer le déversement latéral du rail.

Pour observer le déversement latéral du rail, on a eu recours à la disposition suivante des marques fixées au point choisi.

A la cornière *acd* (fig. 2) ont été fixés deux miroirs sphériques, dont un à l'extrémité de l'une de ces branches en *a*, et l'autre au point *b*, un peu plus haut que le premier, ainsi que plus loin de l'appareil. La position du miroir *b* pouvait être

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

réglée au moyen de deux vis c, de manière que l'écartement de centre à centre des deux miroirs a et b fût égal à 10 millimètres. Cet écartement fut contrôlé avec beaucoup d'exactitude au moyen d'un micromètre spécial. L'écartement vertical de ces deux miroirs était d'environ 3 millimètres, de sorte que leur image sur la pellicule sensible fût obtenue sous forme de deux lignes espacées d'à peu près 9 millimètres.

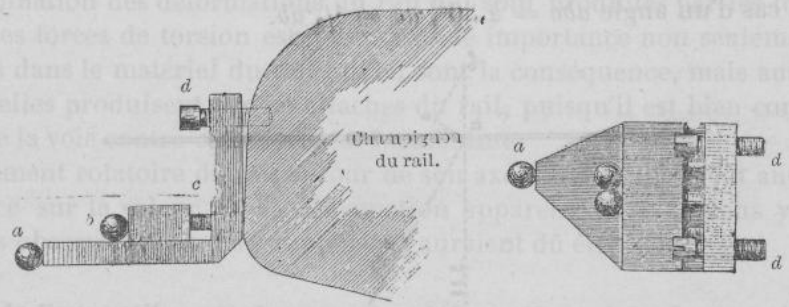


Fig. 2. — Disposition des marques pour observer le déversement du rail.

En l'absence d'un déversement latéral du rail, ces deux lignes étaient exactement parallèles. Cependant, si le rail était sujet non seulement à des déformations dans le sens vertical et horizontal, mais aussi à un mouvement de rotation autour de son axe longitudinal vers l'intérieur ou l'extérieur de la voie, il s'ensuivait un rapprochement ou bien un écartement des deux lignes mentionnées.

L'angle de rotation, étant en général très petit, peut être considéré comme égal à la différence de l'espacement vertical des deux miroirs divisée par la distance de leur centre. Les déplacements verticaux étant obtenus sur les diagrammes à une échelle trois fois grandeur naturelle, il s'ensuit qu'une différence de 0.2 millimètre dans l'écartement des deux lignes tracées par ces deux miroirs correspond à un angle d rotation

$$\frac{0.2}{3 \times 10} \times \frac{180^\circ}{\pi} = \frac{1.2^\circ}{\pi} = 23'.$$

L'écartement de ces deux lignes a été mesuré sous une loupe au moyen d'une échelle argentée avec division en cinquièmes de millimètre. Les valeurs intermédiaires ont été appréciées à l'estime. De cette manière, le degré de précision du mesurage n'était pas moindre que 0.1 millimètre, ce qui correspond à un angle de rotation de $11' \frac{1}{2}$ (1).

(1) Les diagrammes des déformations dans le sens vertical ont été obtenus à une échelle trois fois grandeur naturelle. Les ordonnées de ces diagrammes ont été mesurées avec une précision de 0.2 millimètre. La charge des roues des locomotives était d'environ 6.7 tonnes. De cette manière, les valeurs de l'enfoncement vertical, des flexions, etc., par tonne de charge de roue de locomotive, contenues dans les tableaux ci-après, furent obtenues en divisant les ordonnées des diagrammes par $6.7 \times 3 = 20$ et leur précision est de $\frac{0.2}{20} = 0.01$ millimètre.

La troisième décimale ne fut conservée que pour les valeurs moyennes, afin d'éviter les erreurs pouvant résulter de leur multiplication.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Avec les dispositions indiquées ci-dessus, on était à même d'observer simultanément : au moyen de l'appareil A (dirigé perpendiculairement à la voie), les déformations dans le sens vertical, ainsi que le déversement du rail, et au moyen de l'appareil B (dirigé sous un angle de 60° à la voie), les déformations dans le sens horizontal se rapportant au même point.

Disposition d'ensemble du poste d'observation.

Une vue d'ensemble du poste d'observation, prise de la voie, est représentée par la figure 4. Les fondations ont été recouvertes d'un léger hangar, ayant à son côté deux cabines en charpente. Une de ces cabines renfermait un petit poste électrique, recevant la force électrique d'une dynamo et la distribuant à l'aide de commutateurs, de rhéostats, d'ampèremètre, de voltmètre, etc., à deux lampes à arc voltaïque éclairant les marques, ou bien à un accumulateur. Ce dernier, qui mettait en action les électro-aimants des appareils, était chargé pendant les intervalles où l'éclairage électrique n'était pas nécessaire.

Pour communiquer avec le machiniste de la dynamo, on installa un téléphone. Un banc de serrurier fut placé près de la fenêtre et la partie d'arrière de la même cabine fut arrangée en chambre noire pour changer les pellicules sensibles.

La seconde cabine servait de dépôt pour les appareils, ainsi que de refuge pour un chef ouvrier chargé de surveiller le poste.

On doit mentionner encore certaines améliorations des appareils, exécutées en 1898. Le métronome, dont on s'est servi en 1897 présentant certains défauts, a été remplacé par un mécanisme d'horlogerie à échappement chronométrique interrompant le courant électrique chaque demi-seconde.

Au milieu du tube de chaque appareil, on a introduit un obturateur actionné par un électro-aimant et donnant accès à la lumière, ou bien la recouvrant au moment même où la pellicule sensible était mise en mouvement ou arrêtée.

Programme des observations de 1898 et types de superstructure observés.

Au printemps de 1898, le ballast du poste d'essai, en gros sable de carrière entremêlé de gravier, fut remplacé par un autre en granit concassé d'environ 4 centimètres de grosseur. Ce changement fut entrepris non seulement pour étudier l'influence que peut produire l'amélioration du ballast sur les déformations de la superstructure, mais aussi en vue de faciliter l'observation des mouvements latéraux du rail, en réduisant autant que possible les déformations dans le sens vertical, dont on n'a pas su éliminer l'influence par le mode d'observation qui vient d'être décrit.

Afin de faciliter le bourrage, la pierre concassée fut entremêlée dans sa couche supérieure de déchet de granit.

L'ancien ballast fut enlevé jusqu'à une profondeur permettant de donner au nou-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

veau ballast le profil figure 3, actuellement adopté au chemin de fer de Varsovie-Vienne pour les voies principales.

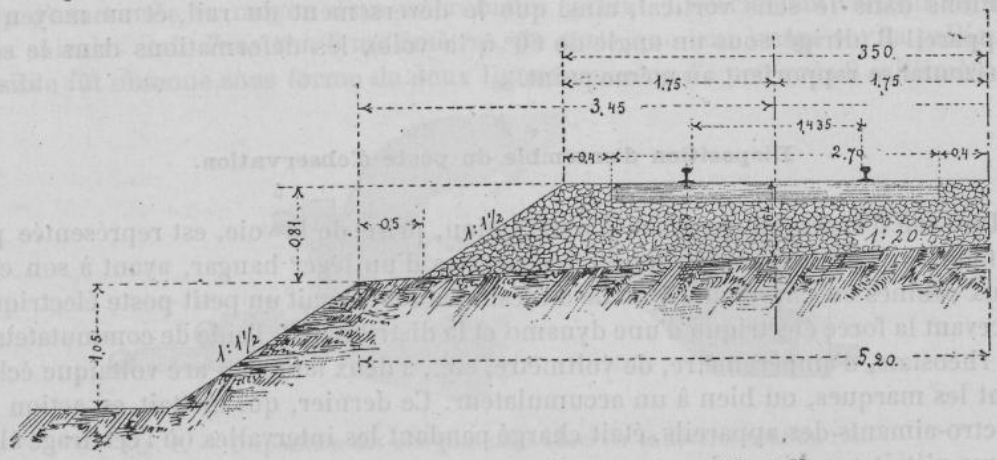


Fig. 3. — Profil transversal du ballast pour types IV*a* et V.

Les observations de 1898 se rapportaient à deux types de superstructure : 1° rails de 38 kilogrammes par mètre, avec éclisses, attaches, traverses et leur disposition, etc., telles que dans le type IV, ayant servi aux observations de 1897, et 2° rails de 31.45 kilogrammes par mètre, de 9 mètres de longueur, sur treize traverses du type ordinaire de $2^{m}70$ de longueur, réparties de la manière suivante :

$$0.25 + 0.50 + 0.75 \times 10 + 0.50 + 0.25 = 9 \text{ mètres.}$$

Le premier de ces deux types de superstructure, ne différant du type IV que par la qualité du ballast, est nommé dans la suite *type IV*^{a}, tandis que le second, qui diffère du type I non seulement par la qualité du ballast, mais aussi par la longueur des rails (9 mètres au lieu de 6 mètres), ainsi que par celle des traverses ($2^{m}70$ au lieu de $2^{m}44$) et leur disposition, est nommé type V.

Le type V diffère encore du type I en ce que les traverses et les rails, ainsi que leurs accessoires, étaient neufs, sans traces apparentes d'avarie ou d'usure.

En se servant de la méthode d'observation qui a été décrite plus haut, on a observé pour ces deux types de superstructure les déformations simultanées dans le sens vertical et horizontal, ainsi que celles résultant du déversement latéral des rails au droit des traverses et entre deux traverses voisines (fig. 5).

Dans le but d'observer les déformations relatives du rail dans le sens vertical au droit des traverses, ainsi qu'entre deux traverses voisines, on a placé ensuite les deux appareils, l'un à côté de l'autre, perpendiculairement à l'axe de la voie. Dans cette position, un des appareils relevait le diagramme des déformations au droit de la traverse, tandis que l'autre relevait simultanément les déformations au milieu entre la même traverse et la traverse voisine.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

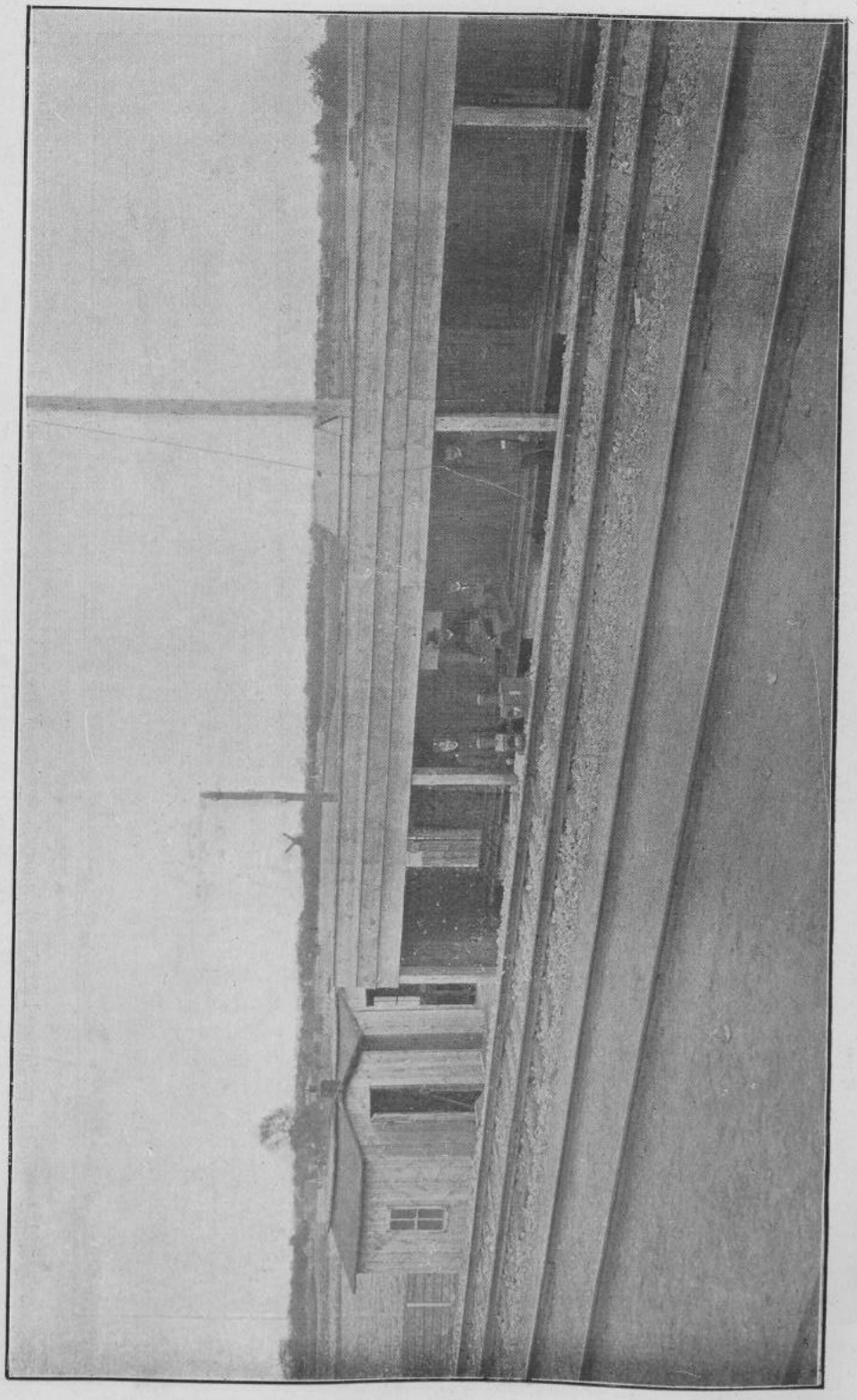


Fig. 4. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Vue d'ensemble.

*

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

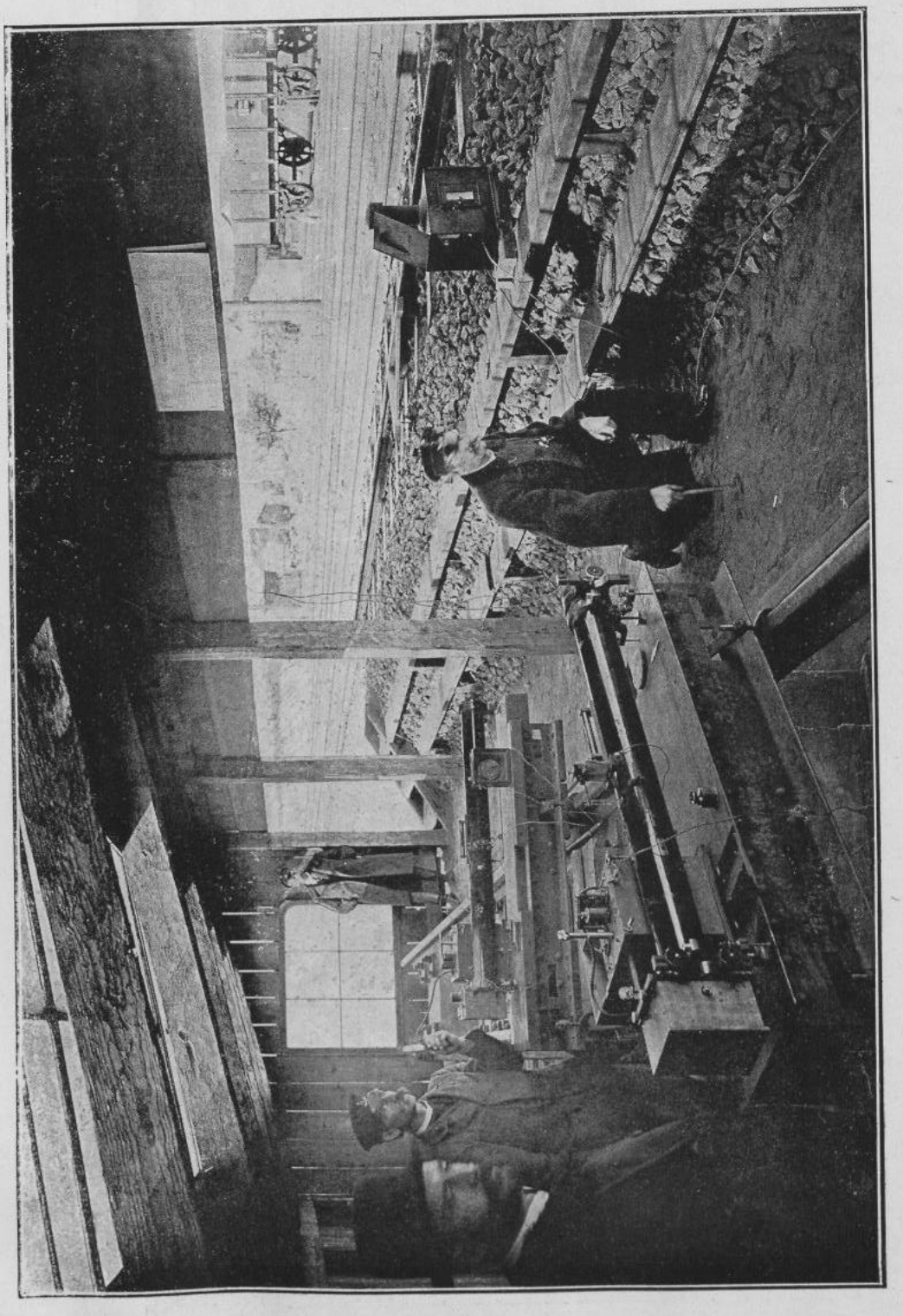


Fig 5. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pendant l'observation simultanée des déformations dans le sens vertical et horizontal.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

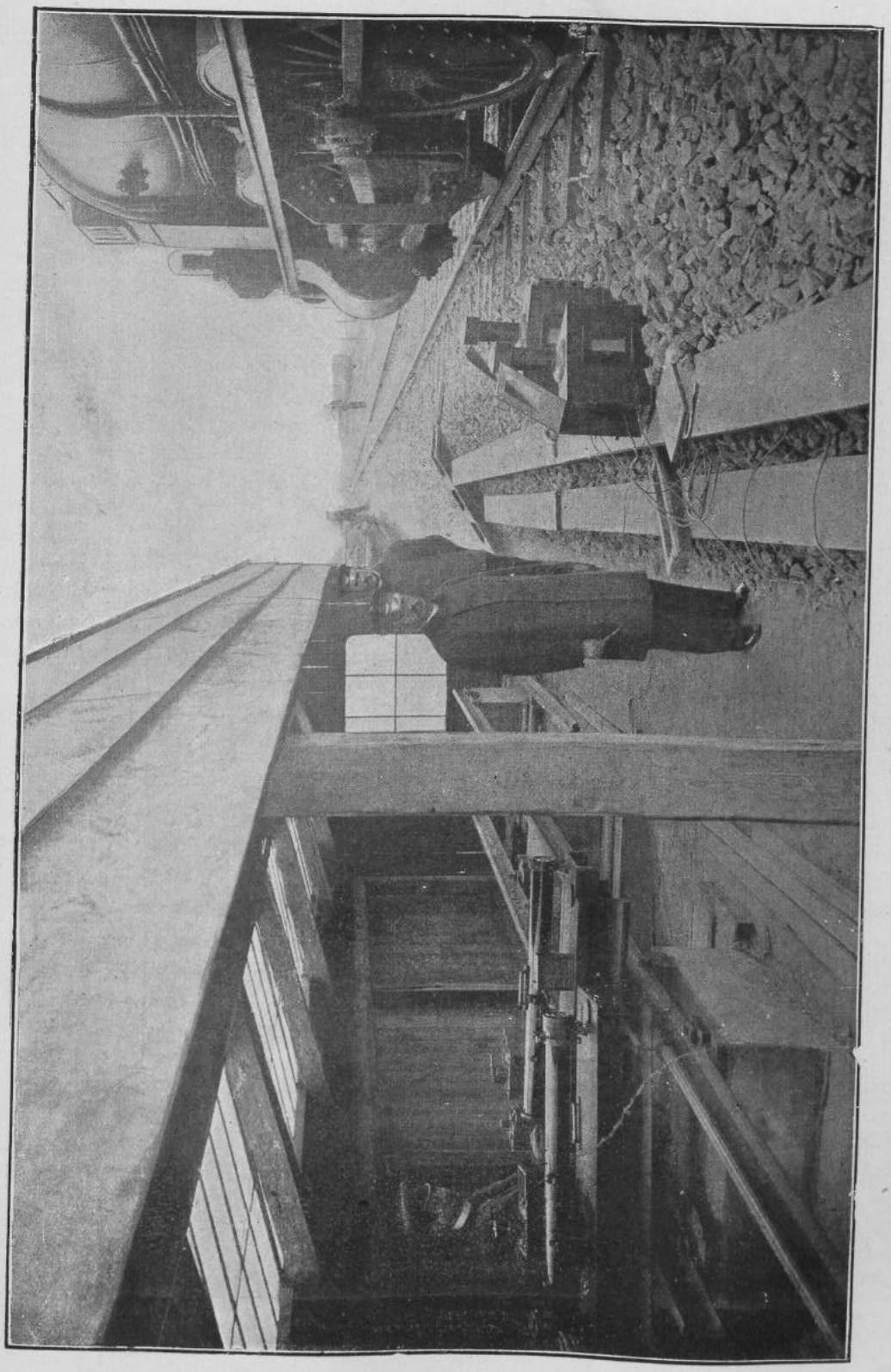


Fig. 6. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses.

Imprimé chez P. Weissenbruch

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

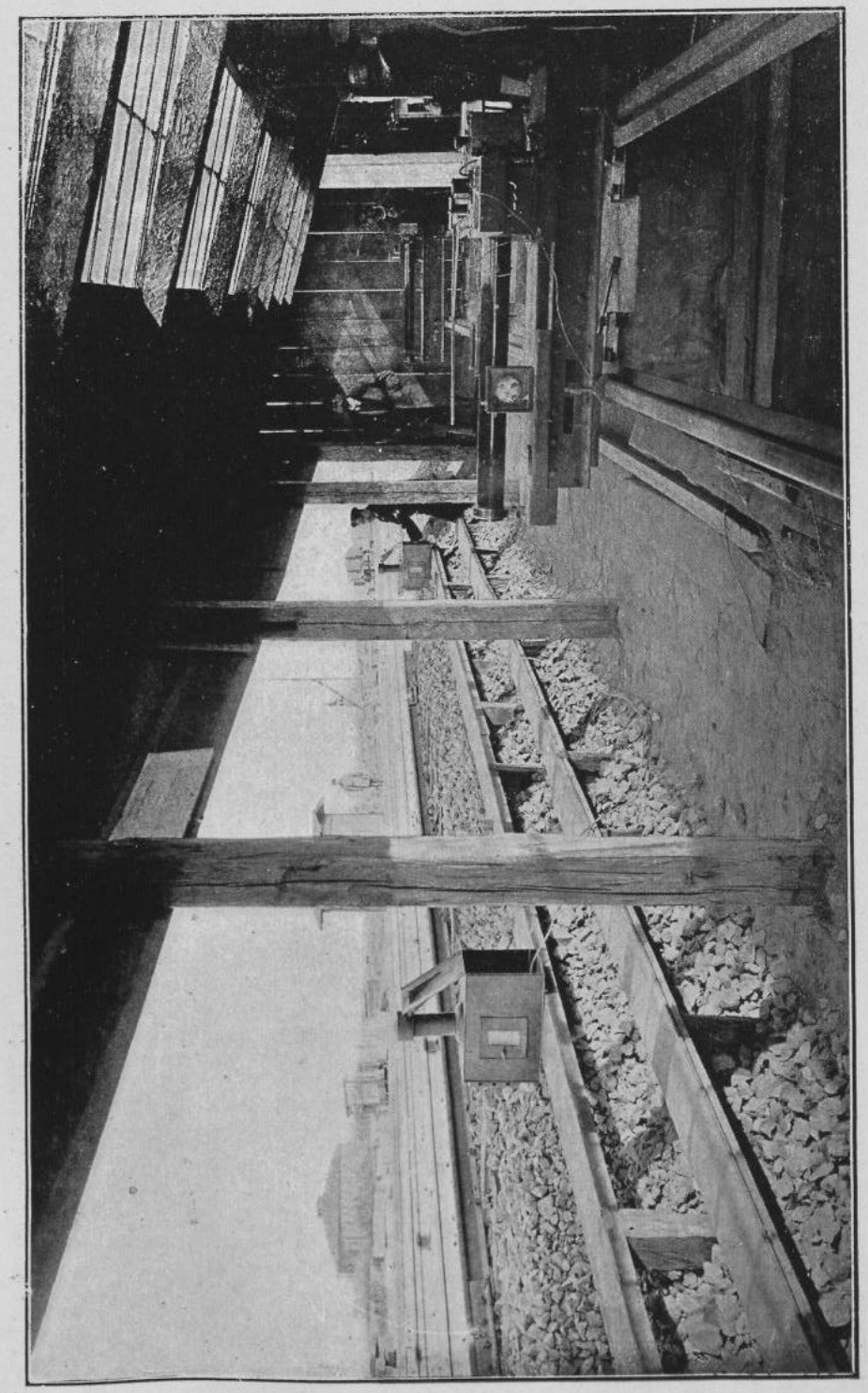


Fig. 7. — Poste d'observation au kilomètre 4 du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Disposition des appareils pour observer les déformations aux joints.

Imprimé chez P. Weissenbruch.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On a déterminé aussi pour les deux types de superstructure le coefficient du ballast (fig. 6), ainsi que l'enfoncement du sous-sol à diverses profondeurs. Lorsque ces observations furent achevées relativement au type IV^a, les traverses contre-joint ont été écartées jusqu'à 50 centimètres d'axe en axe, tandis que les autres traverses ont été réparties suivant le type III. Dans ces conditions, on a procédé à l'observation des déformations aux joints (fig. 7) avec longues et courtes éclisses, ainsi qu'aux joints à feuillure (type Rueppell, fig. 30), avec éclisse porteuse (type Neumann, fig. 33), et avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*, fig. 36 et 37).

Enfin, on a relevé pour le type V des diagrammes des déformations aux joints pour différents degrés de serrage des boulons.

Enfoncement du remblai.

Dans la description des observations de 1897, on a donné les valeurs de l'enfoncement du remblai à la profondeur de 50 centimètres, 1 mètre et 1^{m}50 au-dessous de la plate-forme du ballast.

Le tableau I ci-après indique, pour différents types de superstructures observés en 1897 et 1898 (fig. 8), les valeurs moyennes de l'enfoncement du remblai par tonne de charge de roue de locomotive, ce qui permettra de les comparer à l'enfoncement des traverses.

TABLEAU I.

PROFONDEUR EN DESSOUS DE LA PLATE-FORME DU BALLAST.	Enfoncement du remblai en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive, pour types de superstructure :			
	I	III	IV^a	V
0.5 mètre	0.15	...	...	0.11
1.0 —	0.11	0.09	0.09	0.08
1.5 —	0.09	0.07	0.06	0.07

Coefficient de l'assise des traverses (coefficient de ballast).

Sur la proposition de Winkler (1), on était convenu d'appeler coefficient de ballast la pression par unité de surface de l'assise de la traverse divisée par son enfoncement :

$$C = \frac{p}{y},$$

en supposant que l'enfoncement de la traverse reste proportionné dans certaines limites, à la pression mentionnée.

(1) *Vorträge über Eisenbahnbau*, I. Heft.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

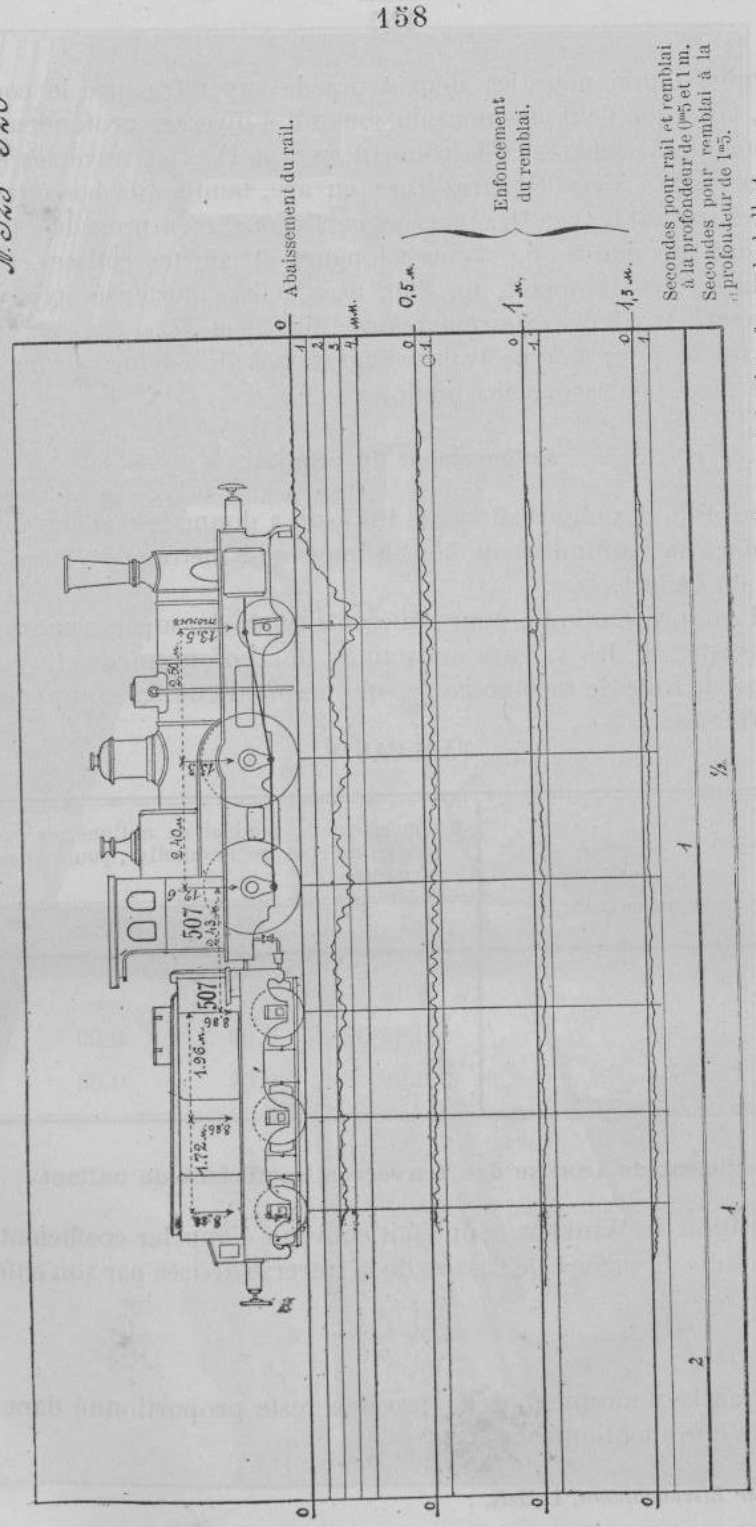


Fig. 8. — Type V. Enfoncement du remblai à une profondeur de 0m50, 1m00 et 1m50 au-dessous de la plate-forme du ballast.
Vitesse des trains, 25 et 60 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il est donc évident que, d'après cette théorie, le coefficient C exprime la résistance de l'assise de la traverse et que, par conséquent, sa valeur dépendra de la qualité de tous les matériaux disposés sous la traverse jusqu'à une profondeur à laquelle la pression de traverse, étant répartie sur une superficie de plus en plus grande, n'a plus de valeur pratiquement appréciable. Dans les conditions du poste d'essai, l'enfoncement du sous-sol sous la charge des trains ne cesse d'exister, d'après les observations de 1897, pas même à une profondeur de 7^m50.

A une profondeur de 50 centimètres jusqu'à 1^m50, cet enfoncement a pu être enregistré sous forme de diagrammes, d'après lesquels l'influence de la charge de chaque roue isolée peut être exactement mesurée.

Enfin, il est évident que cette partie constitutive de l'enfoncement total de l'assise de la traverse dépendra de l'établissement de la voie en déblai ou en remblai, de la hauteur du remblai et des qualités des terres dont il est construit, ainsi que de la nature du sous-sol.

Pour ces raisons, on doit convenir que le terme de *coefficient de ballast* n'est pas bien choisi pour désigner la valeur C, qui ne peut donner une idée juste de l'influence du ballast sur la raideur de la voie et c'est pourquoi, afin d'éviter un malentendu, il conviendrait de remplacer ce terme par un autre, en nommant par exemple, la valeur C *coefficient de l'assise des traverses*, ainsi que nous l'avons fait dans la suite.

Ce coefficient déterminé d'après la méthode qui a été indiquée dans la description des observations de 1897, prend les valeurs suivantes :

a) D'après les observations de 1897 :

Pour le type	II	de 3.9 à 4.6; moyenne, 4.2.
—	III	de 5.4 à 6.4; — 5.8.

b) D'après les observations de 1898 (fig. 9 et 10) :

Pour le type	IV^a	de 4.0 à 4 7; moyenne, 4.5.
—	V	de 2.9 à 3.1; — 3.0.

Ces chiffres démontrent que le remplacement de l'ancien ballast de carrière par un ballast de granit concassé, avait fait baisser le coefficient de l'assise des traverses. Une appréciation exacte de l'influence du ballast sur la valeur de ce coefficient ne peut pourtant être faite qu'après l'examen des observations sur l'enfoncement de toutes les traverses d'une paire de rails.

Flexion des traverses.

Le rapport de l'enfoncement des traverses au milieu, au droit du rail et à leurs extrémités, fut trouvé :

Pour le type	IV^a	$y_o : y_r : y_l = 74 : 100 : 64.$
—	V	$y_o : y_r : y_l = 91 : 100 : 78.$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

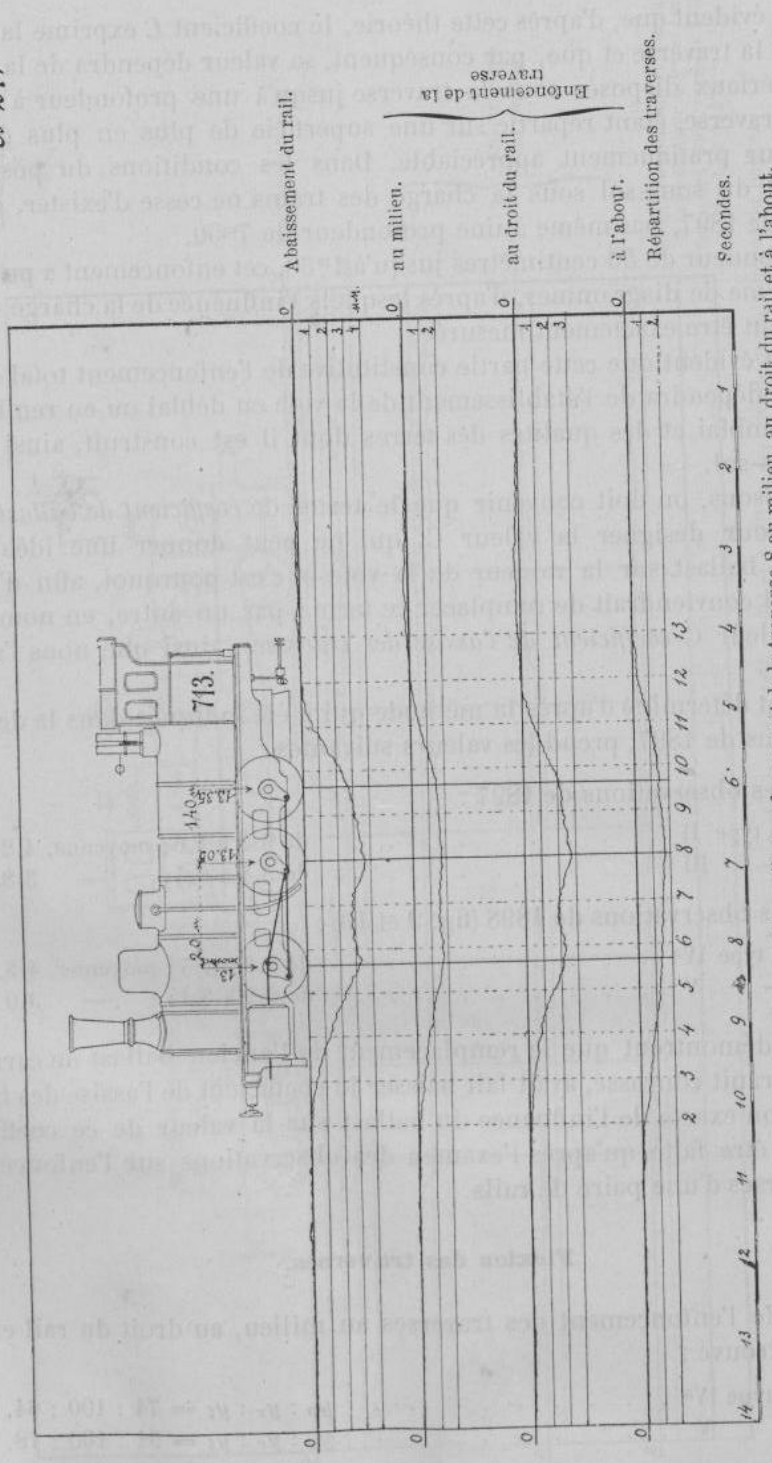


Fig. 9. — Type IV^a. Abaissement du rail et enfoncement de la traverse 8 au milieu, au droit du rail et à l'about.
Vitesse du train, 5 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

M. 336 ab

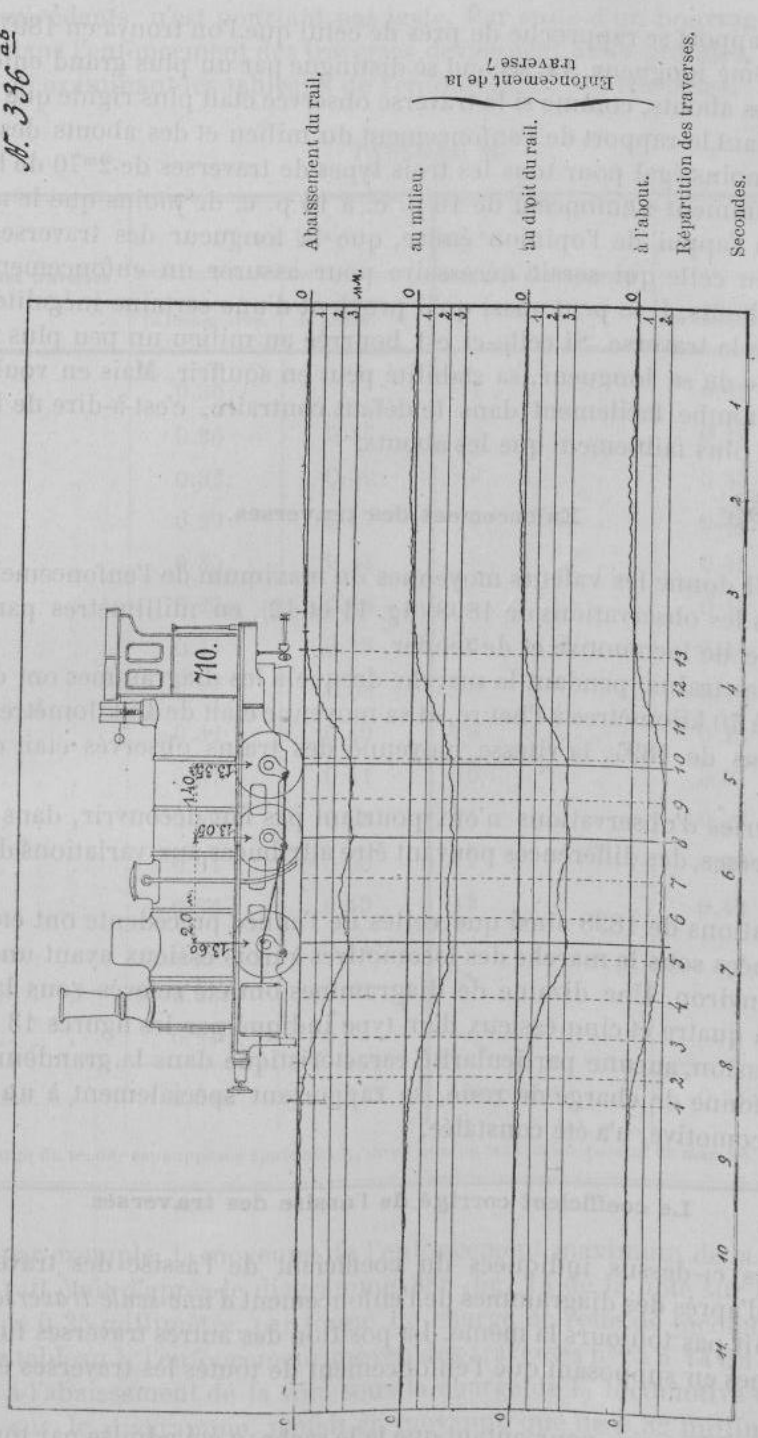


Fig. 10. — Type V. Abaissement du rail et enfoncement de la traverse 7 au milieu, au droit du rail et à l'about.
Vitesse du train, 6 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le premier rapport se rapproche de près de celui que l'on trouva en 1897 pour des traverses de même longueur. Le second se distingue par un plus grand enfoncement du milieu et des abouts, comme si la traverse observée était plus rigide que les précédentes. Cependant le rapport de l'enfoncement du milieu et des abouts des traverses reste plus ou moins égal pour tous les trois types de traverses de $2^{m}70$ de longueur; les abouts notamment s'enfoncent de 10 p. c. à 14 p. c. de moins que le milieu. Ce résultat vient à l'appui de l'opinion émise, que la longueur des traverses de $2^{m}70$ dépasse un peu celle qui serait nécessaire pour assurer un enfoncement égal du milieu et des abouts. Il se peut aussi qu'il provient d'une certaine inégalité de bourrage le long de la traverse. Si celle-ci est bourrée au milieu un peu plus fortement que sur le reste de sa longueur, sa stabilité peut en souffrir. Mais en voulant éviter ce défaut, on tombe facilement dans le défaut contraire, c'est-à-dire de bourrer le milieu un peu plus faiblement que les abouts.

Enfoncement des traverses.

Le tableau II donne les valeurs moyennes du maximum de l'enfoncement des traverses, d'après les observations de 1898 (fig. 11 et 12), en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive et de tender.

La vitesse des trains, pendant la marche desquels les diagrammes ont été relevés, variait de 14 à 70 kilomètres à l'heure, et sa moyenne était de 45 kilomètres. Pendant les observations de 1897, la vitesse moyenne des trains observés était de 40 kilomètres.

Ces deux séries d'observations n'ont pourtant pas fait découvrir, dans l'enfoncement des traverses, des différences pouvant être attribuées aux variations de la vitesse des trains.

Les observations de 1898 ainsi que celles de l'année précédente ont été principalement effectuées sous la marche des locomotives à trois essieux ayant une charge de 13.3 tonnes environ. Une dizaine de diagrammes ont été relevés sous la charge de locomotives à quatre et cinq essieux d'un type indiqué par les figures 13 et 34.

A cette occasion, aucune particularité caractéristique dans la grandeur des déformations par tonne de charge de roue, se rapportant spécialement à un type quelconque de locomotive, n'a été constatée.

Le coefficient corrigé de l'assise des traverses.

Les valeurs ci-dessus indiquées du coefficient de l'assise des traverses furent déterminées d'après des diagrammes de l'enfoncement *d'une seule traverse* de milieu, laquelle n'était pas toujours la même. La position des autres traverses fut portée sur les diagrammes en supposant que l'enfoncement de toutes les traverses était plus ou moins égal.

Cette supposition qui, pour autant que je le sache, a été admise par tous les obser-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

vateurs précédents, n'est pourtant pas juste. Par suite d'un bourrage inégal, les différences dans l'enfoncement des traverses deviennent assez grandes, ce qui peut être constaté en examinant les tableaux de l'enfoncement des traverses.

TABLEAU II.

Numéros des traverses.	Type IVa		Numéros des traverses.	Type V	
	Sous la locomotive.	Sous le tender (1).		Sous la locomotive.	Sous le tender (1).
1	0.30	. .	1	0.25	0.28
2	0.26	0.35	2	0.28	0.38
3	0.32	0.39	3	0.33	0.43
4	0 29	0.47	4	0.41	0.67
5	0 35	0.43	5	0.45	0.72
6	0.27	0.28	6	0 45	0.56
7	0.44	0.73	7	0.44	0.68
8	0.42	0.68	8	0.40	0.64
9	0.32	0.49	9	0.43	0.72
10	0 31	0 41	10	0.37	0.61
11	0 29	0 33	11	0.32	0.52
12	0.34	0 55	12	0.38	0.49
13	0.36	0.49	13	0.43	0.61
14	0.32	0.44			
15	0.23	0.32			
16	0.24	0.33			
Moyenne. . .	0 316	0.447	Moyenne. . .	0.384	0 562

(1) La charge du tender est supposée égale aux $^{3}/_{4}$ de sa charge maximum en état de marche.

Ainsi, par exemple, la moyenne de l'enfoncement maximum de la traverse n° 9 au droit du rail était d'après le diagramme 88a (fig. 14 de la note sur les observations de 1897) de 0.35 millimètre, par tonne de charge de roue de locomotive, tandis que d'après le tableau I, l'enfoncement moyen des traverses nos 4 à 14 du type II, qui ont participé à l'abaissement de la voie sous la charge de la locomotive dans sa position indiquée sur le diagramme, n'était en moyenne que de 0.32 millimètre. Il s'ensuit

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

M. 240 ab

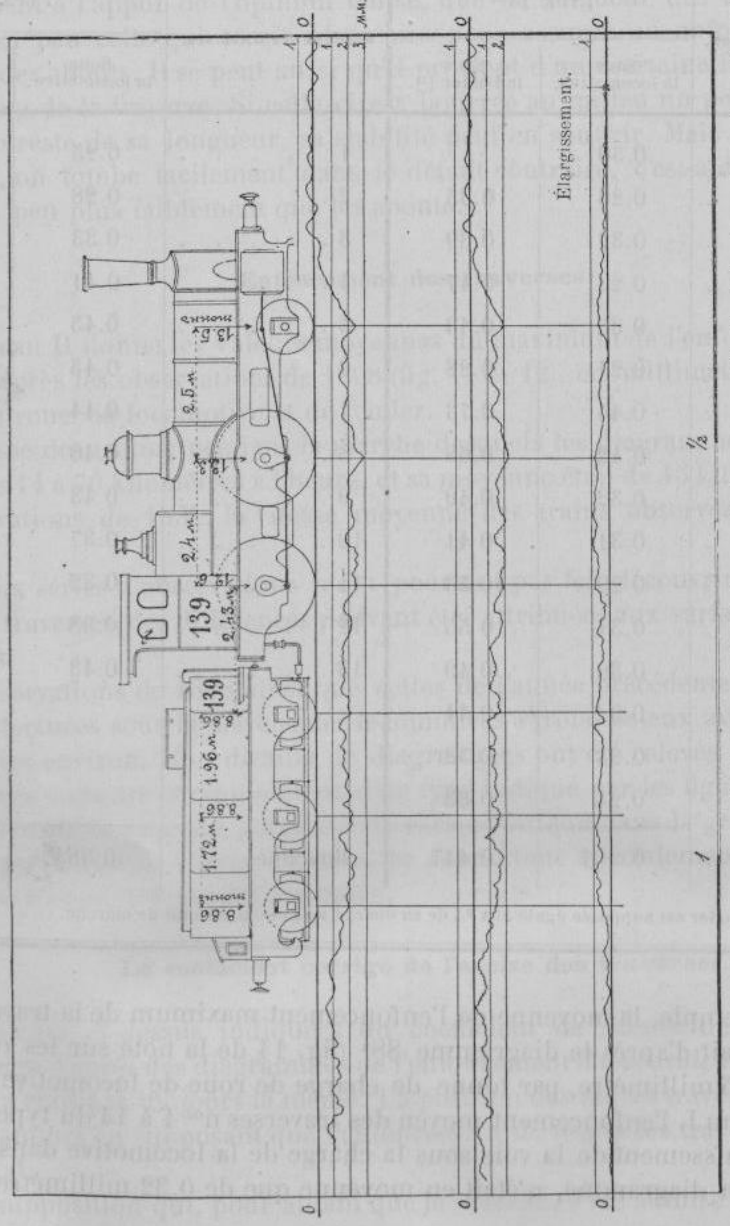


Fig. 11. — Type IV*a*. Enfoncement de la traverse 9, abaissement et mouvement latéral du champignon du rail au droit de la traverse 9.
Vitesse du train, 56 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

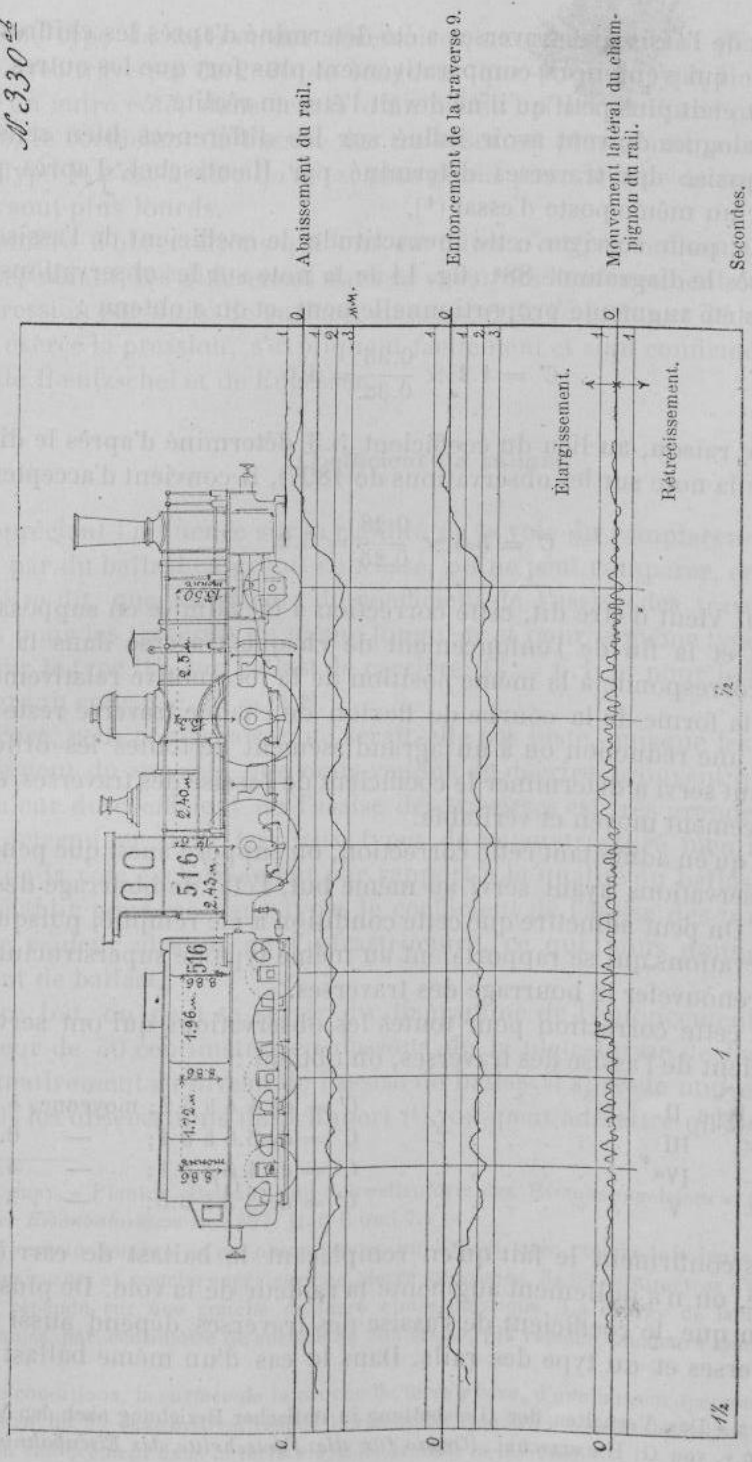


Fig. 12. — Type V. Enfoncement de la traverse 9, abaissement et mouvement latéral du champignon du rail au droit de la traverse 9.
Vitesse du train, 49 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

que le coefficient de l'assise des traverses a été déterminé d'après les chiffres obtenus pour une traverse qui s'enfonçait comparativement plus fort que les autres, de sorte que ce coefficient était plus petit qu'il ne devait l'être en réalité.

Des causes analogues doivent avoir influé sur les différences bien sensibles du coefficient de l'assise des traverses déterminé par Hæntzschel d'après plusieurs observations sur un même poste d'essai (1).

Dans notre cas, pour corriger cette inexactitude, le coefficient de l'assise des traverses, qui d'après le diagramme 88a (fig. 14 de la note sur les observations de 1897) était égal à 4.2, a été augmenté proportionnellement, et on a obtenu :

$$C' = 4.2 \times \frac{0.35}{0.32} = 4.6.$$

Pour la même raison, au lieu du coefficient 5.5 déterminé d'après le diagramme 119a (fig. 15 de la note sur les observations de 1897), il convient d'accepter :

$$C' = 5.5 \times \frac{0.28}{0.25} = 6.2.$$

D'après ce qui vient d'être dit, cette correction a été admise en supposant que le commencement et la fin de l'enfoncement de chaque traverse dans la partie du milieu du rail corresponde à la même position de la locomotive relativement à cette traverse et que la forme de la courbe de flexion de chaque traverse reste la même. Elle équivaut à une réduction ou à un agrandissement de toutes les ordonnées du diagramme, ayant servi à déterminer le coefficient de l'assise des traverses, en rapport avec leur enfoncement moyen et véritable.

Il est évident qu'en admettant cette correction, on suppose aussi que pendant toute une série d'observations ayant servi au même but, l'état de bourrage des traverses n'a pas changé. On peut admettre que cette condition a été remplie, puisque pendant toutes les observations qui se rapportaient au même type de superstructure, il n'y a pas eu lieu de renouveler le bourrage des traverses.

En acceptant cette correction pour toutes les observations qui ont servi à déterminer le coefficient de l'assise des traverses, on obtient :

Pour le type	II	C' = de 4.4 à 5.2;	moyenne,	4.7.
—	III	C' = de 5.8 à 6.4;	—	6.1.
—	IVa	C' = de 4.6 à 5.1;	—	4.8.
—	V	C' = de 3.3 à 3.5;	—	3.4.

Ces résultats confirment le fait qu'en remplaçant le ballast de carrière par du granit concassé, on n'a nullement augmenté la raideur de la voie. De plus, on arrive à la conclusion que le coefficient de l'assise des traverses dépend aussi de la longueur des traverses et du type des rails. Dans le cas d'un même ballast, ainsi que

(1) *Voir* la note : « Das Verhalten der Gleisbettung in statischer Beziehung nach den Versuchen der Reichseisenbahnen », von G. Hæntzschel. (*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1889.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'un même type de rails et des accessoires, ce coefficient est plus grand pour le type III avec traverses de 2^m70 de longueur que pour le type II avec traverses de 2^m44. D'un autre côté, dans le cas d'un même ballast et d'une même longueur de traverses, le coefficient de l'assise des traverses est plus grand pour le type IV^a que pour le type V, c'est-à-dire qu'il est plus grand pour le type de superstructure dont les rails sont plus lourds.

Le nombre d'observations qui ont été faites n'est pas suffisant pour élucider ce point. Cependant, les différences dans la valeur de l'enfoncement correspondant à la même pression par unité de surface, en rapport de l'étendue et de la figure de la surface qui exerce la pression, s'expliquent facilement et sont confirmées par les observations de Hæntzschel et de Engesser.

Coefficient de ballast.

En appréciant l'influence sur la rigidité de la voie du remplacement du ballast de carrière par du ballast en granit concassé, on ne peut comparer, en raison de ce qui vient d'être dit, que les valeurs du coefficient de l'assise des traverses qui ont été trouvées pour les traverses de même longueur et pour le même type de rails, notamment pour le type III, sur ballast de carrière, $C' = 6.1$, et pour le type IV^a, sur ballast en granit concassé, $C' = 4\ 8$.

Et encore, cette comparaison ne serait-elle pas juste, puisque les observations sur l'enfoncement du sous-sol que nous venons de décrire prouvent que son influence sur la valeur du coefficient de l'assise des traverses est très grande. C'est pourquoi, voulant déterminer pour les deux types de superstructure mentionnés la rigidité relative de la voie exclusivement par rapport à la qualité du ballast, il est indispensable d'établir pour ces deux types le coefficient de l'assise des traverses en supposant une raideur absolue de l'infrastructure, ce qui nous donnera alors le vrai coefficient de ballast.

Dans ce but, on peut se servir du diagramme de l'enfoncement du remblai à la profondeur de 50 centimètres en dessous de la plate-forme de ballast, c'est-à-dire approximativement au niveau de l'assise de ballast d'après le nouveau profil.

D'après les observations de Schubert [1], on peut admettre qu'à cette profondeur,

---

[1] Schubert. « Planum, Bettung und Schwellenform des Eisenbahngeleises ». (*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 1897. Heft 6 und 7.)

Dans un certain nombre de ces observations, un ballast, avec couche inférieure en sable, de 5 centimètres d'épaisseur, et couche supérieure en pierre concassée, de 30 centimètres d'épaisseur sous la traverse, fut répandu sur une couche de terre glaise plastique. La charge de la traverse, à raison de 4 kilogrammes par centimètre de surface de son assise, fut répétée plusieurs centaines de milliers de fois.

Dans ces conditions, la surface de la couche de terre glaise, d'une largeur (perpendiculairement à l'axe de la traverse) de 95 centimètres, restait horizontale. Quand la couche de ballast était moindre, on a observé son enfoncement dans la terre glaise au droit de la traverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

la pression d'une traverse se répartit d'une manière plus ou moins uniforme sur une étendue au moins égale à l'écartement des traverses d'axe en axe et qui fut, dans notre cas, de 75 à 85 centimètres. C'est pourquoi, bien que les puits, au fond desquels se trouvaient les tubes indiquant l'abaissement du remblai, fussent disposés entre deux abouts de traverses, on peut admettre cependant qu'à la même profondeur, l'enfoncement du remblai sous la traverse était partout le même.

La répartition de la pression à la même profondeur dans la direction de la longueur de la traverse ne nous est pas connue. Il paraît le plus probable de supposer que cette pression correspond à l'enfoncement de la traverse aux différents points de sa longueur.

De cette manière, pour obtenir un diagramme de l'enfoncement d'une traverse au droit du rail, qui dépendrait exclusivement de la compressibilité du ballast, il serait indispensable de porter sur le diagramme de l'enfoncement absolu de cette traverse le diagramme de l'enfoncement de l'infrastructure sur la même verticale. La différence des ordonnées de ces deux diagrammes donnerait les ordonnées du diagramme cherché.

Les ordonnées des diagrammes de l'enfoncement de la traverse à son milieu ainsi qu'aux abouts devraient être réduites en proportion.

Pour simplifier ce problème, il suffirait de réduire les ordonnées des diagrammes de l'enfoncement de la traverse en proportion à la réduction que subirait l'enfoncement moyen maximum des traverses, abstraction faite de l'enfoncement du remblai.

Pour le type I et un ballast de carrière, l'enfoncement maximum du remblai à la profondeur de 50 centimètres au-dessous de la plate-forme de ballast était de 0.15 millimètre par tonne de charge de roue. Or, l'enfoncement moyen maximum des traverses de ce type de superstructure était de 0.47 millimètre par tonne. Son rapport à la compression du ballast est donc :

$$\frac{0.47}{0.47 - 0.15} = 1.47.$$

Le ballast du type III de superstructure fut le même que celui du type I; c'est pourquoi on peut admettre que ce rapport s'applique également aux deux types.

Le coefficient de l'assise des traverses fut évalué ci-dessus $C' = 6.1$. On en déduira le coefficient de ballast en gros sable et gravier de carrière :

$$K = 6.1 \times 1.47 = 9.0.$$

Dans le cas de superstructure type V avec ballast en pierre concassée, l'enfoncement du remblai au-dessus de l'assise de ballast était de 0.10 millimètre par tonne de charge de roue. Puisque l'enfoncement moyen maximum des traverses de ce type fut de 0.38 millimètre par tonne, son rapport à la compression du ballast est :

$$\frac{0.38}{0.38 - 0.10} = 1.36$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le ballast du type IV^a étant le même que celui du type V, on peut déduire d'après le coefficient de l'assise des traverses qui fut déterminé pour le premier de ces types, $C' = 4.8$, le coefficient de ballast en pierre concassée :

$$K = 4.8 \times 1.36 = 6.5.$$

De cette manière, la réaction élastique du ballast en pierre concassée n'est que de $\frac{6.5}{9} = 72$ p. c. de la réaction du ballast de carrière.

Cette particularité n'a pu être constatée par d'autres observateurs, parce que leurs observations ont été généralement poursuivies en différentes places et se rapportaient à des infrastructures différentes, dont l'enfoncement n'a pas été déterminé. En outre, le coefficient de l'assise des traverses fut établi d'après l'enfoncement d'une seule traverse ou d'un seul point d'une longrine.

Ainsi, par exemple, d'après les observations de Hæntzschel se rapportant à différents types de superstructure sur traverses, la valeur du coefficient de leur assise fut obtenu :

Pour vieux ballast en gravier sur terrain en argile compacte . . . $C = 4.4$.
— en pierre concassée sur terrain en argile compacte. $C = 5.3$.

Par contre, d'après une autre série d'observations se rapportant à une voie sur longrines, le même observateur a trouvé :

Pour vieux ballast en gravier sur terrain en argile compacte . . . $C = 5.0$.
— en pierre concassée sur terrain en argile compacte. $C = 4.6$.

Ces derniers chiffres paraissent confirmer les résultats obtenus au chemin de fer de Varsovie-Vienne. Si on remarque cependant que, d'après les observations faites sur une voie sur traverses, le coefficient C fut trouvé supérieur pour un ballast en pierre concassée que pour un ballast en gravier, tandis que d'après les observations faites sur une voie sur longrines, le rapport des coefficients pour ces deux genres de ballast fut trouvé justement inverse, on est obligé d'en conclure que cette disparité provient simplement de l'impossibilité de préciser les qualités d'un terrain par une définition générale. Certaines observations de Haentzschel nous permettent cependant d'apprécier la compressibilité du sous-sol. Ces observations se rapportent à l'enfoncement des traverses sur ballast en gravier nouvellement répandu : 1° sur terrain naturel léger n'ayant pas encore supporté la charge des trains; 2° sur un terrain naturel plus compact et bien tassé sous la charge des trains, et 3° sur rocher. Pour ces trois cas, le coefficient de l'assise des traverses fut trouvé $C = 2$, $C = 2.7$, et $C = 4$, c'est-à-dire que l'enfoncement du sous-sol était de 50 jusqu'à 33 p. c. de l'enfoncement total de la traverse. Malheureusement, ces observations ne se rapportent qu'à une seule qualité de ballast dont l'épaisseur n'était même pas constante [1]. Il est cependant à remarquer que dans le second cas, le rapport de la

[1] Cette épaisseur variait de 23 à 53 centimètres.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

compression du sous-sol à l'enfoncement total des traverses se rapproche de près des valeurs qui furent obtenues au chemin de fer de Varsovie-Vienne, notamment pour le type I, 0.325, et pour le type V, 0.256.

En résumant les conclusions auxquelles nous sommes parvenu et en admettant que le rapport de l'enfoncement du sous-sol au-dessous de l'assise de ballast à l'enfoncement de la traverse reste le même pour différents types de superstructure, on obtient pour les coefficients de l'assise des traverses et de ballast les valeurs suivantes :

TABLEAU III.

TYPES de superstructure.	Qualité du ballast.	Coefficient corrigé de l'assise des traverses C′	Enfoncement des traverses	Rapport de l'enfoncement du sous-sol au-dessous de l'assise de ballast à l'enfoncement des traverses	Coefficient de ballast K.
			en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive.		
I.	Gros sable de carrière entremêlé de gravier.	4.7	0.287	0.325	6.9
III.		6 1	0.232	0.325	9.0
IVa	Granit concassé.	4.8	0.316	0.256	6.5
V.		3.4	0.384	0.256	4.6

Comme on le voit, le coefficient de ballast varie selon la qualité du ballast et le type de superstructure dans les limites suivantes : pour ballast en gros sable de carrière entremêlé de gravier, de 6.9 à 9, pour ballast en granit concassé, de 4.6 à 6.5.

D'après les observations de Hæntzschel, le coefficient de l'assise des traverses fut trouvé, comme il a été mentionné ci-dessus, pour ballast en gravier fraîchement répandu sur rocher C = 4. Cependant d'après une autre série d'observations sur vieux ballast, Hæntzschel avait obtenu pour ballast en gravier sur rocher, C = 7.3, et pour ballast en gravier avec assise empierrée, C = 9.

Les observations de Hæntzschel et celles du chemin de fer de Varsovie-Vienne se rattachent à des types de superstructure bien différents, et comme nous venons de le dire, il nous manque des données assez précises pour pouvoir établir une comparaison plus ou moins exacte sur la qualité du ballast qui a servi à ces observations.

De plus, les valeurs du coefficient de ballast citées en dernier lieu furent obtenues au moyen d'observations faites sur une voie sur longrines. Néanmoins, si l'on prend en considération les larges limites dans lesquelles varient ordinairement les valeurs du coefficient de l'assise des traverses, on doit en conclure que les résultats des observations de Hæntzschel et de celles du chemin de fer de Varsovie-Vienne concordent suffisamment bien.

La valeur du coefficient de ballast de carrière d'après les observations du chemin

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de fer de Varsovie-Vienne, C = 9 concorde également avec les observations de l'ingénieur Stecewicz des chemins de fer de Tambov-Saratov et de la Baltique.

Les valeurs du coefficient de l'assise des traverses obtenues par cet observateur ont été les suivantes : au chemin de fer de Tambov-Saratov, de 3.5 (ballast à niveau, terrain naturel léger) ; à 5 (en déblai, terrain argileux et compact), et au chemin de fer de la Baltique, 9 (déblai en argile très compacte).

Au chemin de fer de la Baltique, M. Stecewicz avait constaté que certaines traverses s'enfonçaient si peu sous la charge des trains, que le coefficient de leur assise fut évalué à C = 45, chiffre qu'il trouvait possible d'admettre. Cependant, en nous basant sur les observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne nous estimons que cette valeur du coefficient de ballast n'est pas vraisemblable.

Ces observations se rapportaient à deux qualités de ballast absolument différentes et on pourrait, semble-t-il, en conclure que pour toute autre qualité de ballast intermédiaire entre le granit concassé et le gros sable, le coefficient de ballast devrait être compris entre les limites qui furent déterminées pour ces deux derniers, notamment de K = 6.5 pour granit concassé à K = 9 pour gros sable.

En ce qui concerne le coefficient de l'assise des traverses, sa valeur doit être évidemment moindre et dépendra surtout de la résistance du sous-sol, mais aussi de la répartition uniforme de la pression du ballast sur la plate-forme.

Il est possible d'effectuer un changement avantageux dans une infrastructure existante au moyen de travaux d'assainissement et de consolidation, ce qui produit, comme on le sait, une influence très salutaire sur l'état de stabilité de la voie.

Une répartition uniforme de la pression de ballast sur la plate-forme peut être atteinte en donnant à la couche de ballast une épaisseur convenable. D'après les expériences faites en ces derniers temps, l'épaisseur de cette couche pour un écartement des traverses ne dépassant pas les limites ordinaires ne doit pas être inférieure à 35 centimètres sous la traverse.

Enfin, une augmentation de la valeur du coefficient de l'assise des traverses au moyen de l'amélioration de la qualité du ballast n'est possible, comme nous venons de le voir, que dans des limites assez restreintes, attendu que pour un même ballast, ce coefficient peut varier, selon les propriétés de l'infrastructure, de 3 à 9, tandis que le coefficient de ballast pour granit concassé et pour gros sable ne varie que de 6.5 à 9.

D'après les résultats des observations du chemin de fer de Varsovie-Vienne, doit-on conclure que le ballast en sable est préférable au ballast en pierre concassée, ou bien qu'en général l'amélioration de la qualité de ballast n'est qu'un luxe superflu ? Évidemment non, car le rôle complexe qu'est appelé à jouer le ballast dans la superstructure de la voie nous oblige à donner la préférence à un ballast possédant la plus grande somme des qualités qu'on recherche.

Le but des observations qui ont été entreprises au chemin de fer de Varsovie-Vienne était de déterminer les déformations élastiques de la voie, et c'est pourquoi ces observations furent exécutées dans des conditions telles que les déformations

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

permanentes n'ont pas dépassé le degré de précision des appareils, et par suite n'ont pas pu être remarquées sur les diagrammes. Et pourtant la résistance du ballast contre les déformations permanentes, qui dépend du degré de mobilité de ses parties et de leur adhérence aux traverses, de sa durée, c'est-à-dire de sa résistance au frottement, à l'écrasement et aux influences atmosphériques, ainsi que de sa perméabilité, doit être envisagée comme beaucoup plus importante pour la stabilité et la durée de la voie que les différences minimes dans la compressibité du ballast. Il n'est pas à douter que le ballast en granit concassé possède les qualités susdites à un degré beaucoup plus élevé que le ballast en gros sable et en gravier de carrière. Cette opinion est prouvée non seulement par les observations de Schubert, Bräuning et autres, mais aussi par une longue expérience de nombreux chemins de fer.

La supériorité du ballast en pierre concassée a pu être constatée aussi, quoique pour une période assez courte, au chemin de fer de Varsovie-Vienne.

Le remplacement du ballast de carrière par de la pierre concassée, ainsi que le dressage et le réglage définitifs de la voie furent terminés au poste d'observation le 14 juin 1898. Depuis ce moment jusqu'à la fin des observations sur le type de superstructure IV^a, le 20 août, ainsi que depuis la pose de la voie type V, le 25 septembre, jusqu'à la fin de novembre 1898, aucun travail tel que : bourrage des traverses, réglage de la voie, etc , n'a été entrepris au poste d'observation, car malgré les vérifications souvent répétées, aucune défectuosité de la voie n'a été observée.

Tout au contraire, avec le ballast de carrière qui servit lors des observations de 1897, le bourrage de certaines traverses, principalement de celles de contre-joint, devenait quelquefois indispensable avant qu'un mois se fût écoulé.

En résumant ces remarques, on est amené à conclure que les résultats des observations sur le coefficient de ballast des deux genres qui ont démontré, contrairement à ce qu'on attendait, un grand degré de compressibilité du ballast en pierre concassée, prouvent uniquement que la supériorité de ce genre de ballast doit être attribuée aux autres qualités qu'il possède.

Coefficient de la route.

Les résultats des observations mentionnées ci-dessus nous donnent le moyen d'apprécier l'influence relative du ballast et de l'infrastructure sur la rigidité de la voie.

Le coefficient, que nous venons de déterminer pour deux genres de ballast, mesure sa résistance à la compression exercée par les traverses, indépendamment des propriétés de l'infrastructure. Il serait important de déterminer parallèlement, au moyen d'une mesure convenable, la résistance de la route (c'est-à-dire de la plate-forme servant de base au ballast) à l'enfoncement, indépendamment des qualités du ballast.

Dans ce but, on devra s'imaginer le ballast sous forme d'une couche incompressible, composée de parties mobiles. Si on admet ensuite que la qualité de ballast,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

compressible ou incompressible, n'a pas d'influence sur l'enfoncement élastique de la route et si on donne le nom de coefficient de la route au quotient de la pression qu'elle supporte par unité de surface divisée par son enfoncement (en kilogrammes et centimètres), il sera facile de déterminer ce coefficient pour une route donnée d'après le diagramme de son enfoncement sous l'assise du ballast.

On pourra pour cela se servir de la même méthode qui fut employée pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses, avec la seule différence que pour obtenir la pression moyenne exercée par une charge donnée, on doit évidemment prendre en considération non pas la somme des surfaces inférieures des traverses ayant reçu la charge, mais la surface correspondante de l'assise du ballast. On peut admettre, avec une approximation suffisante, que cette surface est égale à la surface de l'assise des traverses ayant reçu la charge, multipliée par le rapport de l'écartement a des traverses d'axe en axe à la largeur inférieure b de la traverse.

Le coefficient de la route, que nous indiquerons par la lettre N, peut être déterminé plus simplement au moyen des valeurs connues des coefficients de l'assise des traverses et du ballast.

En réalité, si on écrit $\frac{a}{b} = n$, le rapport entre les trois coefficients mentionnés peut être exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C'} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

d'où l'on obtient :

$$N = \frac{KC'}{n(K - C')} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

Dans le tableau IV, on a indiqué les valeurs du coefficient de la route, obtenues d'après l'équation (2) en se servant des coefficients de l'assise des traverses et de ballast qui furent déterminés plus haut.

TABLEAU IV.

TYPES de superstructure.	Écartement des traverses d'axe en axe a.	Largeur de l'assise inférieure de la traverse b.	$n = \frac{a}{b}$.	Coefficient de l'assise des traverses C'.	Coefficient de ballast K'.	Coefficient de la route N.
II	80	25	3.2	4.7	6.9	4.6
III	80	25	3.2	6.1	9.0	5.9
IV^a	85	25	3.4	4.8	6.5	5.4
V	75	25	3 0	3.4	4.6	4.4

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Comme on le voit d'après le tableau IV et comme cela était à prévoir, d'ailleurs, le coefficient de la route, approximativement égal à 5, ne varie que très peu d'un type de superstructure à l'autre, quoique les variations des valeurs correspondantes des coefficients de l'assise des traverses et du ballast soient cependant très sensibles. Il s'ensuit que si l'on suppose une pression égale par unité de surface, la plate-forme de la route au poste d'observation du chemin de fer de Varsovie-Vienne présente une résistance qui n'est que peu inférieure à celle d'une couche de pierre concassée d'une épaisseur de 53 centimètres.

Charge de rail.

Les valeurs obtenues du coefficient de l'assise des traverses, de l'enfoncement moyen des traverses et de leur flexion, nous permettent de déterminer, pour chaque type de superstructure observé, la charge de rail moyenne maximum, sans avoir recours à des formules théoriques.

Nous choisirons comme exemple la superstructure du type IV^a.

Pour ce type, le rapport de l'enfoncement de la traverse au milieu, au droit du rail et à l'about, fut déterminé comme suit :

$$y_o : y_r : y_t = 74 : 100 : 64,$$

par conséquent, l'enfoncement moyen de la traverse y_m était, par rapport à son enfoncement au droit du rail y_r (*voir* fig. 13 de la note sur les observations de 1897) :

$$y_m = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{75}{135} \cdot 0.74 + \frac{60}{135} \cdot 0.64\right) y_r = 0.846\, y_r.$$

Le coefficient de l'assise des traverses fut évalué ci-dessus (*voir* tableau III), d'après la moyenne de quatre observations, $C' = 4.8$.

La demi-surface de l'assise de la traverse $\omega = 135 \times 25 = 3375$ centimètres carrés.

Par suite, la charge de rail produisant un enfoncement de la traverse au droit du rail égal à 1 centimètre, sera :

$$D = C' \cdot \frac{y_m}{y_r} = 4.8 \times 3375 \times 0.846 = 13.7 \text{ tonnes.}$$

Or, d'après les observations faites, l'enfoncement maximum au droit du rail de toutes les traverses du type IV^a, fut trouvé de 0.0316 centimètre par tonne de charge de roue de locomotive (*voir* le tableau II). La charge de rail moyenne maximum $\frac{P}{G}$, correspondant à cet enfoncement, sera donc

$$\frac{P}{G} = 0\ 0316.D = 0.43 \text{ tonnes.}$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le tableau ci-après contient les valeurs moyennes maximums de la charge de rail, déterminées d'après la méthode qui vient d'être indiquée.

TABLEAU V.

TYPES de superstructure.	Demi-poids de la locomotive. $\frac{1}{2}G$	Nombre de traverses ayant reçu la charge de la locomotive. n	Enfoncement relatif de la traverse au milieu, au droit du rail et à l'about. $y_o : y_r : y_l$	Coefficient corrigé de l'assise des traverses. C'	Rapport de l'enfoncement moyen des traverses à leur enfoncement au droit du rail. $\frac{y_m}{y_r}$	Enfoncement moyen maximum de toutes les traverses au droit du rail.	Charge de rail par tonne de charge de roue $\frac{P}{G}$	
							d'après les observations.	d'après la formule (3).
	Tonnes.					Centimètres		
I	20	(10.5)	(69 : 100 : 124)	(3.3)	(0.951)	0.0468	(0.45)	0.52
II	20	10.5	69 : 100 : 124	4.7	0.951	0.0287	0.39	0.48
III	20	10	75 : 100 : 68	6.1	0.855	0.0232	0.41	0.50
IV	20	(10)	(75 : 100 : 68)	(6.1)	(0.855)	0.0237	(0.42)	0.51
IV^a . . .	20	10	74 : 100 : 64	4.8	0.846	0.0316	0.43	0.50
V . . .	20	12.5	91 : 100 : 78	3.4	0.927	0.0384	0.41	0.49

Pour les types I et IV, le coefficient de l'assise des traverses n'a pas été déterminé.

Toutefois, la différence entre les types III et IV consiste exclusivement dans une répartition un peu différente des traverses, dont le nombre sous une paire de rails de 12 mètres ne change pas. C'est pourquoi on peut admettre, pour ces deux types, le même coefficient de l'assise des traverses.

Le type I possède le même ballast ainsi que la même longueur des traverses que le type II, qui ne diffère du précédent que par un autre profil des rails. Ils diffèrent entre eux sur le même point que les types IV et V, et on pourrait admettre par analogie, pour le type I, un coefficient de l'assise des traverses

$$4.7 \cdot \frac{3.4}{4.8} = 3.3.$$

Cette valeur, ainsi que le coefficient de l'assise des traverses pour le type IV ne sont qu'hypothétiques; c'est pourquoi, dans le tableau V, ils ont été placés entre parenthèses.

Il serait intéressant de comparer les résultats précités, basés sur l'observation, avec les valeurs théoriques de la charge de rail maximum sous l'action d'une charge en repos.

Cependant, les formules connues de Schwedler, Hoffmann et autres reposent sur

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des suppositions arbitraires qui ne sont pas d'accord avec la répartition des charges qu'on rencontre en pratique.

La formule de Schwedler :

$$\frac{P}{G} = \frac{\gamma + 2}{3\gamma + 2} \quad (1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (3)$$

a été déduite en supposant l'action d'une charge isolée placée au milieu d'une poutre reposant sur trois appuis, tandis que le rail est sujet à l'action d'un système de charges.

La formule de Hoffmann :

$$\frac{P}{G} = \frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (4)$$

suppose que les charges sont disposées au-dessus de chaque seconde traverse.

Or, au poste d'observation du chemin de fer de Varsovie-Vienne, l'écartement des traverses intermédiaires était, pour les types I à IV^a, de 80 à 85 centimètres, et pour le type V, de 75 centimètres, tandis que l'écartement des essieux des locomotives à trois essieux (les locomotives à quatre et cinq essieux ne furent observées que rarement) était le suivant :

Pour locomotives des trains de marchandises	2^m00 et 1^m40.
— — de voyageurs	2^m50 et 2^m40.

Ces types de locomotives avaient une charge par esssieu d'environ 6.7 tonnes et ont fourni chacun un nombre d'observations à peu près égal.

Comme on le remarque d'après les diagrammes, la voie reprend son niveau primitif dans l'intervalle entre la locomotive et le tender, c'est-à-dire que la charge du tender n'a presque pas d'influence sur l'enfoncement des traverses sous la locomotive.

On peut donc admettre que l'effet que produisait la charge statique des locomotives sur la voie du poste d'observation correspondait à l'effet d'un système de trois charges égales sur une poutre reposant sur un nombre infini d'appuis élastiques, l'écartement des charges étant de deux à trois fois plus grand que l'espacement des appuis.

En supposant qu'une poutre reposant sur un nombre infini d'appuis est chargée, au lieu de chaque second, à chaque troisième appui, la valeur de la charge d'appui maximum sera exprimée par la formule (2) :

$$\frac{P}{G} = \frac{\gamma + 1}{3\gamma + 1} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (5)$$

---

(1) Dans cette formule, ainsi que dans les formules suivantes : $\gamma = \frac{B}{D}$, où $B = \frac{6EJ}{a^3}$ représente une charge sous l'action de laquelle un rail reposant sur deux appuis espacés de $2a$ (c'est-à-dire de l'écartement double des traverses d'axe en axe), prend une flèche égale à un centimètre. D représente une charge qui, étant appliquée à la traverse au point d'appui du rail, produit un enfoncement de la traverse en ce même point égal à un centimètre.

(2) Asr, « Les traverses et leur assise. » (*Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, cinquième session.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

A cause de la difficulté de déterminer les charges d'appuis d'une manière tout à fait précise, il paraît plus convenable d'admettre, dans le cas présent, que la valeur maximum de cette charge est égale à la moitié de la somme des expressions (4) et (5), c'est-à-dire que

$$\frac{P}{G} = \frac{1}{2}\left\{\frac{4\gamma + 1}{8\gamma + 1} + \frac{\gamma + 1}{3\gamma + 1}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

Les valeurs maximums des charges d'appuis, déterminées d'après la formule (6), se trouvent dans la dernière colonne du tableau V. Comme on le voit, ces valeurs dépassent de 18 à 21 p. c. celles qui ont été observées.

Si on prend en considération la proportionnalité frappante qu'on remarque entre ces deux colonnes de chiffres, obtenus d'une manière tout à fait différente, on doit convenir que les suppositions qu'on a exprimées plus haut concernant le coefficient de l'assise des traverses pour les types I et IV, ainsi que l'expression théorique de la charge d'appui maximum, deviennent d'autant plus probables.

En outre, il est facile de comprendre que la valeur absolue de la charge de rail théorique surpasse celle qui fut déterminée d'après l'observation, puisque la formule théorique a été déduite en supposant, au lieu de trois, un nombre infini de charges.

Si on remarque, enfin, que l'écartement véritable des essieux de la locomotive s'approchait, en moyenne, plutôt du triple que du double de l'écartement des traverses, et que la méthode théorique qui fut choisie pour déterminer la charge de rail n'est qu'approximative, on peut conclure que la valeur de la charge de rail, d'après les observations, s'accorde bien avec celle qui fut évaluée théoriquement pour le cas d'une charge en repos, et que, par conséquent, elle ne démontre nullement un surcroît d'enfoncement des traverses qu'on aurait pu attribuer à des causes dynamiques.

Nous sommes déjà arrivé plus haut à la même conclusion, en examinant les résultats des observations sur l'enfoncement des traverses sous la charge de trains de différentes vitesses. Dans la note sur les observations de 1897, nous avons comparé l'enfoncement de tous les types observés avec celui qui fut évalué d'après les formules de Zimmermann pour les valeurs moyennes de coefficient de l'assise des traverses. Comme on le sait, les valeurs théoriques obtenues alors n'étaient pas du tout d'accord avec les résultats des observations.

D'un autre côté, selon les deux dernières colonnes du tableau V, la charge de rail d'après les observations varie dans des limites tout aussi restreintes que celle qui fut déterminée d'après la théorie.

La cause de cette divergence provient des variations du coefficient de l'assise des traverses. Ces variations, qui sont en rapport avec le type de superstructure, produisent une influence très sensible sur la raideur générale de la voie et ne pouvaient rester sans effet sur le résultat du calcul.

Du moment où l'on a tenu compte de cette considération et où la charge de rail a

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

été déterminée, pour chaque type de superstructure, d'après le coefficient de l'assise des traverses qui lui était propre, l'observation et la théorie ont conduit à des résultats presque identiques.

Longueur de rail et nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une roue.

En rapport avec les questions précédentes, il ne sera peut-être pas sans intérêt de prêter l'attention à la longueur du rail et au nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une roue.

L'approche d'un train produit une vibration des rails sur une longueur qui dépend du type de superstructure et de la vitesse du train.

Puis, à une distance de 3 à 6 mètres de la première roue, les rails se soulèvent un peu au-dessus de leur niveau ordinaire et, après être revenus à ce niveau, à une distance de $1^{m}50$ à $3^{m}50$ de la première roue, ils commencent à s'enfoncer sous la charge.

L'enfoncement des traverses, par suite d'un jeu qui existe presque toujours entre celles-ci et le rail, commence un peu plus tard.

Il est difficile de préciser le moment où les rails et les traverses commencent à s'enfoncer, puisque cet enfoncement n'est que très lent à son début. Cependant, il n'est pas douteux que la distance à laquelle le rail ou la traverse commencent à s'abaisser à l'approche de la première roue varie souvent d'un train à l'autre, quoique le type des locomotives de ces trains soit le même. Ce fait indique la présence de causes accidentelles, par exemple d'une surcharge des roues isolées ou bien d'un changement survenu dans la valeur du jeu entre le rail et la traverse.

Ces variations de la distance à laquelle commence l'enfoncement à l'approche de la première roue, qui ont atteint jusqu'à 1 mètre, n'ont pourtant pas d'influence sensible sur la valeur du coefficient de l'assise des traverses. Les valeurs moyennes de cette distance sont indiquées dans le tableau VI.

Comme on le voit dans ce tableau, les traverses commencent à s'enfoncer à une distance de la première roue à peu près la même que pour les rails.

Cette distance est plus grande pour les traverses intermédiaires et les parties du rail au droit de ces traverses que pour les traverses voisines des joints. Elle ne varie que fort peu, suivant le type de superstructure.

Les chiffres de la colonne 5 du tableau VI correspondant aux traverses intermédiaires et équidistantes, conviennent le mieux pour établir une comparaison.

De ces chiffres, on devrait conclure que la charge d'une roue se répartit sur une longueur qui, pour le cas d'un type de rails faibles (types I et V), de traverses courtes (types I et II) et d'un ballast élastique (types IV et V), est plus grande que pour le cas de rails lourds, reposant sur de longues traverses et sur un ballast à coefficient plus élevé (types III et IV).

On obtient le même résultat si, prenant en considération l'écartement des traverses, on en détermine le nombre qui s'enfoncent sous la charge de la roue d'avant.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Si, d'après les données du tableau, on détermine le nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une locomotive à écartement des essieux extrêmes de 3m40, qui était employée pour déterminer le coefficient de l'assise des traverses, on constate que ce nombre est de une ou deux traverses plus petit que celui qui fut obtenu en déterminant le coefficient mentionné, c'est-à-dire à une très faible vitesse de train.

TABLEAU VI.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Distance en mètres à laquelle commencent à s'abaisser à l'approche de la première roue :				Ecartement d'axe en axe des traverses intermédiaires.	Nombre de traverses s'enfonçant à l'approche de l'essieu d'avant de la locomotive.	Nombre de traverses s'enfonçant sous la charge d'une locomotive avec écartement des essieux extrêmes de 3m40.
	le rail au droit de la traverse		la traverse				
	en moyenne au droit de toutes les traverses d'une paire de rails.	en moyenne à l'exception de deux traverses à chaque bout du rail.	en moyenne pour toutes les traverses d'une paire de rails.	en moyenne à l'exception de deux traverses à chaque bout du rail.			
I	2.39	2.49	2.35	2.49	85	2.9	9.8
II	2.35	2.46	2.21	2.37	80	3.0	10.2
III	2.14	2.21	2.03	2.09	80	2.6	9.4
IV	2.07	2.19	1.93	2.06	85	2.4	8.8
IVa	2.21	2.26	2.11	2.22	85	2.6	9.2
V	2.02	2.14	2.04	2.14	75	2.9	10.3

Ce résultat prouve que, lorsque la charge est appliquée lentement, le rail est en état de la transmettre à un nombre de traverses plus élevé que si elle est appliquée subitement. L'enfoncement des traverses extrêmes étant, en général, très insignifiant, ne peut avoir une influence sensible sur l'enfoncement des autres traverses.

L'influence peu sensible du type de rail sur la longueur de leur enfoncement sous la charge de la première roue, qui fut constatée par les observations au chemin de fer de Varsovie-Vienne, est confirmée, jusqu'à un certain point, par les observations de Coüard. Il est vrai que cet observateur arriva à la conclusion que la charge des roues du premier essieu se répartit en avant sur un nombre de traverses d'autant plus grand que le rail est plus long et plus rigide; cependant, à l'appui de cette thèse, il présente les résultats suivants : pour un rail de 5 mètres de longueur, reposant sur sept traverses, l'enfoncement du rail à l'approche de la première roue fut observé sur une longueur de 1m50 à 2m90, tandis que pour un rail de 10 mètres de long, reposant sur douze traverses, cette longueur était de 1m70 à 3m10. La longueur de l'enfoncement étant sujette à des variations très sensibles et, comme on le voit d'après le tableau de Coüard (1), très irrégulières, on ne peut reconnaître que la

(1) *Revue générale des chemins de fer*, 1887, II, p. 365.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

conclusion de Coüard soit suffisamment fondée, d'autant plus que le nombre des traverses sous les rails observés n'était pas proportionné à leur longueur.

Différences entre l'enfoncement des traverses et celui du rail au droit des traverses.

Cette différence fut obtenue, d'après les observations de 1898, par tonne de charge de roue de locomotive :

Pour le type IV^a . . . de 0.04 à 0.16; en moyenne, 0.093 millimètre.
— V . . . de 0.00 à 0.07; — 0.018 —

La valeur de la compression de la traverse, faisant partie de la différence totale entre l'enfoncement du rail et de la traverse, peut être déterminée [1] en admettant le module de l'élasticité pour bois de chêne comprimé perpendiculairement aux fibres, $E'' = 15$ tonnes par centimètre carré.

La charge de rail $\frac{P}{G}$ pour chaque type de superstructure observé est indiqué dans le tableau V. Cette charge se répartit sur une surface de la traverse ω qui était pour les types I et V de $9.7 \times 15 = 145$ centimètres carrés, et pour les autres types de $19 \times 15 = 285$ centimètres carrés. La hauteur de la traverse $h = 15$ centimètres. D'après ces données, la grandeur de la compression de la traverse par tonne de charge de roue sera exprimée

$$\delta = \frac{P}{G} \cdot \frac{l}{E''} \cdot \frac{h}{\omega} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (7)$$

La compression de la traverse déterminée d'après cette formule, ainsi que la partie restante de la différence entre l'enfoncement du rail et de la traverse, exprimant le jeu qui existe entre eux, sont indiquées dans le tableau VII.

Dans la dernière colonne de ce tableau, on a renseigné l'enfoncement moyen du rail au droit des traverses, obtenu par l'observation directe.

TABLEAU VII.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Enfoncement de la traverse.	Compression de la traverse.	Jeu entre le rail, la plaque d'appui et la traverse.	Enfoncement du rail au droit de la traverse
	En millimètres par tonne de charge de roue de locomotive.			
IV^a	0.316	0.015	0.078	0.409
V	0.384	0.028	0.010	0.402

[1] La valeur de la compression de la traverse sous la charge du rail n'a pu être mesurée au moyen de l'observation directe, à cause de sa petitesse, ainsi que par suite des difficultés qu'on a rencontrées pour fixer la marque dans les fibres supérieures de la traverse, sous le patin du rail.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'examen du tableau VII nous montre que pour le type V, la différence entre l'enfoncement du rail et de la traverse doit être exclusivement attribuée à la compression de la traverse (1), ce qui nous mène à la conclusion que, dans ce type de superstructure, la traverse s'est adaptée exactement au rail, sans le jeu qui fut observé pour les types II, III, IV et IV_a. Ces derniers types se sont distingués du type V en ce qui concerne le mode d'attache du rail aux traverses par des plaques d'appui cunéiformes posées sur chaque traverse, tandis que le type V n'avait que des plaques d'appui ordinaires sur les traverses contre-joint. C'est pourquoi la différence entre l'enfoncement du rail et des traverses pour types II, III, IV et IV^a, déduction faite de la compression des traverses, doit être attribuée au jeu entre les surfaces de contact du rail, des plaques d'appui et des traverses.

Ce jeu était plus difficile à écarter en enfonçant les crampons, parce que le nombre et les dimensions des surfaces de contact étaient plus grands et que les rails étaient plus rigides que dans le type V.

Quant au type I, pour lequel la différence entre l'enfoncement du rail et des traverses fut obtenue deux fois plus grande que pour les types à plaques d'appui cunéiformes, il est probable que cette différence provient plutôt d'une plus grande compressibilité des traverses que d'un jeu aussi exceptionnel.

Comme cela a été mentionné dans la note concernant les observations de 1897, ces observations furent commencées par le type de voie qui existait à l'endroit du poste et qui se composait de rails de 1879 de 6 mètres de longueur, posés sur traverses en bois de chêne de 1890, c'est-à-dire ayant servi sept ans. Si on remarque la valeur assez considérable de la charge de rail de ce type (*voir* tableau V), ainsi que les dimensions peu suffisantes de la base d'appui du rail, une plus grande compression de la traverse paraît suffisamment justifiée.

Abaissement du rail entre les traverses.

L'abaissement du rail entre les traverses, par rapport à l'enfoncement des traverses et à celui du rail au droit des traverses, fut observé depuis la première jusqu'à la neuvième traverse du type IV^a, ainsi que depuis la première jusqu'à la septième traverse du type V.

Les diagrammes ci-après (fig. 13 et 14) nous donnent un spécimen de ces observations dont les résultats sont réunis dans le tableau VIII. A défaut d'un troisième appareil, l'abaissement du rail sur les appuis et au milieu entre les appuis n'a pas pu être observé simultanément. C'est pourquoi la valeur déterminée de la flèche de flexion du rail entre les appuis peut être contestée, car dans l'intervalle de temps existant entre deux positions consécutives des appareils, l'enfoncement élastique des traverses a pu changer.

(1) La différence entre l'enfoncement du rail et des traverses de ce type n'a même pas atteint la valeur de la compression des traverses, ce qui doit être attribué, comme nous le verrons plus loin, à un déversement latéral du rail vers l'axe de la voie.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

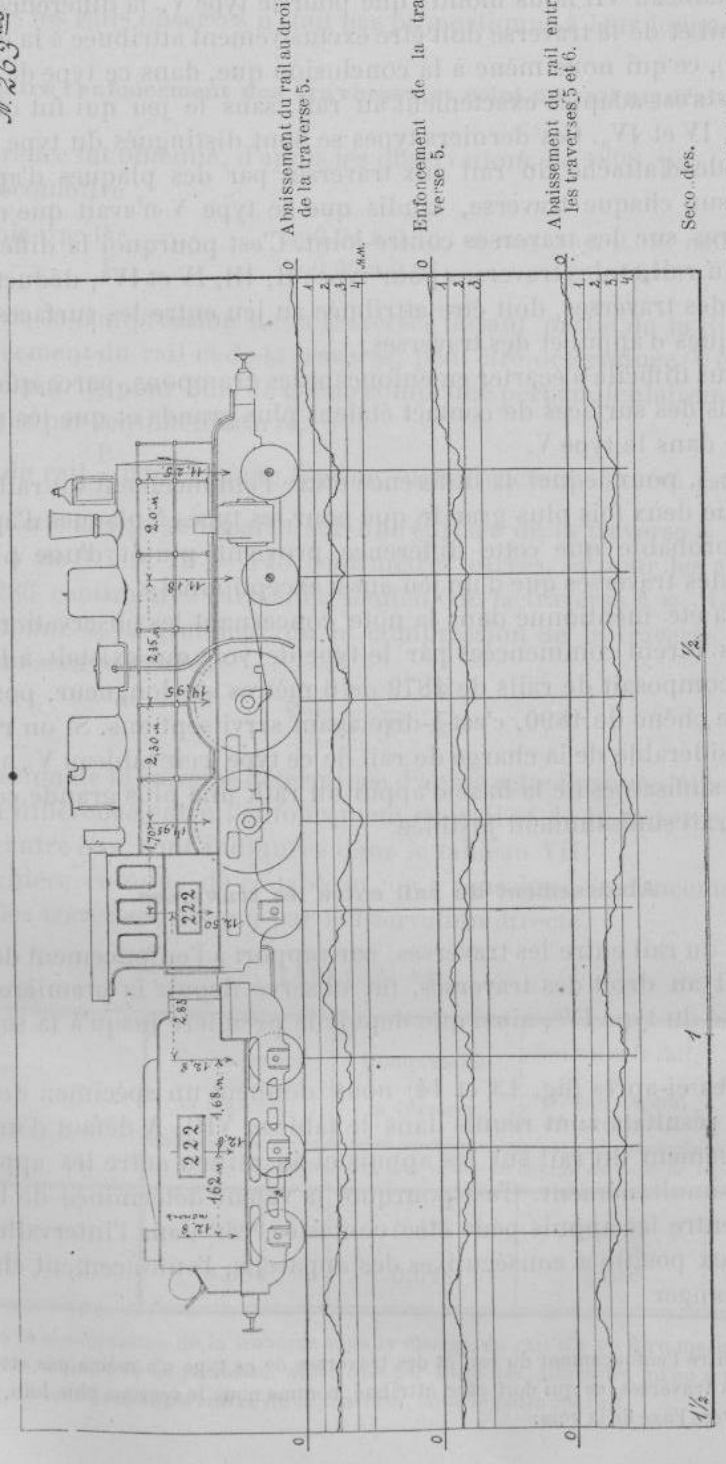


Fig. 13. — Type IVa. Abaissement du rail entre les traverses 5 et 6, enfoncement de la traverse 5 et abaissement du rail au droit de la traverse 5.
Vitesse du train, 50 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

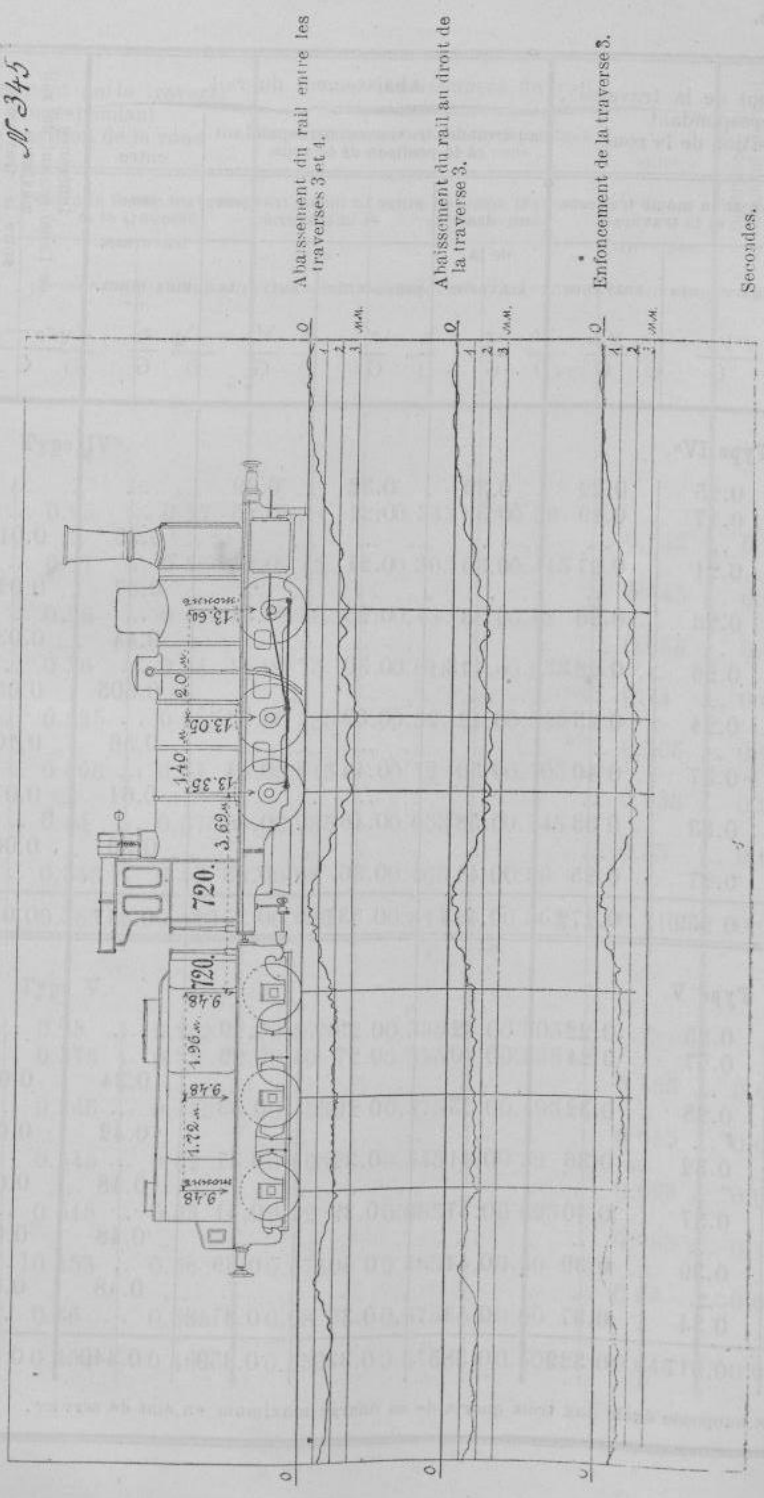


Fig. 14. — Type V. Abaissement du rail entre les traverses 3 et 4, enfoncement de la traverse 3 et abaissement du rail au droit de la traverse 3.
Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Sous la locomotive.

NUMEROS des TRAVERSES.	Enfoncement de la traverse correspondant à la position de la roue : au droit de la traverse $\frac{y_r}{G}$	entre la même traverse et la traverse : précédente $\frac{y'_r}{G}$	suivante $\frac{y''_r}{G}$	Abaissement du rail au droit des traverses correspondant à la position de la roue : au droit de la traverse $\frac{z}{G}$	entre la même traverse et la traverse : précédente $\frac{z'}{G}$	suivante $\frac{z''}{G}$	entre les traverses, maximum. $\frac{z_0}{G}$	Différence de l'abaissement du rail maximum entre les traverses et au droit des traverses. $\frac{z_0 - z}{G}$	Flèche de flexion du rail entre deux traverses, maximum. $\frac{\delta}{G}$	Soulèvement du rail au-dessus du milieu de la traverse correspondant à la position de la roue entre deux traverses. $\frac{\varepsilon}{G}$
Type IVa.										
1	0.30	0.25	0.22	0.39	0.32	0.29	..	...	..	
2	0.26	0.17	0.19	0.36	0.21	0.25	...	...		
2 et 3	...	..	..	..	...	..	0.35	0.01	0 10	
3	0.32	0.21	0.27	0.36	0.21	0.29	.	..	...	
3 et 4.	..	...	..	.	..	...	0.37	0 025	0.11	
4	0.29	0.23	0.26	0 33	0.25	0.31	...	..	...	
4 et 5	...	..	..	.	..	..	0.44	0.037	0.11	
5	0.35	0.26	0.28	0.475	0.39	0.41	...	..	...	
5 et 6.	...	...	...	...	...	.	0.505	0.058	0.12	
6	0.27	0.24	0.25	0.42	0.39	0.38	...	.	...	
6 et 7	...	..	..	..	...	...	0.56	0.10	0.145	
7	0.44	0.37	0 40	0 50	0.44	0.44	...	.	...	
7 et 8.	...	.	...	..	...	...	0.61	0.07	0 16	
8	0.42	0.33	0 33	0.58	0.46	0.46	...	...	..	
8 et 9.	..	...	...	..	..	.	0.50	0.005	0.105	
9	0.29	0.27	0.25	0 41	0.36	0.33	..	..	...	
Moyenne	0.327	0.259	0.272	0.425	0.337	0 351	0.477	0.044	0.122	
Type V.										
1	0.25	0 25	0.22	0.32	0.29	0.29	...	...	...	
2	0.28	0.27	0 24	0.30	0.27	0.29	..	...	...	
2 et 3.	...	...	...	..	...	...	0.34	0 015	0.04	
3	0.33	0.28	0.32	0.35	0 29	0.33	...	...	..	
3 et 4.	...	...		.	...	..	0.42	0.04	0.09	
4	0.41	0.32	0.36	0.41	0.32	0.37	...	.	..	
4 et 5.	...	..	..	.	.	.	0.48	0.04	0.115	
5	0 45	0.37	0.40	0.47	0.39	0.41	..	...	.	
5 et 6.	...	...	...	..	..	.	0.48	0.04	0.09	
6	0.41	0.39	0.39	0.41	0 40	0.39	..	...	..	
6 et 7.	..	...	.	.	...	...	0.48	0.06	0.095	
7	0.43	0 34	0.37	0.43	0.35	0.37	..	...	..	
Moyenne	0.366	0.317	0 329	0 385	0.330	0.350	0.440	0.039	0.086	

(1) La charge du tender est supposée égale aux trois quarts de sa charge maximum en état de service.

Sous le tender (1).

NUMEROS des TRAVERSES.	Enfoncement de la traverse correspondant à la position de la roue : au droit de la traverse $\frac{y_r}{G}$	entre la même traverse et la traverse : précédente $\frac{y'_r}{G}$	suivante $\frac{y''_r}{G}$	Abaissement du rail au droit des traverses correspondant à la position de la roue : au droit de la traverse $\frac{z}{G}$	entre la même traverse et la traverse : précédente $\frac{z'}{G}$	suivante $\frac{z''}{G}$	entre les traverses, maximum. $\frac{z_0}{G}$	Différence de l'abaissement du rail maximum entre les traverses et au droit des traverses. $\frac{z_0 - z}{G}$	Flèche de flexion du rail entre deux traverses, maximum. $\frac{\delta}{G}$	Soulèvement du rail au-dessus du milieu de la traverse correspondant à la position de la roue entre deux traverses. $\frac{\varepsilon}{G}$
Type IVa.										
1	...	...	...	..	..	...	...	..	..	...
2 et 3	0.345	0.25	0.27	0 51	0.345	0.39	...	...	...	
3	..	...	..	...	...	...	0.545	0 065	0.165	0.055
3 et 4	0.385	0.27	0 36	0.45	0.305	0.415	..	..	...	
4	.	...	...	...	.	..	0.545	0.04	0.155	0.02
4 et 5	0.465	0.36	0 415	0.56	0.48	0.48	...	..	..	
5	...	...	...	...	...	..	0.655	0.000	0 085	0.005
5 et 6.	0.495	0.36	0.44	0 75	0.615	0.655	...	..	...	
6	...	..	...	..	..	...	0.74	0 061	0.16	0.02
6 et 7	0.28	0.225	0.265	0 585	0.52	0.545	..	..	...	
7	...	..	..	...	.	...	0.705	0.005	0.095	0.02
7 et 8.	0.735	0 665	0.64	0.815	0 72	0.705	...	.	...	
8	...	...	...	...	..	..	0.935	0.06	0.20	0.02
8 et 9.	0.68	0.44	0.575	0.935	0.655	0.745	..	...	...	
9	..	..	..	...	..	..	0.85	0.04	0.24	0.065
	0.52	0.345	0.40	0 68	0.465	0.56	...	..	...	
Moyenne	0.487	0.365	0.420	0.662	0.514	0.563	0.710	0.039	0.157	0.032
Type V.										
1	0.28	0.28	0.255	0.375	0.335	0 305	..	..	..	
2 et 3	0.375	0.375	0.32	0 40	0.375	0.335	..	...	...	0.04
3	...	...	...	...	...	..	0.455	0 025	0.02	0.02
3 et 4	0.425	0.345	0.455	0.455	0.375	0.495	..	..	...	
4	...	...	...	...	...	...	0 615	0.055	0.165	—0 005
4 et 5.	0.68	0.545	0 52	0 665	0.545	0 52	...	...	...	
5	...	...	...	...	..	...	0.695	0.005	0.075	—0 015
5 et 6.	0.72	0.615	0 68	0.72	0 655	0.695	...	..	..	
6	...	...	...	...	...	...	0.785	0 14	0 18	—0.025
6 et 7.	0.56	0 455	0.56	0.575	0.465	0.56	...	...	...	
7	...	..	...	...	...	..	0 68	0.055	0.145	0.005
	0 655	0.56	0.585	0.68	0.575	0.60	..	..	...	
Moyenne	0.528	0 453	0.482	0.553	0.476	0.502	0.646	0.056	0 117	0.004

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Afin d'éviter autant que possible les inexactitudes qui pourraient en résulter, ces observations n'ont été poursuivies que pendant trois jours, l'une après l'autre, et comme on n'a pas constaté la nécessité de bourrer les traverses des deux types observés, même deux mois après le réglage définitif de la voie, on doit en conclure que les changements qui auraient pu survenir d'une observation à la suivante dans l'enfoncement des traverses isolées ont été minimes. Il faut remarquer, enfin, que la flèche de flexion du rail a été déterminée comme différence entre l'abaissement du rail au milieu entre les appuis et la demi-somme de son abaissement au droit des traverses, de sorte que l'inexactitude de l'observation de l'enfoncement d'une des traverses n'a pu influer que de moitié sur la valeur de la flèche du rail.

L'enfoncement de la traverse, ainsi que celui du rail au droit de la traverse, correspondant à la position de la roue au milieu entre cette même traverse et la traverse précédente ou suivante dans la direction des trains, fut déterminé en marquant sur les diagrammes des ordonnées à une distance de l'ordonnée de l'abaissement maximum égale à la moitié de l'écartement des traverses d'axe en axe (1). L'examen du tableau VIII, quant à la flexion du rail sous la charge de la locomotive (2), nous montre que la flèche moyenne du rail par tonne de charge de roue atteint 0.122 millimètre pour le type IV^a et 0.086 millimètre pour le type V.

En tenant compte que la répartition uniforme des traverses ne commence que depuis la traverse n° 3, on obtient pour la flèche moyenne du rail les valeurs suivantes :

Pour le type IV^a	ayant un écartement des traverses de	85 centimètres	. 0.125 millimètre.
— V	— —	— de 75	— . 0.10 —

par tonne de charge de roue de locomotive.

Pour comparer ces résultats aux calculs théoriques, on peut se servir de la formule de Zimmermann donnant la flèche de flexion d'une poutre, sur quatre appuis élastiques avec charge isolée G au milieu (3). Dans ce cas, la flèche de flexion de la poutre dans la travée du milieu, au point d'application de la charge et par unité de charge, s'exprime ainsi :

$$\frac{\delta}{G} = \frac{20\gamma + 11}{16\,(4\gamma + 10)\,B} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (8)$$

(1) Les traverses étant numérotées suivant la direction du piquetage, c'est-à-dire en commençant du côté de Varsovie, tandis que la direction des trains était inverse, il s'ensuit que, par rapport au mouvement des trains, la traverse n° 7 précédait la traverse n° 6, et ainsi de suite

(2) Les chiffres du tableau VIII, qui se rapportent à l'enfoncement maximum des traverses et des rails au droit des traverses, ne sont pas identiques avec les chiffres correspondants du tableau II, qui ont été obtenus d'après un nombre d'observations beaucoup plus élevé.

(3) Ce cas de sollicitation donne, pour les moments maximums, des valeurs plus élevées que le cas d'une poutre sur plusieurs appuis avec trois charges isolées dont l'écartement est de deux à trois fois plus grand que l'écartement des appuis. (*Voir* Cholodecki, *Recherches sur l'influence des forces extérieures sur la superstructure de la voie ferrée*. Kieff, 1897.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le moment d'inertie du rail de 38 kilogrammes par mètre (type IV^a) étant égal à 1141 centimètres^4 et celui du rail de 31.45 kilogrammes par mètre (type V) égal à 768 centimètres^4, on obtient :

Pour le type IV^a . . . . . B = 22.3 tonnes.
— V . . . . . B = 21.8 —

admettant E = 2,000 tonnes par centimètre carré.

La valeur de D peut être déterminée d'après les observations sur les données du tableau V.

$$D = C'\omega \frac{y_m}{y_m}$$

Pour le type IV^a . D = 4.8 × 3375 × 0.846 = 13.7 tonnes; $\gamma = 1.63$.
— V . D = 3.4 × 3375 × 0.927 = 10.6 — ; $\gamma = 2.05$.

La flèche de flexion du rail, d'après la formule (8), sera :

Pour le type IV^a . . . . . $\frac{\delta}{G} = 0.0074$ centimètre
— V . . . . . $\frac{\delta}{G} = 0.0082$ —

Ces valeurs sont de 20 à 40 p. c. inférieures à celles qui ont été trouvées par l'observation. Il faut remarquer, cependant, que pour l'enfoncement des appuis du rail, on a introduit dans la formule (9) l'enfoncement des traverses. Or, il n'est pas douteux que la différence entre l'abaissement des rails au droit des traverses et celui des traverses mêmes, étant cause d'un abaissement supplémentaire du rail sur ses appuis, a dû influer sur sa flexion.

L'observation nous montre qu'un rapprochement plus ou moins exact du rail à la traverse sous l'action de la charge est en rapport direct avec la grandeur de cette charge, ce qu'il est facile de constater sur le tableau VIII en comparant les différences entre l'abaissement du rail et des traverses, correspondant à diverses positions de la roue. Pour ces raisons, l'abaissement des rails sur ses appuis, par unité de charge de rail $\frac{1}{D}$, peut être exprimé ainsi :

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_1} + \frac{1}{D_2} \quad . . . . . \quad (10)$$

$\frac{1}{D_1}$, étant la partie de l'abaissement du rail provenant de l'enfoncement des traverses et $\frac{1}{D_2}$ la partie restante provenant du rapprochement du rail à l'appui et de son impression dans la traverse.

La grandeur D_2 sera déterminée comme quotient de la charge de rail divisée par la différence moyenne observée entre l'abaissement du rail et de la traverse (*voir* tableau V).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On aura pour le type IV^a :

$$D_2 = \frac{0.43}{0.0093} = 46.2.$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{13.7} + \frac{1}{46.2} = \frac{1}{10.5}; \quad 7 = \frac{22.3}{10.5} = 2.12.$$

pour le type V :

$$D_2 = \frac{0.41}{0.0018} = 222.$$

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{10.6} + \frac{1}{222} = \frac{1}{10.2}; \quad 7 = \frac{21.8}{10.2} = 2.14.$$

Sur ces données, on obtient, pour la flèche de flexion du rail entre les appuis, les valeurs suivantes :

Pour le type IV^a . . . . . $\frac{\delta}{G} = 0.0081.$

— V . . . . . $\frac{\delta}{G} = 0.0083.$

Après avoir appliqué cette correction, la valeur théorique de la flèche de flexion du rail s'est approchée, pour le type IV^a, de celle qui fut trouvée d'après les observations, mais elle n'a pas, cependant, dépassé la flèche qui fut calculée pour le type V.

La valeur de la flèche qui, d'après les observations, fut trouvée plus grande pour le type IV^a que pour le type V, est d'autant moins explicable que, dans le type IV^a, le rail reposait sur des plaques d'appui qui ont empêché son impression dans les traverses, lors de la flexion, et que, par conséquent, les points d'appui du rail ont dû se rapprocher des bords des traverses, en produisant ainsi une diminution de longueur de la travée portant la charge.

On peut se convaincre que ce phénomène a eu réellement lieu par le raisonnement suivant. Désignons l'enfoncement de la traverse, correspondant aux positions de la roue au droit de la traverse, ainsi qu'au milieu entre la même traverse et les traverses précédentes et suivantes, respectivement par y_r, y_r' et y_r'' (fig. 15^a). Les valeurs

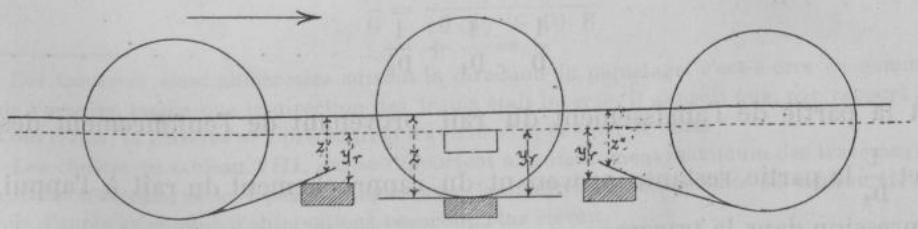


Fig. 15^a. — Soulèvement du rail au droit des traverses munies de plaques d'appui.

correspondantes de l'abaissement du rail seront nommées z, z' et z''. Si un soulèvement du rail au droit des appuis a réellement lieu pendant que la roue occupe une

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des travées voisines, la différence entre l'abaissement du rail et de la traverse qui, dans la position de la roue au droit de la traverse, était $z - y_r$, deviendra moindre et sera respectivement $z' - y_r'$ et $z'' - y_r''$. Le soulèvement ζ du rail au droit de la traverse sera exprimé respectivement par :

$$\left.\begin{aligned}\zeta' &= z - y_r - (z' - y_r')\\ \zeta'' &= z - y_r - (z'' - y_r'')\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

Le tableau VIII nous montre que le soulèvement calculé d'après les formules (11) existe réellement pour le type IV^a, et qu'il est en moyenne de 0.021 millimètre par tonne de charge de roue de locomotive. Tout au contraire, dans le type V, le rail garde sa position relativement au point d'appui au milieu de la traverse, quelle que soit la position de la charge. Les valeurs insignifiantes de ζ (*voir* le tableau VIII), tantôt positives, tantôt négatives (à l'exception de la première traverse contre-joint, portant une plaque d'appui), doivent être attribuées au manque d'exactitude dans la mesure des ordonnées des diagrammes.

Un pareil résultat des observations sur la flexion des rails sur traverses non munies de plaques d'appui, s'explique facilement par l'écrasement des bords des traverses que produit le rail en fléchissant (fig. 15^b).

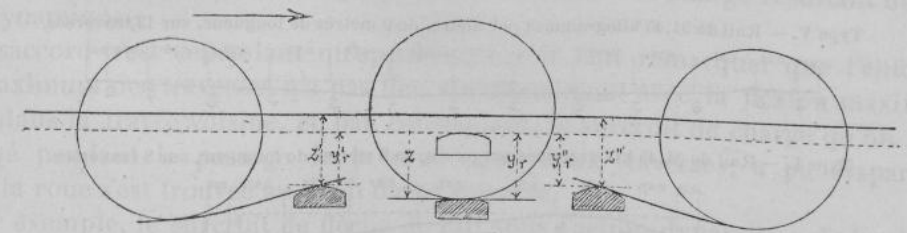


Fig. 15^b. — Écrasement des traverses non munies de plaques d'appui.

Pour en revenir à ce qui vient d'être dit à propos de la valeur de la flèche de flexion du rail du type IV^a, on est obligé de reconnaître que les causes pour lesquelles cette flèche avait surpassé celle du rail du type V, sont encore inconnues.

Parmi les causes hypothétiques de ce fait, on pourrait citer les différences possibles dans la valeur du module d'élasticité de l'acier.

Ce module a été obtenu par différents observateurs dans les limites de 1,700 à 2,000 tonnes par millimètre carré. Dans les calculs ci-dessus, on l'avait admis égal à 2,000 tonnes.

Si ce module avait été pour le type IV^a égal à 1,700 au lieu de 2,000 tonnes, la flèche de flexion des rails de ce type en serait augmentée d'à peu près 10 p. c.

Enfin, il paraît plus probable d'admettre que les flèches du rail du type IV^a, observées entre les traverses 6-7 et 7-8, étant beaucoup plus grandes que dans les travées voisines, ne présentent qu'une anomalie accidentelle, causée par un enfoncement exceptionnel des traverses 7 et 8.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

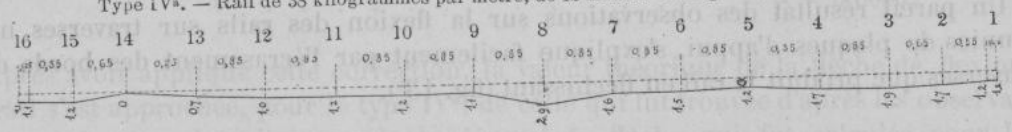
Cet enfoncement a pu être occasionné non seulement par l'inégalité du bourrage, mais aussi par l'inégalité des conditions dans lesquelles se trouvaient les traverses 7 et 8 relativement aux autres, par rapport à la charge mobile ou même à la charge en repos.

Alors même qu'un dressage des rails exactement rectiligne serait possible à l'usine, ces rails n'arriveraient que fort rarement dans un tel état jusqu'à l'endroit où ils doivent être employés.

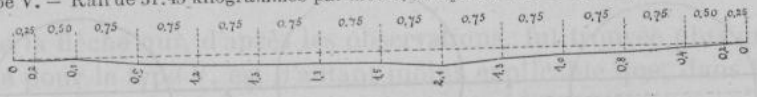
Presque chaque rail, surtout quand il est long, présente des écartements de 2 à 3 millimètres de la ligne droite; c'est pourquoi, malgré un choix attentif des rails, des écartements pareils n'ont pu être évités au poste d'observation.

Le mesurage des écartements du rail de la ligne droite dans le sens vertical, qui fut effectué pour tous les rails observés, avait montré que les rails auxquels se rapportent les données des tableaux I et VI, ont eu en voie les formes que représente la figure 16.

Type IV[a]. — Rail de 38 kilogrammes par mètre, de 12 mètres de longueur, sur 16 traverses.



Type V. — Rail de 31.45 kilogrammes par mètre, de 9 mètres de longueur, sur 13 traverses.



Type I. — Rail de 31.45 kilogrammes par mètre, de 6 mètres de longueur, sur 8 traverses.

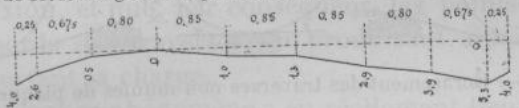


Fig. 16. — Profil longitudinal du champignon des rails observés.

Malgré leur insignifiance, ces écartements peuvent évidemment exercer une certaine influence sur la répartition entre essieux de la charge d'une locomotive ou d'un wagon à trois essieux, même à l'état de repos.

Pendant le mouvement, l'influence de ces inégalités doit être beaucoup plus prononcée, de sorte que l'abaissement du rail qu'on remarque entre les traverses 7 et 9 (fig. 16) a dû produire son effet sur l'enfoncement de ces traverses et la flexion du rail en cet endroit. En n'acceptant, en raison des remarques ci-dessus, que les flèches de flexion observées dans les parties des rails qui présentaient le moins de sinuosités et s'enfonçaient en même temps d'une manière uniforme, nous trouverons que ces flèches étaient pour le type IV[a] d'environ 10 millimètres et pour le type V d'environ 11 millimètres par tonne de charge de roue de locomotive, au lieu de 8 millimètres que nous donne le calcul théorique, c'est-à-dire qu'elles surpassaient de 25 à 40 p. c. la flèche de flexion théorique calculée pour le cas d'une charge en repos.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La flèche théorique fut calculée cependant pour le cas d'une charge isolée, tandis que sous l'action d'un système de charges, sa valeur devrait être moindre et, par conséquent, la valeur de la charge dynamique, déterminée par comparaison des flèches théoriques et observées, deviendrait encore plus grande.

Suivant les recherches de Cholodecki, les moments maximums d'un système de trois charges agissant sur une poutre sur plusieurs appuis élastiques, deviennent moindres avec le rapprochement des charges. Pour le cas d'un écartement des charges de deux à trois fois plus grand que l'écartement des appuis, γ variant de 1 à 2, ces moments sont de 5 à 21 p. c. plus petits que le moment maximum pour une poutre sur quatre appuis avec une charge unique. D'après Ast [1], le voisinage d'une seconde charge égale, à une distance de trois fois l'écartement des appuis, produit une réduction de la flèche sous la première charge (pour le cas d'une poutre sur sept appuis, γ variant de 1 à 2) de 9 à 20 p. c.

Pour ces raisons, la charge dynamique moyenne des roues de locomotive, qui fut déterminée plus haut d'après les flèches de flexion des rails comme étant égale à 1.25 jusqu'à 1.40 de la charge statique, doit être augmentée d'environ 15 p. c. et devient égale à 1.44 jusqu'à 1.6 de la charge statique.

Ce résultat paraît être en désaccord avec les résultats des observations sur l'enfoncement des traverses, qui n'ont pas montré de surcroît de charge résultant de son action dynamique.

Le désaccord n'est cependant qu'apparent, car il faut remarquer que l'enfoncement maximum des traverses n'a pas lieu simultanément avec la flexion maximum du rail dans la travée voisine, et par conséquent, le surcroît de charge qu'on avait remarqué pendant le passage de la roue entre deux traverses, a pu disparaître lorsque la roue s'est trouvée au droit d'une traverse.

Si par exemple, le surcroît de flèche de rail sous l'action dynamique de la charge provenait, comme on le suppose, de la force centrifuge, cette force ne pourrait évidemment se manifester au droit des appuis, mais uniquement sur la partie libre de la poutre.

D'après les observations, qui ont été faites jusqu'aujourd'hui, on ne saurait non plus conclure que l'action dynamique de la charge produise un surcroît d'enfoncement des traverses. Suivant les observations de Hæntzschel et de Coüard, l'augmentation de vitesse produit plutôt un décroît qu'un surcroît de l'enfoncement des traverses. Tout au contraire, les flèches des rails entre les traverses augmentent d'après Coüard presque en proportion de la vitesse.

En se basant sur les observations de Flamache, Ast arrive à la conclusion que, pendant ses observations, l'enfoncement des traverses sous la locomotive était de 1.1 à 1.6 de l'enfoncement théorique. Cependant le coefficient de l'assise des traverses observées n'ayant pas été déterminé, cette conclusion ne peut être acceptée que comme hypothèse.

---

[1] *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, quatrième session, V-A, p. 398.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les observations seules de Stecewicz montrent une flexion des rails 1.65 fois plus grande et un enfoncement des traverses 2.5 fois plus grand que les valeurs théoriques correspondantes. D'ailleurs, dans toutes les observations que nous venons de mentionner, à l'exception des observations de Hæntzschel, les déformations dans le sens vertical ont été mesurées par rapport à un piquet enfoncé à proximité du point observé.

Les efforts dynamiques qui se manifestent pendant le mouvement d'un train et produisent une augmentation de la charge roulante peuvent avoir pour cause, d'un côté le mouvement irrégulier des mécanismes moteurs de la locomotive et l'inertie de leurs parties, d'un autre côté l'état défectueux ainsi qu'une résistance inégale de la voie.

Une de ces dernières causes, provenant de la flexion du rail entre ses appuis, peut être appréciée d'après les données de la colonne 9 du tableau VIII, contenant les valeurs de la différence de l'abaissement maximum du rail entre les traverses et au droit des traverses.

Cette différence varie entre les limites de 0.005 à 0.1 millimètre et fut obtenue en moyenne pour type IV^a 0.044 millimètre et pour type V, 0.039 millimètre par tonne de charge de roue. Ast (1) avait déterminé cette différence par un calcul théorique, en se servant pour l'abaissement maximum du rail au milieu entre deux traverses, de l'expression pour le cas d'une poutre sur quatre appuis élastiques avec charge unique au milieu :

$$\frac{y}{G} = \frac{16\gamma^2 + 112\gamma + 11}{12\gamma\,(2\gamma + 5)\,D} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (12)$$

et pour l'abaissement du rail au droit de la traverse, de l'expression suivante pour le cas d'une poutre sur trois appuis élastiques avec charge unique au droit de l'appui du milieu :

$$\frac{y_r}{G} = \frac{\gamma + 2}{(3\gamma + 2)\,D} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (13)$$

D'après les résultats de ces calculs, Ast arrive à la conclusion, que la différence entre l'abaissement absolu du rail entre les traverses et au droit des traverses ne dépasse pas ordinairement 0.2 millimètre et, par suite, il croit pouvoir admettre que, en supposant un enfoncement uniforme des traverses ainsi qu'une charge de roue de valeur constante, le mouvement de la roue s'effectue en ligne droite, parallèle au rail avant qu'il fût chargé.

Pour les types IV^a et V la différence $\frac{y - y_r}{G}$ peut être obtenue en introduisant les valeurs correspondantes de D et γ dans les formules [12] et [13].

On obtient ainsi pour le type IV^a . . . . $\frac{y - y_r}{G} = 0.017$ millimètre.

— — V . . . . $\frac{y - y_r}{G} = 0.018$ —

(1) *Compte rendu du Congrès international des chemins de fer*, quatrième session, V-A, p. 159.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Comme on le voit, les différences observées entre l'abaissement du rail entre les traverses et au droit des traverses, sont de 2.2 à 2.6 fois plus grandes que les valeurs théoriques; néanmoins leur valeur absolue, la charge de roue de locomotive étant en moyenne égale à 6.7 tonnes, ne dépasse pas 0.044.6.7 = 0.3 millimètre. Cette valeur est bien insignifiante en comparaison d'autres causes qui produisent les oscillations verticales du matériel roulant, notamment les défauts de pose de la voie, l'enfoncement inégal des traverses, les irrégularités de tournage et d'usure des bandages, etc.

Enfin, il faut remarquer un phénomène qui ressort du tableau V, notamment que l'enfoncement des traverses et du rail au droit des traverses est toujours plus grand, lorsque la roue est placée au milieu entre la traverse observée et la traverse précédente, que lorsqu'elle est placée entre cette même traverse et la traverse suivante dans le sens de la marche des trains. Ce fait doit être probablement attribué aux particularités de l'action dynamique d'un système de charges et dépend sans doute de la durée de l'action de chacune des charges isolées sur l'enfoncement de la traverse.

Surcharge et décharge, permanentes et accidentelles, des roues de locomotive.

Si on détermine pour chaque essieu des locomotives à trois essieux l'abaissement des traverses et des rails au droit des traverses par tonne de charge de roue, on trouve que ces grandeurs ne sont pas égales pour tous les essieux.

Le rapport de l'abaissement sous chaque essieu isolé à l'abaissement moyen sous tous les trois essieux pris ensemble, est indiqué en pour cent dans le tableau IX pour tous les types de superstructure observés.

TABLEAU IX.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Abaissement sous les essieux isolés de locomotive en pour cent de l'abaissement moyen par tonne de charge de roue.					
	Traverses.			Rails.		
	I	II	III	I	II	III
I	93	102	105	93	102	105
II	94	103	103	95	103	102
III	97	103	100	96	103	101
IV	94	104	102	93	104	103
IVa	94	107	99	94	105	101
V	95	105	100	95	105	100
Moyenne. . .	94.5	104.0	101.5	94.3	103.7	102.0

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ces différences de l'abaissement par tonne de charge de roue ne peuvent pas provenir de la position relative des roues au milieu ou des deux côtés, car pour tous les types de locomotives à trois essieux, la valeur de cet abaissement fut moindre pour la roue d'avant que pour celle d'arrière, quoique dans l'intervalle entre la locomotive et le tender, surtout aux trains de marchandises (fig. 14 et 18) les rails ainsi que les traverses regagnaient leur niveau primitif, ce qui prouve que les roues des tenders n'ont pas eu d'influence sur l'abaissement sous les roues des locomotives. Ces différences ne peuvent non plus être attribuées à l'effet inégal des roues motrices et des roues porteuses, car on les a remarquées sous les locomotives des trains de marchandises à trois essieux accouplés ainsi que sous les locomotives des trains de voyageurs qui n'en avaient que deux.

Pour ces raisons on doit conclure du tableau IX, donnant pour tous les types de superstructure des valeurs qui se rapprochent de si près, que les différences de l'effet dynamique des roues de locomotives à trois essieux doivent être attribuées à l'action du mécanisme moteur des locomotives produisant une décharge de l'essieu d'avant et une surcharge de celui d'arrière.

Les observations de Coüard l'ont amené à la conclusion que les premières traverses d'une paire de rails s'enfoncent davantage que les dernières, de sorte que les rails forment une rampe que doit gravir la locomotive.

On ne saurait tirer une telle conclusion des observations faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne. Certes, l'enfoncement des traverses isolées présentait des différences plus ou moins sensibles, mais la cause doit en être principalement attribuée à un bourrage inégal et à des défectuosités accidentelles de la voie. Ainsi, par exemple, dans le type IV toutes les traverses s'enfonçaient presque également, tandis que dans le type IV^{a}, qui ne se distinguait du précédent que par la qualité de ballast, les traverses intermédiaires s'enfonçaient plus que les traverses voisines des joints, ce qui provenait probablement d'un plus fort bourrage de ces dernières.

Si nous nous imaginons cependant le mouvement de la locomotive sur une voie répondant aux conditions dans lequelles se trouvait la superstructure du type IV, c'est-à-dire ayant une résistance des traverses à l'enfoncement à peu près uniforme, et si nous admettons une charge égale des trois essieux de locomotive, nous sommes obligés de conclure d'après les chiffres du tableau IX, qui nous montre une surcharge permanente des essieux d'arrière, que le mouvement de la locomotive se produit comme sur un plan incliné. Néanmoins il est évident d'après les remarques ci-dessus, que ce phénomène doit être attribué à la construction de la locomotive et non pas à celle de la voie et qu'il aurait également lieu dans le cas où la charge statique des essieux augmenterait de l'essieu d'avant à celui d'arrière.

Cependant l'effet dynamique des roues d'arrière de la locomotive en comparaison de celui des roues d'avant n'est que de 10 p. c. Or, comme on le voit dans les tableaux ci-dessus, l'enfoncement des traverses varie par suite de toutes sortes de causes accidentelles dans des limites beaucoup plus larges, même pour une voie soigneusement entretenue. La charge statique varie aussi pour les essieux d'une même locomotive

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

souvent de 50 p. c. et davantage. Par suite de cela, les différences dans l'enfoncement de la voie, qui résultent de l'inégalité de l'effet dynamique des essieux isolés de la locomotive, disparaissent parmi les sinuosités verticales de la voie beaucoup plus prononcées et l'inclinaison idéale des rails vers l'arrière de la locomotive n'existe pas en réalité.

Il faut remarquer que la décharge des premières roues des locomotives à trois essieux, qui fut observée au chemin de fer de Varsovie-Vienne, n'est pas propre à toutes les locomotives ayant un même nombre d'essieux. Ainsi, par exemple, d'après les observations de Stecewicz, les premières roues de locomotives ont été toujours surchargées.

Les différences maximums entre l'abaissement des rails au droit des traverses sous la charge des roues isolées et l'abaissement moyen sous toutes les roues de locomotive, par tonne de charge de roue, sont indiqués en pour cent dans le tableau X.

TABLEAU X.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	L'abaissement maximum du rail sous une des roues de locomotive est par rapport à l'abaissement moyen	
	supérieur.	inférieur.
I	17 p. c.	37 p. c.
II	25 —	23 —
III	33 —	36 —
IV	23 —	26 —
IV^{a}	19 —	25 —
V	18 —	20 —

Des écartements considérables de l'abaissement moyen ont été observés indifféremment à des grandes ainsi qu'à des petites vitesses des trains. Au même point de la voie, l'abaissement des rails sous la charge des roues isolées de locomotive variait d'un train à l'autre dans de larges limites. On est donc obligé d'attribuer ces variations non pas à la vitesse des trains ni à l'état de la voie, mais à des variations accidentelles de la charge de roue, en rapport avec les oscillations des ressorts.

Effet dynamique des roues de tenders.

Les raisonnements ci-dessus se rapportaient exclusivement aux déformations sous la charge des locomotives. On a donné la préférence à l'analyse de l'effet de ce genre de charge, non seulement parce que la valeur absolue des déformations qu'elle pro-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

duit surpasse celle des autres, mais aussi parce que la charge statique des roues de locomotive est sujette à moins de variations.

Le poids d'une locomotive d'un type défini varie, en état de service, dans des limites assez restreintes, principalement par rapport au niveau de l'eau dans la chaudière, dont les variations ne dépassent pas ordinairement 10 à 20 centimètres. Tout au contraire, le poids du tender et des wagons, ainsi que sa répartition sur les essieux et même les roues isolées, varient considérablement et sont bien difficiles à déterminer. En outre, on rencontrerait en pratique des difficultés presque insurmontables pour enlever d'un train poursuivant sa marche un tender ou un wagon en vue d'effectuer son pesage.

Néanmoins, dans le but d'apprécier l'influence des roues de tender sur la grandeur des déformations, on avait déterminé approximativement le poids des tenders de différents types en état de charge correspondant à celui qu'ils ont eu en parcourant le tronçon observé. Ce poids fut trouvé à peu près égal aux trois quarts du poids du tender en plein état de service.

Dans le tableau I de l'enfoncement des traverses par tonne de charge de roue, inséré dans la note sur les observations de 1897, on a indiqué aussi les valeurs de l'enfoncement sous la charge des tenders. Or, ces valeurs ont été déterminées pour un poids de tender en plein état de service, tandis que leur poids véritable était inférieur d'un quart.

En faisant cette correction et en insérant les résultats des observations de 1898 indiqués dans le tableau I, on a obtenu les grandeurs suivantes de l'enfoncement moyen maximum des traverses sous la charge des tenders, par rapport à celles qui furent trouvées sous la charge des locomotives (*voir* tableau XI).

TABLEAU XI.

	Enfoncement moyen maximum des traverses par tonne de charge de roue, pour types de superstructure					
	I	II	III	IV	IV[a]	V
Sous la locomotive.	0.468	0.287	0 232	0.237	0.316	0.384
Sous le tender (en état de charge correspondant aux trois quarts de la charge en plein état de service)	0.687	0.441	0.293	0.315	0.447	0.562
L'enfoncement sous le tender par tonne de charge de roue est supérieur à celui sous la charge de la locomotive, en pour cent	46	54	26	34	41	46

A l'exception d'une grande différence qu'on remarque entre l'effet des roues de locomotive et de tender dans le type II, différence qui doit être attribuée à un état de

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

voie moins satisfaisant manifesté par l'enfoncement inégal des traverses de ce type (*voir* tableau I de la note sur les observations de 1897), les chiffres du tableau XI nous montrent que l'augmentation de l'effet dynamique des roues de tender par rapport à l'effet des roues de locomotive, dépend de la raideur de la voie, c'est-à-dire du coefficient de l'assise des traverses, de leur répartition et de leur longueur, du type des rails, etc. Cette raideur est caractérisée comme on le sait par la première ligne du tableau XI donnant l'enfoncement moyen des traverses par tonne de charge de roue de locomotive.

L'augmentation de l'effet dynamique des roues de tender par rapport à celui des roues de locomotive varie d'après le même tableau entre 26 et 54 p. c. L'on doit ajouter que toutes les roues des tenders observés étaient munies de freins. La comparaison des valeurs de l'abaissement et des flèches de flexion des rails sous la charge des tenders et des locomotives nous mène à des résultats analogues qui ont été réunis dans le tableau XII.

TABLEAU XII.

	Abaissement du rail moyen, maximum		Flèche de flexion du rail entre deux traverses, maximum.
	au droit des traverses.	entre deux traverses.	
	En millimètres par tonne de charge de roue.		
Type IV[a].			
Sous la locomotive	0.425	0.477	0.122
Sous le tender.	0.662	0.710	0.157
L'abaissement sous le tender est supérieur à celui sous la locomotive, en p. c.	56	49	24
Type V.			
Sous la locomotive	0.385	0.440	0.086
Sous le tender.	0 553	0.646	0.117
L'abaissement sous le tender est supérieur à celui sous la locomotive, en p. c.	44	47	36

Ce tableau indique l'augmentation pour cent de l'abaissement et de la flèche de flexion du rail par tonne de charge de roue, occasionnée par un effet dynamique des roues de tender plus puissant que celui des roues de locomotive. La différence de l'effet dynamique des roues de tender et de locomotive sur l'abaissement des rails au droit des traverses et entre les traverses, varie presque dans les mêmes limites, qui ont été indiquées ci-dessus pour l'enfoncement des traverses. L'augmentation de la flèche de flexion du rail entre les traverses, par suite du même effet, ne dépasse pas 36 p. c.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On voit d'après ces résultats que l'effet dynamique des roues de tender se manifeste d'une autre manière que celui des roues de locomotive, qu'il augmente notamment non seulement l'abaissement du rail entre les traverses, mais aussi l'enfoncement des traverses ainsi que l'abaissement du rail au droit des traverses.

Cette particularité sera facile à comprendre lorsque nous remarquerons que l'effet dynamique des roues de locomotive et de celles de tender provient de causes bien différentes.

L'effet dynamique des roues de locomotive paraît dépendre exclusivement du mouvement de la roue sur une poutre élastique, tandis que celui des roues de tender peut avoir pour cause la forme irrégulière des roues elles-mêmes. Par suite, l'action dynamique des roues de locomotive se manifeste exclusivement dans les parties du rail en dehors des appuis, tandis que le martelage des roues de tender a lieu sur toute la longueur du rail.

Dans les tableaux XI et XII, la charge dynamique des roues de tender est exprimée par rapport à la charge dynamique des roues de locomotive. Le rapport de la charge dynamique des roues de locomotive à leur charge statique nous étant connu, il ne nous reste qu'à déterminer le même rapport pour la charge des roues de tender.

Comme nous l'avons remarqué plus haut, la charge dynamique des roues de locomotive est, au droit des traverses, égale à la charge statique. Or, l'effet dynamique des roues de tender au droit des traverses, à juger d'après l'enfoncement des traverses et de l'abaissement du rail au droit des traverses (*voir* tableaux XI et XII), dépasse de 1 1/2 l'effet dynamique des roues de locomotive. Donc, le même rapport exprimera l'augmentation au droit des traverses de la charge statistique des roues de tender par suite de leur action dynamique.

L'action dynamique des roues de locomotive augmente la flèche de flexion du rail que produit la charge statique des roues, de 1.60 fois dans le type IV^{a} et de 1.44 fois dans le type V. Or, la flèche de flexion du rail sous les roues de tender est respectivement de 1.24 et de 1.36 fois plus grande que la flèche sous les roues de locomotive (*voir* tableau XII). L'action dynamique des roues de tender sur la flexion du rail augmente donc leur charge statique respectivement de $1.6 \times 1.24 = 1.98$ et de $1.44 \times 1.36 = 1.96$ fois, c'est-à-dire à peu près du double.

L'augmentation de la flèche de flexion du rail sous la charge des roues de tender doit être attribuée à deux causes différentes, dont l'une est propre à chaque roue roulant sur une poutre élastique, tandis que l'autre doit être considérée comme une particularité des roues de tender. Or, l'influence exclusive de la seconde cause au droit des traverses fut trouvée égale à 50 p. c. de la charge statique, tandis que l'influence combinée des deux causes est de 100 p. c. de la même charge. La première de ces causes produit donc pour les roues de tender une augmentation de la charge statique de 50 p. c., c'est-à-dire la même augmentation que celle qui fut trouvée plus haut pour les roues de locomotive.

On doit en conclure que pour le calcul de la charge de rail, de l'enfoncement des traverses, de la pression de ballast, etc., la charge de roue dynamique moyenne doit

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

être acceptée comme étant respectivement égale à la charge de roue de locomotive et à 1.5 de la charge de roue de tender en état de repos. Pour le calcul des moments maximums des forces agissant sur les rails et les éclisses, la charge de roue dynamique moyenne doit être acceptée comme étant respectivement égale à 1.5 de la charge de roue de locomotive et à deux fois la charge de roue de tender en état de repos.

Pour que l'effet dynamique des roues de tender ne dépasse pas celui des roues de locomotive, il est indispensable que la charge statique maximum de roue de tender T puisse satisfaire, par rapport à la charge statique de roue de locomotive G, aux deux équations suivantes :

$$\left.\begin{aligned} 1.5T &\leqq G \\ 2.0T &\leqq G \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

Puisque la première condition implique la seconde, on peut remplacer les deux par une seule :

$$K \leqq \frac{2}{3} G \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

Les valeurs de la charge de roue dynamique indiquées ci-dessus ont été obtenues d'après des observations sur voie en ligne droite et horizontale, entretenue en parfait état. Néanmoins, les différences de la charge de roue provenant de leur surcharge et décharge ont atteint jusqu'à 37 p. c.

Un changement dans les conditions de pose de la voie, par exemple un surhaussement du rail extérieur dans les courbes, une moindre raideur ou un entretien défectueux de la voie, produirait indubitablement une augmentation de la charge dynamique des roues; cependant, il n'y a pas de raison pour que le rapport de l'effet dynamique des roues de locomotive et de tender puisse en souffrir. C'est pourquoi les remarques qui furent énoncées dans la note sur les observations de 1897, concernant les déformations excessives observées par Coüard et Flamache sous les roues de tender et dépassant de trois fois les déformations sous les roues de locomotive, restent en situation.

Mouvements latéraux du champignon du rail.

Les diagrammes de l'enfoncement des traverses et de l'abaissement des rails au droit des traverses (fig. 8 et 9) que nous venons d'examiner, ainsi que les diagrammes ci-après (fig. 17 et 18) de l'abaissement des rails entre les traverses, sont suivis au bas des déformations dans le sens vertical, des diagrammes des mouvements latéraux du champignon du rail relevés en même temps que les précédents, en se servant du mode d'observation qui a été exposé au commencement de cette note.

Ces diagrammes permettent d'observer que les mouvements latéraux du champignon du rail dépendent beaucoup moins de la charge de roue que les abaissements verticaux. Dans le type IV^a, les mouvements latéraux du champignon du rail avaient lieu principalement vers l'extérieur de la voie et ont atteint jusqu'à 1.5 millimètre,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

N° 216 ab

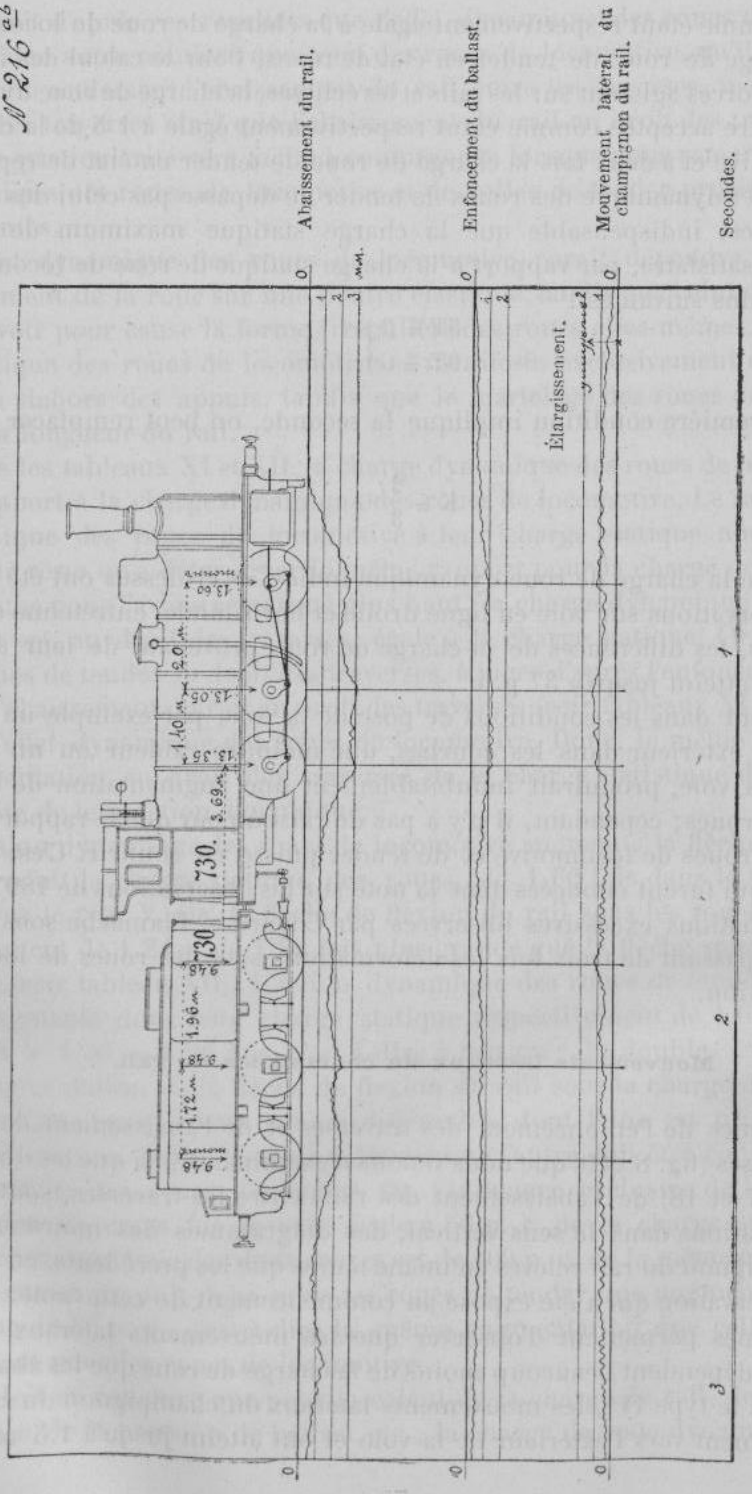


Fig. 17. — Type IV[a]. Abaissement et mouvement latéral du champignon du rail entre les traverses 9 et 10.
Vitesse du train, 25 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

N° 322 a3

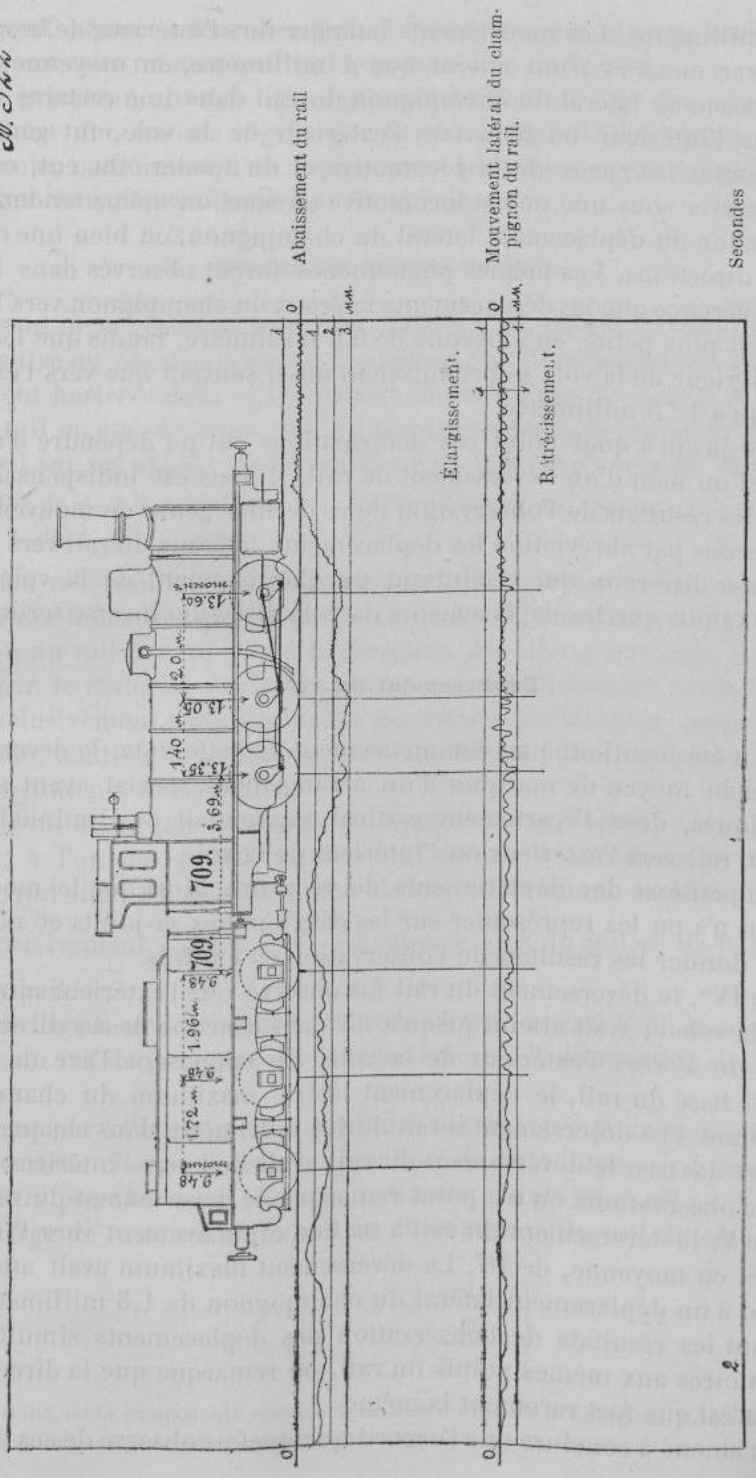


Fig. 18. — Type V. Abaissement et mouvement latéral du champignon du rail entre les traverses 10 et 11.
Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en moyenne 1 millimètre. Les mouvements latéraux vers l'intérieur de la voie furent observés plus rarement et n'ont atteint que 1 millimètre, en moyenne 0.6 millimètre. Le déplacement latéral du champignon du rail dans une certaine direction, c'est-à-dire vers l'intérieur ou bien vers l'extérieur de la voie, fut généralement observé sous toutes les roues de la locomotive et du tender. On eut, cependant, l'occasion d'observer sous une même locomotive ou sous un même tender un changement de direction du déplacement latéral du champignon, ou bien une oscillation dans les deux directions. Les mêmes phénomènes furent observés dans le type V, avec la seule différence que les déplacements latéraux du champignon vers l'extérieur de la voie étaient plus petits, en moyenne de 0.6 millimètre, tandis que les déplacements vers l'intérieur de la voie se produisaient aussi souvent que vers l'extérieur et ont atteint jusqu'à 1.75 millimètre.

Pour élucider jusqu'à quel point ces déformations ont pu dépendre d'un glissement horizontal ou bien d'un déversement de rail, il nous est indispensable d'examiner d'abord les résultats de l'observation de ce dernier genre de mouvement.

Nous appellerons par abréviation les déplacements latéraux du rail vers l'extérieur de la voie, c'est-à-dire ceux qui produisent un élargissement de la voie, déplacements positifs, tandis que les déplacements dans la direction inverse seront nommés négatifs.

Déversement du rail.

Comme cela a été mentionné au commencement de cette note, le déversement du rail fut observé au moyen de marques d'un arrangement spécial ayant deux petits miroirs sphériques, dont l'écartement vertical augmentait ou diminuait selon le déversement du rail vers l'extérieur ou l'intérieur de la voie.

Vu l'extrême petitesse des déplacements de ce genre, ainsi que le mode de leur observation, on n'a pu les représenter sur les diagrammes ci-joints et nous devons nous borner à donner les résultats de l'observation en chiffres.

Dans le type IV^a, le déversement du rail fut observé vers l'extérieur ainsi que vers l'intérieur de la voie et avait atteint jusqu'à 35′ dans chacune de ces directions, avec une moyenne de 4′ vers l'extérieur de la voie. En supposant l'axe de rotation à proximité de la base du rail, le déplacement latéral maximum du champignon du rail correspondant à ce déversement serait de 1.4 millimètre dans chaque direction. Dans la plupart des cas, le déversement du rail avait lieu vers l'intérieur de la voie. Dans un tiers d'observations on n'a point remarqué de déversement du rail.

Dans le type V, le déversement du rail a eu lieu exclusivement vers l'intérieur de la voie et a été, en moyenne, de 16′. Le déversement maximum avait atteint 46′, ce qui correspond à un déplacement latéral du champignon de 1.5 millimètre.

En comparant les résultats de l'observation des déplacements simultanés horizontaux et rotatoires aux mêmes points du rail, on remarque que la direction de ces déplacements n'est que fort rarement la même.

On est donc amené à conclure que l'accord quelquefois observé de ces deux genres

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de déplacements, quant à leur direction et leur grandeur, n'est qu'accidentel, et que les déplacements eux-mêmes sont indépendants l'un de l'autre.

Ainsi, la grandeur absolue du déplacement latéral qui fut obtenue sur les diagrammes est une somme algébrique de deux déplacements perpendiculaires à l'axe de la voie, notamment d'un déplacement progressif et d'un déplacement rotatoire vers l'intérieur ou vers l'extérieur de la voie.

Glissement latéral du rail.

En déduisant de la grandeur totale du déplacement latéral du champignon du rail la partie positive ou négative qu'on doit attribuer au déversement du rail, on obtient le déplacement horizontal du rail perpendiculaire à l'axe de la voie et parallèle à la position du rail en état de repos, ou, en d'autres termes, la grandeur du glissement latéral du rail sur ses appuis. Cette grandeur fut trouvée d'après les observations :

Pour le type IVa de + 1.2 millimètre à — 0.4 millimètre; en moyenne, + 0.2 millimètre.
— V de + 1.7 — à — 0.5 — ; — + 0.7 —

Pour rendre ces résultats de l'observation suffisamment clairs, il est indispensable d'examiner les causes qui ont pu produire les déformations indiquées ci-dessus.

La position du rail par rapport à la direction des efforts verticaux et horizontaux, développés par le matériel roulant, montre que le glissement latéral du rail peut avoir lieu exclusivement sous l'influence des efforts horizontaux perpendiculaires à l'axe de la voie, tandis que le déversement du rail peut être également produit par les efforts horizontaux et verticaux.

Supposons, en effet, que la charge de roue P est appliquée, par suite de causes quelconques, à l'un des points extrêmes n' ou n'', à une distance a de l'axe de symétrie du rail (fig. 19). La direction de cet effort coupe la base du rail à une distance respectivement égale à $a - \frac{1}{20} h$ ou $a + \frac{1}{20} h$ du milieu de la base, h étant la hauteur du rail.

Par suite de l'application excentrique de la charge de rail P (1), la compression de la traverse et, en cas de jeu entre le rail et la traverse, la diminution de ce jeu ne sont pas uniformes.

En désignant par δ l'impression du rail dans la traverse pour le cas d'une répartition uniforme de la charge de rail, la grandeur de cette impression en cas de charge excentrique sera pour les deux arêtes de patin aux points m' et m'' :

1° Si la charge de roue est appliquée au champignon du rail du côté extérieur de la voie :

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6 \left(a - \frac{1}{20} h \right)}{b} \right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (16)$$

(1) Proprement dit, de la composante normale à la base du rail de la charge P. L'inclinaison de la base du rail étant très faible, ces deux efforts peuvent être envisagés comme égaux.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2° Si la charge de roue est appliquée au champignon du rail du côté intérieur de la voie :

$$\delta'' = \delta\left[1 \pm \frac{6\left(a + \frac{1}{20}h\right)}{b}\right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad (17)$$

Par suite de l'impression inégale des deux arêtes du patin, le rail tourne évidemment autour d'un axe longitudinal disposé au milieu de sa base.

Le nouveau type de rails de 38 kilogrammes par mètre fut introduit au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1894. Jusqu'en 1898, la pose des rails du nouveau type a été effectuée sur un parcours d'à peu près 160 kilomètres de voies principales. Les autres 600 kilomètres de ces voies, sans compter les embranchements, sont en rails de 31.45 kilogrammes par mètre.

La largeur du champignon est de 68 millimètres pour le rail de 38 kilogrammes et de 56 millimètres pour le rail de 31.45 kilogrammes par mètre.

C'est ainsi que la longueur des voies en rails du nouveau type n'est qu'une fraction assez petite de la longueur totale du réseau, de sorte que le profil des bandages usés dépend principalement de la largeur de la zone de roulement des rails du vieux type à champignon étroit.

Pour ces raisons, l'application de la charge de roue plus près du côté extérieur du champignon des rails nouveau type est tout à fait compréhensible ; de plus, elle est confirmée par l'usure des rails de ce type (fig. 20). Les rails du vieux type doivent exercer, au contraire, une pression plus forte du côté de l'arête intérieure du patin que du côté de l'arête extérieure, alors même que le roulement des roues aurait lieu au milieu du champignon (fig. 21).

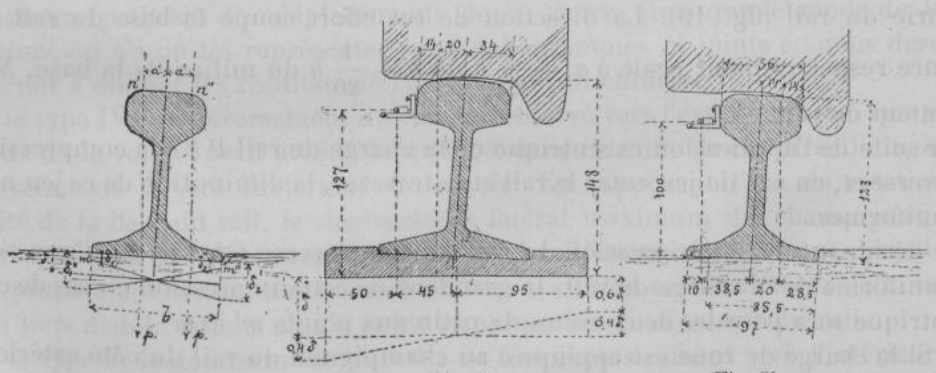


Fig. 19. Fig. 20. Fig. 21.

Pression de rail excentrique.

Calculons l'angle de rotation du rail dans deux suppositions extrêmes, notamment pour le cas de l'application de la charge de roue au rail du nouveau type à une distance de 14 millimètres du bord extérieur du champignon ainsi qu'au rail du

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

vieux type à une même distance du bord extérieur du champignon. En substituant dans la formule (16) :

$$a = \frac{68}{2} - 14 = 20$$

La largeur de la plaque d'appui pour rails de 38 kilog. par mètre, $b = 190$ millimètres.
La hauteur du rail augmentée de l'épaisseur de la plaque d'appui, $h = 148$ —

on obtient la grandeur de l'impression dans la traverse aux deux arêtes de la plaque d'appui

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6\,(20 - 7.4)}{190}\right] = \delta\,(1 \pm 0.40),$$

c'est-à-dire que l'impression aux arêtes est égale à 1.4 et 0.6 de la valeur qui aurait été obtenue si la charge de rail était uniformément répartie sur toute la surface inférieure de la plaque d'appui.

La différence maximum entre l'abaissement du rail et de la traverse correspondant à l'angle maximum de rotation du rail vers l'extérieur de la voie était, d'après les observations sur le type IV^a, de 0.21 millimètre par tonne de charge de roue. Cette valeur fut déterminée d'après les indications d'un miroir sphérique qui était fixé au champignon du rail à une distance horizontale de l'arête extérieure de la plaque d'appui d'environ 50 millimètres.

Par conséquent, on peut supposer (fig. 20) que la différence obtenue entre l'abaissement du rail et de la traverse correspondait à

$$0.6 + 0.8 \times \frac{190 - 50}{190} = 1.19$$

de la différence qu'on obtiendrait dans le cas d'une répartition uniforme de la pression, c'est-à-dire que

$$1.19\delta = 0.21G.$$

La charge de roue de locomotive étant en moyenne G = 6.7 tonnes, on trouve :

$$\delta = \frac{0.21 \times 6.7}{1.19} = 1.14 \text{ millimètre.}$$

Le déversement du rail vers l'extérieur de la voie, par suite de l'excentricité de la charge de roue sera alors

$$\frac{0.8 \times 1.14}{190} = 0.0048,$$

ce qui correspond à un angle de 17′.

Pour déterminer la grandeur de l'impression des rails de 31.45 kilogrammes par mètre dans la traverse, il faut remarquer que la différence maximum entre l'abaissement des rails de ce type et l'enfoncement des traverses, correspondant au déversement maximum des rails vers l'extérieur de la voie, était, d'après les observations,

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de 0.07 millimètre par tonne de charge de roue de locomotive. On doit supposer que ce déversement fut observé dans une position extrême de la roue telle que nous l'avons admise tout à l'heure pour un rail de 38 kilogrammes par mètre.

Dans cette supposition, pour obtenir l'impression maximum aux arêtes du patin du rail, il faut substituer dans la formule (16) :

$$a = \frac{56}{2} - 14 = 14; \; b = 97 \text{ et } h = 123$$

et on obtient alors :

$$\delta' = \delta \left[1 \pm \frac{6\,(14 - 6)}{97} \right] = \delta\,(1 \pm 0.5).$$

Comme la distance horizontale du miroir sphérique à l'arête extérieure du patin du rail était d'environ 10 millimètres (fig. 21), l'impression du rail, déterminée d'après les indications de ce miroir, était :

$$\delta \left(0.5 + \frac{97 - 10}{97} \right) = 1.4\delta,$$

tandis que l'impression moyenne du rail pour le cas d'une répartition uniforme de la pression était :

$$\delta = \frac{0.07 \times 6.7}{1.4} = 0.34 \text{ millimètre},$$

la charge de roue étant égale à 6.7 tonnes. Cependant, pour les rails de 31.45 kilogrammes par mètre, on avait observé exclusivement un déversement du rail vers l'intérieur de la voie. Par conséquent, pour déterminer l'angle de rotation maximum sous l'action de la charge de roue, nous allons supposer que cette charge est appliquée à une distance de 14 millimètres du bord intérieur du champignon du rail.

Substituant dans la formule (17) $a = \frac{56}{2} - 14 = 14$, la largeur du patin $b = 97$ et la hauteur du rail $h = 123$, on obtient :

$$\delta'' = \delta \left[1 \pm \frac{6\,(14 + 6)}{97} \right] = \delta\,(1 \pm 1.24),$$

d'où l'on voit qu'il s'ensuivrait dans ce cas un soulèvement de l'arête extérieure du patin du rail et, par conséquent, une diminution de la surface recevant la charge du rail. Comme on le sait, la largeur de cette surface est, dans ce cas, égale au triple de la distance de la charge à l'arête la plus proche de la figure exerçant la pression, c'est-à-dire $\left(\frac{97}{2} - 20\right) 3 = 85.5$ millimètres, tandis que l'impression maximum à l'arête intérieure du patin est égale au double de l'impression moyenne.

Ce résultat paraît très probable, car, comme on le voit d'après le tableau VII, le miroir qui était fixé à une distance horizontale de 10 millimètres de l'arête extérieure du patin du rail n'a pas indiqué d'impression de rail dans la traverse.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La grandeur de l'impression du rail de ce type, pour le cas d'une répartition uniforme de la charge sur toute la largeur du patin fut trouvée ci-dessus égale à 34 millimètres. Tenant compte de la diminution de la surface exerçant la pression, l'impression maximum à l'arête intérieure du patin sera :

$$2 \times 0.34 \times \frac{97}{85.5} = 0.77$$

et le déversement du rail vers l'intérieur de la voie $\frac{0.77}{85.5} = 0.009$, ce qui correspond à un angle de 31′.

Les valeurs maximums de l'angle du déversement du rail, qui ont été obtenues par l'observation directe, s'approchent d'assez près des valeurs que nous venons de déterminer d'après d'autres données, en supposant l'action exclusive de la charge verticale. C'est ainsi qu'il n'y a pas de contradiction entre un déversement du rail vers l'intérieur de la voie et un glissement latéral du même rail dans la direction inverse qu'on avait observés simultanément.

Quant au glissement latéral du rail vers l'intérieur de la voie, d'ailleurs très insensible (jusqu'à 0.5 millimètre), on ne saurait l'expliquer autrement que comme un effet de l'action des bandages usés embrassant le champignon du rail et l'entraînant pendant les oscillations latérales du matériel roulant.

Les grandeurs observées du glissement latéral du rail sur les appuis ont été, en général, très petites, ce qui doit être attribué à une fixation solide du rail au moyen d'un nombre suffisant de crampons tenant bien dans des traverses neuves en bois de chêne. Néanmoins, le fait même qu'un glissement latéral du rail sur les appuis fut observé atteste que, même en ligne droite, les efforts latéraux exercés par les véhicules sont très considérables.

En désignant par f_1 le coefficient de frottement entre le rail et la roue et par f_2 le coefficient de frottement entre le rail et son appui et en admettant que la charge d'essieu 2G est également répartie sur les deux roues, la résistance de la part du frottement au déplacement latéral du rail sera exprimé :

$$R = (f_1 + f_2)\, G.$$

Posant pour rails secs, $f_1 = 0.25$, et pour voie non munie de plaques d'appui, $f_2 = 0.50$, on obtient que, pour produire un déplacement latéral du rail, comme c'était le cas, l'effort latéral exercé par les roues a dû être supérieur à 0.75G.

La décharge des roues isolées n'avait pas dépassé, d'après les observations, 37 p. c. (*voir* tableau X). De plus, le déplacement latéral du rail conservait généralement sa direction sous plusieurs roues et ne peut donc être attribué à une décharge des roues isolées.

Il se peut que les valeurs du coefficient de frottement qu'on avait admises ci-dessus sont plus grandes qu'en réalité. Il semble en tout cas que, pour dépasser l'effet du frottement, la pression latérale des roues a dû être supérieure à 0.6G.

Cette valeur correspond avec les observations de Weber et de Wœhler, quoique

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dans les derniers temps les efforts latéraux exercés sur la voie aient été appréciés comme étant de moitié plus petits (1).

Différences dans la grandeur des déformations dans le sens vertical par suite du déversement du rail.

Le déversement du rail découvert par les observations de 1898 nous oblige à étudier la question de l'influence qu'il pouvait exercer sur la grandeur des déformations observées dans le sens vertical.

Les projections verticale et horizontale du rayon vecteur du miroir sphérique, servant de marque, dans son mouvement de rotation occasionné par le déversement du rail, ont été, pour rails de 38 kilogammes par mètre, respectivement égales à 127 et 45 millimètres. Les mêmes grandeurs, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre, ont été égales à 100 et 38.5 millimètres.

Par suite, le rayon vecteur α du miroir et l'angle ς que fait ce rayon avec l'horizon, seront exprimés ainsi :

$$\rho_1 = \sqrt{(127)^2 + (45)^2} = 134.7 \text{ millimètres.}$$

$$\alpha_1 = \text{arc tang.} \frac{127}{45} = 70°29'.$$

$$\rho_2 = \sqrt{(100)^2 + (38.5)^2} = 107 \text{ millimètres.}$$

$$\alpha_2 = \text{arc tang.} \frac{100}{38.5} = 68°58'.$$

L angle de rotation maximum fut trouvé respectivement égal à 35′ et 46′. Donc, la projection verticale correspondant à ce déversement sera, pour rails de 38 kilogrammes par mètre,

$$134.7 (\sin 71°4' - \sin 70°29') = 0.46 \text{ millimètre,}$$

et, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre,

$$107 (\sin 69°44' - \sin 68°58') = 0.50 \text{ millimètre.}$$

ce qui fait à peu près 17 p. c. de l'abaissement du rail maximum.

Cependant, l'angle du déversement du rail n'était, en moyenne, que de 4′ vers l'extérieur de la voie, pour rails de 38 kilogrammes par mètre, et de 16′ vers l'intérieur de la voie, pour rails de 31.45 kilogrammes par mètre. Par conséquent, les valeurs *moyennes* de l'abaissement du rail, indiquées dans le tableau VIII, peuvent changer tout au plus de 0.01 millimètre pour le type de superstructure IVa, et de 0.03 millimètre pour le type de superstructure V. Cette correction ne peut avoir

(1) *Voir* Dr Zimmermann, *Berechnung des Oberbaues.* (*Handbuch der Ingenieurwissenschaften*, 1897, vol. V, chap. II, p. 60.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'importance que pour le type V, en indiquant une des causes de la différence exceptionnellement petite entre l'abaissement des rails et des traverses de ce type. La flèche de flexion des rails entre les appuis étant déterminée d'après la différence des indications des marques qui ont pris part simultanément au déversement du rail, n'a pas pu être influencée par ce déversement.

Déformations des joints. — Abaissement des rails aux joints.

L'action du joint du type ordinaire avec éclisses latérales a été suffisamment élucidée par les observations de l'année 1897, et les observations présentes n'ont fait que confirmer les conclusions déjà émises concernant l'insuffisance des éclisses pour donner à la voie une continuité complète.

Les figures 23 à 29 représentent les diagrammes des déformations des joints à éclisses en Z et éclisses cornières, correspondant à différents degrés de serrage des écrous. Les rails, ainsi que les éclisses, étaient neufs et bien adaptés.

Ces diagrammes montrent clairement l'influence d'un ajustement plus ou moins exact des éclisses aux rails sur les déplacements des deux abouts de rails, indépendamment l'un de l'autre, et sur la grandeur de leur abaissement.

Le tableau XIII ci-dessous contient les grandeurs de l'abaissement des abouts des rails d'amont et d'aval pour les types de joints observés en 1898 (1), avec éclisses bien serrées, en comparaison avec l'abaissement des rails au droit des traverses.

TABLEAU XIII.

TYPES DE SUPERSTRUCTURE.	Abaissement moyen des rails par tonne de charge de roue de locomotive		
	au joint.		au droit des traverses.
	Rail d'amont.	Rail d'aval.	
III[a] avec éclisses courtes en Z.	0.36	0.31	0.41
III[a] avec éclisses longues en Z.	0 33	0.28	0.41
IV[a] sur deux traverses	0.37	0.35	0.41
V avec éclisses cornières	0.54	0.58	0.40

Les chiffres de ce tableau nous montrent que pour les types III[a] et IV[a], l'abaissement moyen des rails au droit des traverses est plus grand que l'abaissement au joint, tandis que pour les types III et IV, qui ne se distinguaient des précédents que par la qualité du ballast, l'abaissement au droit des traverses était, en général, plus petit que l'abaissement au joint.

(1) La figure 22 représente un joint sur deux traverses, qui fut observé en 1897 et 1898 (types IV et IV[a]).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

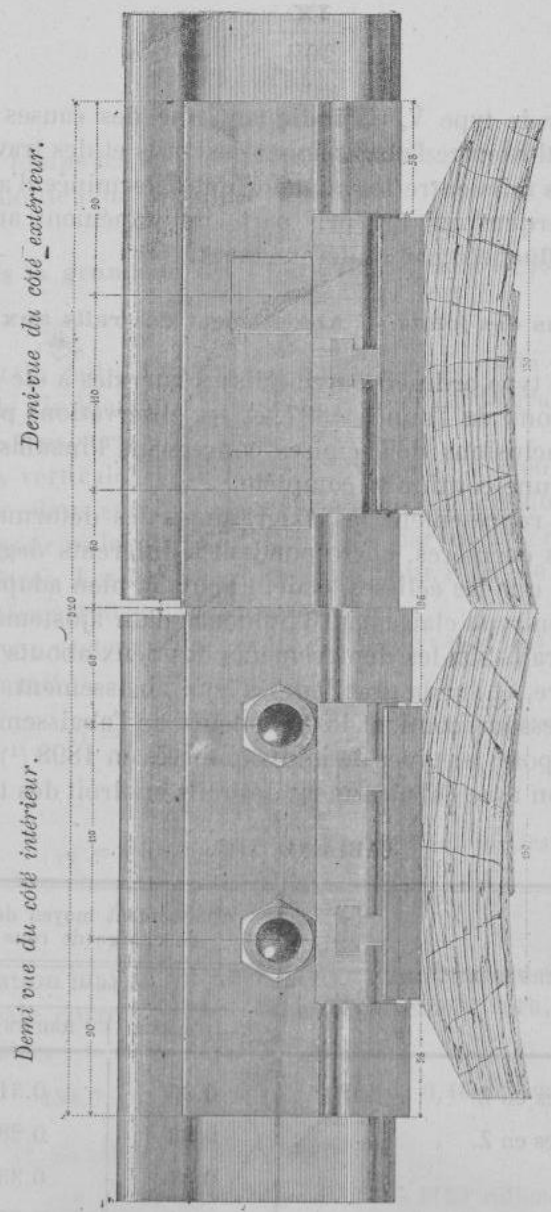


Fig. 22b.

Joint sur deux traverses. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

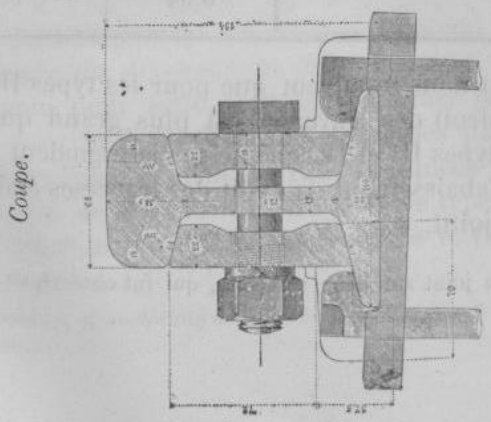


Fig. 22a.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

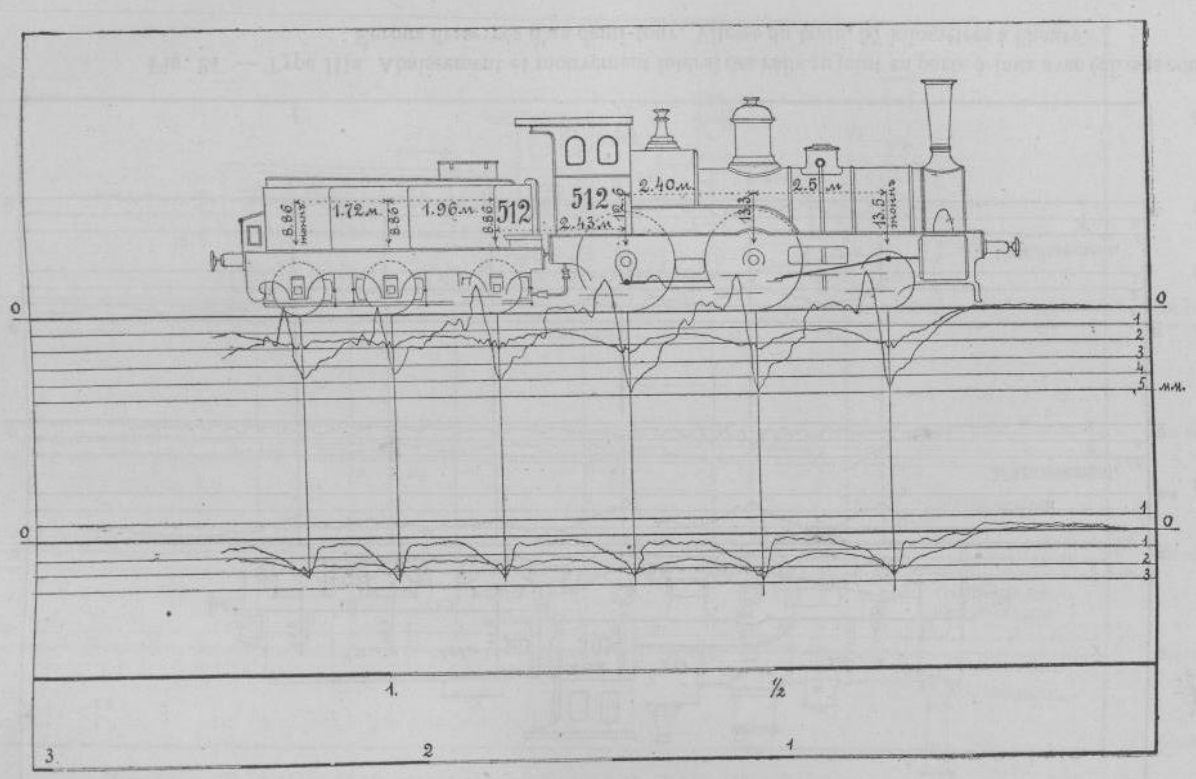


Fig. 23. — Type IVa. Abaissement des rails au joint sur deux traverses avec et sans éclisses.
Vitesse des trains, 21 et 53 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

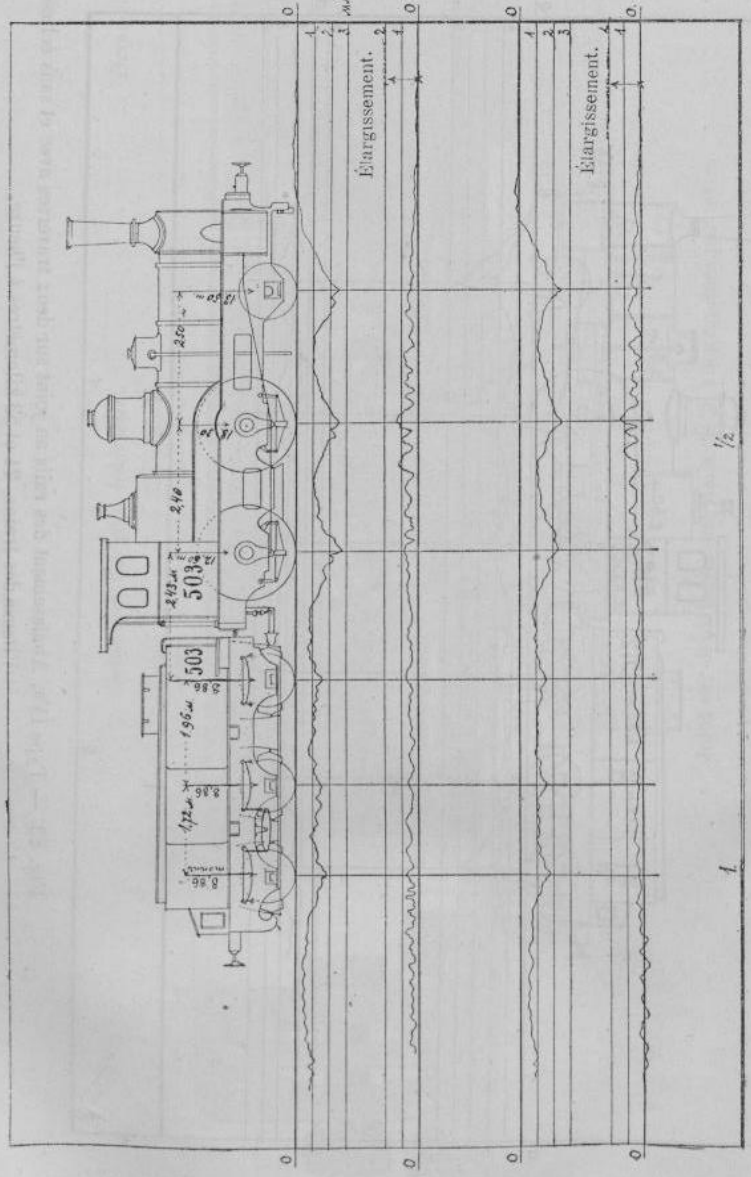


Fig. 24. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses courtes en Z.
Écrous desserrés d'un demi-tour. Vitesse du train, 57 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

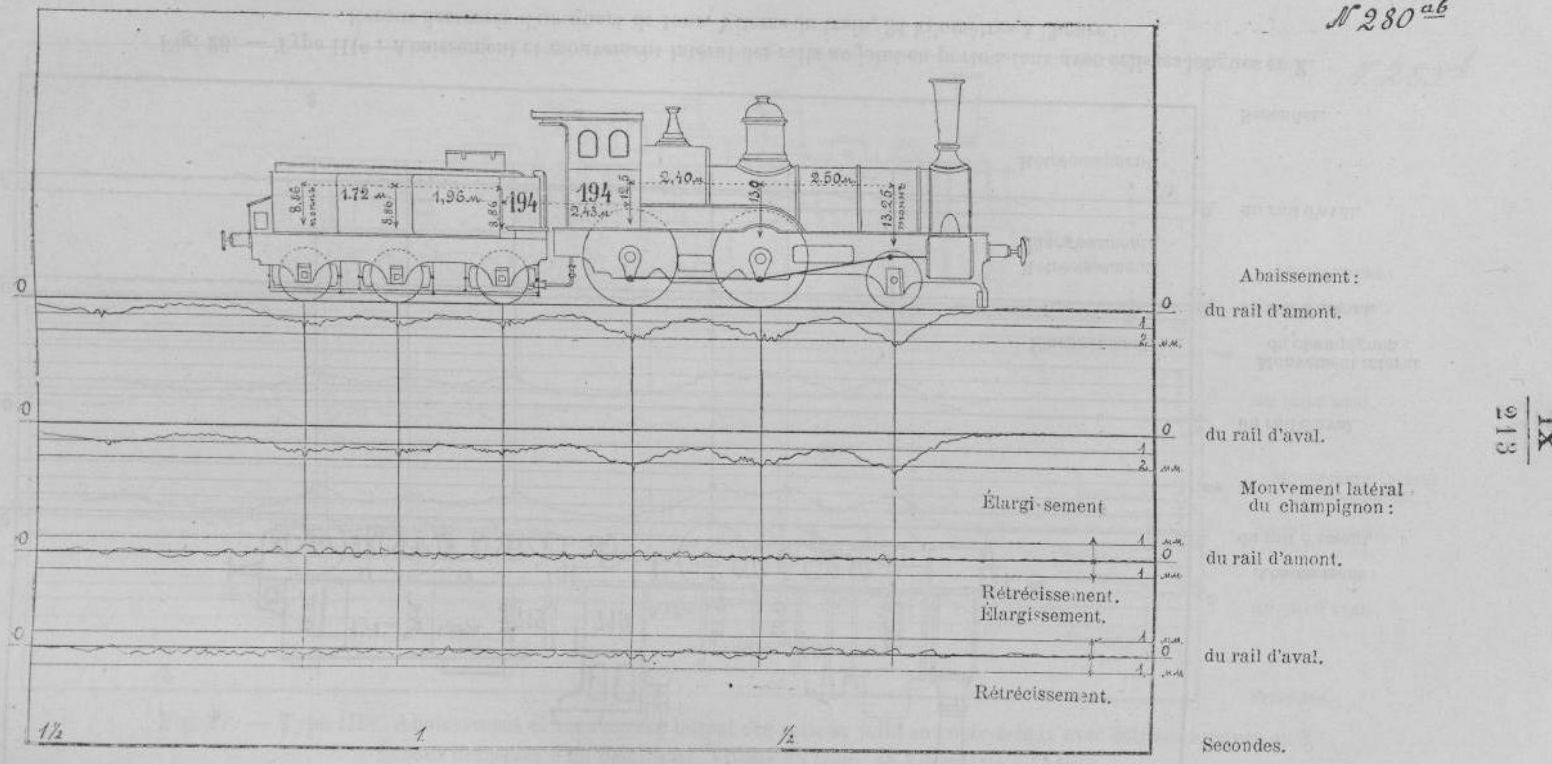


Fig. 25. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en *Z*, Écrous bien serrés. Vitesse du train, 49 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

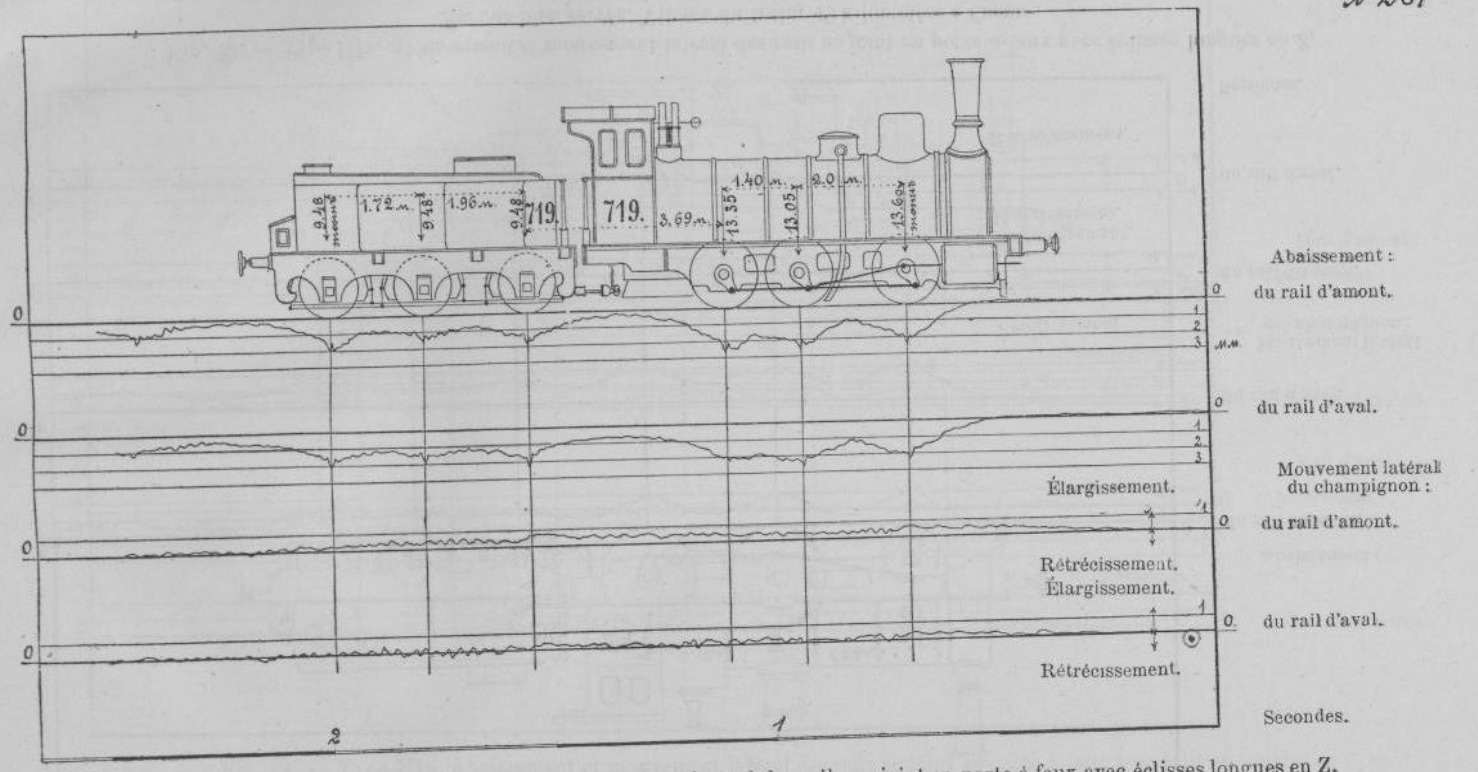


Fig. 26. — Type III^{a} . Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en Z.
Écrous desserrés d'un quart de tour. Vitesse du train, 31 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

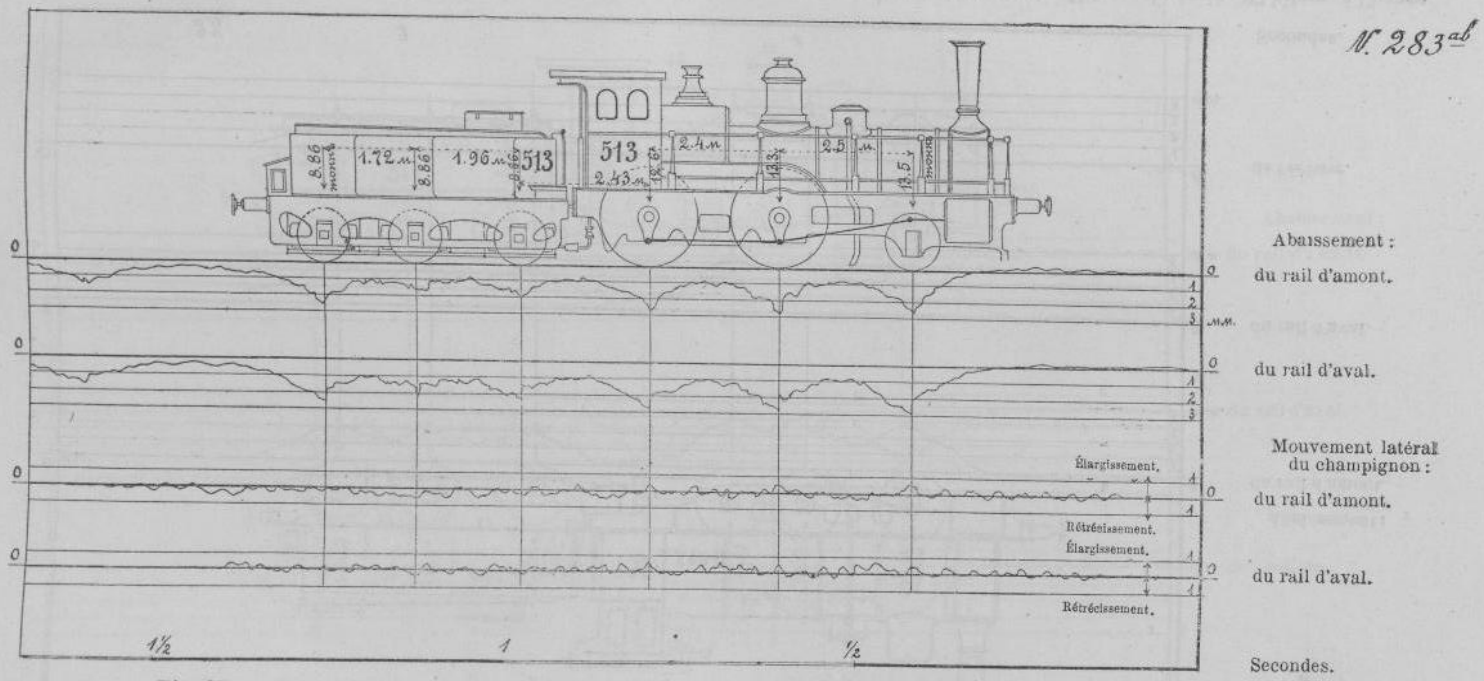


Fig. 27. — Type III[a]. Abaissement et mouvement latéral des rails au joint en porte-à-faux avec éclisses longues en Z.
Écrous desserrés d'un demi-tour. Vitesse du train, 48 kilomètres à l'heure.

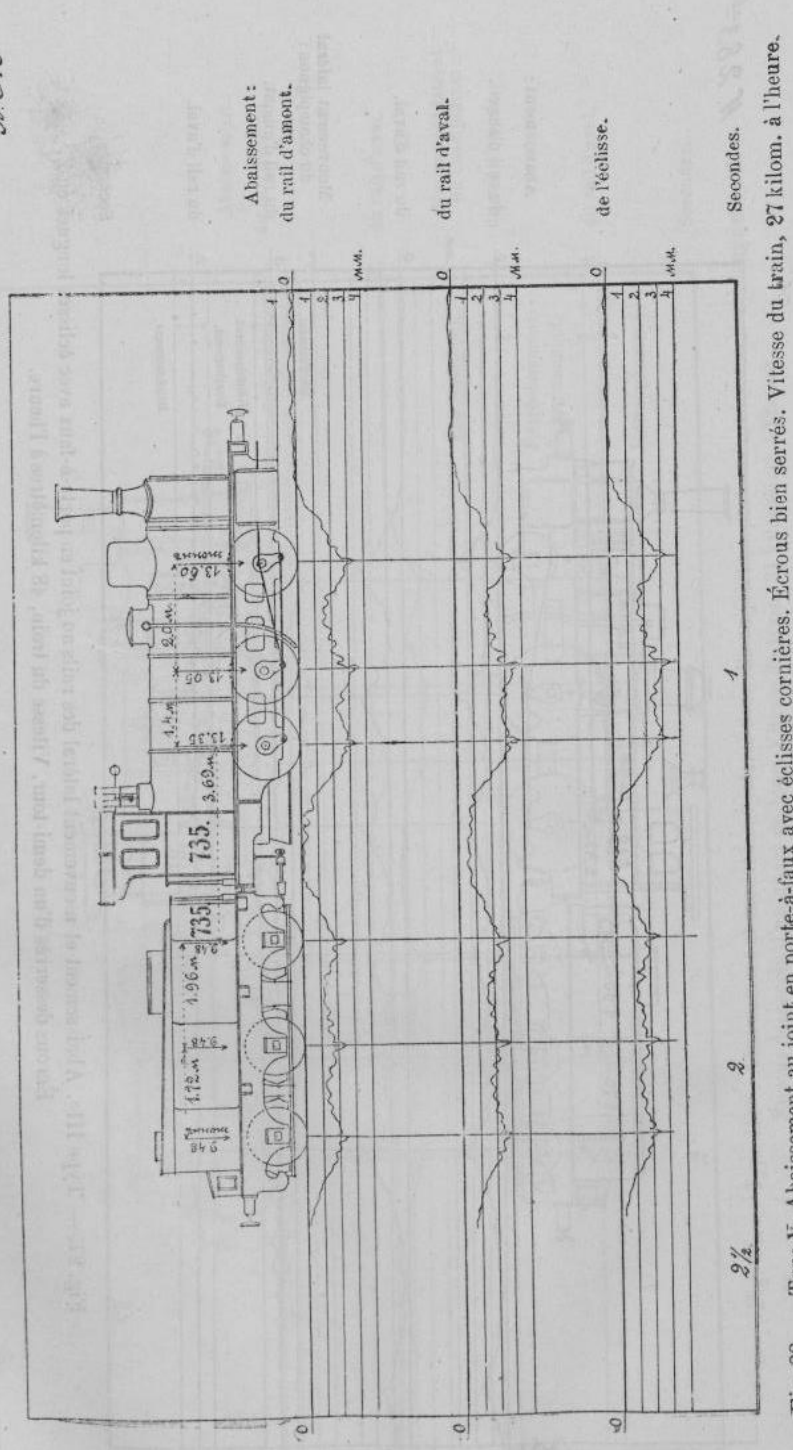


Fig. 28. — Type V. Abaissement au joint en porte-à-faux avec éclisses cornières. Écrous bien serrés. Vitesse du train, 27 kilom. à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

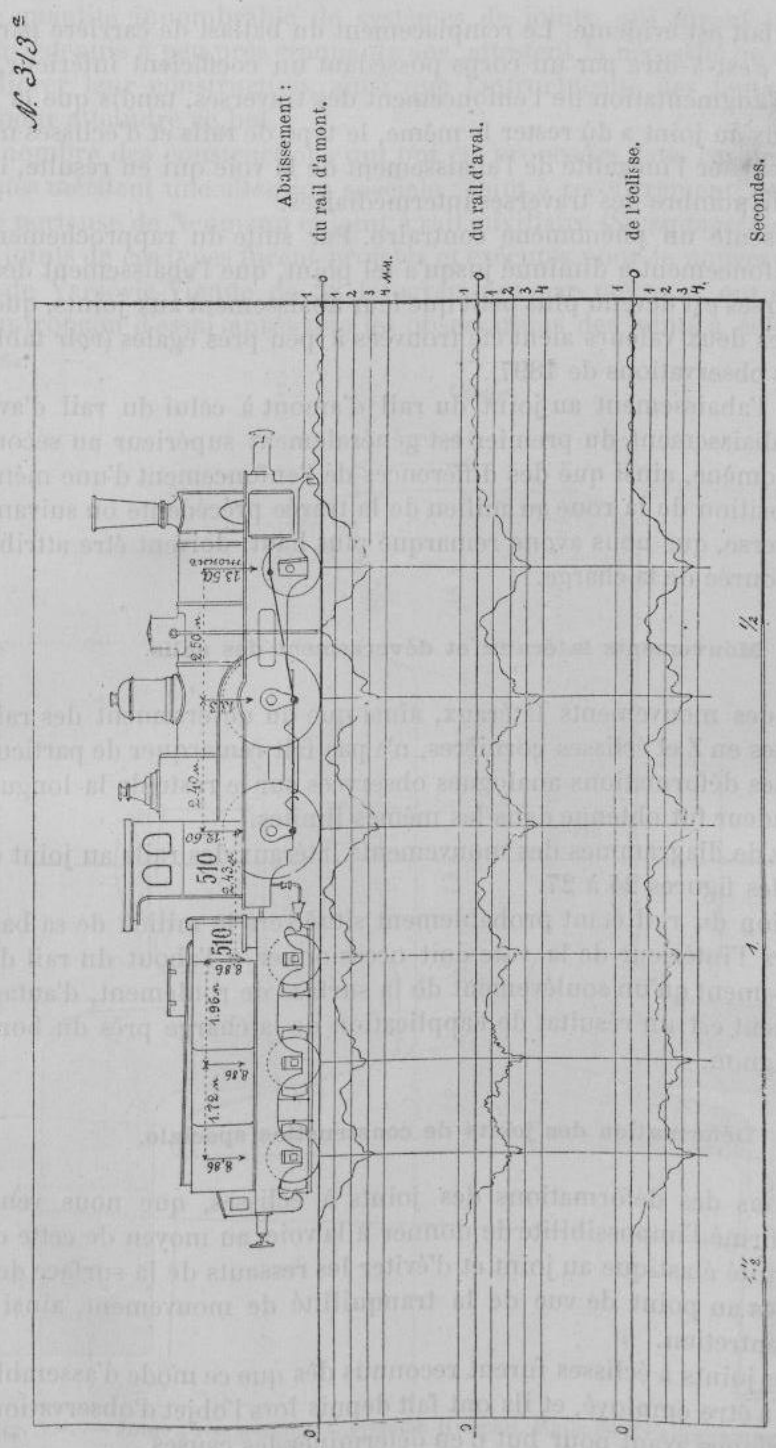


Fig. 29 — Type V. Abaissement au joint en porte-à-faux avec éclisses-cornières. Écrous desserrés d'un demi-tour.
Vitesse du train, 46 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La cause de ce fait est évidente. Le remplacement du ballast de carrière par de la pierre concassée, c'est-à-dire par un corps possédant un coefficient inférieur, a eu pour résultat une augmentation de l'enfoncement des traverses, tandis que la flèche de flexion des rails au joint a dû rester le même, le type de rails et d'éclisses n'ayant pas changé. Pour éviter l'inégalité de l'abaissement de la voie qui en résulte, il faudrait augmenter le nombre des traverses intermédiaires.

Le type V présente un phénomène contraire. Par suite du rapprochement des traverses, leur enfoncement a diminué jusqu'à tel point, que l'abaissement des rails au droit des traverses est devenu plus petit que leur abaissement aux joints, quoique, pour le type I, ces deux valeurs aient été trouvées à peu près égales (*voir* tableau V de la note sur les observations de 1897).

En comparant l'abaissement au joint du rail d'amont à celui du rail d'aval, on remarque que l'abaissement du premier est généralement supérieur au second. La cause de ce phénomène, ainsi que des différences de l'enfoncement d'une même traverse, selon la position de la roue au milieu de la travée précédente ou suivante par rapport à la traverse, que nous avons remarqué plus haut, doivent être attribuées à l'influence de la durée de la charge.

Mouvements latéraux et déversement des rails.

L'observation des mouvements latéraux, ainsi que du déversement des rails aux joints avec éclisses en Z et éclisses cornières, n'a pas fait remarquer de particularités les distinguant des déformations analogues observées sur le reste de la longueur du rail, et leur grandeur fut obtenue dans les mêmes limites.

Des spécimens de diagrammes des mouvements latéraux des rails au joint ont été représentés sur les figures 24 à 27.

L'axe de rotation du rail étant probablement situé vers le milieu de sa base, son déversement vers l'intérieur de la voie doit occasionner à l'about du rail d'amont plutôt un abaissement qu'un soulèvement de la surface de roulement, d'autant plus que ce déversement est un résultat de l'application de la charge près du bord intérieur du champignon.

Déformation des joints de construction speciale.

Les observations des déformations des joints à éclisses, que nous venons de décrire, ont confirmé l'impossibilité de donner à la voie, au moyen de cette disposition, une continuité élastique au joint et d'éviter les ressauts de la surface de roulement. si nuisibles au point de vue de la tranquillité de mouvement, ainsi que de l'économie de l'entretien.

Ces défauts des joints à éclisses furent reconnus dès que ce mode d'assemblage des rails commença à être employé, et ils ont fait depuis lors l'objet d'observations et de recherches théoriques ayant pour but d'en déterminer les causes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Une quantité innombrable de systèmes de joints, qui furent inventés et mis à l'épreuve depuis à peu près cinquante ans, attestent la nécessité qu'on avait éprouvée d'améliorer leur construction, ainsi que l'infructuosité des tentatives qui ont été faites pour atteindre ce but.

Au nombre des constructions qui ont été proposées dans ces derniers temps, les suivantes méritent une attention spéciale : joint à recouvrement de Rüppell, joint à éclisse porteuse de Neumann et joint à rail auxiliaire (*Stossfangschiene*).

Des joints de ces types furent projetés et exécutés pour le nouveau rail du chemin de fer de Varsovie-Vienne de 38 kilogrammes par mètre et ont été posés dans la voie du tronçon d'essai après que les observations des joints à éclisses étaient terminées.

Coupe.

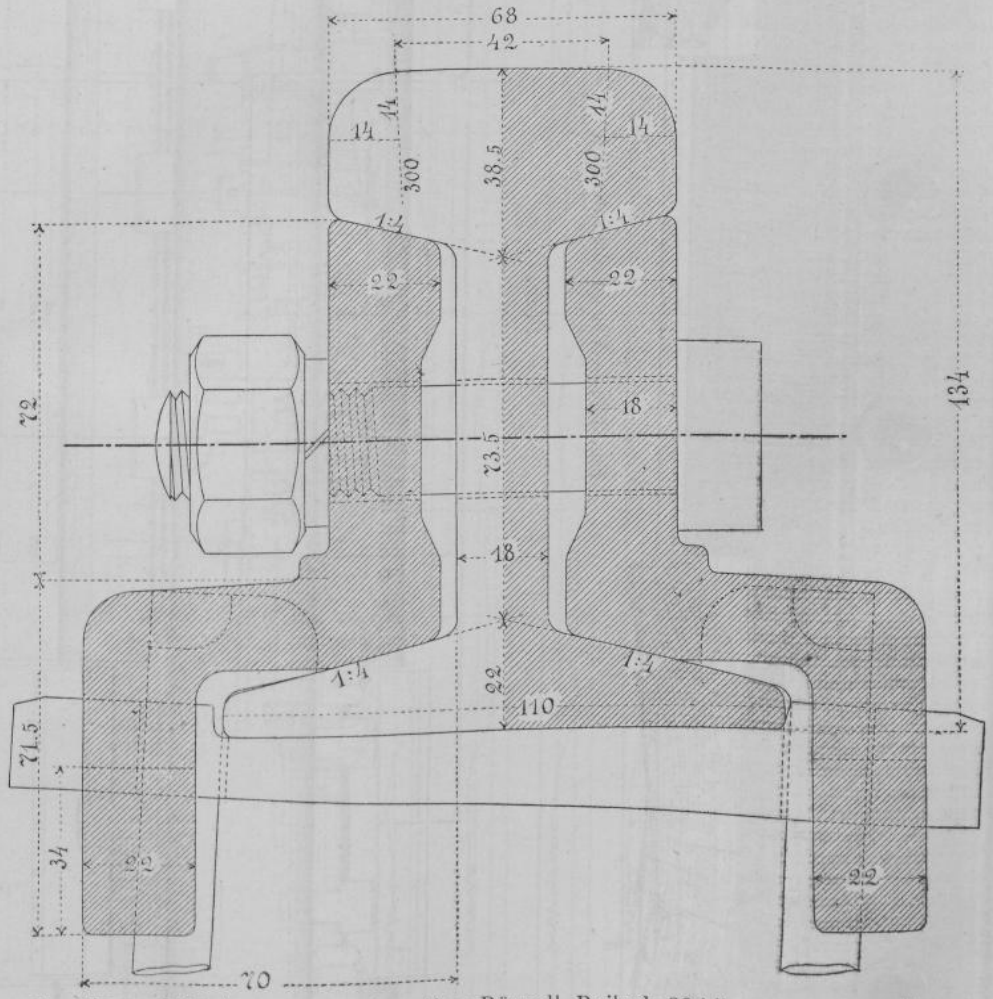


Fig. 30a. — Joint à recouvrement, système Rüppell. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

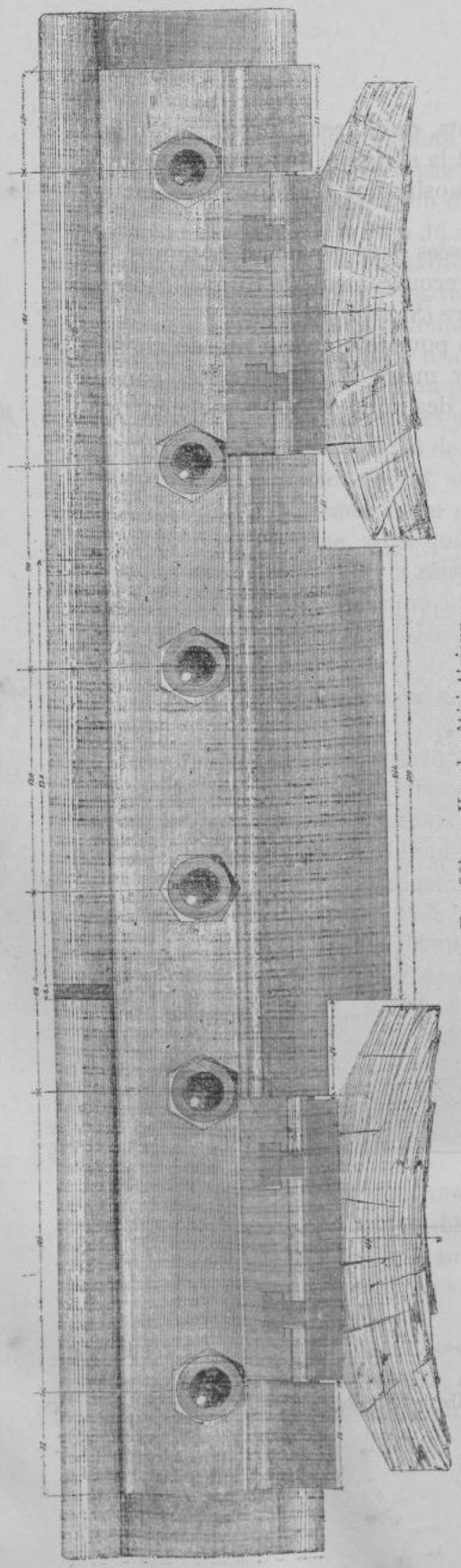


Fig. 30b. — Vue du côté intérieur.

Plan.

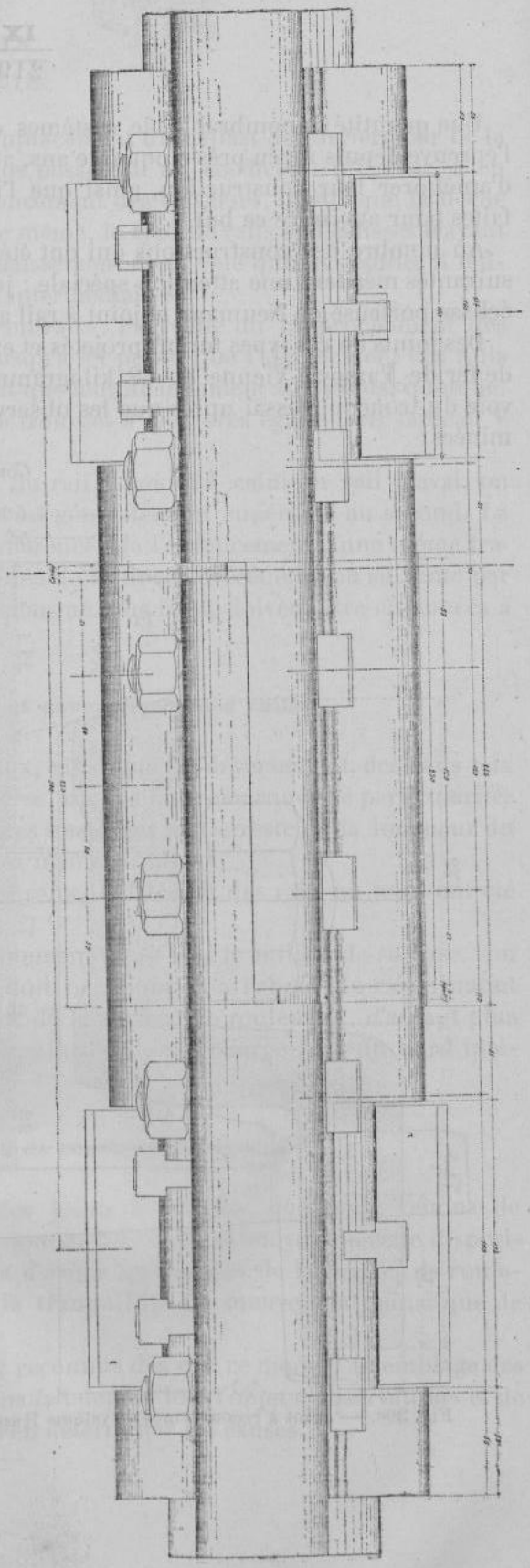


Fig. 30c. — Joint à recouvrement, système Rüppell. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

M 304

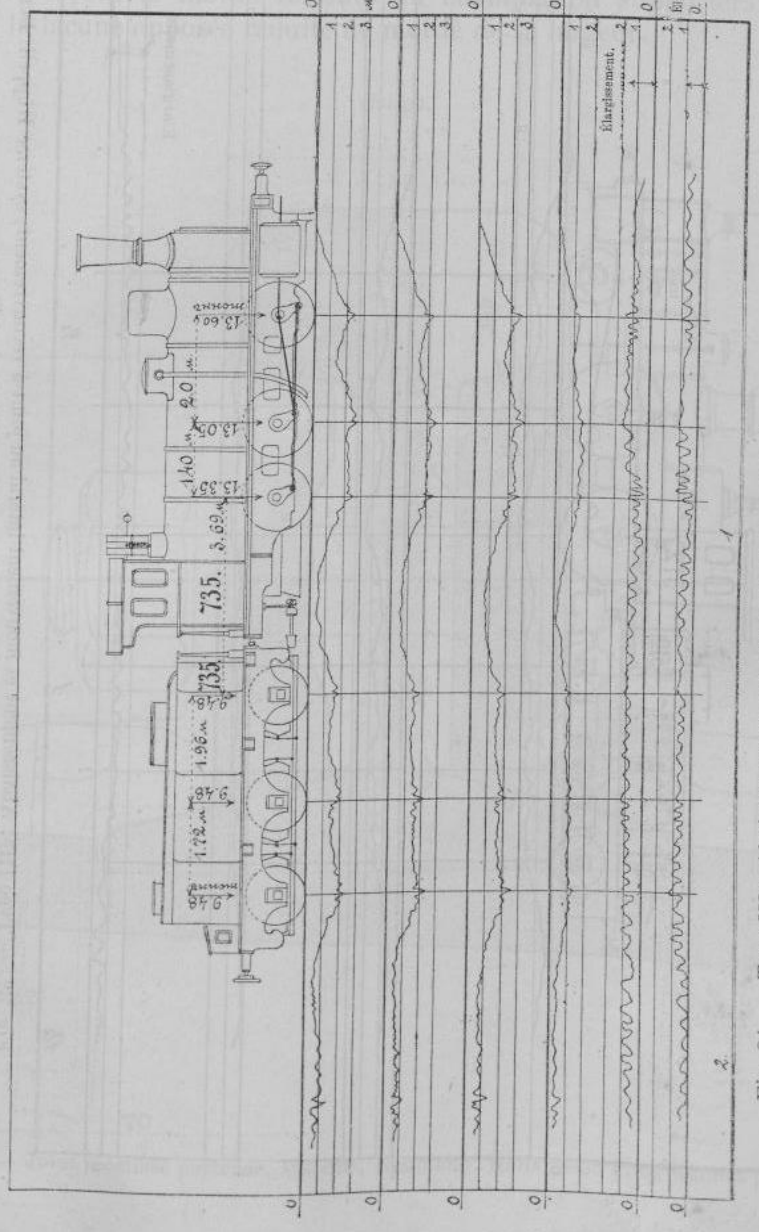


Fig. 31. — Type III^a. Abaissement et mouvement latéral au joint à recouvrement système Rüppell. Demi-joint extérieur. Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

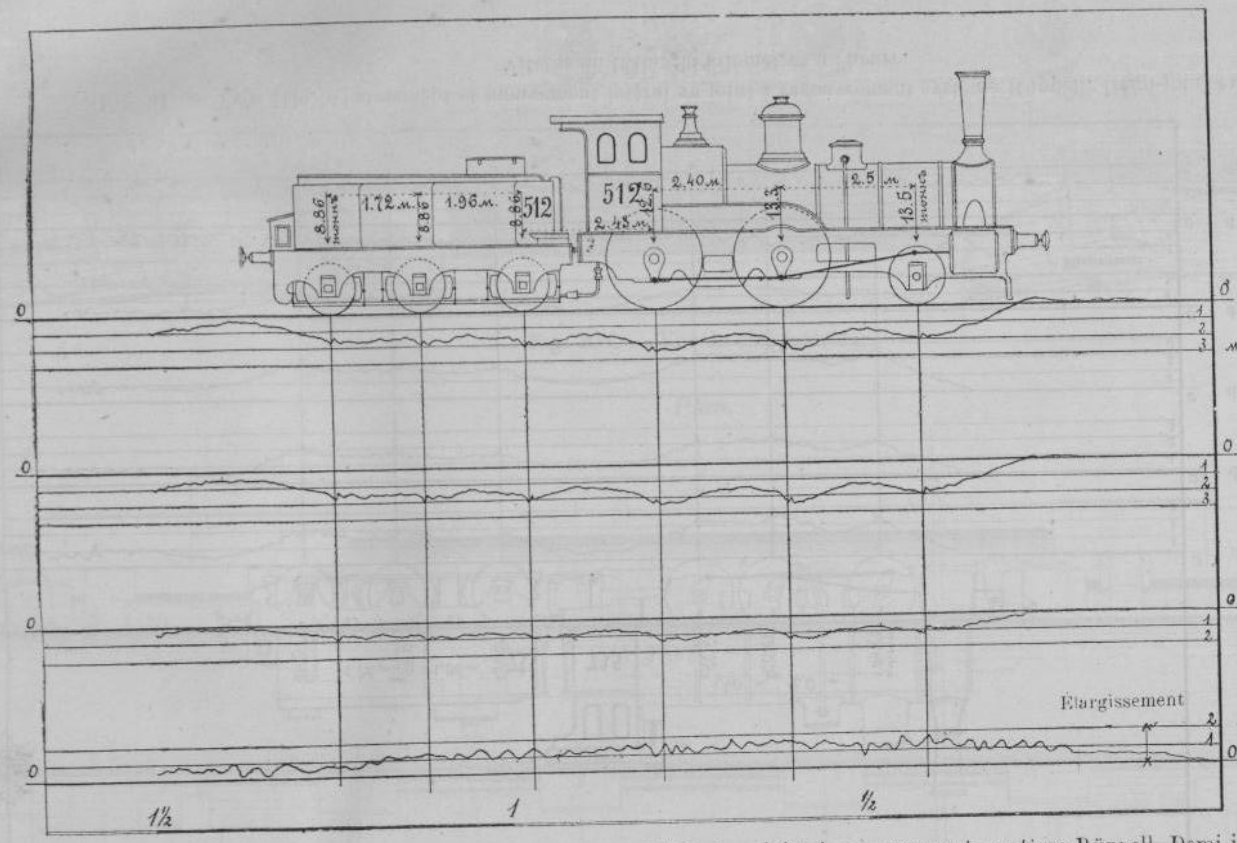


Fig. 32. — Type III[a]. Abaissement et mouvement latéral au joint à recouvrement, système Rüppell. Demi-joint intérieur.
Vitesse du train, 47 kilomètres à l'heure.

Joint à recouvrement, système Rüppell.

Ce type d'assemblage des rails (fig. 30), ainsi que le suivant, fait remarquer la tendance à diminuer l'effet d'une solution complète de la continuité de la surface de roulement, en remplaçant l'intervalle qui occupait toute la largeur du champignon du rail par deux intervalles qui n'en occupent que la moitié. On avait supposé que, de cette façon, la moitié restante du champignon supporterait la roue au passage de la lacune opposée réduite de moitié de sa largeur.

Coupe.

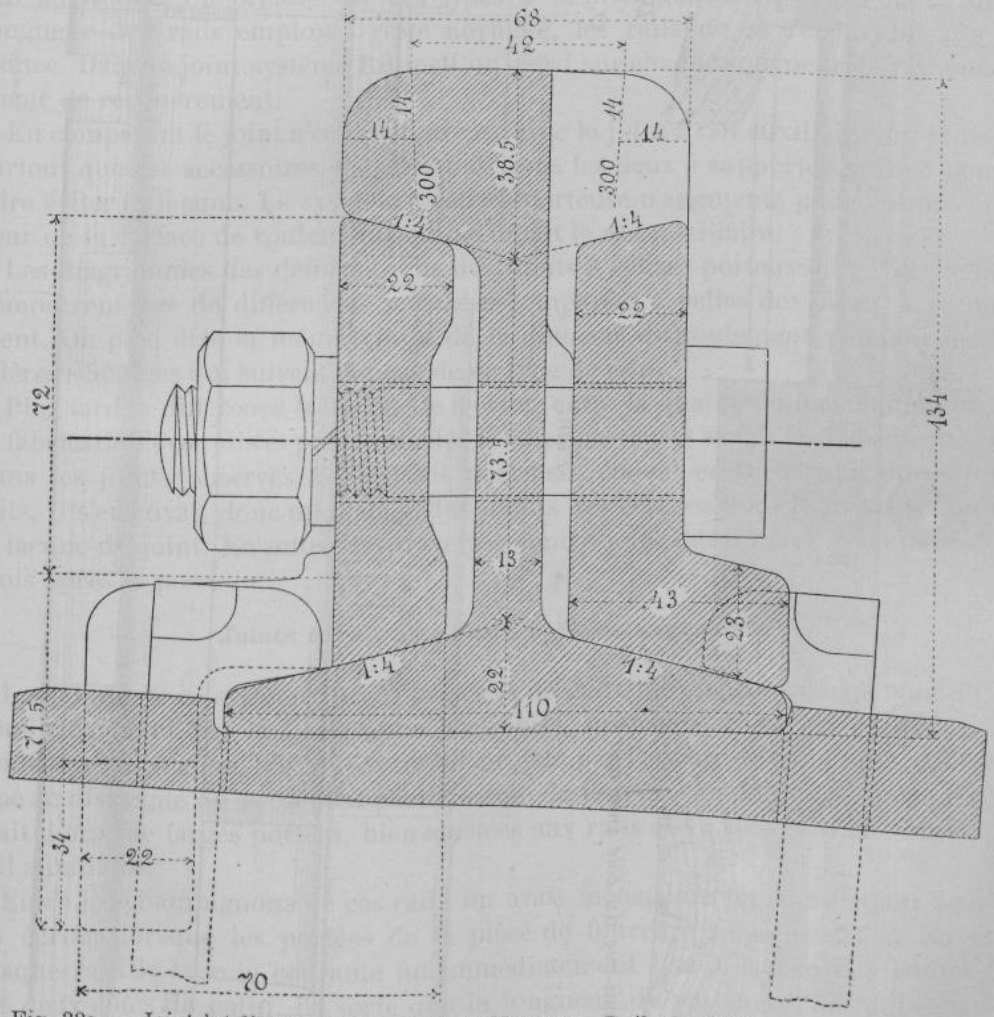
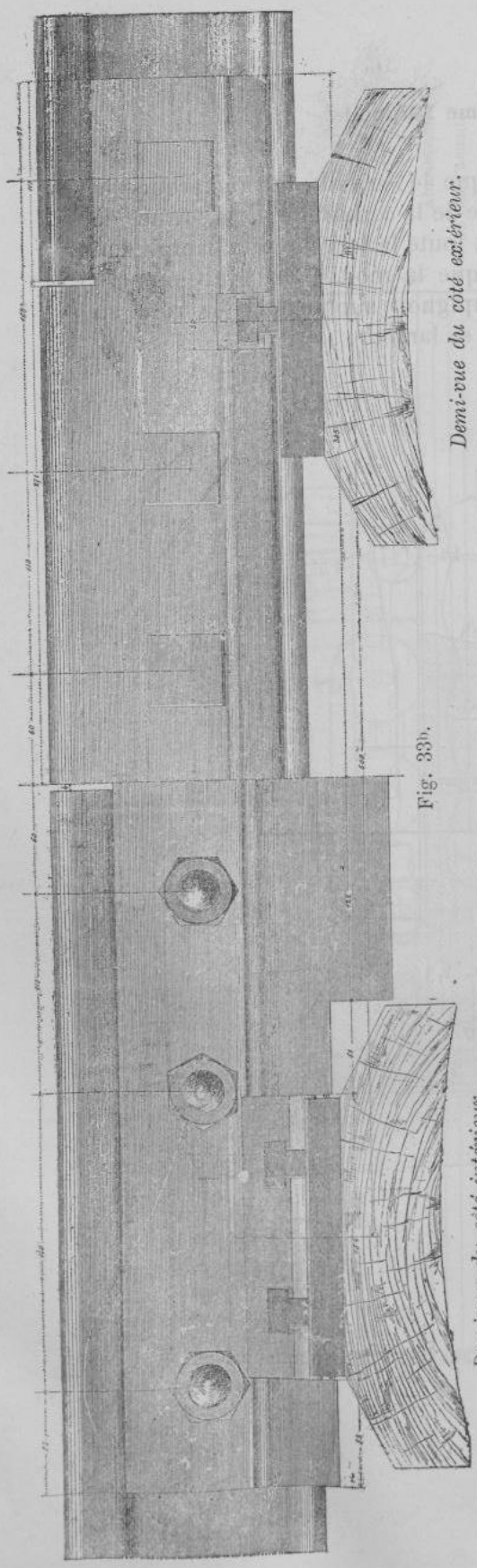


Fig. 33a. — Joint à éclisse porteuse, système, Neumann. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

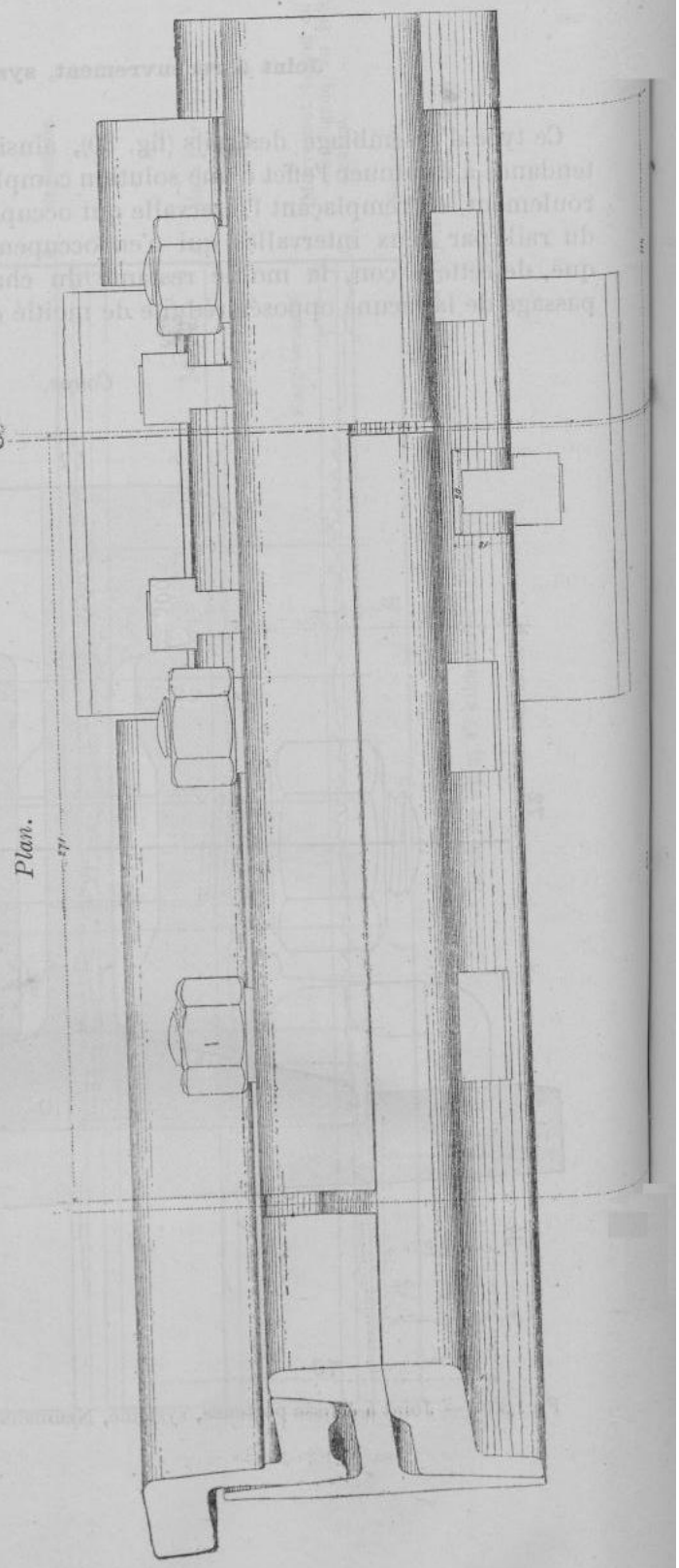
Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Demi-vue du côté extérieur.

Fig. 33b.

Demi-vue du côté intérieur.



Plan.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les diagrammes ci-joints (fig. 31 et 32) montrent cependant que le redan caractéristique au moment où la roue franchit la lacune du joint, quoique plus petit que pour le joint ordinaire, existe néanmoins.

Les mouvements considérables du champignon du rail dans la direction horizontale paraissent démontrer que la rigidité latérale du joint avait été diminuée.

Le passage de la roue au joint s'effectue néanmoins très doucement et, même en écoutant de très près, aucun choc ne se fait entendre. Les traverses contre-joint restent très stables.

Joint à éclisse porteuse, système Neumann.

Ce joint (fig. 33) constitue un passage entre le joint à recouvrement et le joint à rail auxiliaire. Du premier de ces types il se distingue entre autres parce que la longueur des rails employés reste normale, les rails ne se recouvrant pas l'un l'autre. Dans le joint système Rüppell on perd sur chaque longueur de rail une longueur de recouvrement.

En comparant le joint à éclisse porteuse avec le joint à rail auxiliaire, on remarque surtout que ces accessoires sont destinés tous les deux à supporter la roue pour lui faire éviter la lacune. Le système à éclisse porteuse n'augmente pourtant pas la largeur de la surface de roulement comme le fait le rail auxiliaire.

Les diagrammes des déformations des joints à éclisse porteuse (fig. 34 et 35) ne démontrent pas de différences sensibles comparées à celles des joints à recouvrement. On peut dire la même chose de la douceur du roulement pendant les premières semaines qui suivent la pose de ce type de joint.

Plus tard la différence très difficile à éviter entre la qualité du métal employé pour la fabrication des rails et pour celle des éclisses porteuses se fait fâcheusement sentir. Dans les joints observés les éclisses porteuses étaient en métal plus doux que les rails, il s'ensuivait donc un matage des abouts des éclisses dont le métal remplissait la lacune du joint. En outre, les traverses contre-joint ont dû être rebourrées deux mois après la pose.

Joints à rail auxiliaire (« Stossfangschiene »).

Les joints de ce système furent préparés de deux façons; le premier type (fig. 36) avait été fourni par la Compagnie berlinoise, propriétaire du brevet d'invention, tandis que le second (fig. 37) avait été projeté par l'auteur de cette note. Le second type se distingue du précédent par la forme de la pièce de fourrure, à laquelle on avait donné de larges portées, bien ajustées aux rails de la voie courante ainsi qu'au rail auxiliaire.

Entre les champignons de ces rails on avait ménagé un jeu permettant de serrer les écrous lorsque les portées de la pièce de fourrure seraient usées. En outre, chaque rail de la voie courante fut immédiatement fixé à la traverse contre-joint des deux côtés du patin, de sorte que la longueur du rail auxiliaire dut être diminuée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

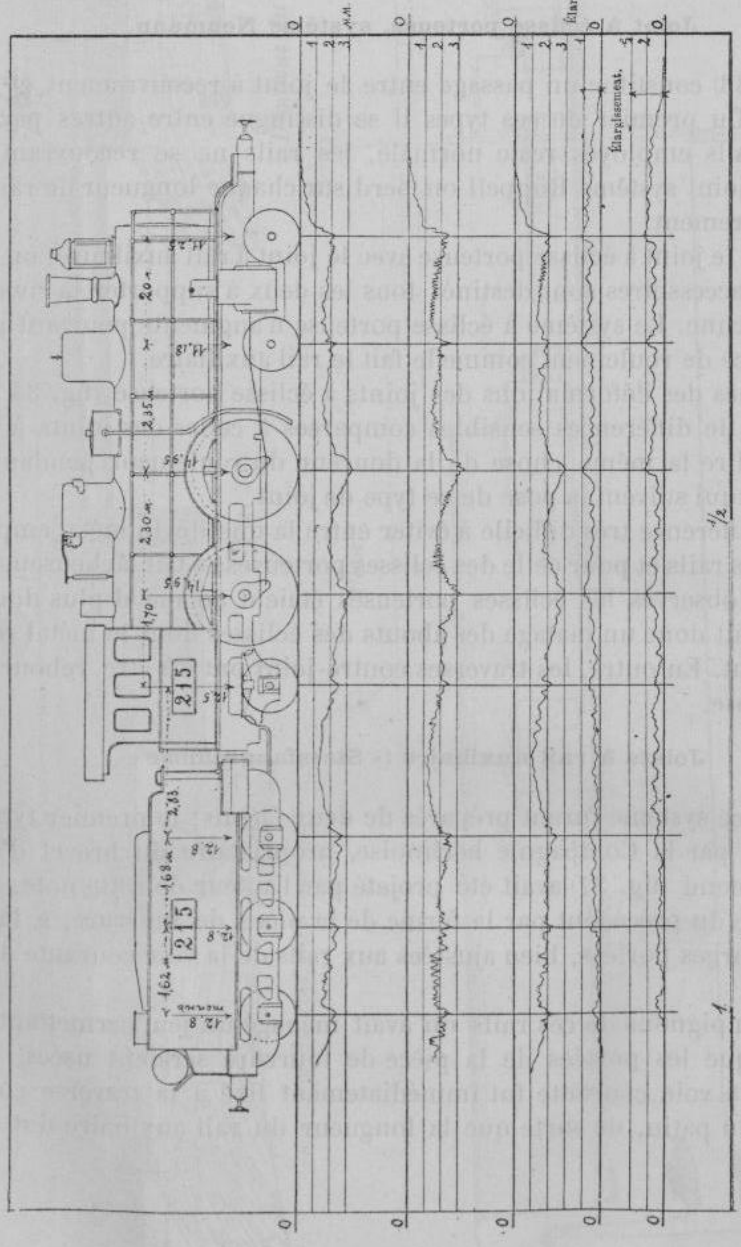


Fig. 34. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec éclisse porteuse, système Neumann. Milieu du joint.
Vitesse du train, 63 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

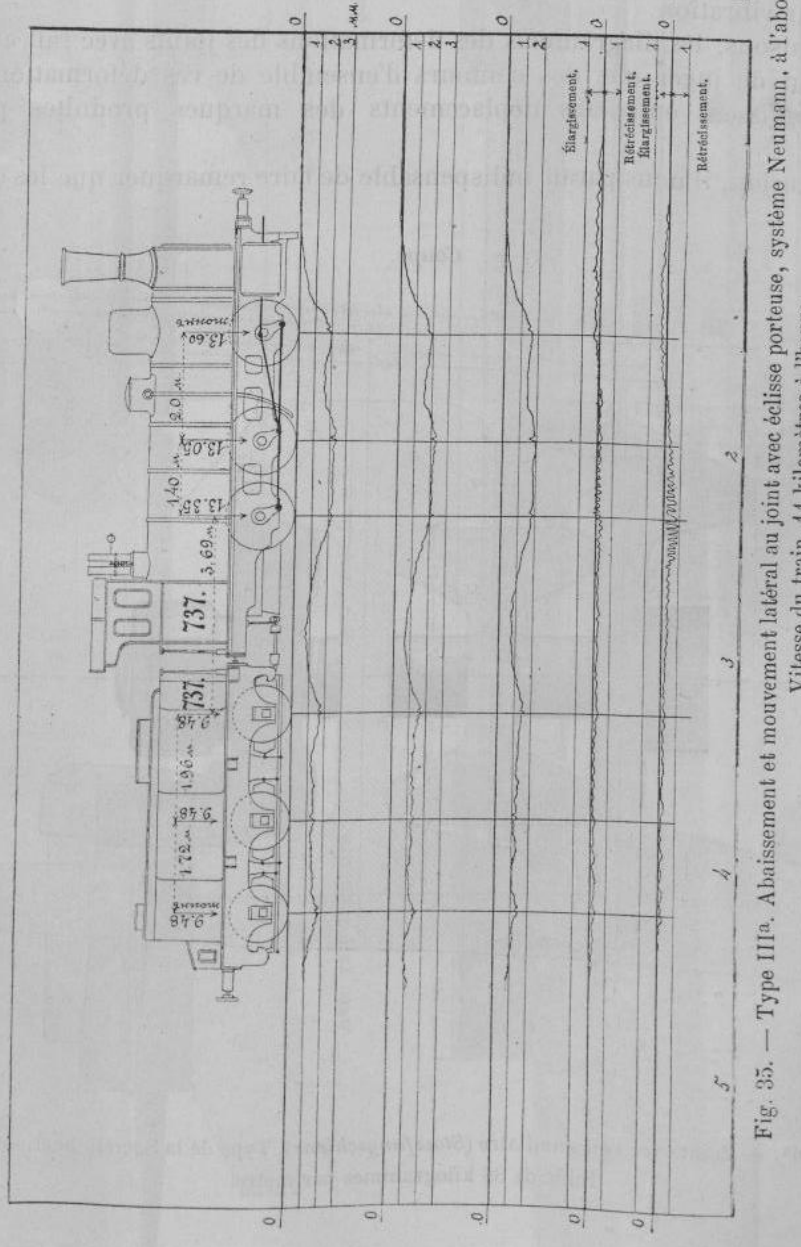


Fig. 35. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec éclisse porteuse, système Neumann, à l'abut de l'éclisse.
Vitesse du train, 14 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les diagrammes ci-joints (fig. 38 et 39) indiquent l'abaissement des rails de la voie et des rails auxiliaires des deux types, ainsi que leurs mouvements latéraux.

Les diagrammes qui se rapportent aux rails de la voie décèlent une vibration très forte des marques, qui a été causée par le mode de leur fixation au moyen de cornières passant par des trous pratiqués dans le rail auxiliaire et la pièce de fourrure. Ces cornières ont été fixées aux abouts des rails tout près du joint et avaient une longueur de 10 centimètres, ce qui fait que malgré leurs dimensions solides on n'a pu empêcher leur vibration.

Pour ces raisons, les diagrammes des déformations des joints avec rail auxiliaire ne permettent de juger que des contours d'ensemble de ces déformations; leurs détails disparaissent entre les déplacements des marques produites par leur vibration.

A cette occasion, il nous paraît indispensable de faire remarquer que les déforma-

Coupe.

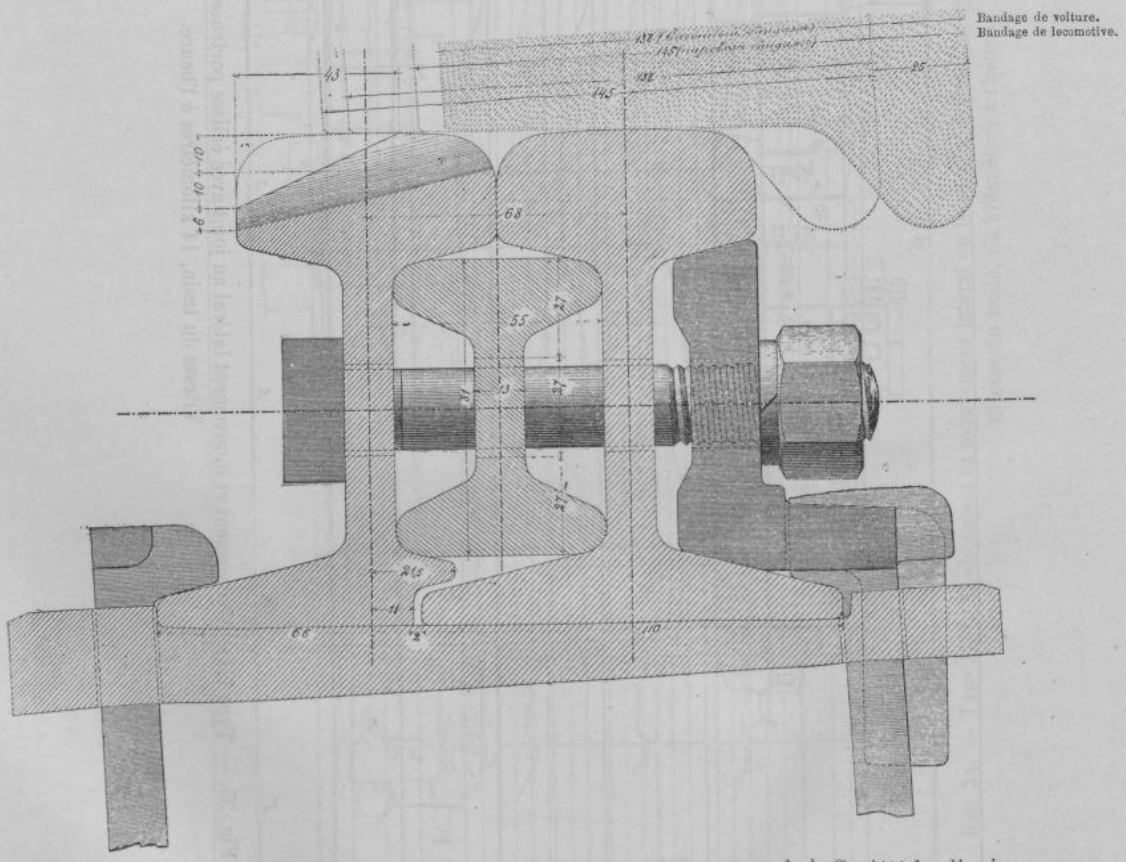


Fig. 36a. — Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type de la Société berlinoise. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 35

Fig. 36.

Joint avec rail auxiliaire. Type de la Société berlinoise. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tions élastiques, qui donnent des indications très précieuses sur le travail des parties constitutives de la voie dans les conditions où elles furent observées, ne peuvent évidemment servir de base unique pour apprécier toutes les qualités et les défauts d'une construction quelconque.

Les déformations permanentes se manifestant sous forme d'affaissement, d'usure, etc., des parties constitutives du joint, changent les conditions de son travail qu'il est indispensable d'étudier pour un joint neuf de même que pour un joint usé.

Pour le joint à éclisses ordinairement employé, la forme des déformations permanentes de ses parties nous est assez bien connue, grâce à l'emploi prolongé de ce type. De même, pour apprécier un nouveau type de joint, comme celui qui nous occupe à présent, l'observation des déformations permanentes doit nécessairement compléter les recherches, qui se rapportent à son travail à l'état normal.

Par suite de ces considérations et bien que les observations qui ont été décrites ci-dessus se rapportaient exclusivement aux déformations élastiques de la voie, nous nous permettons de donner quelques détails sur l'usure des joints avec rail auxiliaire pendant la courte période de leur service au chemin de fer de Varsovie-Vienne (environ trois mois).

Coupe.

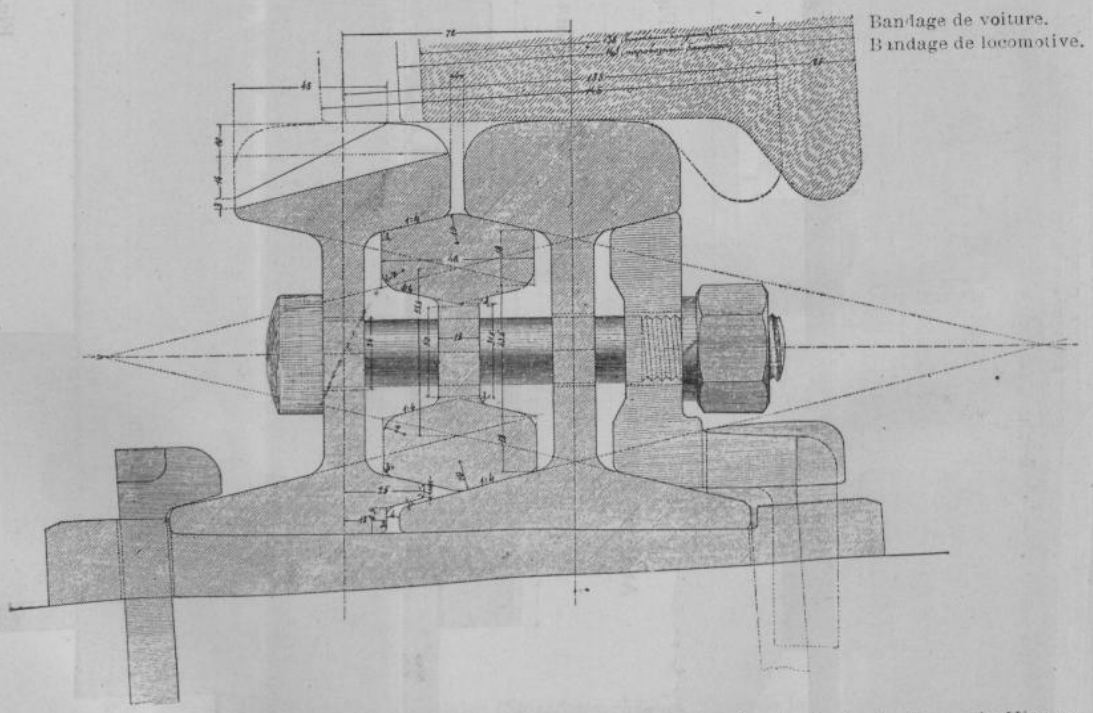


Fig. 37a. – Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Fig. 37b.

Vue du côté extérieur.

Avec rail auxiliaire.

Sans rail auxiliaire.

Plan.

Fig. 37c. — Joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*). Type du chemin de fer de Varsovie-Vienne. Rails de 38 kilogrammes par mètre.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

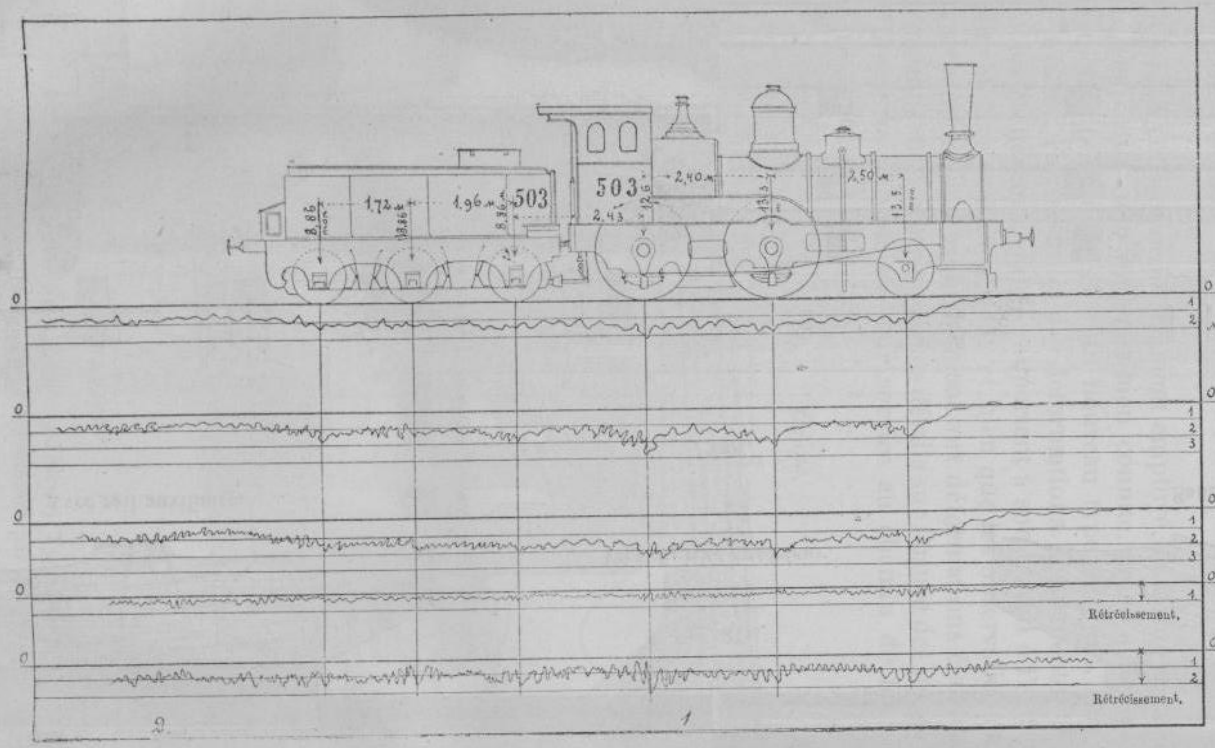


Fig. 38. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec rail auxiliaire du type de la Société berlinoise. Vitesse du train, 36 kilomètres à l'heure.

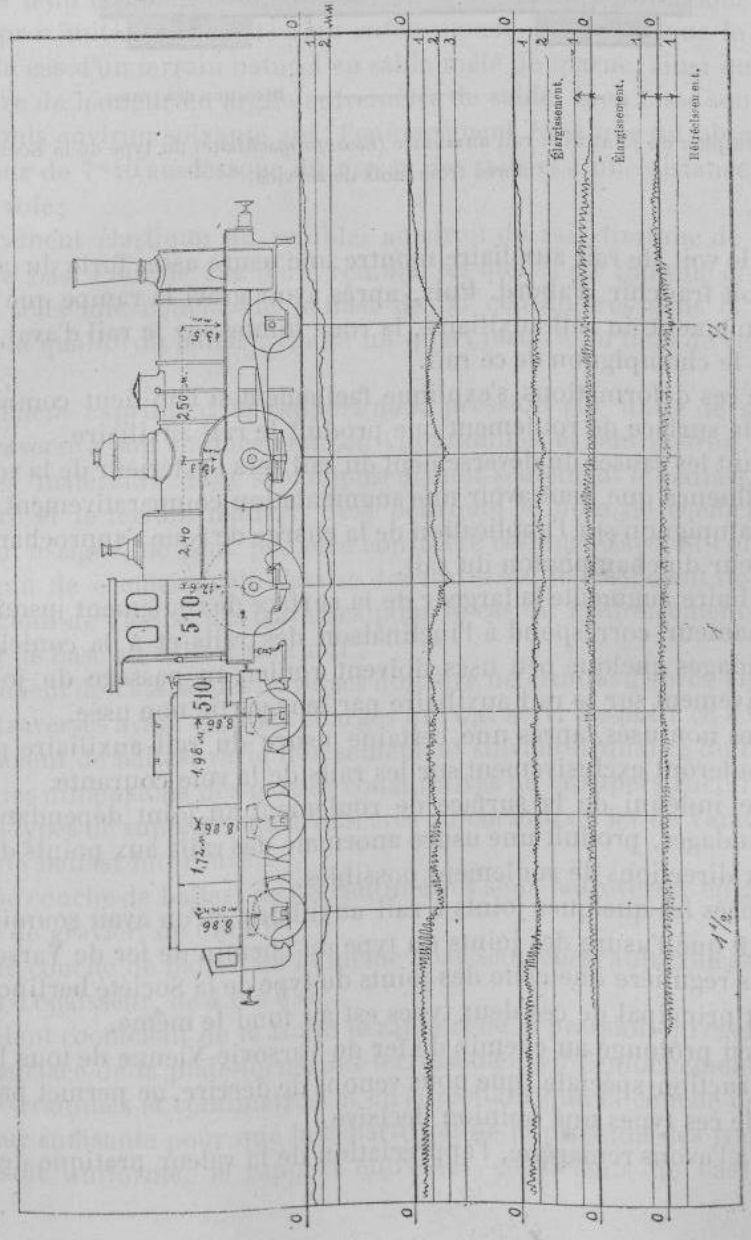


Fig. 39. — Type IIIa. Abaissement et mouvement latéral au joint avec rail auxiliaire du type du chemin de fer de Varsovie-Vienne.
Vitesse du train, 41 kilomètres à l'heure.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La figure 40 montre en plan l'extérieur que présentent actuellement la plupart de ces joints.

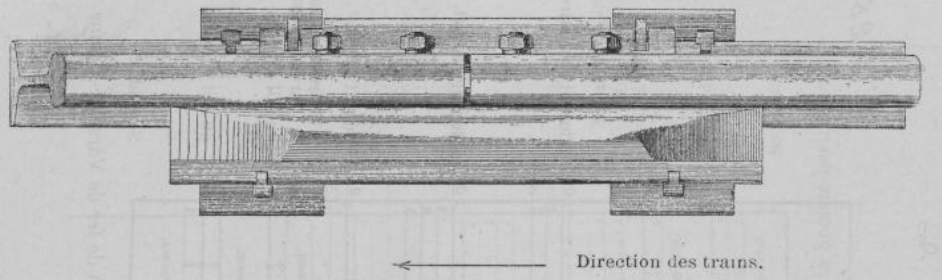


Fig. 40. — Vue en plan du joint avec rail auxiliaire (*Stossfangschiene*) du type de la Société berlinoise, après trois mois de service.

Comme on le voit, le rail auxiliaire montre une usure assez forte du côté d'amont que la roue doit franchir d'abord. Puis, après avoir gravi la rampe que présente la surface de roulement du rail auxiliaire, la roue tombe sur le rail d'aval, aplatissant en cet endroit le champignon de ce rail.

La cause de ces déformations s'explique facilement si l'on tient compte de l'élargissement de la surface de roulement que produit le rail auxiliaire.

En examinant les causes du déversement du rail vers l'extérieur de la voie, on avait remarqué l'influence que peut avoir une augmentation comparativement petite de la largeur du champignon sur l'application de la charge de roue s'approchant alors vers le bord extérieur du champignon du rail.

Le rail auxiliaire augmente la largeur de la surface de roulement jusqu'à un degré tel que si sa hauteur correspond à l'inclinaison des rails et à la conicité des bandages, les bandages quelque peu usés doivent rouler au passage du joint en s'appuyant exclusivement sur le rail auxiliaire par leur partie non usée.

Les bandages non usés, après une certaine usure du rail auxiliaire par les bandages usés, rouleront exclusivement sur les rails de la voie courante.

Ce caractère indéfini de la surface de roulement au joint dépendant du degré d'usure des bandages, produit une usure anormale des rails aux points de raccordement des deux directions de roulement possibles.

Jugeant d'après les quelques joints à rail auxiliaire qu'on avait soumis à l'observation, il paraît que l'usure des joints du type du chemin de fer de Varsovie-Vienne est un peu plus régulière que celle des joints du type de la Société berlinoise. Cependant, le défaut principal de ces deux types est au fond le même.

Le service peu prolongé au chemin de fer de Varsovie-Vienne de tous les types de joints de construction spéciale, que nous venons de décrire, ne permet pas d'émettre sur la valeur de ces types une opinion décisive.

Comme nous l'avons remarqué, l'appréciation de la valeur pratique des construc-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tions dépasse les limites des problèmes qu'on peut résoudre au moyen de l'observation des déformations élastiques.

Conclusions.

Les observations des déformations élastiques de la voie faites au chemin de fer de Varsovie-Vienne en 1897 et 1898 permettent d'établir les conclusions suivantes :

1° Le corps d'un remblai de chemin de fer et le terrain naturel sous le remblai, ainsi qu'à sa proximité, sont sujets à un enfoncement élastique sous le passage des trains. Pour le cas d'un terrain naturel en sable mêlé de marne, ainsi que d'un remblai d'un mètre de hauteur en argile entremêlée de sable, bien tassé sous la marche des trains depuis environ soixante ans, l'enfoncement élastique fut observé même à une profondeur de $7^{m}40$ au-dessous du niveau des rails et à une distance de 5 mètres de l'axe de la voie;

2° L'enfoncement élastique du remblai au droit du rail diminue de l'assiette du ballast vers le bas. Pour le cas d'un remblai tel qu'il a été indiqué ci-dessus, son enfoncement sous une couche de ballast de 53 centimètres sous la traverse fut trouvé, selon la qualité du ballast, égal à un quart jusqu'à un tiers de l'enfoncement des traverses ;

3° Le coefficient exprimant le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la traverse à son enfoncement (en kilogrammes et centimètres), dépend des propriétés des matériaux dont se composent non seulement le ballast, mais aussi l'infrastructure et le terrain naturel, c'est pourquoi le nom de coefficient de ballast qui lui fut assigné, ne peut pas être considéré comme exact. Si l'on donne à ce rapport le nom de coefficient de l'assise des traverses, le coefficient de ballast sera égal au coefficient de l'assise des traverses pour le cas où l'enfoncement de la plate-forme servant de base au ballast sera nul ;

4° Le coefficient de l'assise des traverses doit être déterminé d'après l'enfoncement de toutes les traverses ayant reçu les charges qui ont servi à établir ce coefficient ;

5° Le coefficient de ballast varie non seulement suivant la qualité du ballast, mais aussi suivant les dimensions des parties constitutives de la superstructure.

6° Pour les types de superstructure observés au chemin de fer de Varsovie-Vienne, le coefficient de ballast fut trouvé :

a) Pour une couche de ballast de 53 centimètres sous la traverse, en gros sable de carrière mêlé de gravier, de 6.9 à 9 ;

b) Pour une couche de ballast de la même épaisseur en granit concassé d'environ 4 centimètres d'épaisseur, de 4.6 à 6.5 ;

7° En appelant coefficient de la route le rapport de la pression qu'exerce le ballast par unité de surface de la plate-forme des terrassements à l'enfoncement de la plate-forme (en kilogrammes et centimètres) et en admettant que la couche de ballast soit d'une épaisseur suffisante pour que la répartition de la pression des traverses sur la plate-forme soit uniforme, le rapport entre les coefficients de l'assise des tra-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

verses C, de ballast K et de la route N peut être approximativement exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN},$$

$n = \frac{a}{b}$ étant le rapport entre l'écartement des traverses d'axe en axe et la largeur de la surface inférieure de la traverse. Le coefficient de la route ainsi déterminé fut trouvé pour le cas indiqué sous 1° N = 5;

8° L'enfoncement relatif des traverses au milieu, au droit du rail et à l'about, pour le cas d'un bourrage uniforme sur toute la longueur de la traverse, fut trouvé en moyenne :

a) Pour traverses de 2^m44 de longueur et pour rails lourds (type II)

69 : 100 : 124;

b) Pour traverses de 2^m70 de longueur et pour rails lourds (types III et IV[a])

74 : 100 : 66;

c) Pour traverses de 2^m70 de longueur et pour rails légers (type V)

91 : 100 : 78.

9° L'enfoncement des traverses varie d'une manière à peu près symétrique du milieu vers les deux abouts du rail, en raison du coefficient de l'assise des traverses, de leur répartition et du type de rails. Avec des joints en porte-à-faux et un écartement des traverses contre-joint de 50 centimètres et des traverses intermédiaires de 75 à 85 centimètres d'axe en axe, l'enfoncement des traverses intermédiaires est généralement supérieur à celui des traverses contre-joint;

10° Des causes accidentelles, par exemple un bourrage inégal des traverses et des sinuosités insensibles des rails dans le plan vertical, peuvent, même dans une voie soigneusement entretenue, modifier l'enfoncement des traverses isolées de 50 p. c.;

11° L'observation de l'enfoncement des traverses par tonne de charge de roue de locomotive n'a pas décélé l'influence de la vitesse des trains sur la grandeur de cet enfoncement pour des vitesses allant jusqu'à 60 kilomètres par heure;

12° Pour un écartement des essieux de locomotives de deux à trois fois l'écartement des traverses intermédiaires, la charge du rail maximum est de 0.39 à 0.44 de la charge de roue;

13° L'abaissement des rails au droit des traverses est, en général, supérieur à l'enfoncement des traverses. La grandeur de cette différence, qui provient principalement du jeu entre les surfaces juxtaposées du rail, de la plaque d'appui et de la traverse ainsi que de la compression et de l'écrasement de la traverse, varie suivant le type de superstructure. Pour des traverses neuves, auxquelles on avait fraîchement fixé les rails, la différence entre l'abaissement des rails et l'enfoncement des traverses est moindre pour une voie posée sans plaques d'appui;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

14° L'abaissement maximum du rail entre les traverses n'est que peu supérieur à son abaissement au droit des traverses. La différence absolue n'a pas dépassé en moyenne 0.3 millimètre;

15° Quoique la charge dynamique des roues de locomotive ne produise pas un enfoncement des traverses plus considérable que la charge en repos, elle augmente cependant d'environ 50 p. c. la flèche de flexion des rails entre les traverses;

16° Dans les locomotives à trois essieux des types en usage au chemin de fer de Varsovie-Vienne, le premier essieu est déchargé, en moyenne, de 6 p. c., tandis que les deux autres essieux sont surchargés, l'essieu du milieu de 4 p. c. et celui d'arrière de 2 p. c.;

17° Sur voie en ligne droite, soigneusement entretenue, la surcharge accidentelle maximum des roues isolées ne dépasse pas 35 p. c. et la décharge 37 p. c.;

18° L'action dynamique de la charge des roues de tender augmente l'enfoncement des traverses d'environ 50 p. c. et la flèche de flexion des rails entre les traverses d'environ 100 p. c. des valeurs obtenues sous l'action de la charge en repos;

19° Il résulte des conclusions 15 et 18 que, pour que l'effet dynamique des roues du tender ne soit pas plus grand que celui des roues de la locomotive, il est indispensable que la charge de roue du tender en état de service ne dépasse pas deux tiers de la charge maximum de roue de la locomotive;

20° Le déversement du rail dans une voie en ligne droite peut avoir lieu également vers l'intérieur et vers l'extérieur de la voie. Le maximum de l'angle de rotation du rail a atteint, d'après les observations, 46′;

21° Le glissement du rail sur les appuis perpendiculairement à l'axe de la voie a atteint, d'après les observations, 1.7 millimètre vers l'extérieur de la voie et 0.5 millimètre vers l'intérieur;

22° Le déplacement latéral du champignon du rail dans une voie en ligne droite provient d'un déversement du rail et d'un glissement sur les appuis. Ces deux mouvements peuvent avoir lieu simultanément dans des directions opposées, c'est-à-dire qu'un glissement du rail vers l'extérieur de la voie peut avoir lieu en même temps qu'un déversement vers l'intérieur et *vice versa;*

23° Dans une voie soigneusement entretenue, en ligne droite, les déplacements latéraux du champignon du rail vers l'extérieur ainsi que vers l'intérieur de la voie, provenant du déversement du rail, ainsi que de son glissement sur les appuis, ne dépassent pas 1.75 millimètre;

24° Dans tous les types de joints à éclisses qui furent observés, notamment dans les joints en porte-à-faux avec éclisses cornières et éclisses en Z à quatre et à six boulons, dans les joints sur deux traverses, les joints à recouvrement et les joints à éclisse porteuse, les éclisses ne sont capables que de limiter jusqu'à un certain degré les déformations indépendantes des abouts des rails sans pouvoir les empêcher. Le degré de l'efficacité des éclisses sous ce rapport dépend de la construction du joint et de l'ajustement des éclisses aux rails;

25° Si dans une voie non chargée, les abouts des rails au joint se sont trouvés au

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même niveau, les roues des véhicules, en passant sur un joint à éclisses, de même que sur un joint sans éclisses, rencontrent l'about du rail d'aval à un plus haut niveau que celui du rail d'amont, de sorte que ces roues doivent pour ainsi dire faire un saut pour escalader ce gradin;

26° Le rapport entre l'abaissement des rails aux joints et leur abaissement au droit des traverses varie non seulement en raison de l'écartement des traverses contre-joints et des traverses intermédiaires, mais aussi du coefficient de l'assise des traverses, de leurs dimensions et du type des rails.

Varsovie, le 14 janvier 1899.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SECTION

Séance du 26 septembre 1900, à 9 heures et demie.

—

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr le Président. — La parole est à Mr Bauchal, rapporteur.

Mr Bauchal, *rapporteur pour tous les pays, sauf les États-Unis.* — Messieurs, il nous paraît logique de commencer notre examen par les qualités et les défauts du ballast, en séparant les unes des autres. C'est, du reste, la méthode suivie ordinairement pour les autres matériaux, par exemple, pour les bois.

Nous nous mettons ainsi à même d'aborder utilement la détermination des éléments du profil en travers; nous continuons par la description des divers ballasts et de leur mode de production, ainsi que par les règles à suivre dans le choix des matériaux. Nous terminons par les questions de transport et d'emploi.

Les points qui paraissent le mieux mériter de fixer l'attention sont les suivants :

L'élasticité est une des qualités essentielles du ballast. Son importance, au point de vue du matériel roulant, a été reconnue dès l'origine des chemins de fer. Elle a été vérifiée d'une manière incontestable par de nombreuses expériences entreprises dans divers pays de l'Europe continentale.

Mais son rôle, au point de vue du travail des éléments de la voie, n'a été étudié scientifiquement que depuis vingt-cinq ans environ.

La voie proprement dite, dans les grandes lignes surtout, eu égard aux conditions actuelles de vitesse et d'intensité de la circulation, doit reposer sur un support d'une élasticité déterminée et sensiblement uniforme, c'est-à-dire égale, par exemple, à un quart près, à l'élasticité moyenne recherchée. Or, comme, sauf quelques différences dans le nombre des traverses ou des attaches, le matériel roulant reste le même en tous points, tandis que la consistance de la plate-forme présente une grande variabilité, c'est le ballast qui constitue le véritable régulateur de l'élasticité de la voie et qui l'amène et la maintient au taux convenable.

La détermination de la grandeur de l'élasticité a conduit à formuler une loi importante dont l'exactitude est tout au moins suffisante pour la pratique. C'est que, en chaque point, la compression est proportionnelle à la pression subie. Cette loi a été, il est vrai, appliquée au support complet formé par la plate-forme et le ballast;

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mais, comme elle est vraie dans le cas où la plate-forme est incompressible, elle l'est aussi dans son application au ballast considéré isolément. Elle est devenue la base des importantes recherches sur le travail des éléments de la voie qui ont été poursuivies en Autriche et en Allemagne, et auxquelles sont attachés, entre autres, les noms de Mrs Winkler, Ast et Zimmermann.

Une autre loi a été formulée, c'est que la compression du support, et, par conséquent, celle du ballast posé sur plate-forme incompressible, était indépendante de sa hauteur. Mais, même en ne considérant que les hauteurs usuelles de ballast, de 10 à 40 centimètres, nous ne pensons pas que cette loi soit vraie.

D'abord, elle n'a pas été établie par des expériences suffisamment précises ou nombreuses. Ensuite, elle est en contradiction avec les lois admises et démontrées pour les matériaux homogènes, tels que le bois ou le fer, ainsi qu'avec les constatations très précises de Mr Wasiutyński, et, comme nous l'expliquerons, elle paraît tout à fait improbable. Nous proposons donc d'admettre, non comme une vérité démontrée, mais à titre provisoire, que la compression est proportionnelle à la hauteur de la couche pressée, lorsque la section horizontale de celle-ci reste constante.

Or, dans la voie, le ballast étant réglé latéralement suivant ses talus naturels, la pression par centimètre carré diminue vers la base à mesure que la hauteur de la couche augmente. Ainsi, lorsque la hauteur croît, d'une part, la compression croît moins vite, et, de l'autre, la pression par centimètre carré sur la plate-forme diminue. On conçoit donc que, dans certaines circonstances, il puisse y avoir compensation entre les deux effets et que la compression totale du support varie peu avec la hauteur du ballast. C'est, pour nous, l'explication de la contradiction apparente entre la proposition que nous venons de formuler et la loi admise jusqu'ici.

Quant à la plate-forme, chacune des couches qui la composent, dans l'épaisseur maximum de 3 mètres à considérer pratiquement, subit une compression proportionnelle à un coefficient dépendant de sa nature, à la pression superficielle en kilogrammes par centimètre carré et à une fonction de l'épaisseur telle que celle proposée dans notre rapport. On pourrait donc, à l'aide d'un tableau de la compressibilité des plates-formes le plus souvent rencontrées, déterminer la hauteur de ballast la plus convenable, eu égard à l'élasticité. On serait, d'ailleurs, conduit parfois à la modifier, par exemple, au point de vue de l'action de la gelée.

La résistance du ballast, soit par masse, soit par frottement, au déplacement latéral de la voie est aussi une de ses propriétés les plus importantes. Les expériences que nous relatons, bien qu'elles aient besoin d'être reprises, suffisent à prouver que l'élargissement des banquettes ou l'addition d'une couche de ballast sur les traverses l'accroît très notablement.

Cependant, nous proposons d'adopter pour les lignes de tracé facile le profil dit anglais, c'est-à-dire de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités. En effet, l'expérience montre que de telles lignes se comportent bien, dans ces conditions, aux vitesses actuelles, avec le maté-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

riel fixe et le matériel roulant en usage. Mais, lorsque le tracé est défavorable, le renforcement du profil permet d'accroître très efficacement la stabilité de la voie. Enfin, en certains points particuliers, on peut réaliser un nouveau surcroît de stabilité par l'emploi de divers procédés que nous énumérons.

La résistance du ballast au déplacement longitudinal de la voie est encore peu étudiée.

La question de son action chimique sur le matériel fixe ou le matériel roulant n'est pas élucidée; nous avons dû nous contenter d'énumérer les renseignements que nous avons recueillis.

Celle du désherbage est controversée. A notre avis, dans les pays où la végétation est active, comme il est très coûteux de tenir la voie complètement purgée d'herbes, il convient de faucher seulement les herbes une ou deux fois par an et de ne les arracher que lorsqu'on travaille la voie; lorsque l'entretien a lieu par revisions périodiques, l'arrachage des herbes accompagne naturellement la revision.

Le taux de l'usure annuelle du ballast varie dans de très grandes proportions, par exemple, de 2 à 10 p. c. Si l'on admet celui de 5 p. c. comme moyenne, on reconnaît que le renouvellement régulier du ballast comporte une dépense annuelle de même ordre que celui des traverses et des rails et que, par conséquent, l'article ballast doit figurer au même rang dans les budgets.

La détermination du meilleur profil en travers doit être un des principaux résultats d'une étude sur le ballast. Notre conclusion très ferme est qu'il ne peut pas exister de profil-type unique, ni même un nombre restreint de profils-types. La connaissance des propriétés du ballast permet seulement de déterminer rationnellement le profil approprié à chaque situation. Le profil doit varier avec les contrées, avec les réseaux, avec les lignes et même, sur chaque ligne, avec les circonstances locales. On mettra ou non une large banquette de ballast le long du grand rayon des courbes, suivant le rayon et la vitesse. On recouvrira ou non les traverses de ballast, pour les préserver des intempéries, suivant leur nature ou le climat. La hauteur totale variera avec l'intensité des gelées; la surface sera réglée horizontalement ou avec de fortes pentes, suivant qu'on emploiera de la pierre cassée ou un ballast fin et peu perméable; on établira ou non une fondation, suivant la consistance de la plate-forme.

Quelques règles générales peuvent cependant être formulées utilement. Ainsi, dans une ligne de tracé facile, sur plate-forme rocheuse, on mettra 25 à 30 centimètres de ballast sous les traverses, suivant la vitesse. Si le climat est tempéré et si les traverses sont en chêne, il sera inutile de les recouvrir; latéralement, il suffira d'en garnir les abouts.

Lorsqu'on recouvrira les traverses d'une couche de ballast de quelques centimètres pour les préserver, on aura soin, dans la voie Vignoles, de laisser tout le patin du rail bien découvert, afin de faciliter la visite des attaches. Lorsque le ballast sera du sable fin, on le recouvrira, autant que possible, d'une couche de pierres cassées ou de galets, ou au besoin de petits briquetons fabriqués pour cet usage. La pierre

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

cassée pure sera arasée horizontalement. Le ballast fin et peu perméable sera réglé suivant d'assez fortes pentes transversales, sans qu'il y ait lieu d'hésiter à dégarnir pour cela les bouts supérieurs des traverses. De très nombreux exemples, notamment en Amérique, justifient cette pratique.

La plate-forme sera toujours disposée pour bien assurer l'écoulement des eaux, les pentes transversales variant avec la perméabilité du ballast et l'abondance des eaux.

Le plus souvent, on n'a pas le choix entre divers ballasts, surtout pour les lignes neuves; mais il arrive aussi fréquemment que l'on peut choisir entre des matériaux de qualité inégale et de prix différent.

Le ballast en pierre cassée dure, non gélif, sera considéré comme le meilleur de tous pour les grandes lignes. Son emploi est coûteux, mais le bourrage y est le plus solide. Sur des lignes secondaires bien tracées, les matériaux fins seront, au contraire, avantageux, parce qu'ils sont d'un emploi plus commode. Les scories forment aussi un excellent ballast. Les escarbilles seront réservées, autant que possible, pour les voies de garage ou les embranchements industriels. Le gravier extrait à sec ou dans l'eau des carrières ou des rivières sera employé tout venant ou bien criblé partiellement ou intégralement, suivant les circonstances.

Pour l'extraction, le chargement et le répandage du ballast, on dispose aujourd'hui de procédés mécaniques puissants. On trouve, notamment en France, de belles installations pour l'extraction, le criblage et le lavage du gravier. D'une manière générale, ces procédés seront d'autant plus recherchés que la main-d'œuvre sera plus rare ou plus coûteuse. C'est surtout en Amérique qu'on rencontre des exemples intéressants d'exécution mécanique de travaux ordinairement manuels.

Le travail de Mr Feldpauche ne comporte qu'une seule conclusion. Elle figure dans la dernière phrase de son exposé et est ainsi conçue :

« En raison de toutes ces considérations, il est à espérer que les expériences dont il est question plus haut, complétées par des recherches analogues, feront connaître la grosseur de pierre qui convient le mieux pour le ballast. »

Quant à la note de Mr Wasiutyński, on y trouve d'abord les conclusions qui sont consignées à la page 235 (1) du document 34 et qui sont déduites spécialement des expériences faites par l'auteur sur les déformations élastiques de la voie au chemin de fer Varsovie-Vienne, en 1897 et 1898, et qui s'étendent bien au delà de la question du ballast.

Il y a ensuite les conclusions que Mr Wasiutyński a spécialement formulées pour la discussion de la question du ballast et qui figurent à la page 146 (2).

Les voici :

« 1. — Le coefficient exprimant le rapport de la pression par unité de surface inférieure de la

---

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, nº 6, juin 1900, 1er fasc., p. 2755.
(2) — — — — — — p. 2666.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

traverse à son enfoncement (en kilogrammes et centimètres) dépend non seulement de la compressibilité du ballast, mais aussi de celle de l'infrastructure et du terrain naturel; c'est pourquoi le nom de coefficient de ballast qui lui a été donné ne peut pas être considéré comme exact. Si l'on donne à cette grandeur le nom de coefficient de l'assise des traverses, le coefficient de ballast sera égal au coefficient de l'assise des traverses pour le cas où l'enfoncement de la plate-forme servant de base au ballast est nul.

« 2. — La résistance élastique de l'assise des traverses variant sensiblement d'une traverse à l'autre, même dans une voie soigneusement entretenue, par suite de causes accidentelles, le coefficient de l'assise des traverses doit être déterminé d'après l'enfoncement de toutes les traverses qui, dans la position considérée des charges, en ont subi l'effet.

« 3. — En appelant coefficient de la route le rapport de la pression qu'exerce le ballast par unité de surface de la plate-forme des terrassements à l'enfoncement de la plate-forme (en kilogrammes et centimètres) et admettant que la couche de ballast soit d'une épaisseur suffisante pour que la répartition de la pression des traverses sur la plate-forme soit uniforme, le rapport entre les coefficients de l'assise des traverses C, de ballast K et de la route N peut être approximativement exprimé par l'équation :

$$\frac{1}{C} = \frac{1}{K} + \frac{1}{nN};$$

$n = \frac{a}{b}$ étant le rapport entre l'écartement des traverses d'axe en axe a et la largeur de la surface inférieure de la traverse b.

« 4. — Le coefficient de ballast variant dans des limites assez étroites et souvent en raison inverse des qualités essentielles d'un bon ballast, il serait difficile d'augmenter la rigidité de la voie en améliorant la qualité du ballast. Dans ce but, on doit plutôt augmenter l'épaisseur de la couche de ballast pour atteindre une répartition égale de la pression du ballast sur la plate-forme, ainsi que renforcer les autres parties constitutives de la voie.

« 5. — Le coefficient de ballast varie non seulement selon la qualité du ballast, mais aussi selon le type et la répartition des traverses ainsi que selon le type des rails. L'emploi des types plus forts de traverses et de rails augmente la rigidité de la voie directement et indirectement, en augmentant dans ce dernier cas la valeur du coefficient de ballast. »

Ces conclusions soulèvent, à mon avis, une observation : c'est qu'elles tendent à fusionner la question du ballast et celle de l'action exercée à la surface supérieure du ballast d'une voie déterminée par un train déterminé; or, celle-ci est indépendante de celle-là; les confondre, c'est compliquer la question du ballast.

Quant aux conclusions qui résultent de mon enquête, vous les trouverez aux pages 59 et suivantes de mon rapport (1). Si vous me le permettez, je vais en donner lecture. (*Adhésion.*)

Mr le Président. — Je prie les membres qui auraient des observations à faire, de les présenter au fur et à mesure de la lecture.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Voici la première conclusion :

« 1° La voie proprement dite, dans les grandes lignes surtout, eu égard aux condi-

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, nº 6, juin 1900, 1er fasc., p. 2579.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

tions actuelles de vitesse et d'intensité de la circulation, doit reposer sur un support d'une élasticité déterminée et sensiblement uniforme, c'est-à-dire égale, par exemple, à un quart près, à l'élasticité moyenne recherchée. Or, comme, sauf quelques différences dans le nombre des traverses ou des attaches, le matériel reste le même en tous points, tandis que la consistance de la plate-forme présente une grande variabilité, c'est le ballast qui constitue le véritable régulateur de l'élasticité de la voie et qui l'amène et la maintient au taux convenable. »

Mr Siegler, Ch. de f. de l'Est français. — Je ne suis pas d'avis de soumettre cette rédaction à l'assemblée plénière, parce que je ne vois pas bien la conséquence pratique qu'on peut en déduire.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — En faisant varier les épaisseurs de ballast, on obtient une certaine uniformité dans l'élasticité de la plate-forme. La compressibilité de celle-ci peut être modérée par les hauteurs de ballast.

Mr Siegler. — Cette conclusion tend, en réalité, à faire varier continuellement l'épaisseur du ballast. Or, nous avons des profils arrêtés par l'administration pour chaque ligne et pour toute leur longueur, et nous ne pouvons descendre en dessous d'une limite déterminée.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je crois que dans une tranchée argileuse, il faut plus de ballast que dans une tranchée dure.

Mr Siegler. — Théoriquement, la couche de ballast dans une tranchée argileuse doit avoir une plus grande épaisseur ; mais, dans la pratique, si vous vous servez de pierres cassées, vous n'avez aucun intérêt à en augmenter l'épaisseur et il vaut mieux l'asseoir sur une couche de sable. Je suis d'avis que la meilleure règle en cette matière, c'est l'uniformité, avec deux ou tout au plus trois profils-types de ballast.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Mr Siegler semble n'envisager que les lignes en exploitation. Or, je me suis placé surtout au point de vue des lignes nouvelles à construire, et pour celles-là, j'estime que l'ingénieur doit, pour assurer à la voie une élasticité uniforme, faire varier la couche de ballast suivant la consistance de la plate-forme.

Mr Müntz, Ch. de f. de l'Est français. — On semble perdre de vue que le ballast se compose de deux parties bien distinctes qui jouent chacune un rôle différent. Il y a d'abord la couche de 15 à 20 centimètres d'épaisseur et sur laquelle reposent les traverses; c'est cette couche qui est tout particulièrement travaillée par le bourrage — c'est le vrai ballast. Il importe donc de choisir pour le constituer des matériaux aussi solides et aussi durs que possible.

Quant à la couche au-dessous de celle-ci, elle ne sert qu'à assainir le vrai ballast et répartir la pression sur la plate-forme. Il n'est pas absolument indispensable qu'elle soit composée de matériaux durs et solides; elle peut être formée de matériaux tels que des escarbilles, du sable fin. Alors que la couche de vrai ballast

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

constitue un travail de superstructure, la couche inférieure fait plutôt partie de l'infrastructure de la voie ou même du terrassement.

Mr Brière, Ch. de f. de Paris à Orléans. — Je crois qu'on pourrait mettre tout le monde d'accord en supprimant de la première phrase les mots : « c'est-à-dire égale, par exemple, à un quart près, à l'élasticité moyenne recherchée ».

Mr Bauchal, *rapporteur*. — On pourrait mettre « à la moitié ».

Mr Cartault, Ch. de f. de Paris-Lyon-Méditerranée. — Je ferai remarquer que la variation d'épaisseur qui peut, en effet, présenter quelque utilité se réalise, pour ainsi dire, d'elle-même, après un certain temps d'exploitation de la ligne. Si la plate-forme est peu résistante, c'est le cas notamment quand elle est sur remblai, des tassements se produisent et le ballast employé pour relever la voie renforce la couche primitive. Au bout de quelque temps, on arrive ainsi à une hauteur de ballast supérieure à la cote normale.

La compressibilité variable de la plate-forme détermine donc une variation correspondante dans l'épaisseur du ballast.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Dans les terrains argileux, cela n'est pas exact. Là, il ne revient pas au même d'augmenter successivement la couche de ballast ou de l'établir d'emblée dans certaines conditions.

Mr Cartault. — On ne doit pas employer la pierre cassée dans les tranchées argileuses, sous peine de former un mauvais support pour le ballast proprement dit.

Mr Siegler. — J'appuie ce que vient de dire Mr Cartault.

C'est une faute grossière — et je l'ai du reste moi-même commise — que de mettre sur de l'argile du ballast en pierre cassée ou en gravier bien purgé. Les résultats que vous obtenez en procédant de la sorte sont bien moins bons que si vous employiez du ballast ordinaire, du ballast sableux.

Pour faire un bon travail, vous devez commencer par mettre une couche de sable fin ; vous éviterez ainsi que l'argile ne remonte à travers le ballast.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — On arrivera au même résultat en mettant une couche épaisse de pierres cassées.

Il est à remarquer qu'on n'a pas toujours du sable fin sous la main.

Mr Siegler. — A défaut de sable fin, mettez des escarbilles.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Sur les lignes neuves, les escarbilles font défaut.

Dans tous les cas, je ne m'oppose pas à ce que la proposition de Mr Brière soit adoptée. On ferait donc disparaître de la première conclusion, la phrase : « c'est-à-dire égale, par exemple, à un quart près, à l'élasticité moyenne recherchée. »

— La rédaction ainsi amendée est adoptée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je n'insiste pas, messieurs, sur la seconde conclusion. C'est une formule qui ne peut avoir de valeur, puisque les expériences n'ont pas été faites. Je passe à la troisième conclusion qui devient ainsi la deuxième.

« 2° La résistance du ballast, soit par masse, soit par frottement ou déplacement latéral de la voie est très importante. Il semble que l'élargissement des banquettes ou l'addition d'une couche de ballast sur les traverses l'accroissent très notablement. Cependant, il convient, en général, d'adopter le profil anglais, c'est-à-dire de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités. Mais, lorsque le tracé est défavorable, le renforcement du profil permet d'accroître très efficacement la stabilité de la voie. Enfin, on peut réaliser un nouveau surcroît de stabilité par l'emploi de divers procédés accessoires. »

Mr Siegler. — Je propose de modifier cette rédaction.

Cette question de la résistance du ballast au déplacement latéral de la voie est fréquemment discutée et, comme le rapporteur le constate, elle est très importante. Il nous propose une série de conclusions qu'il importe d'envisager au point de vue pratique.

Certains ingénieurs croient que pour qu'une voie soit résistante aux déplacements latéraux, il faut que la banquette de ballast soit très large et que la traverse soit entièrement recouverte.

D'autres, notamment les Anglais, pensent que la résistance aux déplacements latéraux provient du frottement des traverses sur le ballast qui les soutient, et je crois qu'ils sont dans le vrai.

Les Anglais estiment, en conséquence, qu'il convient de ne mettre que peu ou pas de ballast sur les traverses et de se contenter de garnir leurs extrémités.

Or, la conclusion qui vient de nous être lue n'est pas absolument conforme à cette doctrine et c'est pourquoi je ne puis m'y rallier.

Voici la rédaction que je propose :

« 2° La résistance du ballast au déplacement latéral de la voie est principalement due au frottement qui se développe entre les traverses et le ballast. Il convient, en général, d'adopter le profil anglais, c'est-à-dire de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités, en laissant apparentes les attaches des rails, sauf lorsqu'il s'agit de voie à double champignon, avec coins en bois, où il peut être utile de recouvrir ces coins. »

Comme vous le savez, la sécheresse est de nature à faire rétrécir les coins en bois ; c'est pourquoi il y a intérêt à les recouvrir de façon à les protéger contre la chaleur. Cet inconvénient n'existe pas avec les coins en acier.

Comme vous le voyez, messieurs, je ne m'écarte pas beaucoup de la rédaction de l'honorable rapporteur, mais j'évite qu'on ne puisse tirer de la conclusion cette déduction fausse, que parce que la masse de ballast contribue à assurer la stabilité de la voie, il faut en mettre partout, c'est-à-dire sur les traverses et sur les extrémités.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je ferai remarquer que c'est précisément en Angleterre, où l'on emploie les coins en bois, que l'on néglige de mettre du ballast sur les traverses. Le fait d'utiliser des coins en bois n'entraîne donc pas, comme semble le dire Mr Siegler, la nécessité de les recouvrir.

Ma conclusion est tirée d'expériences qui montrent la différence en tonnes entre la résistance qu'offrent une voie garnie et une voie non garnie.

Mr Siegler. — Si véritablement le ballast des banquettes joue un rôle considérable, il faut en mettre partout.

Mr Lefebvre, Ch. de f. du Nord français. — J'ai fait, en ce qui me concerne, des expériences en vue de me rendre compte de la supériorité de la voie bien garnie, et je vous avoue que les avantages sont peu appréciables : ils ne compensent pas l'augmentation des frais d'entretien qui en résultent.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Ces avantages, s'ils n'existent pas sur toute la voie, sont pourtant sensibles sur des points spéciaux, dans les courbes, sur les pentes, où les chances de déraillements deviennent plus nombreuses.

Mr Lefebvre. — La différence de résistance latérale statique entre le profil anglais et le nôtre est d'une demi-tonne à peine!

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Mr Siegler ne pourrait-il pas renoncer à la phrase : « sauf lorsqu'il s'agit de voie à double champignon »?

Mr Brière. — On pourrait remplacer cette phrase par les deux suivantes :

« L'addition du ballast au-dessus des traverses ne constitue qu'un surcroît très faible de stabilité. Il n'y a lieu d'y recourir que dans des cas particuliers. »

Bien qu'ils ne se soient pas livrés à des expériences, les ingénieurs de la Compagnie d'Orléans sont très partisans de la doctrine qui veut que sur les lignes sinueuses parcourues en grande vitesse, on mette une forte couche de ballast sur le côté des traverses. En général, nous ne mettons pas de ballast sur les traverses entre les rails, mais nous en mettons le plus possible sur les extrémités des traverses.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Voici la nouvelle rédaction que je vous propose et dans laquelle la première phrase est supprimée :

« 2° Il convient, en général, d'adopter le profil anglais, c'est-à-dire de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités.

« Mais lorsque le tracé est défavorable, le renforcement du profil permet d'accroître la stabilité de la voie. Enfin, on peut réaliser un nouveau surcroît de stabilité par l'emploi de divers procédés accessoires. »

Mr Cartault. — Je demande qu'on ne recommande pas le profil anglais et qu'on maintienne le profil à larges banquettes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Brière. — Entre-t-il dans la pensée du rapporteur de supprimer les banquettes?

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Non.

Mr Siegler. — Eh bien, alors, supprimez les mots « d'adopter le profil anglais, c'est-à-dire », et nous serons d'accord. La première phrase serait donc : « Il convient, en général, de ne mettre sur les traverses que peu ou point de ballast et de se contenter de garnir leurs extrémités. »

Viendrait ensuite : « Mais, lorsque le tracé est défavorable..., etc. »

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je me rallie à cette rédaction.

Mr le Président. — La conclusion avec les modifications qui viennent d'être indiquées est donc adoptée.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Les conclusions suivantes sont ainsi libellées :

« 3° La question du *désherbage* est controversée. Dans les pays où la végétation est active, comme il est très coûteux de tenir la voie complètement purgée d'herbes, il convient de faucher seulement les herbes une ou deux fois par an et de ne les arracher que lorsqu'on travaille la voie; lorsque l'entretien a lieu par revisions périodiques, l'arrachage des herbes accompagne naturellement la revision;

« 4° La détermination du meilleur *profil en travers* doit être un des principaux résultats d'une étude sur le ballast.

« Il ne peut pas exister de profil-type unique, ni même un nombre restreint de profils-types. La connaissance des propriétés du ballast permet seulement de déterminer rationnellement le profil approprié à chaque situation. Ce profil doit varier avec les contrées, avec les réseaux, avec les lignes et même, sur chaque ligne, avec les circonstances locales. On mettra ou non une large banquette de ballast le long du grand rayon des courbes, suivant le rayon et la vitesse.

« On recouvrira ou non les traverses de ballast pour les préserver des intempéries, suivant leur nature ou le climat.

« La hauteur totale variera avec l'intensité des gelées; la surface sera réglée horizontalement ou avec de fortes pentes, suivant qu'on emploiera de la pierre cassée ou un ballast fin et peu perméable; on établira ou non une fondation suivant la consistance de la plate-forme.

« Quelques règles générales peuvent cependant être formulées utilement :

« *a*) Ainsi, dans une ligne de tracé facile, sur plate-forme rocheuse, on mettra 25 à 30 centimètres de ballast sous les traverses, suivant la vitesse;

« *b*) La plate-forme sera toujours disposée pour bien assurer l'écoulement des eaux, les pentes transversales variant avec la perméabilité du ballast et l'abondance des eaux. »

Mr Siegler. — Quelle est la pratique sur ce point?

Sur notre réseau, nous avons des plates-formes avec pente transversale de 2 centi-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mètres par mètre, à partir de l'axe. Nous portons cette pente à 4 centimètres dans les nouvelles lignes.

Si je m'en rapporte aux croquis insérés dans l'exposé de Mr Bauchal, il y aurait des profils horizontaux.

Je serais désireux de connaître les règles adoptées à cet égard, à l'étranger particulièrement.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Les profils qui figurent dans mon rapport n'ont pas été très bien dessinés et peuvent faire supposer que la plate-forme est presque horizontale. Si Mr Siegler le désire, je lui soumettrai les profils originaux qui m'ont été envoyés par les compagnies.

Mr Brière. — Quant à moi, je n'ai jamais cru au profil transversal de la plate-forme.

Quand on construit un chemin de fer, on s'ingénie à établir la plate-forme dans toutes les règles voulues, et quand on pose le ballast, quatre-vingt-dix-neuf fois sur cent, cette plate-forme se déforme; elle est creusée par le passage des trains de ballast.

Il va sans dire que cette déformation ne se produit pas quand la plate-forme est établie sur le rocher, mais presque toujours elle existe quand la plate-forme est établie sur un sol tendre.

Je suis convaincu que si l'on faisait des sondages, on constaterait que sur la plupart des lignes, la plate-forme est creusée.

Mr Siegler. — Ce que vous dites est assurément vrai sur les remblais.

Mr Brière. — Et dans les tranchées également.

Mr le Président. — Si personne ne demande plus la parole, je déclare ces différents paragraphes adoptés.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Enfin, messieurs, la dernière conclusion que je vous propose est conçue en ces termes :

« 5° Le plus souvent, on n'a pas *le choix entre divers ballasts*, surtout pour les lignes neuves, mais il arrive aussi fréquemment que l'on peut choisir entre des matériaux de qualité inégale et de prix différent.

« Le ballast en pierre cassée dure, non gélif, sera considéré comme le meilleur de tous pour les grandes lignes. Son emploi est coûteux, mais le bourrage y est le plus solide. Sur les lignes secondaires bien tracées, les matériaux fins seront, au contraire, avantageux, parce qu'ils sont d'un emploi plus commode. Les scories forment aussi un excellent ballast. Les escarbilles seront réservées, autant que possible, pour les voies de garage ou les embranchements industriels. Le gravier extrait à sec ou dans l'eau des carrières ou des rivières sera employé tout venant ou bien criblé partiellement ou intégralement, suivant les circonstances. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Lefebvre. — Je pense qu'il conviendrait d'ajouter « le laitier concassé de haut-fourneau », qui est aussi bon que la pierre cassée. Il me paraît nécessaire également de bien préciser. Nous employons les scories qui ne proviennent pas des hauts-fourneaux sur les lignes secondaires. Quant au laitier de haut-fourneau, dont la consommation se chiffre par 150,000 mètres cubes annuellement, nous l'utilisons avec grand succès sur les lignes principales.

Mr Tettelin, *secrétaire de la 1re section*. — Supprimons les mots « sur les lignes secondaires bien tracées... ».

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je crois qu'on aurait tort, parce que sur les lignes secondaires, il faut, autant que possible, employer des matériaux qui ne soient pas coûteux.

Mr Brière. — Je vous avoue que, quant à moi, je préfère le sable à certaines pierres cassées.

Mr Bauchal, *rapporteur*. — L'opinion générale est que la pierre cassée donne un meilleur résultat.

Mr Siegler. — Voici, messieurs, la rédaction que je vous propose et qui me paraît donner satisfaction à tout le monde :

« 5° Le plus souvent, on n'a pas le *choix entre divers ballasts*, surtout pour les lignes neuves; mais il arrive aussi fréquemment que l'on peut choisir entre des matériaux de qualité inégale et de prix différent.

« La pierre cassée dure et non gélive, le laitier concassé de haut-fourneau et le gravier anguleux sont les meilleurs ballasts pour les grandes lignes. Sur les lignes secondaires bien tracées, les matériaux fins sont, au contraire, avantageux, parce qu'ils sont d'un emploi plus commode. Les scories forment aussi un excellent ballast. Les escarbilles seront réservées, autant que possible, pour les voies de garage ou les embranchements industriels. Le gravier extrait à sec ou dans l'eau des carrières ou des rivières sera employé tout venant ou bien criblé partiellement ou intégralement, suivant les circonstances. » (*Marques d'adhésion.*)

Mr Bauchal, *rapporteur*. — Je me rallie à cette rédaction.

Mr le Président. — Je la déclare adoptée.

— La séance est levée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SÉANCE PLÉNIÈRE

Séance du 29 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr ALFRED PICARD.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : Mr L. WEISSENBRUCH.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*, donne lecture du

Rapport de la 1re section.

(Voir *Bulletin* quotidien de la session, n° 10, p. 8.)

« Le rapporteur, Mr BAUCHAL, rappelle que l'élasticité est une des qualités essentielles du ballast. La détermination de la grandeur de l'élasticité a conduit à formuler une loi importante dont l'exactitude est suffisante, au moins pour la pratique. C'est que, en chaque point, la compression est proportionnelle à la pression subie. On a formulé cette autre loi : la compression du support — et par conséquent celle du ballast posé sur plate-forme incompressible — est indépendante de sa hauteur. Toutefois, on ne l'a pas établie par des expériences suffisamment précises ou nombreuses : de plus, elle est en contradiction avec les lois démontrées pour les matériaux homogènes et avec les constatations très précises de Mr Wasiutyński. On admettra donc, à titre provisoire, que la compression est proportionnelle à la hauteur de la couche pressée quand la section horizontale de celle-ci reste constante. Or, le ballast étant réglé latéralement suivant ses talus naturels, la pression par centimètre carré diminue vers la base. Ainsi, quand la hauteur croît : d'une part, la compression croît moins vite et, d'autre part, la pression par centimètre carré diminue. On conçoit donc qu'il puisse y avoir compensation entre les deux effets et que la compression totale du support varie peu avec la hauteur. Telle serait l'explication de la contradiction apparente entre l'hypothèse proposée et la loi contestée.

« Quant à la plate-forme, chacune des couches qui la composent dans l'épaisseur maximum de 3 mètres à considérer pratiquement, subit une compression proportionnelle à un coefficient dépendant de sa nature, à la pression superficielle et à une fonction de l'épaisseur. On pourrait donc, à l'aide d'un tableau de la compressibilité des plates-formes le plus souvent rencontrées, déterminer la hauteur de ballast la

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

plus convenable, eu égard à l'élasticité. On serait d'ailleurs conduit parfois à la modifier, par exemple, au point de vue de l'action de la gelée.

« Mr Siegler (*Est français*) fait remarquer que le profil-type de ballast est généralement uniforme pour toute une ligne et qu'il n'est pas d'usage d'en faire varier la hauteur suivant la constitution de la plate-forme. Mr Müntz (*Est français*) fait remarquer d'ailleurs qu'au delà de la profondeur nécessaire pour assurer le bourrage des traverses, il n'est plus nécessaire d'avoir un ballast en matériaux durs et solides; on peut, comme on n'a plus en vue que l'assainissement de la plate-forme, mettre en œuvre d'autres matériaux, par exemple du sable fin. C'est plutôt un travail d'infrastructure, tandis que le ballast proprement dit fait partie de la superstructure.

« Mr Cartault (*P.-L.-M.*) fait remarquer, en outre, que la modification de l'épaisseur du ballast se produit d'elle-même en cours d'exploitation, car la plate-forme s'affaisse, si elle est peu résistante, et le ballast employé pour relever la voie renforce la couche primitive.

« Après lecture des conclusions très intéressantes, tirées de la note de Mr Wasiutyński, puis du rapport de Mr Feldpauche, absents, Mr Bauchal indique les conclusions qui résultent de son enquête. Après une courte discussion à laquelle prennent part Mrs Brière (*Orléans*), Siegler (*Est français*) et Lefebvre (*Nord français*), le texte légèrement modifié est arrêté comme suit :

Mr le Président. — Voici les conclusions proposées :

CONCLUSIONS.

« 1° La voie proprement dite, dans les grandes lignes surtout, eu égard aux « conditions actuelles de vitesse et d'intensité de la circulation, doit reposer sur « un support d'une élasticité déterminée et sensiblement uniforme. Or, comme, « sauf quelques différences dans le nombre des traverses ou des attaches, le maté- « riel reste le même en tous points, tandis que la consistance de la plate-forme « présente une grande variabilité, c'est le ballast qui constitue le véritable *régula- « teur de l'élasticité* de la voie et qui l'amène et la maintient au taux convenable;

« 2° Il convient, en général, de ne mettre *sur les traverses* que *peu ou point de « ballast* et de se contenter de garnir leurs extrémités. Mais, lorsque le tracé est « défavorable, le renforcement du profil permet d'accroître la stabilité de la voie. « Enfin, on peut réaliser un nouveau surcroît de stabilité par l'emploi de divers « procédés accessoires;

« 3° La question du *désherbage* est controversée. Dans les pays où la végétation est « active, comme il est très coûteux de tenir la voie complètement purgée d'herbes, « il convient de faucher seulement les herbes une ou deux fois par an et de ne les « arracher que lorsqu'on travaille la voie; lorsque l'entretien a lieu par revisions « périodiques, l'arrachage des herbes accompagne naturellement la revision;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« 4° La détermination du meilleur *profil en travers* doit être un des principaux « résultats d'une étude sur le ballast.

« Il ne peut pas exister de profil-type unique ni même un nombre restreint de « profils-types. [[La connaissance des propriétés du ballast permet seulement de « déterminer rationnellement le profil approprié à chaque situation. Ce profil doit « varier avec les contrées, avec les réseaux, avec les lignes et même, sur chaque « ligne, avec les circonstances locales. On mettra ou non une large banquette de « ballast le long du grand rayon des courbes, suivant le rayon et la vitesse.

« On recouvrira ou non les traverses de ballast pour les préserver des intempéries, « suivant leur nature ou le climat.

« La hauteur totale variera avec l'intensité des gelées ; la surface sera réglée hori- « zontalement ou avec de fortes pentes, suivant qu'on emploiera de la pierre cassée « ou un ballast fin et peu perméable ; on établira ou non une fondation suivant la « consistance de la plate-forme]] (1).

« Quelques règles générales peuvent cependant être formulées utilement :

« *a*) Ainsi, dans une ligne de tracé facile, sur plate-forme rocheuse, on mettra 25 à « 30 centimètres de ballast sous les traverses [[suivant la vitesse]] (1) ;

« *b*) La plate-forme sera toujours disposée pour bien assurer l'écoulement « des eaux, [[les pentes transversales variant avec la perméabilité du ballast et « l'abondance des eaux]] (1) ;

« 5° Le plus souvent on n'a pas le *choix entre divers ballasts*, surtout pour les « lignes neuves ; mais il arrive aussi fréquemment que l'on peut choisir entre des « matériaux de qualité inégale et de prix différent.

« La pierre cassée dure et non gélive, le laitier concassé de haut-fourneau et le « gravier anguleux sont les meilleurs ballasts pour les grandes lignes. Sur les « lignes secondaires bien tracées, les matériaux fins seront, au contraire, avanta- « geux, parce qu'ils sont d'un emploi plus commode. Les scories forment aussi un « excellent ballast. Les escarbilles seront réservées, autant que possible, pour les « voies de garage ou les embranchements industriels. Le gravier extrait à sec ou « dans l'eau des carrières ou des rivières sera employé tout venant ou bien criblé « partiellement ou intégralement, suivant les circonstances. »

Je vous propose de biffer des conclusions les mots : « La connaissance des propriétés du ballast permet seulement de déterminer... » jusque : « ...suivant la consistance de la plate-forme ».

Et plus loin, au littera *a*, les mots : « suivant la vitesse », puis, plus loin encore, au littera *b*, la fin de l'alinéa à partir de : « les pentes transversales... ». (*Assentiment.*)

— Les conclusions ainsi amendées sont adoptées.

(1) Les passages entre doubles crochets ont été supprimés dans le texte définitif (*voir* ci-après).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE

Errata à l'exposé n° 1 par Mr Bauchal.

Page IX-5 du tiré à part n° 34 et du *Compte rendu* (page 2525 du *Bulletin* de 1900), 19e ligne du haut, *au lieu de :* « compréhensible », *lisez :* « compréhensif ».

Idem, 20e ligne du haut, *au lieu de :* « il s'applique », *lisez* : « il paraît s'appliquer ».

Page IX-15 (page 2535 du *Bulletin*), 16e, 15e, 14e, 13e, 12e, 11e, 10e et 9e lignes du bas, *au lieu de :* « 0.0017 à 0.0032, 0.0024 à 0.0037, 0.0017 à 0.0025, 0.0026 à 0.004, 0.00815 à 0.003, 0.0019 à 0.00136, 0.001 », *lisez:* « 0^m0017 à 0^m0032, 0^m0024 à 0^m0037, 0^m0017 à 0^m0025, 0^m0026 à 0^m004, 0^m00815 à 0^m003, 0^m0019, 0^m00136, 0^m001 ».

Idem, 2e et 6e lignes du bas, *au lieu de :* « 1899 », *lisez :* « 1898 ».

Page IX-18 (page 2538 du *Bulletin*), 11e ligne du bas, *au lieu de :* « compression proportionnelle à... », *lisez :* « compression P proportionnelle à... ».

Idem, 11e ligne du bas, *au lieu de :* « coefficient », *lisez :* « coefficient C ».

Idem, 10e ligne du bas, *au lieu de :* « pression superficielle », *lisez :* « pression superficielle P ».

Idem, 9e ligne du bas, *au lieu de :* « $l\,(1 + y_2) - l\,(1 + y_2)$ », *lisez :* « $l\,(1 + y_2) - l\,(1 + y_1)$ ».

Page IX-19 (page 2539 du *Bulletin*), 9e ligne du haut, *au lieu de :* « p_2 », *lisez :* « P_2 ».

Page IX-20 (page 2540 du *Bulletin*), 6e ligne du haut, *au lieu de :* « Dans le deuxième cas : $P_1 = \frac{20,200}{22,500}$ », *lisez :* « Dans le deuxième cas : $P_1 = \frac{20,560}{22,500}$ ».

Idem, 8e ligne du haut, *au lieu de :*

$$\text{« } A = \frac{20,560}{22,500} \times \frac{50}{200} + \frac{20,000 + 1,862}{46,250} = 0.34 \text{ »,}$$

lisez :

$$\text{« } A = \frac{20,560}{22,500} \times \frac{50}{200} + 0.23 \times \frac{20,000 + 1,862}{46,250} = 0.34 \text{ ».}$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page IX-21 (page 2541 du *Bulletin*), 12e et 13e lignes du haut, *au lieu de* : « si la pression statique correspond à un déplacement latéral déterminé qui doit... », *lisez :* « si la pression statique qui correspond à un déplacement latéral déterminé doit... ».

Page IX-34 (page 2554 du *Bulletin*), 7e ligne du haut, *au lieu de :* « la Compagnie de Manchester, Sheffield & Lincolnshire », *lisez :* « la Compagnie du Great Central ».

Page IX-37 (page 2557 du *Bulletin*), *remplacez* le 1er alinéa du § 36 par l'alinéa ci-après : « Enfin, dans le numéro de décembre 1897 du *Bulletin de la Commission internationale du Congrès des chemins de fer* se trouve une note sur la suppression de la poussière au moyen de l'épandage d'huile minérale de rebut, incombustible qui joue le rôle d'agglomérant. »

Page IX-43 (page 2563 du *Bulletin*), 7e ligne du haut, *au lieu de :* « grande », *lisez :* « faible ».

Page IX-59 (page 2579 du *Bulletin*), 8e et 7e lignes du bas, *au lieu de :* « compression proportionnelle à... »; *lisez :* « compression A proportionnelle à... ».

Page IX-76 (page 2596 du *Bulletin*), 1re colonne, *au lieu de :* « Manchester, Sheffield & Lincolnshire Railway », *lisez :* « Great Central Railway ».

Errata à la note de Mr Alexandre Wasiutyński.

Page IX-157 du tiré à part no 34 et du *Compte rendu* (page 2677 du *Bulletin* de 1900), 5e colonne du tableau I, *au lieu de :* « 0.11 », *lisez :* « 0.10 ».

Page IX-170 (page 2690 du *Bulletin*), 4e et 5e colonnes du tableau III, *les termes :* « en millimètres par tonne de charge de roue de locomotive », *se rapportent* à la 4e colonne; ils ne doivent pas figurer dans la 5e colonne.

Page IX-174 (page 2694 du *Bulletin*), 6e ligne du bas, *au lieu de* :

« $D = Cw.\frac{y^m}{y^r} = 4.8 \times 3375 \times 0.846 = 13.7$ tonnes »,

lisez :

« $D = C'w.\frac{y^m}{y^r} = 4.8 \times 3375 \times 0.846$ kg. $= 13.7$ tonnes ».

Page IX-176 (page 2696 du *Bulletin*), 18e ligne du haut, *au lieu de :* « une charge par essieu », *lisez :* « une charge de roue ».

Idem, 20e ligne du haut, *au lieu de :* « la voie reprend son niveau primitif », *lisez :* « la voie reprend à peu près son niveau primitif ».

Page IX-178 (page 2698 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « (types IV et V) », *lisez :* « (types IVa et V) ».

Page IX-180 (page 2700 du *Bulletin*), 4e colonne du tableau VII, *au lieu de :* « 0.010 », *lisez :* « — 0.010 ».

Page IX-185 (page 2705 du *Bulletin*), en tête des colonnes 2 à 11 inclus, *remplacez* « G » par « T ».

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page IX-187 (page 2707 du *Bulletin*), 9e ligne du haut, *au lieu de :* « $\frac{y^m}{y^m}$ », *lisez :* « $\frac{y^m}{y^r}$ ».

Page IX-189 (page 2709 du *Bulletin*), 8e ligne du bas, *au lieu de :* « millimètre carré », *lisez :* « centimètre carré ».

Page IX-193 (page 2713 du *Bulletin*), 4e ligne du haut, *au lieu de :* « 0.044.6.7 = », *lisez :* « $0.044 \times 6.7 =$ ».

Idem, 9e ligne du haut, *au lieu de :* « tableau V », *lisez :* « tableau VIII ».

Idem, 10e ligne du haut, *au lieu de :* « est toujours plus grand », *lisez :* « est presque toujours plus grand ».

Idem, 11e et 12e lignes du haut, *au lieu de :* « traverse précédente » et « traverse suivante », *lisez :* « traverse suivante » et « traverse précédente ».

Page IX-199 (page 2719 du *Bulletin*), 11e ligne du haut, *au lieu de :* « 2.0 T ≦ G », *lisez :* « 2.0 T ≦ 1.5 G ».

Idem, 14e ligne du haut, *au lieu de :* « $K \leqq \frac{2}{3} G$ », *lisez :* « $T \leqq \frac{2}{3} G$ ».

Idem, 9e ligne du bas, *au lieu de :* « (fig. 8 et 9) », *lisez :* « (fig. 11 et 12 ».

Page IX-202 (page 2722 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « 1.5 millimètre », *lisez :* « — 1.5 millimètre ».

Page IX-207 (page 2727 du *Bulletin*), 2e ligne du haut, *au lieu de :* « 34 millimètres », *lisez :* « 0.34 millimètre ».

Page IX-220 (page 2740 du *Bulletin*), sous la figure 30b, à droite, *mettre les termes :* « Direction des trains ».

Page IX-224 (page 2744 du *Bulletin*), sous la figure 33c, à gauche, *mettre les termes :* « Direction des trains ».

Page IX-227 (page 2747 du *Bulletin*), 1re ligne sous la figure 35, *au lieu de :* « à l'about de l'éclisse », *lisez :* « à l'about d'amont de l'éclisse ».

Page IX-232 (page 2752 du *Bulletin*), 1re ligne sous la figure 38, *au lieu de :* « au joint », *lisez :* « au milieu du joint ».

Page IX-233 (page 2753 du *Bulletin*), 1re ligne sous la figure 39, *au lieu de :* « au joint », *lisez :* « au milieu du joint ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

[625.143.5] QUESTION X.

CHEMINEMENT DES RAILS

(1re ET 2e SECTIONS RÉUNIES.)

Quels rapports existe-t-il entre les actions perturbatrices des machines et le cheminement des rails ?

Rapporteur :

Tous les pays. — Le baron ENGERTH (Joseph), ingénieur, inspecteur principal de la Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION X.

TABLE DES MATIÈRES

	Pages.
Exposé, par le baron Joseph Engerth. (Voir le *Bulletin* de juillet 1900, 2e fasc., p. 4409.)	X — 3
Discussion en sections	X — 139
Rapport des 1re et 2e sections réunies	X — 157
Discussion en séance plénière	X — 157
Conclusions	X — 160
Annexe : Errata à l'exposé	X — 162

N. B. — Voir aussi le tiré à part (à couverture brune) nº 48.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

[625 .143.5]

EXPOSÉ

Par M. le baron JOSEPH ENGERTH,

INGÉNIEUR,

INSPECTEUR PRINCIPAL DE LA SOCIÉTÉ AUSTRO-HONGROISE PRIVILÉGIÉE DES CHEMINS DE FER DE L'ÉTAT.

Cheminement des rails.

Depuis quelque dix ans, les ingénieurs ont accordé une attention particulière aux mouvements qui se produisent dans la superstructure des chemins de fer.

Bien que les effets observés soient parfois peu apparents, l'ingénieur de la voie n'en a pas moins le devoir d'en rechercher les causes. Car, dans des conditions défavorables, des causes, peu importantes en elles-mêmes, peuvent entraîner des conséquences très sérieuses.

Nous trouvons, dans la bibliographie, la question traitée à des points de vue très divers. Ce fait paraît compréhensible si l'on réfléchit qu'il s'agit, en apparence seulement, d'une question de superstructure, mais que celle-ci ne peut, en réalité, être traitée d'une manière complète, sans tenir compte de la construction des machines et des wagons qui circulent sur la voie.

Seit einer Reihe voi Dezennien wurde von den Fachleuten den Veränderungen in der Lage des Oberbaues grosse Aufmerksamkeit geschenkt.

Wenn auch die beobachteten Wirkungen mitunter unscheinbare sind, so erwächst hieraus für den Praktiker nicht weniger die Pflicht, den Ursachen nachzuforschen. Denn, ungünstige Vorbedingungen vorausgesetzt, können die an und für sich kleinen Ursachen ernstliche Nachtheile hervorrufen.

Wir finden daher in der Literatur diesen Gegenstand von den Fachmännern verschiedener Richtung behandelt, was begreiflich erscheint, wenn man bedenkt, dass es sich hiebei wohl scheinbar lediglich um eine Oberbaufrage handelt, welche jedoch ohne Berücksichtigung der Konstruction der verkehrenden Maschinen und Waggons nicht richtig beurtheilt werden kann.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

C'est à ce point de vue que la question a été portée à l'ordre du jour du Congrès. J'ai avant tout à exprimer ici mes remerciements à mon collègue, M. l'ingénieur Max Spitz, ingénieur principal à la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'Etat, non seulement pour ses suggestions ingénieuses, mais pour la part de collaboration effective qu'il a prise dans l'élaboration de ce rapport.

* * *

Sous la dénomination de cheminement, on entend le glissement de la superstructure ou de ses diverses parties dans la direction de l'axe de la voie.

Les effets pernicieux du cheminement en ce qui concerne l'entretien et la consolidation de la superstructure consistent :

1° Dans les changements dans les positions relatives des différentes parties de la voie ;

2° Dans les sollicitations anormales parfois très importantes de ces parties provenant de ces changements de position ou en relation avec eux.

En recherchant les causes du cheminement des rails, nous pourrons parvenir à trouver les moyens de l'empêcher ou tout au moins de le diminuer ; nous pourrons aussi arriver à des résultats qui nous donneront des éclaircissements sur la manière dont on peut empêcher la naissance des sollicitations présumées défavorables et parfois évitables, sollicitations qui peuvent se produire même quand le cheminement est empêché par des moyens efficaces.

Von diesem Gesichtspunkte aus wurde die Behandlung dieser Frage beim Congresse angemeldet und verdanke ich meinem Collegen Herrn Ingenieur Max Spitz, Oberingenieur der priv. österr. ungar. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft nicht nur schätzenswerthe Anregungen, sondern ich kann denselben auch als Mitarbeiter dieses Berichtes bezeichnen.

* * *

Unter Schienenwanderung versteht man die Verschiebung des Oberbaues, oder einzelner Theile desselben in der Richtung der Bahnaxe.

Die Schädlichkeit der Schienenwanderung in Bezug auf die Erhaltung und die Befestigung des Oberbaues besteht :

1. In der relativen Lageveränderung der einzelnen Theile des Geleises ;

2. In den durch diese Lageveränderung hervorgerufenen oder mit derselben zusammenhängenden oft sehr bedeutenden, abnormalen Beanspruchungen dieser Theile.

Wenn wir daher den Ursachen der Schienenwanderung nachforschen, so können wir sowohl dazu gelangen, die Mittel zu finden, welche die Schienenwanderung verhindern, oder wenigstens beschränken ; wir können aber auch zu Resultaten gelangen, welche uns Aufschlüsse geben, wie dem Entstehen der oberwähnten ungünstigen und zuweilen unnöthigen Beanspruchungen entgegen zu wirken wäre, welche auch dann auftreten können, wenn die Schienenwanderung selbst durch geeignete Mittel verhindert wird.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les causes véritables du cheminement des rails ne résident que pour une faible partie dans la voie elle-même. Parmi celles qui proviennent de la voie, on ne peut citer que la dilatation des rails par la chaleur, dont il peut résulter alors d'importants glissements dans une direction, quand le jeu entre les rails et leurs moyens d'attache n'a pas lieu sur tous les points de la voie avec la même facilité. Les cheminements de cette espèce doivent nécessairement être localisés et ne peuvent donc avoir d'importance; nous ne nous en occuperons donc pas dans ce qui va suivre et nous bornerons nos recherches aux déformations que provoquent les véhicules circulant sur la voie et qui doivent être attribuées aux effets statiques et dynamiques qu'ils exercent.

Pour l'élucidation de la question en discussion, la pose et la construction de la voie ont une importance décisive ainsi que le poids et le genre de mouvement dont sont animés les véhicules.

La mesure des déformations qui résultent en général des réactions réciproques de la voie et des moyens d'exploitation semble encore influencée dans bien des cas par des facteurs qui échappent à l'investigation.

La grandeur et le genre des glissements peuvent, dans la plupart des cas, s'expliquer par les conditions réciproques de la construction et de l'exploitation du chemin de fer; cependant, nous nous butons souvent à des anomalies dont nous ne pouvons trouver la clef.

Die eigentlichen Ursachen der Schienenwanderung liegen nur zum geringsten Theile im Geleise selbst. Als eine solche Ursache könnte nur die Ausdehnung der Schienen durch die Wärme bezeichnet werden, welche dann grössere Verschiebungen nach einer Richtung hin bewirken kann, wenn die Beweglichkeit der Schienen an Verbindungs- und Befestigungspunkten eine ungleichmässige ist. Solche Schienenwanderungen werden indessen immer mehr localer Natur sein, daher auch kein beträchtliches Mass erreichen; wir werden im folgenden von denselben absehen und uns auf die Untersuchungen jener Deformationen beschränken, welche die über ein Geleise rollende Fahrzeuge hervorrufen, welche also auf die statischen und dynamischen Wirkungen der letzteren auf das Geleise zurückzuführen sind.

Für die Beurtheilung der vorliegenden Frage werden daher Lage und Konstruction des Geleises massgebend sein, sowie das Gewicht und die Art der Bewegung der Fahrzeuge, welche dasselbe passiren.

Das Mass der Deformationen, welche im Allgemeinen aus den gegenseitigen Beziehungen zwischen Geleise und Betriebsmitteln resultirt, scheint in manchen Fällen noch durch Factoren beeinflusst zu sein, die sich der Beobachtung entziehen.

Die Grösse und Art der Verschiebungen werden sich in den meisten Fällen aus den Konstructions- und Betriebsverhältnissen einer Bahn erklären lassen; manchmal stossen wir indessen auf Anomalien zu deren Erklärung uns der Schlüssel fehlt.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'un des faits les plus remarquables de cette espèce, c'est le cheminement des rails observé sur le pont du Mississipi, près de Saint-Louis, et rapporté dans un travail publié en 1896 par la *Deutsche Bauzeitung* (conférence de M. Ohrt à l'Union des architectes et des ingénieurs de Hambourg).

Les rails de la ligne à double voie qui passe sur ce pont sont placés sur des blocs de bois de 0.45 *m* de longueur (*a*) (fig. 1), lesquels reposent sur des pièces de fer ⊓ de 0.45 *m* de longueur, ces dernières étant encastrées à leur tour chacune entre deux fers ⊐.

Eine der merkwürdigsten Erscheinungen dieser Art ist die nach einem Berichte in der *Deutschen Bauzeitung* vom Jahre 1896 (Vortrag des Herrn B. Orth im Architecten- und Ingenieur-Verein zu Hamburg) auf der Mississipi-Brücke bei Sanct-Louis beobachteten Schienenwanderung.

Die Schienen der Doppelbahn auf dieser Brücke liegen auf 0.45 *m* langen Holzklötzen (*a*) (Fig. 1), die auf 0.45 *m* langen ⊓ Eisen ruhen, welch' letztere wieder zwischen je zwei ⊐ Eisen eingenietet sind.

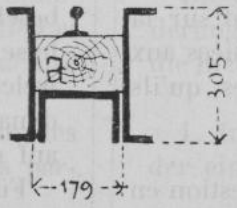


Fig. 1.

Ces longerons creux sont placés sur les poutres transversales du pont, qui sont espacées de 3.66 *m*.

Les rails, qui d'après l'espacement des blocs de bois ne sont en porte-à-faux que sur 0.45 *m*, sont attachés à ces blocs au moyen de tirefonds.

Déjà peu de temps après l'ouverture à l'exploitation de la ligne traversant le pont, on remarqua un cheminement très sensible des rails dans la direction du mouvement des trains.

On devrait mettre en doute ce que dit M. B. Ohrt en ce qui concerne l'importance de ce mouvement, s'il n'en apportait pas des preuves authentiques.

Dieser Kasten liegt auf den Querträgern, die in Entfernungen von 3.66 *m* angebracht sind.

Die Schienen, welche sich gemäss der Entfernung der Holtzklötze nur auf 0.45 *m* frei tragen, sind mit Schraubenbolzen auf diesen befestigt.

Schon kurze Zeit nach Eröffnung des Betriebes auf der Brücke bemerkte man eine sehr bedeutende Bewegung der Schienen in der Richtung der Züge.

Man müsste die Angaben des Herrn B. Orth bezüglich der Grösse dieser Bewegungen in Zweifel ziehen, wenn dieselben nicht auf Grund authentischer Belege mitgetheilt worden wären.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les rails défirent par leur cheminement tous les moyens d'attache et s'avancèrent, suivant l'intensité du trafic, de 1 à 3 pieds anglais (0m305 à 0m914) par jour; ils furent faussés à tel point que certains rails ne purent être remplacés que par des rails neufs raccourcis de 0.25 *m*.

L'on craignit d'employer des moyens quelconques pour empêcher ces mouvements, de peur de compromettre la solidité du pont. On laissa donc les rails cheminer et l'on se borna, suivant que les espacements s'augmentaient ou se raccourcissaient, à remplacer les rails faussés par des rails neufs de plus grande ou de moindre longueur.

Huit hommes étaient occupés presque sans cesse à l'entretien de la voie sur le pont.

Les glissements furent notés avec soin et les chiffres recueillis sont indiqués dans le tableau I. Il faut mentionner que la voie nord était parcourue en rampe et la voie sud en pente, et qu'un viaduc en maçonnerie était contigu au pont en fer de 500 *m* de longueur.

Afin d'éviter le travail continuel sur le pont, le service de l'entretien de la voie avait fait construire un appareil ingénieux qui exécutait automatiquement l'échange des rails.

Le dessin de cet appareil est reproduit dans l'article précité.

Les ingénieurs de la voie donnent différentes raisons du cheminement extrêmement considérable observé dans ce cas; nous devons déclarer que ces motifs ne nous paraissent pas suffisants

Die Schienen zerstörten bei ihrer Wanderung alle Befestigungsmittel und wanderten je nach der Lebhaftigkeit des Verkehres 1-3 Fuss (englisch) per Tag; sie wurden hiebei so verkrümmt, dass für eine ausgehobene Schiene eine Schiene von gleicher Länge nicht eingelegt werden konnte, weil bis zu 25 *cm* Raum fehlte.

Besondere Mittel gegen diese Bewegungen scheute man sich anzuwenden, um die Brücken-Konstruction nicht zu gefährden, und so liess man die Schienen wandern und begnügte sich, je nachdem die Zwischenräume sich verkleinerten oder vergrösserten, kürzere oder längere Schienen an Stelle der vorhandenen einzulegen.

Acht Arbeiter waren fast unablässig mit der Instandhaltung der Geleise auf der Brücke beschäftigt.

Die Verschiebungen wurden genau notirt und ist die nachstehende Tabelle I diesen Daten entnommen, wobei zu bemerken ist, dass das Nordgeleise in der Steigung, das Südgeleise im Gefälle befahren wird und dass sich an die 500 *m* lange Eisenbrücke ein gemauerter Viaduct anschliesst.

Um die permanente Arbeit auf der Brücke zu vermeiden, hat die Bahnverwaltung einen eigenen sinnreichen Apparat construirt, welcher die Auswechslung der Schienen automatisch besorgt.

Die Zeichnung dieses Apparates ist dem oberwähnten Artikel beigegeben.

Die Ingenieure der Bahn geben für die beobachteten colossalen Schienenwanderungen verschiedene Gründe an; wir müssen gestehen, dass uns diese Gründe nicht ausreichend erscheinen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

et nous ne sommes pas en situation de donner une explication satisfaisante de ce phénomène exceptionnel.

Tableau I.

MOIS.	Grandeur du cheminement *m*			
	sur le pont.		sur le viaduc.	
	Voie			
	Nord.	Sud.	Nord.	Sud.
1883.				
Juillet.....	6.7	5.6	16.3	10.3
Août.....	7.2	6.7	11.1	11.4
Septembre.....	6.3	5.8	9.7	9.7
Octobre.....	6.0	5.8	10.4	11.4
Novembre.....	6.9	5.7	9.9	10.1
Décembre.....	7.0	6.1	10.4	11.0
1884.				
Juillet.....	4.0	3.1	18.3	18.3
Août.....	4.0	3.0	27.5	18.3
Septembre.....	3.4	2.6	18.3	18.3
Octobre.....	3.1	2.8	18.3	18.3
Novembre.....	1.1	2.8	18.3	18.3
Décembre.....	0.6	2.9	18.3	18.3

A notre avis, on ne peut en chercher la cause ni dans la pente de la voie (maximum, 15.15 p. m.), ni dans le système spécial de support des rails.

Occupons-nous maintenant des causes du cheminement discutées dans les publications spéciales ou constatées par d'autres renseignements.

On peut diviser en deux groupes les motifs qui exercent une influence sur le cheminement des rails :

I. — *Les causes propres du cheminement.*

II. — *Les circonstances qui favorisent la production du cheminement ou qui s'y opposent.*

und wir nicht in der Lage sind, diese seltsame Erscheinung zu erklären.

Tabelle I.

MONAT.	Grösse der Schienenwanderung *m*			
	auf der Brücke.		auf dem Viaduct.	
	Nord	Süd	Nord	Süd
	Geleise.			
1883.				
Juli.....	6.7	5.6	16.3	10.3
August.....	7.2	6.7	11.1	11.4
September.....	6.3	5.8	9.7	9.7
October.....	6.0	5.8	10.4	11.4
November.....	6.9	5.7	9.9	10.1
Dezember.....	7.0	6.1	10.4	11.0
1884.				
Juli.....	4.0	3.1	18.3	18.3
August.....	4.0	3.0	27.5	18.3
September.....	3.4	2.6	18.3	18.3
October.....	3.1	2.8	18.3	18.3
November.....	1.1	2.8	18.3	18.3
Dezember.....	0.6	2.9	18.3	18.3

Weder im Gefälle der Geleise (maximum 15.15 p. T.), noch in der beschriebenen Art der Schienenunterstützung kann nach unserer Ansicht die Ursache gesucht werden.

Wenden wir uns nunmehr den in der Literatur discutirten, oder sonst festgestellten Ursachen der Schienenwanderung zu.

Man kann die Momente, welche die Schienenwanderung beeinflussen, in zwei Gruppen theilen:

I. — *Die eigentlichen Ursachen derselben.*

II. — *Die Umstände, welche das Auftreten der Wanderung begünstigen beziehungsweise beschränken.*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

I. — Causes propres du cheminement.

Les causes propres du cheminement doivent être recherchées dans l'exploitation du chemin de fer, si nous faisons abstraction, comme nous l'avons dit plus haut, de la dilatation produite par la chaleur :

1° Les véhicules qui parcourent la voie exercent une force qui agit dans le sens du mouvement et qui, en général, est proportionnelle à la charge des trains, mais dont la grandeur est en relation compliquée avec la courbure des rails ainsi qu'avec leur profil, avec le plus ou moins de solidité des traverses et avec leur espacement, ainsi qu'avec la constitution (nature du métal), ou l'état d'usure des rails ou des bandages. Un état aussi bon que possible de la voie et du matériel roulant, un fort profil du rail empêchent les effets défavorables de cette force ;

2° Le frottement de glissement des roues sur les rails, par suite du freinage, exerce, au moment limite où les roues ne roulent plus mais patinent, une force agissant dans le sens du mouvement des trains, force dont la valeur est f L. Dans cette expression, L est la charge freinée et f le coefficient de frottement de la roue sur le rail (environ $^1/_7$).

L'action nocive des freins est donc diminuée, quand on évite de freiner les roues au delà de ce que l'on appelle la limite de roulement;

3° La force qui agit à la circonférence des roues motrices et accouplées d'une locomotive entraîne les rails dans le sens contraire à celui de la marche.

I. — Die eigentlichen Ursachen derselben

Die eigentlichen Ursachen der Schienenwanderung sind, wenn wir, wie Eingangs erwähnt, von den Wirkungen der Längenausdehnung durch die Wärme absehen, im Bahnbetriebe zu suchen :

1. Die Fahrzeuge, welche die Bahn passiren, werden eine in der Richtung der Fahrt wirkende Kraft ausüben, welche im Allgemeinen der Zugslast proportional ist, deren Grösse aber in complicirter Weise mit der Durchbiegung der Schiene, also auch mit dem Profil, dem mehr oder weniger soliden Auflager der Schwelle, mit den Entfernungen der Schwellen, Beschaffenheit (Material) und Abnützungszustand der Schienen und Tyres zusammenhängt. Ein möglichst guter Zustand der Bahn und der Betriebsmittel, ein kräftiges Schienenprofil wird die ungünstigen Wirkungen dieser Kraft einschränken.

2. Die gleitende Reibung der Räder auf den Schienen beim Bremsen wird in dem Grenzfalle, wo die Räder nicht mehr rollen, sondern schleifen, eine in der Fahrtrichtung wirkende Kraft von der Grösse fL ausüben, wobei L die gebremste Last und f den Reibungscoefficient des Rades auf der Schiene (etwa $^1/_7$) darstellt. Die schädliche Wirkung der Bremsen wird dann gemindert, wenn ein Bremsen der Räder über die sogenannte Rollgrenze vermieden wird.

3. Die am Umfang der Trieb- und Kuppelräder wirkende Kraft einer Locomotive treibt die Schiene nach der, der Fahrt entgegengesetzten Richtung.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La grandeur de la force qui intervient dans l'espèce peut être représentée par

Die Grösse der Kraft, mit welcher dies geschieht, ist

$$S = P \times \frac{r}{R} \cdot \frac{\sin(\alpha \pm \beta)}{\cos \beta}$$

Dans cette formule, P est la pression de la vapeur sur le piston;

r, le rayon de la manivelle;

R, le rayon de la roue motrice;

α, l'angle de la manivelle;

β, l'angle de la bielle motrice avec l'axe du cylindre.

Le signe + se rapporte au demi-tour inférieur de la manivelle et le signe — au demi-tour supérieur.

On voit que la force S, pendant un tour de la roue, change continuellement, surtout avec l'expansion de la vapeur. Elle ne change pas seulement avec la pression P sur le piston qui dépend de la tension de la vapeur, mais encore d'après les valeurs des angles α et β dépendant l'une de l'autre, et elle atteint dans les moitiés inférieures et supérieures du chemin parcouru par la manivelle un maximum, lequel peut facilement arriver de 3,000 à 4,000 *kgs*. L'action de la force S, en ce qui concerne le cheminement, doit être considérée comme favorable, car une grande partie de l'effet qui tend à faire glisser le rail vers l'avant est annulée.

4° Quelque considérable que puisse être la force définie au 3°, son action est encore bien surpassée par celles qui sont exercées par la masse en mouvement du train.

Tandis que les forces mentionnées au 1°, au 2° et au 3° sont indépendantes de la vitesse, nous avons ici à faire à la force vive du train et avec des

wobei P den auf den Kolben ausgeübten Dampfdruck,

r, den Kurbelhalbmesser,

R, den Halbmesser des Triebrades,

α, den Winkel der Kurbel,

β, den Winkel der Triebstange mit der Cylinderachse ausdrückt.

Das Zeichen + gilt für den unteren Kurbelhalbkreis, das Zeichen — für den oberen Kurbelhalbkreis.

Man sieht, dass die Kraft S während einer Radumdrehung sich fortwährend ändert, insbesondere, wenn mit Expansion gefahren wird. Sie wechselt aber nicht nur gemäss dem von der Dampfspannung abhängenden Kolbendruck P, sondern auch nach Massgabe der von einander abhängigen Winkel α und β und erreicht in der unteren und oberen Hälfte des Kurbelweges je ein Maximum, welches leicht 3,000 bis 4,000 *kg* betragen kann. Die Wirkung der Kraft S hinsichtlich der Schienenwanderung muss als günstig bezeichnet werden, weil ein grosser Theil der die Schienen nach vorwärts schiebenden Effecte annulirt wird.

4. So beträchtlich auch die *sub* 3. definirte Kraft ausfällt, so wird ihre Wirkung noch weit übertroffen durch die Wirkungen, welche von der bewegten Masse des Zuges ausgeübt werden.

Während die *sub* 1. bis 3. angeführten Kräfte von der Fahrgeschwindigkeit unabhängig sind, haben wir es hier mit der lebendigen Kraft des Zuges

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

actions qui croissent avec le carré de la vitesse.

Une expression exacte de la grandeur de ces efforts de choc serait fort compliquée. Ils sont le résultat combiné d'effets de frottement, de flexion et d'effets directs de choc; cependant, il est facile de concevoir que par l'énorme moment dynamique (qui atteint pour une locomotive rapide 100,000 *kgm* et davantage) aussi bien que par les réactions continuelles des chocs qu'exercent tous les véhicules, cet effort surpasse tous les autres.

Coüard, dans son article de la *Revue générale* d'août 1896, dit ce qui suit :

« Les rails fléchissent à leurs extré-
« mités sous le passage des roues,
« celles-ci tombent du rail d'amont sur
« le rail d'aval toujours plus ou moins
« infléchi et produisent un choc. L'ex-
« périence démontre que les compo-
« santes horizontales de ces derniers
« efforts ont une influence prépondé-
« rante et que toujours le mouvement
« longitudinal des rails a lieu dans le
« sens des trains sur une ligne à double
« voie. »

Effectivement, les expériences que nous avons faites ont démontré que dans les voies qui ne sont parcourues que dans une seule direction, malgré les efforts considérables de traction exercés par les roues motrices dans le sens contraire à la direction de la marche, le mouvement résultant est dirigé vers l'avant. Un recul des rails n'a pu être constaté par nous dans aucun cas.

also mit Wirkungen zu thun, die mit dem Quadrate der Geschwindigkeit wachsen.

Eine genaue Ermittlung der Grösse dieser Stosswirkungen ist sehr complicirt. Sie setzt sich zusammen aus Reibungs-, Biegungseffecten und directen Stosswirkungen; doch ist leicht einzusehen, dass bei dem enormen Bewegungsmoment, welches bei einer rasch fahrenden Locomotive allein 100,000 *mkg* und darüber beträgt, sowie bei dem unaufhörlichen Wiederkehren der Stösse, welche alle Vehikel ausüben, diese Wirkung alle anderen überwiegen werden.

Coüard sagt in seiner Publication in der *Revue générale* (August 1896) :

« Die Schienenenden biegen sich
« beim jedesmaligen Passiren eines
« Rades, so dass dieses von der einen
« Schiene auf die andere fällt und da-
« durch ein Stoss erzeugt wird. Die
« Erfahrung zeigt, dass die horizonta-
« len Componenten dieser Kräfte einen
« überwiegenden Einfluss haben und
« dass daher das Wandern der Schie-
« nen bei doppelgeleisiger Bahn in der
« Fahrtrichtung stattfindet.

Thatsächlich ergeben die durch uns angestellten Beobachtungen, dass bei Geleisen, welche nur in einer Richtung befahren werden, trotz der durch die Triebräder ausgeübten bedeutenden, der Fahrtrichtung entgegengesetzten Zugkräfte die resultirende Bewegung nach vorwärts gerichtet ist. Eine Rückwärtsbewegung der Schienen konnte von uns in keinem Falle constatirt werden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Les glissements des rails dans le sens de leur longueur, occasionnés par la force vive des trains, peuvent être empêchés par un bon éclissage qui prévient le soulèvement et le fléchissement alternatif des extrémités des rails;

5° On trouve dans l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, année 1886, un intéressant article de M. Krüger; on y cherche à établir que par la conicité des bandages et l'inclinaison des rails il est créé une résistance au mouvement qui a cet effet que les rails reçoivent une tendance au mouvement dans la direction de la marche des trains.

Die durch die lebendige Kraft des Zuges hervorgerufenen Längsverschiebungen der Schienen können durch eine gute Stossverbindung, welche das abwechselnde Senken und Heben der Schienenenden hindert, beschränkt werden.

5. Im *Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens*, Jahrgang 1886, findet sich ein interessanter Artikel von Krüger, in welchem aus der Conicität der Radreifen und Neigung der Schienen Fahrthindernisse abgeleitet werden, welche auch zur Folge haben sollen, dass den Schienen eine Tendenz zur Bewegung in der Richtung der Fahrt ertheilt wird.

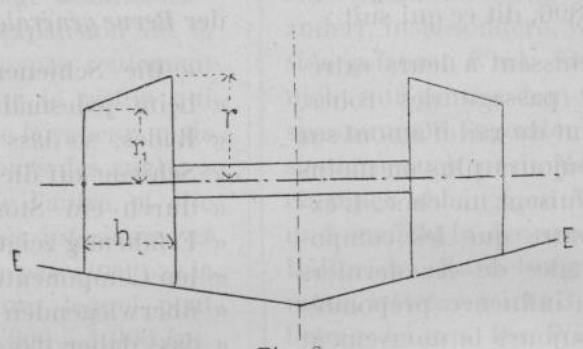


Fig. 2.

Voici le raisonnement de M. Krüger :

« Supposons deux troncs de cône « unis symétriques et fixés l'un à « l'autre d'une manière quelconque par « leur base la plus large, roulant sur « deux surfaces planes E, comme le « montre la figure 2; l'égalité entre les « différences des chemins parcourus « $2\pi\ (r - r_1)$ qui se produit à chaque « tour de roue peut s'établir de deux « manières différentes. Les deux cercles « les plus petits peuvent rouler sans

Der Gedankengang Krügers ist folgender :

« Werden zwei abgestumpfte, ge- « rade, einander congruente und an « ihren grösseren Grundkreisen auf « irgend eine Art fest mit einander « verbundene Kegel auf zwei sich « schneidenden Ebenen E rollend fort- « bewegt, wie dies in Figur 2 darge- « stellt ist, so kann der Ausgleich der « bei jeder Umdrehung auftretenden « Wegdifferenz $2\pi\ (r - r_1)$ unter Um- « ständen in zweierlei Weise stattfin-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« glissement; l'égalité en question s'é-
« tablit alors par l'obligation de rou-
« lement sur place avec glissement des
« grands cercles; ou bien les grands
« cercles roulent sans glissement et ce
« sont les cercles plus petits qui sont
« entraînés chacun d'après son éloi-
« gnement du grand cercle en glissant
« plus ou moins.

« La diversité dans la manière dont
« l'égalité s'établit dans les deux cas
« précédents fait apparaître, comme
« devant être écartée de prime abord,
« le troisième cas possible, c'est que la
« ligne de roulement milieu du cône
« roule sans glisser. »

M. Krüger calcule ensuite que le second des deux cas de la compensation des chemins $2\pi (r - r_1)$ exige une force $Z = \mu \frac{G (r - r_1)}{2r}$ qui agit dans le sens du mouvement de la roue et dont le point d'application se trouve à l'essieu de celle-ci. Dans les véhicules de chemins de fer, cette force se retrouve dans la force de traction appliquée au coussinet d'essieu et par l'intermédiaire de celui-ci à la fusée d'essieu ; r et r_1 sont les rayons des deux cercles indiqués dans la figure 2, G est le poids supporté par les roues en mouvement, μ est le coefficient de frottement des bandages sur les rails.

M. Krüger conclut plus loin :

« La première manière dont s'établit
« l'égalité, c'est-à-dire quand le cercle r_1
« roule d'une manière complète, et
« qu'au contraire le cercle r doit, en
« glissant, regagner la différence, exige

« den. Es können entweder die beiden
« kleineren Grundkreise ohne Gleiten
« rollen; es erfolgt dann der fragliche
« Ausgleich durch das *mit* Gleiten
« (Schleifen) verbundene Rollen der
« grösseren Kreise auf derselben Stelle;
« oder es rollen die grösseren Kreise
« ohne Gleiten und es werden die klei-
« neren Kegelkreise, je nach ihrer Ent-
« fernung von dem grössten Kreise mehr
« oder weniger gleitend vorgeschoben.

« Die Verschiedenartigkeit der Art
« und Weise in welcher der Ausgleich
« in diesen beiden vorerwähnten Fällen
« erfolgt, lässt von vornherein eine
« dritte Möglichkeit, etwa das ohne
« Gleiten sich vollziehende Rollen des
« mittleren *Kegelstreifens* als ausge-
« schlossen erscheinen. »

Krüger berechnet nun, dass die letztere der beiden vorerwähnten Arten des Ausgleiches der Wegdifferenz $2\pi (r - r_1)$ eine in der Bewegungsrichtung der Kegel wirkende, an der Achse derselben angreifende Kraft $Z = \mu \frac{G (r - r_1)}{2r}$ erfordert, welche sich bei Eisenbahnfahrzeugen in der auf die Achslager und durch diese auf die Achsschenkel übertragenen Zugkraft vorfindet; r und r_1 bezeichnen die in Figur 2 angedeuteten Kegelhalbmesser, G das auf den Kegeln ruhende Gewicht, μ den Reibungscoefficienten der Tyres auf den Schienen.

Krüger deducirt weiter :

« Die erstere Art des Ausgleiches,
« wenn nämlich der Kreis r_1 sich voll-
« ständig abwickeln, r dagegen die
« Wegdifferenz schleifen würde, erfor-
« dert die Wirkung solcher Kräfte,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« la mise en action de forces qui « puissent produire une révolution de « la roue autour de son axe et dont le « point d'application soit placé en « dehors de l'essieu.

« Des forces extérieures de cette « espèce n'existent pas sur l'axe d'un « véhicule de chemin de fer en mou- « vement, à l'exception de la force vive « qui est transmise à l'essieu par son « mouvement même.

« L'action de celle-ci pour un essieu « auquel une force de traction est « appliquée, et qui est mis en rotation « de la sorte, ne peut se produire dans « la direction ci-dessus mentionnée, « c'est-à-dire pour le glissement sur « place, que si le frottement produit « à la circonférence par le mouvement « devient plus grand que la somme « des frottements μG, etc. »

M. Krüger conclut ensuite que la force qui produit le glissement du restant du cône lorsque le roulement est complet le long des grands cercles, $Z = \mu G \frac{r - r_1}{2r}$ n'est qu'une faible partie du frottement total μG, c'est-à-dire $Z > \mu G$; il s'ensuit que les deux cônes, reliés entre eux d'une manière invariable, rouleront sans glisser sur leurs grands cercles et que l'égalité de la différence des chemins $2\pi (r - r_1)$ doit s'effectuer par un glissement direct des petits cercles dans la direction de la marche.

Par ce glissement des plus petits cercles engendrés par les surfaces des cônes animés d'un mouvement de roulement, il se produit une force de traction $Z = \mu G \frac{r - r_1}{2r}$ sur les rails dans le

« welche eine Drehung des Kegels um « seine Achse hervorbringen können, « deren Angriffspunkt somit ausser- « halb der Kegelachse liegen müsste.

« Aeussere Kräfte dieser Gattung « sind an den Achsen eines bewegten « Eisenbahn-Fahrzeuges nicht in Thä- « tigkeit, mit Ausnahme der den Ach- « sen durch ihre Drehung mitgetheil- « ten lebendigen Kraft.

« Die Wirkung der letzteren für eine, « durch eine Zugkraft vorgezogene, « ins Rollen gebrachte Achse, kann « nach der oben beregten Richtung « hin, also für das Gleiten auf dersel- « ben Stelle, nur dann eintreten, « wenn die durch die Bewegung am « Radumfange erzeugte Reibung grös- « ser wird, als der Betrag der gesamm- « ten Reibung μG, etc. »

Krüger folgert nun weiter, dass, nachdem die Kraft, welche beim vollkommenen Abrollen der grösseren Kreise, die Reibungsarbeit am übrigen Theil des Kegels verrichtet, $Z = \mu G \frac{r - r_1}{2r}$ nur einen kleinen Theil der totalen Reibung μG beträgt d. i. $Z < \mu G$, die beiden fest mit einander verbundenen Kegel mit ihren grösseren Kreisen ohne Gleiten rollen werden und dass der Ausgleich der Wegdifferenz $2\pi (r - r_1)$ durch directes gleitendes Verschieben der kleineren Kreise in der Fahrtrichtung erfolgen muss.

Durch dieses Verschieben der kleineren Kreise der rollenden Kegelflächen nach der Fahrtrichtung wird in dieser Richtung eine Zugkraft $Z = \mu G \frac{r - r_1}{2r}$ auf die Schienen ausgeübt, die eine

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sens du mouvement et cette force crée une tendance au cheminement.

L'hypothèse théorique examinée par M. Krüger de deux cônes invariablement liés l'un à l'autre et roulant sur des surfaces inclinées symétriques, peut très bien s'appliquer aux véhicules de chemins de fer. Même lorsqu'il ne s'agit pas de rails et de bandages usés, le contact avec les rails ne se réduit pas à un point, mais à une ligne.

Quand les rails sont usés, la ligne de contact peut atteindre 30 *mm* et même davantage, ainsi qu'on peut le constater par l'examen des profils usés, particulièrement en alignement droit.

Dans les courbes, la manière dont le bandage se place sur le rail est très variable. Elle dépend du surhaussement, du surécartement, de la vitesse, du mode d'accouplement, etc., de telle sorte que les résistances correspondantes sont fort modifiées.

En alignement droit, il est facile de déterminer, dans un cas particulier, la grandeur de la résistance, ainsi que celle de la force exercée sur la voie pour la pousser en avant.

Admettons que, pour des rails usés en alignement droit, la ligne de contact du bandage soit de 30 *mm*, que le rail ait une inclinaison vers l'intérieur de la voie de $^1/_{16}$ et un cercle de roulement d'un rayon $r = 500$ *mm*.

Tendenz zum Wandern derselben hervorruft.

Der von Krüger behandelte theoretische Fall zweier fest mit einander verbundenen, auf gegen einander geneigten Ebenen rollenden Kegelstutzen lässt sich thatsächlich sehr wohl auf Eisenbahnfahrzeuge anwenden. Selbst bei nicht abgenützten Schienen und Tyres wird der Laufkranz keineswegs blos in einem Punkte, sondern in einer Linie die Schiene berühren.

Bei abgenützten Schienen wird die Berührungslinie wie man aus der Aufnahme abgenützter Profile, insbesondere in Geraden entnehmen kann, leicht 30 *mm* und darüber lang sein.

In Bögen ist die Art und Weise, wie sich der Tyre zur Schiene einstellt, sehr verschieden, abhängig von Ueberhöhung, Erweiterung, Geschwindigkeit, Kupplung, u. s. w., so dass auch die bezüglichen Wiederstände sehr modificirt werden.

In Geraden kann man die Grösse des Wiederstandes, also die auf das Geleise ausgeübte, dasselbe vortreibende Kraft leicht für einen speciellen Fall bestimmen.

Nehmen wir an, es sei bei abgefahrenen Schienen in einer Geraden die Berührungslinie mit dem Tyre 30 *mm* lang, so ist unter Berücksichtigung einer Neigung der Schiene nach einwärts von $^1/_{16}$ und einen Laufkranz-Durchmesser von $r = 500$ *mm*,

$$r_1 = 500 - \frac{30}{16} = 498 \text{ mm}.$$

Si, de plus, $\mu = 0.15$ (coefficient de frottement de l'acier sur l'acier), la

Wenn ferner $\mu = 0.15$ (Reibungscoefficient : Stahl auf Stahl), so ist der

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

traction exercée dans la direction du mouvement du train est

in der Richtung der Fahrt ausgeübte Zug

$$Z = \mu G \frac{r - r_1}{2r} = G \times 0.15 \times \frac{500 - 498}{2 \times 500} = 0.0003\,G.$$

soit 0.3 *kg* par tonne de charge.

La valeur calculée change évidemment quand l'axe du véhicule s'éloigne de l'axe de la voie.

Pour un wagon pesant 20 *t*, la force dont il s'agit n'est que de 6 *kg*; elle ne peut donc suffire pour déplacer un rail non attaché de 300 *kg*.

Les actions que nous avons décrites, et que M. Krüger croit avoir une action prépondérante sur le cheminement des rails, sont donc sans aucune importance à ce point de vue.

Nous n'avons donc aucun motif de soumettre ses déductions à une critique plus détaillée;

6° Le professeur Johnson, de Saint-Louis, pense que le cheminement peut être assimilé à une sorte de mouvement de vague, qui est occasionné par les flexions qui se produisent sur le parcours des rails par les trains.

Comme cela se produit pour les fluides oscillants, en outre du mouvement de va-et-vient des différentes parties, il se produit aussi un mouvement en avant de la masse entière quand les oscillations des parties sont troublées par des forces extérieures (par exemple par le frottement du sol). C'est ainsi que la résistance que le frottement entre les rails et le ballast, sur lequel ils sont placés, oppose au retour des points d'appui vers leur position initiale produit le cheminement ou — comme le dit très bien littéralement l'expression

also pro Tonne Last 0.3 *kg*.

Der berechnete Werth verändert sich selbstverständlich wenn die Achse des Vehikels von der Bahnachse abweicht.

Bei einem Wagen von 20 *t* Gewicht ist somit die Kraft nur 6 *kg*, also genügt nicht einmal, um eine unbefestigte Schiene von 300 *kg* von der Stelle zu bringen.

Die beschriebenen Wirkungen, welchen Krüger entscheidenden Einfluss auf die Schienenwanderung zuschreibt, sind also für diese ohne Bedeutung.

Wir haben daher keinen Anlass in eine nähere Kritik seiner Deduction einzugehen.

6. Professor Johnson in Sanct-Louis führt die Schienenwanderung auf eine Art Wellenbewegung zurück, welche durch Schwingungen hervorgerufen wird, die sich infolge des Befahrens einer Schiene ergeben.

Sowie bei schwingenden Flüssigkeiten neben dem Hin- und Hergang der Theilchen auch ein langsames Fortschreiten der ganzen Masse stattfindet, wenn die Schwingungen der Theilchen durch äussere Kräfte (z. B. die Reibung am Grunde) gestört werden, so bewirkt der Widerstand, welchen die Reibung zwischen den Schienen und der Unterlage dem Rückgang der Stützpunkte in ihre Anfangslage entgegengesetzt, das Wandern, oder wie der englische Ausdruck recht bezeichnend lautet — kriechen (*creeping*) der Schiene.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

anglaise — le rampement (*creeping*) des rails.

M. Johnson tire de ses essais cette conclusion que le cheminement ne se produirait pas si l'on pouvait supporter les rails suivant leur axe de flexion, et que des rails supportés par la tête cheminaient dans le sens opposé à la marche de ceux qui sont supportés par le pied.

Et, en fait, la tendance au cheminement des rails à double bourrelet placés sur coussinets est très faible (*Centralblatt der Bauverwaltung*, année 1888, page 347). (*Voir* rapports annexés.)

Zimmermann a étudié cette question d'une manière plus approfondie au moyen du calcul.

Aus den Untersuchungen zieht Johnson den Schluss, dass das Wandern nicht stattfinden würde, wenn man die Schiene in der Biegungsachse unterstützen könnte und dass am Kopfe gestützte Schienen in entgegengesetzter Richtung wandern müssten wie solche, die mit dem Fusse aufliegen.

In der That soll die Neigung zum Wandern bei Doppelkopfschienen auf Stühlen sehr gering sein (*Centralblatt der Bauverwaltung*, Jahrgang 1888, Seite 347). (Siehe Berichte-Annex.)

Zimmermann ist dieser Frage rechnerisch in folgender Weise näher getreten.

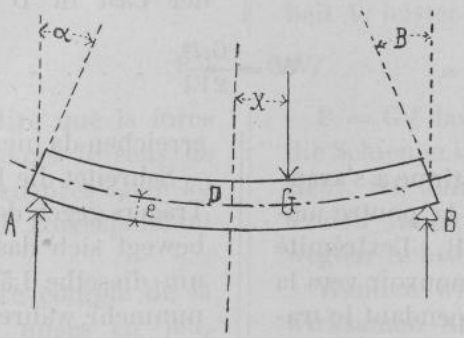


Fig. 3

Soit une poutrelle reposant librement sur deux appuis fixes A et B (fig. 3) et d'une épaisseur uniforme en tous ses points. Nommons I son moment d'inertie, ε le coefficient d'élasticité et x la distance de la charge à la verticale passant par son point milieu.

Tandis que la charge s'accroît depuis 0 jusqu'à la valeur G, la surface inférieure de la poutre subit une extension qui est en relation d'une manière générale avec le glissement de la poutre et

Ein bei A und B (Figur 3) frei auf festen Stützen ruhender Träger von überall gleichem Querschnitt mit dem Trägheitsmoment I und dem Elasticitätsmass ε werde im Abstande x von der Längenmitte belastet.

Während die Last von Null bis zu dem Werthe G anwächst, erleidet die untere Seite des Trägers eine Ausdehnung, mit welcher im Allgemeinen eine Verschiebung der sich berühren-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de son assise. Le glissement total peut s'exprimer par la formule suivante :

$$W = (\alpha + \beta)\, e = \frac{Ge}{2\,EI}\,(l^2 - x^2)$$

Il ne se produira que là où la plus petite résistance est à vaincre. Ce point, dans la situation indiquée par la figure 3 pour la charge G, est le point d'appui A, parce qu'à ce moment ce point supporte le minimum d'effort et le frottement y est minimum.

Si l'on suppose que la charge s'avance de A vers B, on remarquera que pendant le trajet de A à D le glissement se produira en B. Sa valeur s'accroîtra jusqu'à atteindre la valeur :

$$W = \frac{Gel^2}{2\,EI} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(I}$$

parce que $x = 0$.

Lorsque la charge continue à s'avancer depuis le milieu de la poutre jusqu'au point d'appui B, l'extrémité gauche commence à se mouvoir vers la droite, car maintenant, pendant le trajet de la charge de D en B, la plus grande résistance se produit en B.

Il s'ensuit que la poutre tout entière, pendant le trajet de la charge de A en B, se mettra à cheminer dans la direction du mouvement et que le cheminement sera mesuré par W.

Zimmermann représente le travail du frottement développé par ce mouvement : pour une poutre supportée par deux appuis, par

$$A_1 = \frac{G^2 ef l^2}{6\,EI} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(II}$$

den Flächen des Trägers und der Lager verknüpft ist. Die Gesammtverschiebung ergibt sich mit

und wird stets dort stattfinden, wo der kleinere Widerstand zu überwinden ist; dies ist für die in Figur 3 angedeutete Lage der Last G der Stützpunkt A, weil derselbe den geringeren Druck aufzunehmen hat, also die Reibung daselbst kleiner ist.

Denkt man sich die Last von A gegen B fortschreitend, so wird zunächst während des Weges der Last von A bis D die Verschiebung bei B stattfinden und stetig anwachsend bei der Stellung der Last in D den Werth

erreichen da hier $x = 0$.

Schreitet die Last von der Mitte des Trägers gegen den Stützpunkt B vor, so bewegt sich das linke Ende successive um dieselbe Länge μ nach rechts, da nunmehr während des Weges der Last von D bis B für die Verschiebung in B der grössere Widerstand vorhanden sein wird. Der ganze Träger wird demnach während der Bewegung der Last von A nach B um das Mass W in der Fahrtrichtung wandern.

Die während dieser Bewegung entwickelte Reibungsarbeit berechnet Zimmermann für einen an beiden Stützpunkten beweglichen Träger

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pour une poutre reliée à son assise par une extrémité afin d'empêcher le cheminement, par

für an einem Ende zur Verhütung des Wandern mit dem Lager fest verbundenen Träger

$$A_2 = \frac{G^2 e f l^2}{2\,EI} \quad \text{III}$$

Dans ces deux formules :

G, est la charge roulante;

f, le coefficient de frottement de la poutre sur les supports;

l, la distance des points d'appui;

E, le module d'élasticité;

I, le moment d'inertie de la section de la poutre;

e, la distance de l'axe neutre de la fibre la plus fatiguée.

Des formules I et III on tire $A_2 = GWf$.

Calculons la force moyenne P qui, sur le chemin W, effectue le travail A_2,

wobei

G, die rollende Last,

f, den Reibungscoefficienten des Trägers auf den Stützen,

l, die Stützweite,

E, der Elasticitätsmodul,

I, das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes,

e, der Abstand der neutralen Achse von der gespanntesten Faser bedeutet.

Aus den Formeln I und III ergibt sich, dass $A_2 = GWf$.

Bezeichnen wir die durchschnittliche Kraft, welge auf dem Wege W die Arbeit A_2 leistet mit P, so ist

$$PW = GWf$$

d'où $P = Gf$. C'est-à-dire que la force qui pousse les rails dans le sens de leur longueur est à peu près égale au frottement de l'essieu correspondant sur le rail.

Afin de nous rendre compte de la grandeur des forces mises en jeu, voyons ce que donnent les formules pour un cas particulier.

Soit G = 7,000 *kg* la pression sur une roue;

e = 61 *mm* la distance de la fibre la plus fatiguée du rail de son axe neutre;

l = 800 *mm* la distance libre entre les traverses;

E = 20,000 par millimètre carré le module d'élasticité;

$P = Gf$ das heisst die Kraft, welche die Schienen in der Längsrichtung fortzieht, ist annähernd gleich der gleitenden Reibung der betreffenden bewegten Achse auf der Schiene.

Wenden wir, um in die Grösse der wirksamen Kräfte Einblick zu bekommen, die erhaltenen Formeln auf den speciellen Fall einer ein Schienenfeld passirenden Locomotivachse an.

Es sei G = 7,000 *kg* der Raddruck;

e = 61 *mm* Abstand der gespanntesten Faser der Schiene von der neutralen Achse;

l = 800 *mm* freie Weite zwischen den Schwellen;

E = 20,000 pro mm^2 (Elasticitätsmodul);

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

I = 8,630,000 mm^4 le moment d'inertie du rail.

Ces données se rapportent au système de la voie en acier n° III.

On obtient ainsi, d'après la formule I,

I = 8,630,000 mm^4 das Trägheitsmoment der Schiene, was dem bei der priv. öst. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft üblichen Stahlschienen System III entspricht.

Dann ist nach Formel I

$$W = \frac{7{,}000 \times 61 \times 640{,}000}{2 \times 20{,}000 \times 8{,}630{,}000} = 0.8\,mm.$$

Pour des rails qui sont retenus aux joints par une encoche dans l'éclisse, on peut employer la formule III qui donne, pour le travail du frottement,

Für Schienen, die am Stosse durch eine Einklinkung in der Lasche festgehalten sind, kann man die Formel III anwenden, aus der sich die verrichtete Reibungsarbeit mit

$$A_2 = GWf = 7.000 \times 0.8 \times 0.15 = 840 \text{ mkg}$$

ergibt.

La force mise en action par le travail accompli est

Die bei der Arbeitsleistung wirksame Kraft

$$P = Gf = 7{,}000 \times 0.15 = 1{,}050 \text{ kg}.$$

Le glissement W = 0.8 *mm* qui se produirait par le passage d'un essieu est naturellement empêché par la fixation des rails les uns aux autres et aux traverses; il ne se montrera à proportion du relâchement de l'ensemble de la voie que si les résistances qui s'opposent au cheminement sont plus petites que la force P calculée plus haut.

Nous voyons, au surplus, que cette force est assez considérable et qu'elle croît avec la charge d'essieu.

Le travail du frottement A_2 croît avec le carré de la charge de roue; d'où l'on déduit qu'un faible accroissement de celle-ci a pour conséquence une usure déjà assez rapide de toutes les surfaces

Die Verschiebung W = 0.8 *mm* welche beim Passiren einer Achse eintreten sollte, wird selbstverständlich durch die Befestigung der Schienen untereinander und auf den Schwellen ungemein eingeschränkt und wird nach Massgabe der Lockerung des ganzen Geleisegefüges erst dann sich äussern können, wenn die Widerstände, welche sich den Verschiebungen entgegensetzen, kleiner sind, als die oben berechnete Kraft P.

Wir sehen übrigens, dass diese Kraft recht beträchtlich ist, und mit der Radlast wächst.

Die Reibungsarbeit A_2 wächst im quadratischen Verhältnisse der Radlast, woraus zu folgern ist, dass eine geringe Vermehrung der letzteren schon eine bedeutend raschere Abnützung

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de glissement des éclisses et des plaques.

Cette usure augmente, d'un autre côté, les coups qui se produisent aux bouts des rails; on voit donc clairement quelles sont les actions destructives qui se produisent dans la superstructure quand on augmente la charge de roue des véhicules même dans une faible mesure.

La comparaison des formules II et III montre d'ailleurs que le travail du frottement $A_2 = 3\,A_1$ augmente sensiblement quand un bout du rail est protégé contre le cheminement par l'encochage des éclisses ou par d'autres moyens. Cependant, il y a lieu de remarquer que tout le travail se reporte sur le bout libre, c'est-à-dire sur les plaques d'assise, de telle sorte que ses effets ne sont pas extrêmement nuisibles.

On voit aussi que, comme le glissement W, le travail de friction A augmente avec le carré de la distance des traverses. On peut de la sorte évaluer l'avantage que peut procurer le rapprochement des traverses.

II. — Circonstances qui favorisent ou qui restreignent le cheminement des rails.

Dans ce qui précède, nous nous sommes occupé des forces qui augmentent le cheminement et nous avons déjà, en partie, exposé les forces qui peuvent le restreindre.

Nous allons maintenant passer en revue, d'une manière générale, toutes

aller Gleitflächen an Laschen und Platten zur Folge hat.

Da diese Abnützung ihrerseits das an den Schienenstössen auftretende Schlagen verstärkt, so sind hiedurch die destructiven Wirkungen erklärlich, die sich beim Oberbau geltend machen, wenn die Raddrücke der Fahrzeuge nur mässig erhöht werden.

Aus den Vergleich der Formeln II und III sieht man ferner, dass die Reibungsarbeit $A_2 = 3A_1$ also wesentlich zunimmt, wenn ein Ende der Schiene gegen Wanderung durch Einklinkung der Laschen oder andere Mittel gesichert ist, doch ist zu bedenken, dass hiebei die ganze Arbeit sich an dem freien Ende also an den Unterlagsplatten volzieht, daher nicht besonders schädlich wirkt.

Man sieht ferner, dass sowohl die Verschiebung W als auch die Reibungsarbeit A mit dem Quadrat der Schwellenentfernung zunimmt und kann daraus die Vortheile einer Verdichtung der Schwellenlage ermessen.

II. — Umstände welche das Auftreten der Schienenwanderung begünstigen, beziehungsweise beschränken.

Wir haben im Vorstehenden jene Kraftwirkungen behandelt, welche die Wanderung der Schienen hervorrufen und haben theilweise schon angedeutet, welche Momente dieselben einschränken können.

Wir wollen nunmehr alle die Umstände übersichtlich zusammenfassen,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les circonstances qui peuvent influer sur la production ou la grandeur du cheminement.

On peut établir, en général, ce qui suit :

Le cheminement dépendant de la sollicitation des rails — que celle-ci soit de nature statique ou dynamique — aussi bien que des effets du frottement. Il doit donc être recommandé :

1° D'éviter les charges anormales qui ne sont pas dans les besoins de l'exploitation ;

2° D'écarter les causes des frictions inutiles.

En ce qui concerne les charges, il est impossible de diminuer le poids adhérent de la locomotive exigé par une force de traction donnée (requise).

Au contraire, il est possible de restreindre les pressions verticales périodiques qui se produisent à chaque tour de roue et qui proviennent de la pression du piston et de la bielle motrice, et cela par le choix d'une bielle aussi longue qu'il est possible en rapport avec le rayon de la manivelle.

Ces surcharges du rail qui se produisent régulièrement à chaque tour de roue, ont pour mesure Ptg , expression dans laquelle P représente la pression du piston, β l'angle d'inclinaison de la bielle avec l'axe du cylindre, angle qui est d'autant plus petit que l'on choisit une bielle plus longue en comparaison de la longueur de la manivelle.

La force $Ptg\beta$ peut, pour une pression du piston de 12,000 *kgs*, atteindre facilement 1,500 à 2,000 *kgs*. Il est donc très important d'en réduire le plus possible la valeur.

welche das Auftreten und die Grösse der Wanderung beeinflussen.

Allgemein kann gesagt werden :

Nachdem die Schienenwanderung vorwiegend von der Beanspruchung der Schiene, sei dieselbe statischer oder dynamischer Natur, sowie von Reibungswirkungen abhängt, so wird es geboten sein :

1. Die abnormalen, nicht in den Bedürfnissen des Betriebes liegenden Belastungen zu vermeiden ;

2. Die Ursachen unnöthiger Reibungen zu beseitigen.

Was die Radbelastungen anbelangt, so kann wohl das durch eine gegebene (erforderliche) Zugkraft bedingte Adhäsionsgewicht der Locomotive nicht vermindert werden.

Dagegen wird es möglich sein, die periodisch bei jeder Radumdrehung auftretenden, vom Kolbendruk ausgehenden und von der Triebstange vermittelten Verticaldrücke durch Wahl einer im Verhältniss zum Kurbelradius möglichst langen Triebstange zu ermässigen.

Diese regelmässig, bei jeder Raddrehung auftretenden Mehrbelastungen der Schiene haben die Grösse $Ptg\beta$, wo P den Kolbendruck, β den Neigungswinkel der Triebstange mit der Cylinderachse bedeutet, welcher Winkel desto kleiner wird, je länger die Triebstange im Verhältnis zur Kurbel gewählt wird.

Die Kraft $Ptg\beta$ kann bei 12,000 *kg* Kolbendruck leicht 1,500 — 2,000 *kg* betragen, ist also sehr bedeutend, daher nach Thunlichkeit zu reduciren.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'expédient bien connu, des contrepoids servant à compenser les masses du mécanisme mues horizontalement, produit également des surcharges nuisibles des rails revenant à des intervalles réguliers, et pour ce motif il faut éviter autant que possible d'en faire usage.

Plus loin, nous discuterons d'une manière détaillée les relations de ces détails de construction avec le cheminement.

Les méplats des bandages sont susceptibles d'augmenter d'une manière extraordinaire les surcharges des rails.

Le tableau suivant reproduit les résultats des recherches de M. Flamache sur la sollicitation de la voie par les roues motrices et les méplats des bandages. Il est tiré du rapport de M. Ast au Congrès des chemins de fer (session de Saint-Pétersbourg).

Die zur Ausgleichung der horizontal bewegten Triebwerksmassen bestimmten *Antheile* der Gegengewichte werden gleichfalls regelmässig wiederkehrende schädliche Mehrbelastungen der Schiene hervorrufen und daher möglichst zu beschränken sein.

Wir werden später den Zusammenhang dieser Konstructionsdetails mit der Schienenwanderung ausführlich erörtern.

Flache Stellen der Tyres sind geeignet, die Belastungen der Schiene in ausserordentlicher Weise zu steigern.

Nachstehende Tabelle II, darstellend die Resultate der Versuche von M. Flamache über die Beanspruchung der Geleise durch Triebräder und flache Stellen der Bandagen, ist dem beim Petersburger Congresse erstatteten Berichte des Herrn Regierungsrath Ast entnommen.

Tableau II.

Numéro d'ordre.	DÉSIGNATION des ESSAIS.	Calcul de l'effet total provenant	
		des roues motrices.	des méplats des roues, des wagons et des tenders.
1	*Superstructure des chemins de fer de l'Etat belge en rails de 38 kgs :*		
	D'après les enfoncements des traverses	1.6 G	2.2 G
	D'après les flexions des rails	1.7 G	2.4 G
2	*Superstructure des chemins de fer de l'Etat belge en rails de 52 kgs :*		
	D'après les enfoncements des traverses	1.1 G	2.0 G
	D'après les flexions des rails	1.2 G	3.2 G

Tabelle II.

ost N°	BEZEICHNUNG der VERSUCHE.	Berechnete Gesammtwirkung	
		durch die Friebräder.	durch flache stellen an den Wagen und senderrädern.
1	*Oberbau der belgischen Staatsbahnen 38 kg Schienen :*		
	Aus den Schwellen-Einsenkungen.	1.6 G	2.2 G
	Aus den Schienen-Durchbiegungen.	1.7 G	2.4 G
2	*Oberbau der belgischen Staatsbahnen 52 kg Schienen :*		
	Aus den Schwellen-Einsenkungen	1.1 G	2.0 G
	Aus den Schienen-Durchbiegungen	1.2 G	3.2 G

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Dans ce tableau, G représente la charge statique de la roue et nous voyons quelle étonnante progression amène la sollicitation des rails par les méplats des bandages.

A cette augmentation de la pression de la roue résultant de la nature du matériel roulant, s'ajoutent des actions dynamiques importantes qui se produisent aux défauts du tracé de la ligne ou qui surviennent aux joints relâchés par suite de la décharge de chacun des essieux ou de la surcharge de la roue.

MM. Bemelmans et Bruneel ont donné quelques renseignements intéressants au sujet de ces forces verticales dans leur rapport sur la question II-A, présenté au Congrès à Paris, en 1889.

Nous empruntons à ce rapport le passage suivant :

In dieser Tabelle bedeutet G das statische Gewicht des Rades und wir sehen, welche überraschende Steigerung die Beanspruchung der Schienen durch flache Stellen der Bandagen erfährt.

Zu diesen aus der Natur der Betriebsmittel resultirenden Steigerungen des Raddruckes kommen jene, sehr erheblichen dynamischen Wirkungen, die sich aus den Mängeln in der Linienführung der Bahn ergeben und in Folge Entlastung einzelner Achsen oder Aufschlagen des Rades an lockeren Stössen entstehen.

Ueber diese Verticalkräfte geben die Herrn Bemelmans und Bruneel in ihren Rapport für den Congress in Paris 1889, betreffend die Frage II-A sehr interessante Daten.

Wir entnehmen diesem Rapport folgende Ausführungen :

Les seuls qu'il soit intéressant d'étudier, sont les efforts transmis aux rails par les essieux de locomotives qui sont les plus lourdement chargés.

Ils ne se mesurent pas par la charge que supporte l'essieu en repos.

Celle-ci subit, pendant la marche, des variations importantes, qui augmentent ou diminuent dans de larges proportions les pressions verticales transmises aux rails.

Dans un article paru dans le numéro de mai 1885 de la *Revue générale des chemins de fer*, Jules Michel, ingénieur en chef au chemin de fer de Paris-Lyon-Méditerranée, rappelle les essais faits antérieurement et signale de nouvelles observations au sujet de la variation de charge des essieux des machines. Le tableau suivant résume, aussi exactement que possible, les conclusions que l'on peut tirer de ces expériences :

OBSERVATEURS.	Variation moyenne de la charge p^1.		Variation extrême de la charge p^1.	
	Surcharge +	Décharge −	Surcharge +	Décharge −
	P. C.	P. C.	P. C.	P. C.
MM. Henry.	36	27 5	50	53
de Weber.	50	41	96	72
Brière.	29	29	76	77
Moyennes	38 3	32	75	65

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

On voit par ce tableau que la surcharge dépasse, en général, la décharge; que, dans leurs variations extrêmes, la surcharge peut être presque égale à la charge (expérience de Weber, 96 p. c.), mais que la décharge atteint seulement 77 p. c. de p^1 (expérience Brière).

. . . . . .

Toutefois, comme il convient, en pareille matière, de se tenir au-dessus des chiffres relevés dans les expériences, nous admettrons, pour calculer les conditions de résistance des voies, que la charge d'une roue peut être accidentellement doublée et qu'elle peut aussi, dans des circonstances exceptionnelles, être réduite au quart de la charge normale.

. . . . . .

La charge d'une roue de machine peut donc, en cours de route, être portée du simple au double. Mais elle ne représente pas encore l'effort maximum auquel les rails peuvent être soumis. Celui-ci s'accroit encore par les chocs qui se produisent, soit par les mouvements anormaux des véhicules, soit par les irrégularités ou les discontinuités de la voie, soit encore par les parties planes qui existent dans les bandages.

Les efforts dus aux chocs provenant des discontinuités de la voie résultant, par exemple, d'une défectuosité de l'éclissage, ont été étudiés par M. Considère, ingénieur en chef des ponts et chaussées de France, dans une série d'expériences intéressantes.

Dans celles du pont de Puy-l'Évêque, M. Considère a constaté que pour un train marchant à la vitesse de 50 kilomètres à l'heure, sur une voie dont les boulons n'avaient pas été resserrés depuis quelque temps déjà, la roue exerçait, en sus de son poids statique, un effort dynamique de 13,300 kilogrammes.

Dans une seconde série d'expériences faites au passage d'un train, à la vitesse de 64 kilomètres, sur un joint dont les boulons d'éclisses avaient été préalablement desserrés, un essieu chargé de 13,000 kilogrammes produisait un effort total de 35,000 kilogrammes, soit les $^{27}/_{10}$ de la charge statique.

Le même essieu, circulant sur une voie établie dans les conditions normales d'exploitation, exerçait un effort de 24,700 kilogrammes, soit près du double de la charge statique.

A ce qui précède il faut ajouter une analyse intéressante de l'augmentation de la charge de roue produite par l'intervention des efforts dynamiques, due à M. Ast et insérée dans son rapport sur la question V-A présenté au Congrès à Saint-Pétersbourg.

Nous y trouvons à la page 18 :

Wir fügen noch eine interessante Analyse des durch Hinzutreten der dynamischen Wirkungen erhöhten Raddruckes bei, die Herr Ast in seiner Berichterstattung beim Congress in St. Petersburg über die Frage V-A liefert.

Wir finden daselbst (Seite 18) :

Évaluation de la somme des efforts verticaux exercés sur la voie.

a)	La charge de roue statique	1.000 G
b)	L'action transmise par les oscillations des ressorts de la locomotive	0.630 G
c)	La pression additionnelle correspondant aux forces centrifuges et vibrations . . .	0.210 G
d)	La surcharge produite par les contrepoids	0.500 G
	La somme de toutes ces valeurs limites est de. . .	2.340 G

On voit que le rapport de MM. Bemelmans et Bruneel et l'analyse de M. Ast s'accordent bien et permettent d'évaluer quelle influence les actions dynamiques exercent sur l'accroissement du poids

Wir sehen, dass die Mittheilungen der Herrn Bemelmans und Bruneel und die Analyse des Herrn Ast ziemlich übereinstimmen und können ermessen, welchen Einfluss die dynamischen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sur la roue et, par conséquent, sur le cheminement des rails.

Cherchons maintenant à évaluer l'influence des différents frottements entre la roue et le rail sur le cheminement, sans nous occuper des actions des freins (que nous avons déjà mentionnées et qu'il est facile de calculer), ni des actions décrites par M. Krüger et rappelées par nous sous le n° 5.

En alignement, les effets de frottement apparaissent quand l'axe des véhicules s'écarte de l'axe de la voie, car, à ce moment, il n'y a qu'une roue qui puisse rouler d'une manière complète; l'autre doit glisser pour regagner la différence qui se produit dans le chemin parcouru par suite de la conicité des bandages.

Soit $\frac{1}{n}$ la conicité de la roue;

s, le glissement latéral possible des bandages en dehors de l'axe de la voie;

r, le rayon moyen des roues ;

P, la charge de roue;

f, le coefficient de frottement de glissement.

Dans le cas extrême, quand le jeu des essieux a complètement disparu, la différence entre les deux circonférences des roues, qui donne lieu à glissement, est

$$D = 2\pi\frac{s}{n},$$

le travail résultant est

$$A = 2\pi\frac{s}{n}Pf;$$

ce travail est réparti sur le parcours correspondant à un tour de la roue

Wirkungen auf die Vermehrung des Raddruckes und somit auf die Wanderung der Schienen ausüben.

Gehen wir nun daran, die Einflüsse der verschiedenen Reibungen zwischen Rad und Schiene auf die Schienenwanderung zu prüfen und sehen wir hiebei sowohl von den bereits erwähnten und leicht zu beurtheilenden Bremswirkungen, sowie den von Krüger beschriebenen, von uns *sub* 5 angeführten Wirkungen ab.

In geraden Linien treten Reibungseffecte dann auf, wenn die Achse der Betriebsmittel aus der Geleiseachse ausweicht, weil dann nur ein Rad sich vollkommen abwickeln kann, das andere die aus der Rad-Conicität sich ergebende Wegdifferenz schleifen muss.

Ist $\frac{1}{n}$ die Rad-Conicität,

s, die mögliche seitliche Verschiebung der Tyres aus der Geleiseachse,

r, der mittlere Radhalbmesser,

P, der Raddruck, und

f, der Coefficient der gleitenden Reibung,

so ist im äussersten Falle, wenn der Spielraum an einem Tyre ganz verschwindet, die Differenz beider Radabwicklungen, die geschliffen werden muss

die hiedurch verrichtete Arbeit

diese Arbeit wird auf dem Wege einer Radumdrehung $2r\pi$ verrichtet; es ist

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

et la force nécessaire pour vaincre sur ce parcours les résistances est

also die auf diesem Wege zur Ueberwindung des Widerstandes erforderliche Kraft

$$K = \frac{A}{2r\pi} = \frac{s}{nr} \cdot Pf.$$

Prenons :

Setzen wir :

$r = 500\ mm.$
$s = 10\ mm.$
$n = 16.$
$P = 6{,}000\ kg.$
$f = 0.15.$

nous obtiendrons :

so haben wir :

$$K = \frac{10}{16 \times 500} \times 6{,}000 \times 0.15 = 1.1\ kg$$

La grandeur de cette force de traction agissant sur les rails dans la direction des trains est, par conséquent, sans conséquence sur le glissement des rails, quelque importante qu'elle soit comme résistance au mouvement, et cela d'autant moins que la conicité des roues elle-même intervient pour replacer le véhicule dans l'axe, ce qui fait disparaître la force dont il s'agit.

Cette force est renforcée par le mouvement de lacet qui se produit aux grandes vitesses, d'où résulte l'augmentation de la résistance en alignement droit quand le mouvement s'accélère. Cette résistance s'accroît avec le carré de la vitesse à peu près d'après la formule empirique

Die Grösse dieser auf die Schienen in der Fahrtrichtung wirkenden Zugkraft ist daher, so beträchtlich dieselbe als Fahrtwiderstand wirkt, mit Rücksicht auf das Verschieben der Schienen ohne Belang, um so weniger als die Radconicität selbst darauf einwirkt, dass sich die Vehikel wieder axial einstellen, worauf diese Kraft überhaupt verschwindet.

Gesteigert wird dieselbe durch das Schlingeren bei grossen Geschwindigkeiten, woraus sich der vermehrte Widerstand in Geraden bei rascher Fahrt erklärt; derselbe wächst mit dem Quadrat der Geschwindigkeit etwa nach der empirischen Formel

$$W = 1.5 + 0.001\ v^2.$$

Il se produit, en outre, des pressions latérales momentanées importantes sur l'action desquelles nous reviendrons en détail en nous occupant ci-après de l'influence des courbes sur le cheminement.

Es treten hiebei auch momentane bedeutende Seitendrücke auf, auf deren Wirkungen wir sogleich bei Behandlung des Verhaltens der Curven bezüglich der Schienenwanderung ausführlich zurückkommen werden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Dans les courbes, le rail extérieur exerce une réaction importante contre le boudin des roues du premier essieu.

In Curven übt die äussere Schiene eine bedeutende Reaction gegen den Spurkranz der ersten Ackse aus. Regie-

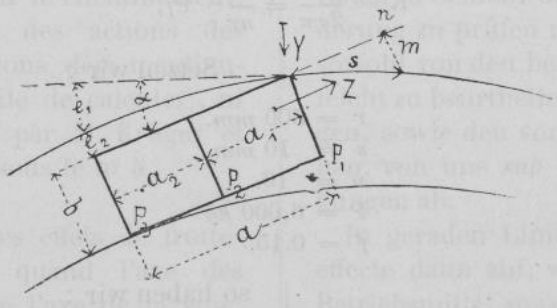


Fig. 4.

Le conseiller de régence et de construction von Borries déduit cette réaction de la force nécessaire pour tourner les essieux vers l'intérieur de la courbe et pour surmonter les frottements qui en résultent (*Eisenbahntechnik der Gegenwart*) et il trouve, pour la valeur de cette réaction,

rungs- und Baurath von Borries entwickelt diese Reaction aus der Kraft welche nöthig ist, die Achsen nach einwärts zu drehen um die hiebei nöthigen Reibungen zu überwinden (*Eisenbahntechnik der Gegenwart*) und findet diese Reaction

$$Y = f\left(P_1 + 2P_2\frac{a_2}{a} + P_3\frac{b}{a}\right)$$

où P représente la charge d'essieu, a_2, a_1 les écartements des essieux, b l'écartement des roues.

wo P die Raddrücke a_2, a_1, die Radstände, b die Radentfernung bedeuten.

Si l'on prend $P_1 = P_2 = P_3 = 6{,}000$,

Setzt man $P_1 = P_2 = P_3 = 6{,}000$

$b = 1.5\ m.$
$a_2 = 1.5\ m.$
$a = 3.4\ m.$
$f = 0.15,$

on trouve $Y = 0.35\ P = 2{,}100\ kg.$

so ist $Y = 0.35\ P = 2{,}100$ kg.

Cette réaction nous paraît beaucoup trop grande, car le frottement que l'on devrait en déduire sur le rail atteindrait 315 *kg*.

Diese Reaction erscheint uns viel zu gross ; denn die aus demselben entwickelte Reibung an der Schiene würde 315 *kg* betragen, es hätte dem-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La force de traction de la locomotive aurait donc à surmonter dans les courbes une résistance de

nach die Zugkraft der Locomotive in Curven einen Widerstand von

$$W = \frac{315 \times 150}{500} = 94\ kg$$

soit par tonne $^{94}/_{36}$ ou environ 2.7 *kg*.

zu überwinden, also pro Tonne $^{94}/_{36}$ nahezu 2.7 *kg*.

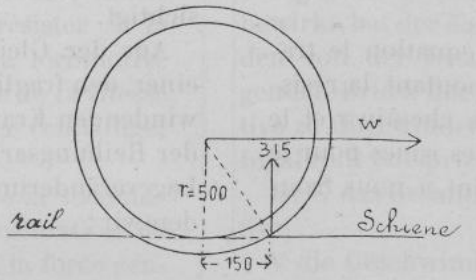


Fig. 5.

On sait que la résistance totale d'un véhicule dans les courbes pour les trains de voyageurs se calcule d'après la formule empirique

$$\frac{800}{\text{Rayon} - 45}.$$

Pour R = 400; on en déduit que W = 800 : 355 = **2·2** *kg* par tonne, lorsque l'on fait abstraction des résistances intérieures de la locomotive et que l'on considère simplement celle-ci comme un véhicule à trois essieux.

Si l'on réfléchit que, en dehors de la force dont von Borries s'est occupé, il y a encore d'autres résistances dans les courbes, on arrive à ce résultat que la formule n'est pas complète.

Elle a aussi ce défaut qu'elle ne comprend ni le rayon des courbes ni la vitesse.

La connaissance de la pression normale Y étant fort importante pour le restant de notre étude, nous sommes

Bekanntlich ist aber der Gesammtwiderstand eines Fahrzeuges in Curven für Personenzüge nach einer Erfahrungsformel etwa

$$\frac{800}{\text{Radius} - 45}.$$

Ist R = 400 so ist W = 800 : 355 = **2·2** *kg* pro Tonne, wenn man von den besonderen inneren Widerständen der Locomotive absieht und dieselbe einfach als dreiachsiges Fahrzeug ansieht.

Berücksichtigt man, dass ausser der von Borries angegebenen Kraft noch andere Curvenwiderstände existiren, so muss man zum Resultat gelangen, dass die Formel nicht ganz entspricht.

Es fällt auch auf, dass weder der Curven-Radius noch die Geschwindigkeit darin erscheinen.

Da uns für die weiteren Betrachtungen die Grösse des Normaldruckes Y von grösster Wichtigkeit ist, so müssen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

obligé de nous étendre d'une manière plus approfondie sur ce point.

La formule serait exacte si l'on supposait une position statique et si l'on admettait que la locomotive était poussée dans la position de repos contre le rail intérieur.

Mais elle ne se justifie pas quand on considère le mouvement en avant.

Si nous mettons en équation le travail d'une force Z surmontant la résistance demandée sur le chemin s et le travail du frottement des roues pour le déplacement m du point n nous trouvons :

wir auf diese Frage etwas gründlicher eingehen.

Die Formel wäre richtig, wenn ein statischer Zustand vorausgesetzt, und angenommen würde, dass die Locomotive im Ruhezustand gegen die innere Schiene verschoben würde.

Sie wird aber unzutreffend, wenn man die Vorwärtsbewegung berücksichtigt.

Aus der Gleichsetzung der Arbeiten einer, den fraglichen Widerstand überwindenden Kraft auf dem Wege s und der Reibungsarbeit der Räder bei der Lageveränderung m des Punktes n finden wir :

$$\frac{Z}{\text{Cos } \alpha} = f \frac{\left(P_1 + 2 P_2 \frac{a_2}{a} + P_3 \frac{b}{a}\right) m.}{2{,}100\ kg} \quad \ldots\ldots\ldots \text{(IV}$$

$$\frac{Z}{\text{Cos } \alpha} = 2{,}100 \times \frac{m}{s}.$$

Pour un empattement des essieux extrêmes de 3.40 m, pour un rayon de 400 m et pour $l_1 = l_2 = 25\ mm$,

Für den Gesammtradstand von 3.4 m und 400 m Radius und $l_1 = l_2 = 25\ mm$ ist

$$\frac{m}{s} = \frac{l_1 l_2}{d} = \frac{0.05}{3.4} = 0.0148.$$

Comme $cos\ \alpha$ est très près de 1,

Da $cos\ \alpha$ nahezu = 1

$$Z = 2{,}100 \times 0.0148 = 31\ kg$$

On trouve ainsi par tonne, pour la locomotive choisie comme exemple d'un poids de 36 t,

so ist pro Tonne für die als Beispiel gewählte Locomotive von 36 t Gewicht

$$Z = \frac{31}{36} = 0.86\ kg.$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La pression normale résultant de la force de traction de 23 *kg*,

Der aus der Zugkraft von 23 *kg* resultirende Normaldruck

$$Z \cdot \operatorname{tg} \alpha = Z \cdot \frac{m}{s}$$

n'est que de $31 \times 0.0148 = 0.46$ *kg*, c'est-à-dire qu'elle n'existe plus.

Indépendamment de la force Z qui produit le glissement continuel des roues contre la file intérieure, la file extérieure doit encore résister à la pression de la masse de la locomotive qui est sous la dépendance de la vitesse et qui provient de la force centrifuge.

Soit G le poids total de la locomotive, V la vitesse, et g l'accélération de la pesanteur (environ 10), la force centrifuge que l'on peut supposer appliquée au centre de gravité est

ist blos $31 \times 0.0148 = 0.46$ *kg* also verschwindend.

Unabhängig von der Kraft Z welche das fortwährende Verschieben der Räder gegen den inneren Schienenstrang bewirkt, hat der äussere Schienenstrang den von der Geschwindigkeit abhängenden Druck der Masse der Locomotive zu überwinden, welche der Centrifugalkraft entspricht.

Ist G das Gesammtgewicht der Locotive,

V die Geschwindigkeit,

g die Accelleration der Schwere rund $= 10$ so ist die Centrifugalkraft, welche man sich im Schwerpunkt angreifend denken kann

$$C = \frac{G}{g} \cdot \frac{V^2}{R}.$$

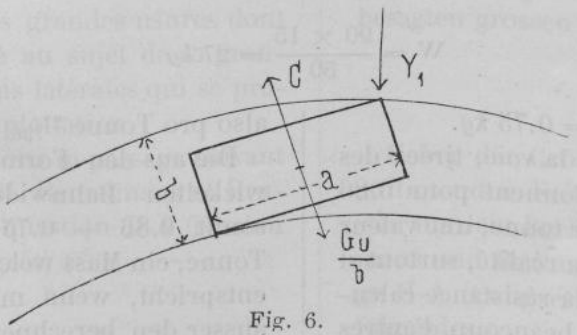


Fig. 6.

Si u est le surhaussement de la courbe, la réaction provenant du rail dont le point d'application est sur les bandages aura pour valeur

Ist u die Ueberhöhung des Bogens, so ist die im Angriffspunkte des Tyres von der Schiene aufzunehmende Reaction

$$Y_1 = \frac{1}{2}\left(C - \frac{Gu}{b}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad (V$$

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

car la pesanteur du véhicule agit en sens inverse de la force centrifuge avec la composante $\frac{Gu}{b}$.

Si on applique ceci à notre exemple, en supposant

da die Schwere des Fahrzeuges mit der Componente $\frac{Gu}{b}$ der Centrifugalkraft entgegen wirkt.

Auf unser Beispiel angewendet ergibt sich wenn

V = 20 m. sec. (72 Stundenkilometer [kilomètres à l'heure])

$$C = \frac{36{,}000}{10} \cdot \frac{\frac{v^2}{400}}{R} = 3{,}600\ kg$$

Si $u = 100\ mm$, alors

Ist $u = 100\ mm$ so ist

$$\frac{Gu}{b} = 36{,}000 \cdot \frac{100}{1{,}500} = 2{,}400\ kg$$

$$Y_1 = \frac{1}{2}(3{,}600 - 2{,}400) = 600\ kg$$

Le frottement résultant au boudin des roues est donc

Die aus Y_1 resultirende Reibung am Spurkranz.

$$Y_1 f = 600 \times 0.15 = 90\ kg$$

et la résistance de la voie, d'après le rapport des bras de leviers (*voir* fig. 5) est

und der Widerstand der Bahn nach dem Hebelverhältniss laut Figur 5

$$W = \frac{90 \times 15}{50} = 27\ kg$$

soit par tonne $^{27}/_{36} = 0.75\ kg$.

Les résistances de la voie, tirées des formules IV et V, donnent pour $0.86 + 0.75 = 1.61\ kg$ par tonne, une valeur qui est conforme à la réalité, surtout si l'on songe qu'outre la résistance calculée, il surgit encore beaucoup d'autres résistances par la circulation d'un train en courbe.

Nous nous en rapporterons plus loin aux chiffres que nous venons d'obtenir.

L'on voit, du reste, que les résistances ainsi trouvées, quelle que soit

also pro Tonne $^{27}/_{36} = 0.75\ kg$.

Die aus den Formeln IV und V entwickelten Bahnwiderstände ergeben somit $0.86 + 0.75 = 1.61\ kg$ pro Tonne, ein Mass welches der Erfahrung entspricht, wenn man bedenkt, dass ausser den berechneten, noch manche andere Widerstände beim Befahren der Curven auftreten.

Wir werden uns daher später auf die hier gewonnenen Zahlen beziehen.

Man sieht übrigens, dass die so gefundenen Widerstände so erheblich sie

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

leur influence considérable sur l'exploitation, sont sans importance au point de vue du cheminement.

Nous aurions pu simplement conclure ce qui précède des résistances en courbe constatées par l'expérience, et nous avons principalement fait les raisonnements qui précèdent pour nous rendre compte exactement des *pressions normales* développées par le passage en courbe contre le boudin de la roue d'avant, parce que l'action de ces pressions sur le cheminement est très importante.

En outre, les pressions latérales dont il a été question plus haut sont la cause de l'usure rapide de la surface intérieure de la file extérieure des rails.

Par suite de la force de frottement développée par la pression normale, le boudin de la roue tend à s'élever et est retenu vers le bas par le poids de l'essieu.

Cette action continuelle et répétée, et pour ainsi dire semblable à celle d'une scie, explique les grandes usures dont nous avons parlé au sujet de la grandeur des pressions latérales qui se produisent dans l'exploitation.

Nous empruntons le passage suivant au rapport de MM. Bemelmans et Bruneel, relatif à la question II-A (session de Paris du Congrès) :

auch den Betrieb beeinflussen, für die Schienenwanderung belanglos sind.

Wir hätten dies schon einfach aus dem erfahrungsgemässen Curvenwiderstand schliessen können und haben die obigen Betrachtungen hauptsächlich angestellt um uns über die beim Befahren der Curven auftretenden *Normaldrücke* gegen den Spurkranz des Vorderrades Rechenschaft zu geben, denn die Wirkung derselben auf die Schienenwanderung ist sehr beträchtlich.

Ausserdem bilden die oben behandelten Seitendrücke die Ursache der raschen Abnützung der Innenfläche des äusseren Schienenstranges.

Mit der Kraft der aus dem Normaldruck resultirenden Reibung trachtet der Spurkranz aufzusteigen und wird durch das Gewicht der Achse herabgedrückt.

Diese fortwährend wiederholte, gleichsam sägende Wirkung erklärt die besagten grossen Abnützungen.

Ueber die Grösse der beim Betriebe auftretenden Seitendrücke entnehmen wir aus dem Berichte der Herrn Bemelmans und Bruneel betreffend die Frage II-A (Congressession in Paris 1889) folgendes :

Efforts transversaux.

Aucune expérience directe n'a été faite, que nous sachions, pour déterminer avec quelque exactitude la valeur de ces actions horizontales.

Dans une étude sur le renversement du rail Vignoles sur le réseau du chemin de fer de Paris à Orléans, M. Brière, ingénieur en chef des ponts et chaussées attaché à la Compagnie d'Orléans, détermine la limite inférieure des réactions horizontales qu'exerce sur le rail le premier essieu d'une locomotive.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il déduit cette limite inférieure de l'effort nécessaire pour déplacer l'essieu d'avant muni de plans inclinés qui facilitent son inscription dans les courbes.

Il arrive aussi à cette conclusion que, sans que l'on puisse dire avec précision jusqu'à quel chiffre s'élève la réaction horizontale du rail sur le boudin de la roue, il résulte des constatations faites que dès que les plans inclinés fonctionnent, cet effort atteint et dépasse 1,400 kilogrammes en nombre rond.

Dans un mémoire lu à la Société des ingénieurs civils d'Angleterre, M. Mackensie a recherché la valeur que peut, dans certains cas, atteindre cette pression latérale, en étudiant les conditions dans lesquelles se produisent les déraillements d'essieux d'avant des locomotives.

En adoptant pour le coefficient de frottement du bandage sur le rail le chiffre de 0.37 millimètres, M. Mackensie est arrivé à conclure que pour que l'un des déraillements étudiés ait pu se produire, il a fallu qu'une roue chargée de 4,050 kilogrammes exerçât un effort transversal de 5,700 kilogrammes.

Si le coefficient de frottement était supposé de 0.18, la pression latérale eût dû être de 8,600 kilogrammes.

Le coefficient de 0.37 paraît absolument excessif, tandis que celui de 0.18 est peut-être trop faible.

La conclusion à tirer des calculs de M. Mackensie est, pensons-nous, que la pression latérale peut, dans certains cas, atteindre le chiffre de 7,500 à 8,000 kilogrammes.

De telles réactions, déjà considérables, ne représentent vraisemblablement pas encore le maximum des efforts horizontaux que la machine peut exercer sur la voie.

Le mouvement de lacet des locomotives suffit parfois pour déplacer la voie tout entière, même dans les parties droites.

Mais ce fait se remarque souvent à l'entrée des courbes de rayon relativement faible, où l'on constate une tendance marquée des files de rails à se redresser au passage des trains.

Cette déformation n'est due, évidemment, qu'à des efforts latéraux considérables qui parviennent à vaincre le frottement de la voie sur le ballast et la résistance latérale de celui-ci.

Nous ne possédons pas des données exactes sur la valeur du coefficient de frottement des billes sur le ballast, mais il est bien évident que, par la pénétration du ballast dans le bois, ce coefficient atteint un taux très élevé et qu'il faut des efforts énormes pour vaincre cette résistance.

Les considérations suivantes montrent combien l'influence d'une forte pression latérale est considérable au point de vue du cheminement :

Sous l'influence de la charge de roue, le rail fléchit au joint et il s'ensuit que la roue heurte le rail suivant et lui donne une impulsion vers l'avant. De même, la pression latérale du boudin des roues éloigne le rail et forme avec le rail suivant un point saillant qui constitue un point d'appui pour le boudin de la roue, pressé avec une grande force contre le rail.

La grandeur de ces actions dépend, comme toutes les autres actions qui surviennent aux joints, de la rigidité et de la solidité de la construction des

Wie gross die Bedeutung der auftretenden grossen Seitendrücke für die Schienenwanderung ist, ergibt sich aus folgender Betrachtung :

So wie sich unter den Einflüssen der Radlast die Schiene am Stosse senkt, wodurch das Rad auf die nächstfolgende Schiene aufschlägt und dieselbe fortschiebt, so wird auch bei einem Seitendruck des Spurkranzes die Schiene ausweichen und mit der nächsten Schiene einen kleinen Kreuzstoss bilden, der einen Angriffspunkt für den mit grosser Kraft angepressten Spurkranz darstellt.

Das Zustandekommen dieser Wirkungen hängt wie alle anderen Schlagwirkungen an den Stössen von der Steifigkeit und Solidität der Laschen-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

éclisses, du serrage soigné et bien ferme des différentes parties, du soin avec lequel a été effectué le placement des traverses.

konstruction, von der sorgfältigen, festen Verbindung der einzelnen Theile von der guten Lagerung der Schwellen ab.

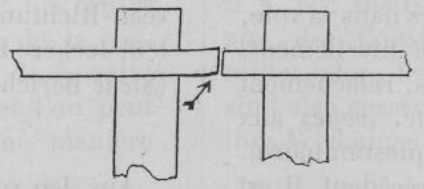


Fig. 7.

Il résulte pour le moment des considérations qui précèdent, ce qui suit :

1° Les frottements entre le boudin de la roue et le rail, de même que les actions de glissement résultant de la conicité des roues sont sans importance au point de vue du cheminement;

2° L'action des roues motrices aurait pour conséquence un recul des rails si cette action n'était pas surmontée par les effets dynamiques aux joints des rails.

Le cheminement d'une voie dépend donc avant toute chose des charges qui parcourent les rails, mais il est prouvé tout particulièrement par les actions dynamiques des véhicules qui proviennent des méplats des bandages et de l'emploi de trop forts contrepoids ainsi que par les mouvements perturbateurs des véhicules qui sont de nature à faire naître des actions de masses, surtout et particulièrement, des pressions latérales importantes;

3° Le cheminement est favorisé par toutes les circonstances qui se présentent dans la construction et l'entretien de la voie et qui sont de nature à

Vorläufig ergibt sich aus den bisherigen Betrachtungen :

1. Die Reibungen zwischen Spurkranz und Schiene, sowie die aus der Räderconicität entspringenden Schleifwirkungen sind für die Schienenwanderung ohne Bedeutung.

2. Die Wirkung der Triebräder würde eine Rückwärtsbewegung der Schienen zur Folge haben, wenn diese Wirkung nicht durch die dynamischen Effecte an den Schienenstössen überwogen würde.

Die Wanderung eines Schienenstranges ist daher vor allem abhängig von den über die Schienen verkehrenden Lasten, sie wird aber ganz besonders begünstigt durch dynamische Wirkungen der Fahrzeuge, die aus flachen Stellen der Bandagen und der Anwendung zu grosser Gegengewichte hervorgehen, sowie durch störende Bewegungen der Vehikel, die geeignet sind Massenwirkungen überhaupt und insbesondere auch starke Seitendrücke zu erzeugen.

3. Sie wird begünstigt durch alle, in der Geleise-Konstruction und Erhaltung liegenden Momente, welche diese Effecte steigern als : zu schwaches

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en accentuer les effets, telles que : profil trop faible, grand espacement des traverses, moyens d'attache des joints défectueux, résistance faible du ballast contre le déplacement ou le glissement des traverses, irrégularités dans la voie, telles que fautes dans le nivellement, relâchement des traverses, relâchement des moyens d'attache, etc. (*voyez* aux annexes les réponses au questionnaire).

Des remarques qui précèdent, il est facile de comprendre ce qui est nécessaire lorsque l'on veut diminuer les effets dynamiques et s'opposer à la production du cheminement.

Nous avons exposé, dans nos remarques finales, de quelle manière il y a lieu de tenir compte des diverses influences énumérées ci-dessus.

L'avance de l'une des files de rails.

De même que les charges des deux rails d'une voie parcourue par des véhicules en mouvement, de même les pressions latérales ne sont pas les mêmes pour les deux files de rails.

L'entraînement des rails dépend directement ou indirectement de ces charges aussi bien que des pressions latérales; il est donc évident que le cheminement n'est pas, en règle générale, le même pour les deux files de rails.

Nous appellerons *avance*, la quantité dont l'entraînement longitudinal de l'une des files dépassera celui de l'autre file.

Les causes qui produisent une inégalité dans des sollicitations verticales et latérales des deux files de rails, sont,

Profil, grosse Schwellentfernung, mangelhafte Stossverbindung, geringer Widerstand des Schotterbettes gegen Gleiten oder Verschieben der Schwellen, Unregelmässigkeiten im Geleise als, Niveau-Richtungsfehler, lockere Schwellen, lockere Befestigungsmittel, u. s. w. (*Siehe* Berichte-Annex.)

Aus den vorstehenden Bemerkungen ist leicht zu ersehen, worauf es ankommt, wenn man diese dynamischen Wirkungen verringern und dem Auftreten der Schienenwanderung entgegen wirken will.

In welcher Weise diesen vorangeführten Einflüssen theilweise Rechnung zu tragen wäre, ist in den Schlussbemerkungen ausgesprochen.

Das Voreilen eines Schienenstranges.

Sowohl die Belastung der Schienen eines Geleises, durch die über dasselbe rollenden Vehikel, als auch die auftretenden Seitendrücke sind für beide Schienenstränge nicht immer die gleichen.

Da von diesen Belastungen, sowie den Seitendrücken direkt oder indirekt die Wanderung der Schienen abhängt, so ist es selbstverständlich, dass die Wanderung in den beiden Schienensträngen eines Geleises in der Regel nicht gleich gross ist.

Wir nennen das Mass um welches ein Schienenstrang sich weiter als der andere in der Längsrichtung des Geleises verschoben hat, dessen *Voreilen*.

Die Ursachen, welche eine ungleichmässige verticale und seitliche Beanspruchung der beiden Schienenstränge

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en partie, occasionnelles; ce sont par exemple, une inégalité dans le chargement des wagons, un équilibrage défectueux des locomotives, des imperfections dans l'assiette ou le tracé de la voie, la pression du vent, etc. Ces causes dépendent aussi, en partie, de la construction des véhicules ou de la voie; elles sont alors régulières et l'on peut constater leurs effets d'une manière générale.

Comme il est impossible de déduire aucune loi des causes de nature occasionnelle, nous ne nous occuperons dans ce qui va suivre que des causes de la seconde espèce.

La production de l'avance de l'une des files est surtout remarquable en courbe et peut dans ce cas être attribuée à diverses circonstances :

1° La roue d'avant de la locomotive qui parcourt la file extérieure d'une courbe et sert de guide exerce une forte pression contre cette file.

Nous avons évalué plus haut la grandeur de cette pression latérale à 600 *kgs* dans un cas particulier.

Le bandage pressé contre le rail exercera au joint en *a* un choc (*voir* fig. 8 ci-après) et poussera le rail extérieur vers l'avant.

Il arrive fréquemment, sinon toujours, que la roue intérieure suive de même la file intérieure et exerce aussi des chocs semblables contre elle.

verursachen, sind theils zufälliger Natur z. B. einseitige Ladung der Waggons, mangelhafte Ausbalancirung der Locomotiven, Fehler im Niveau oder der Richtung der Bahn, Winddruck, u. s. w.; theils gehen diese Ursachen aus der Construction der Betriebsmittel oder des Geleises hervor; sie sind also gesetzmässig und wir können ihre Wirkungen allgemein constatiren.

Nachdem für die Schienenwanderung aus den Ursachen zufälliger Natur keine Gesetze abgeleitet werden können, so werden wir uns in Folgendem blos mit den Ursachen der zweiten Art beschäftigen.

Die Erscheinung des Voreilens eines Schienenstranges tritt am auffallendsten in Curven auf und kann hier aus verschiedenen Umständen erklärt werden.

1. Das Vorderrad der Locomotive, welches am äusseren Schienenstrang eines Bogens läuft und die Führung übernimmt, drückt stark gegen diesen Schienenstrang.

Wir haben die Grösse dieses Seitendruckes für ein spezielles Beispiel mit 600 *kg* berechnet.

Der an die Schiene angepresste Spurkranz wird an der Verbindungsstelle der Schienen die weiter vorne beschriebenen Stösse bei *a* (Fig. 8) ausüben und dadurch die äussere Schiene nach vorwärts treiben.

Es wird häufig wenn auch nicht immer vorkommen, dass das innere Rad gleichzeitig am inneren Schienenstrang fortgleitet und hier ähnliche Stösse ausübt.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Seulement, la circonstance que l'essieu d'arrière s'inscrit radialement produit un frottement de glissement doux plutôt qu'un choc de la part du bandage de cette roue (fig. 8).

Allein der Umstand, dass die rückwärtige Achse sich annähernd radial einstellt, wird ein mehr sanftes Abgleiten als Anstossen des Spurkranzes des Hinterrades zur Folge haben (Fig. 8).

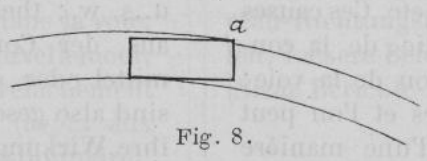


Fig. 8.

Il s'ensuit que les chocs de la roue d'arrière, lorsqu'ils se produisent, sont d'une intensité très inférieure à ceux de la roue d'avant.

Mais l'action de la pression latérale n'est pas entièrement absorbée par les chocs subis par les bouts des rails.

Par le mouvement en courbe, la roue d'avant exerce, particulièrement lorsque le véhicule y entre, des chocs importants, c'est-à-dire une pression latérale contre le rail extérieur.

La réaction du rail qui sert de guide crée une force R ayant son point d'application au centre de gravité du véhicule, force qui forme avec la réaction un couple, et celui-ci charge le rail extérieur et décharge le rail intérieur de la même quantité.

La valeur de la décharge se déduit de la règle des bras de leviers et l'on a

Die Stösse des Hinterrades werden dort, wo sie überhaupt auftreten, an Intensität weit hinter denen des führenden Vorderrades zurückbleiben.

Durch die auf die Schienenenden ausgeübten Stösse ist aber die Wirkung des Seitendruckes noch nicht erschöpft.

Bei der Fahrt in einem Bogen übt das Vorderrad insbesondere beim Einstellen der Vehikel in denselben bedeutende Stösse also Seitendrücke gegen den äusseren Schienenstrang aus.

Durch den Gegendruck der führenden Schienen wird eine im Schwerpunkt des Vehikels wirkende Kraft R hervorgerufen, welche mit diesem Gegendruck ein Kräftepaar bildet, welches die äussere Schiene belastet, die innere um denselben Betrag entlastet.

Der Betrag dieser Entlastung E ergibt sich aus dem Hebelverhältnisse und es ist

$$E.b = Rs$$

$$E = R\frac{s}{b}$$

où s est la hauteur du centre de gravité au-dessus du niveau des rails,

R, la réaction du rail-guide,

b, la distance des rails d'axe en axe.

wobei s die Höhe des Schwerpunktes über der Schiene,

R, die Reaction der führenden Schiene,

b, die Entfernung der Schienenmitten bedeutet.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La force E devrait pouvoir être jointe à la charge de roue de droite pour équilibrer l'action du couple de gauche.

Die Kraft E würde der rechten Radlast hinzugefügt werden müssen, um dem Kräftepaar links das Gleichgewicht zu halten.

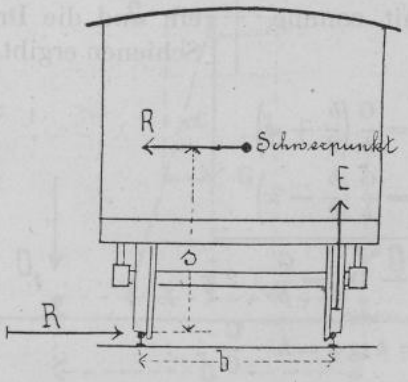


Fig. 9.

Explication du terme allemand : Schwerpunkt = Centre de gravité.

Supposons que :

Nehmen wir die Schienen reaction mit

$R = 1{,}000\ kg$
$s = 1.5$
$b = 1.5$

la décharge du rail intérieur est, dans ces conditions, $E = 1{,}000\ kgs$.

D'après cela, si la différence des charges des roues vient à atteindre la valeur de $E_1 = 2{,}000\ kgs$, il est évident que l'entraînement du rail extérieur doit prendre une grande importance.

La force centrifuge exerce une influence constante sur la *surcharge* du rail extérieur.

Supposons une courbe *sans* surhaussement d'un rayon R et soit G le poids de l'essieu d'un véhicule ; l'action de la force centrifuge dirigée contre la file extérieure a pour mesure

an, so ergibt sich die Entlastung der inneren Schiene mit $E = 1{,}000\ kg$.

Die Differenz der Radbelastungen wird demgemäss den doppelten Betrag von $E = 2{,}000\ kg$ erreichen, muss daher hinsichtlich der Wanderung der äusseren Schiene eines Bogens einen grossen Einfluss ausüben.

In einer ganz constanten Weise wirkt die Centrifugalkraft auf die *Mehrbelastung* der äusseren Schiene.

Nehmen wir einen *nicht* überhöhten Bogen vom Radius R an und ist G das Gewicht der Achse eines Fahrzeuges, so wirkt die Centrifugalkraft in der Richtung gegen den äusseren Schienenstrang mit dem Betrage

$$C = \frac{G\ V^2}{g\ R}$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

formule dans laquelle V est la vitesse et g l'accélération de la pesanteur.

La résultante de la force centrifuge et de la charge d'essieu fait avec la verticale l'angle α et la répartition de la pression sur les rails se fait comme suit (fig. 10) :

wo V die Geschwindigkeit und g die Acceleration der Schwere ausdrückt.

Die aus der Centrifugalkraft und Achslast resultirende Kraft schliesst dann mit der Vertikalen den Winkel α ein und die Druckvertheilung auf die Schienen ergibt sich (Fig. 10)

$$D_1 = \frac{G}{b}\left(\frac{b}{2} + x\right)$$

$$D_2 = \frac{G}{b}\left(\frac{b}{2} - x\right)$$

$$D_1 - D_2 = \frac{G}{b} \cdot 2x \quad \text{(VI}$$

$$x = h \operatorname{tg} \alpha = h \cdot \frac{C}{G} \quad \text{(VII}$$

$$= h \cdot \frac{G}{g} \cdot \frac{v^2}{R} \cdot \frac{1}{G} = \frac{hv^2}{gR}$$

$$D_1 - D_2 = \frac{2G}{b} \cdot \frac{hv^2}{gR} \quad \text{(VIII}$$

Supposons que pour un essieu :

Setzen wir für eine Achse

$G = 12{,}000\ kg$
$b = 1.5\ m$
$h = 1.6\ m$
$v = 20\ m$ par seconde (pro Secunde).
$g = 9.81$ ou en chiffres ronds 10 (oder rund 10)

et

und

$$R = 400$$

on obtient

so ist

$$D_1 - D_2 = 2{,}560\ kg.$$

Cette surcharge très importante de la file extérieure diminue de valeur quand cette file est surélevée.

Elle se réduit à zéro quand le surhaussement est tel que les traverses font avec l'horizontale un angle égal à α, c'est-à-dire quand la direction de

Diese höchst bedeutende Mehrbelastung des äusseren Schienenstranges wird in dem Masse abnehmen. als dieser Schienenstrang überhöht ist.

Sie wird gleich 0, wenn diese Ueberhöhung so gross ist, dass die Schwellen mit der horizontalen einen Winkel einschliessen, der gleich ist α, das ist,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

la force résultante de la force centrifuge et de la pesanteur passe par le milieu de la voie.

wenn die Richtung der aus der Centrifugalkraft und dem Gewichte des Fahrzeuges resultirende Kraft die Geleisemitte trifft.

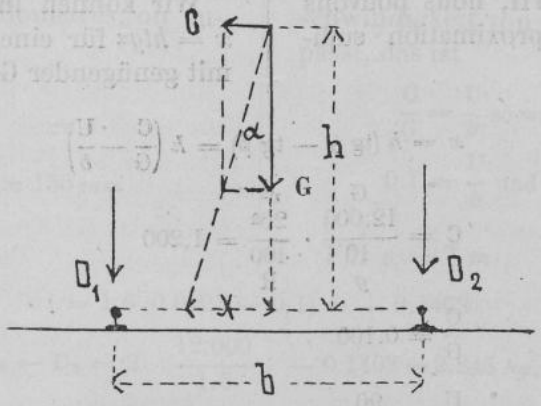


Fig. 10.

On voit par les considérations précédentes comment le surhaussement est lié à la surcharge de l'une des files de rails pour une vitesse donnée et un rayon de courbe déterminé, et il est facile d'en tirer des conclusions sur l'avance de l'une des files.

Man ersieht aus den obigen Erörterungen, wie die Ueberhöhung mit der Mehrbelastung eines der beiden Schienenstränge bei gegebener Geschwindigkeit und einem bestimmten Curvenradius zusammenhängt, und es wird leicht möglich sein, aus diesen Beziehungen Schlüsse auf das Voreilen eines Schienenstranges zu ziehen.

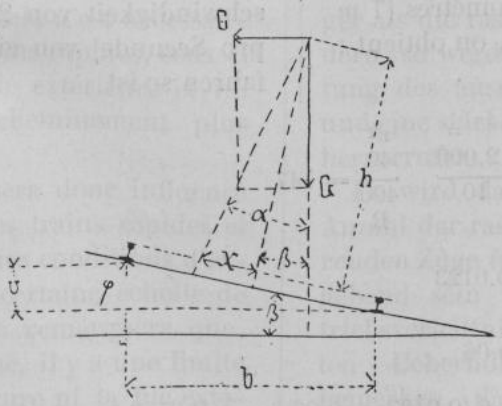


Fig. 11.

Admettons que la courbe dont nous

Wir wollen annehmen, dass der ober-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

venons de nous occuper ait un surhaussement de 90 *mm* et soit parcourue avec une vitesse de 72 kilomètres (20 *m* par seconde).

Dans l'équation VII, nous pouvons poser avec une approximation suffisante

wähnte Bogen eine Ueberhöhung von 90 *mm* erhalten und mit einer Geschwindigkeit von 72 Kilometer (20 *m* pro Secunde) befahren würde.

Wir können in der Gleichung VII $x = htg\alpha$ für einen überhöhten Bogen mit genügender Genauigkeit setzen

$$x = h\,(\mathrm{tg}\,\alpha - \mathrm{tg}\,\beta) = h\left(\frac{C}{G} - \frac{U}{b}\right)$$

$$C = \frac{\overset{G}{12{,}000}}{\underset{g}{10}} \cdot \frac{\overset{v^2}{20^2}}{\underset{R}{400}} = 1{,}200$$

$$\frac{C}{G} = 0.100$$

$$\frac{U}{b} = \frac{90}{1{,}500} = 0.06$$

$$x = 1.6\,(0.1 - 0.06) = 0.064$$

et en vertu de l'équation VI,

und laut Gleichung VI

$$D_1 - D_2 = \frac{G}{b} \cdot 2x = 2\,\frac{12{,}000}{1.5} \cdot 0.064 = 1{,}024\ kg$$

telle est la différence entre la charge des deux rails.

Si la même courbe est parcourue avec une vitesse de 25 kilomètres (7 *m* par seconde) par un train, on obtient :

die Differenz in der Belastung beider Schienen.

Wird derselbe Bogen mit einer Geschwindigkeit von 25 Kilometer (7 *m* pro Secunde) von einem Lastzuge befahren so ist

$$C = \frac{12{,}000}{10} \quad \frac{\overset{v^2}{49}}{\underset{R}{400}} = 147$$

$$\frac{C}{G} = 0.0123$$

$$\frac{U}{b} = 0.06$$

$$x = 1.6\,(0.0123 - 0.06) = -\,0.0763$$

$$D_1 - D_2 = 2 \cdot \frac{12{,}000}{1.5} \cdot -\,0.0763 = -\,1{,}221\ kg$$

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

C'est-à-dire que la différence $D_1 - D_2$ devient négative et que c'est la file intérieure qui reçoit une surcharge de 1,221 *kg*.

Si le surhaussement convenait à une vitesse de 72 kilomètres, on aurait :

$$\frac{C}{G} = \frac{U}{b}$$

$$0.1 = \frac{U}{b} \text{ d'où } U = 150\ mm.$$

Pour $v = 7\ m$

Da $D_1 - D_2$ negativ ist, so ist hier der innere Schienenstrang mit 1,221 *kg* mehr belastet.

Wäre die Ueberhöhung der Geschwindigkeit von 72 Kilometer angepasst, das ist

$$\frac{C}{G} = \frac{U}{b} \text{ so wäre}$$

$$0.1 = \frac{U}{b} \text{ und } U = 150\ mm.$$

Für $v = 7\ m$

$$x = 1.6\,(0.0123 - 0.1) = -0.1403$$

$$D_1 - D_2 = 2 \cdot \frac{12{,}000}{1.5} \cdot -0.1403 = 2{,}245\ kg.$$

Telle est la surcharge de la file intérieure pour une vitesse de 25 kilomètres.

Ces exemples nous montrent que, si le surhaussement d'une courbe a été déterminé pour des trains à marche rapide, les trains à marche lente surchargent d'une façon très appréciable la file intérieure et doivent lui donner une avance d'entraînement sur l'autre file.

Si, au contraire, le surhaussement est plus faible que cela n'est nécessaire pour les trains les plus rapides, ceux-ci surchargeront la file extérieure et lui imprimeront un cheminement plus fort.

Le résultat final sera donc influencé par les nombres des trains rapides et lents et dans certaines conditions d'exploitation, et une certaine échelle de surhaussements. On remarquera que, pour un rayon donné, il y a une limite où ni la file intérieure ni la file extérieure n'a d'avance.

Mehrbelastung des inneren Stranges für 25 Kilometer Geschwindigkeit.

Aus diesen Beispielen sehen wir, dass wenn die Ueberhöhungen eines Bogens den rasch fahrenden Zügen entsprechen, die langsam fahrenden, den inneren Strang sehr wesentlich überlasten und diesen also vortreiben werden.

Ist dagegen die Ueberhöhung geringer als die raschesten Züge dies erfordern, so werden diese eine Mehrbelastung des äusseren Stranges bewirken und eine stärkere Wanderung desselben hervorrufen.

Es wird daher das Verhältnis der Anzahl der rasch und langsam verkehrenden Züge für das Endresultat massgebend sein und bei gegebenen Betriebsverhältnissen und einer bestimmten Ueberhöhungsskala wird man bemerken, dass bei einem gewissen Curvenradius die Grenze liegt, wo entweder der äussere oder innere Schie-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Pour les conditions d'exploitation et la superstructure de la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'État, cette limite se trouve aux environs de R = 500 à 600 *m*.

Les résultats donnés par les études et les observations entreprises sur les lignes de ce chemin de fer en 1896, confirment les recherches théoriques qui précèdent et que nous venons d'exposer.

Cependant, pour interpréter ces résultats correctement, il est nécessaire de se rendre un compte exact de la manière dont le cheminement se produit peu à peu de lui-même en un endroit déterminé, se poursuit, et, finalement, s'arrête.

Dans nos observations, nous avons constaté que, lorsqu'une section de voie possède une tendance au cheminement pour un motif quelconque, les rails situés à l'arrière sont entraînés dans le mouvement longitudinal, mais jamais ceux situés à l'avant.

Il s'ensuit qu'à l'avant la limite du cheminement est fixée par la situation même de la partie entraînée; mais qu'au contraire, à l'arrière, le cheminement s'étend souvent sur de longues sections, dont l'étendue dépend de la longueur de la partie qui a une tendance à l'entraînement.

La cause de ce phénomène peut être expliquée comme suit :

Supposons qu'il y ait

nenstrang rascher wandert das heisst voreilt.

Für die Betriebsverhältnisse und den Oberbau der priv. österr. ungar. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft liegt diese Grenze circa bei R = 500—600 *m*.

Die Resultate, welche die eingehenden Studien und Aufnahmen auf den Linien dieser Bahn im Jahre 1896 ergeben haben bestätigen die vorangegangenen angestellten theoretischen Untersuchungen.

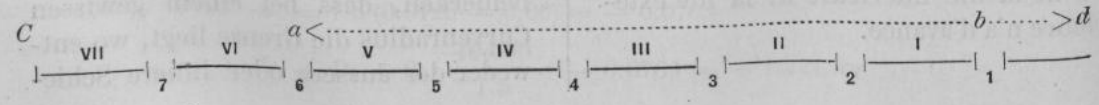
Um diese Resultate indessen richtig zu interpretiren, ist es nöthig sich darüber Rechenschaft zu geben, wie die Schienenwanderung von einer bestimmten Stelle aus sich allmälig entwickelt, sich fortsetzt und wie dieselbe endlich zum Stillstand gelangt.

Bei unseren Aufnahmen hat es sich gezeigt, dass wenn eine Geleisepartie aus irgend einem Grund Neigung zum Wandern besitzt, durch die wandernden Schienen stets die rückwärts gelegenen Schienen nachgezogen, dagegen nie die gegen vorwärts gelegenen geschoben werden.

Gegen vorwärts ist daher die Grenze der Schienenwanderung durch die Lage der wandernden Partie selbst bestimmt; nach rückwärts dagegen erstreckt sich die Wirkung oft auf weite Strecken, deren Mass von der Länge der zur Wanderung disponirten Partie abhängt.

Die Ursache dieser Erscheinung kann wie folgt erklärt werden :

Denken wir uns es wäre



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

une partie *ab* de la voie qui soit particulièrement portée au cheminement par une circonstance quelconque, par exemple le relâchement des traverses. Il en résultera bientôt que, par l'entraînement des parties I, II et III vers le point *b*, les joints 1, 2 et 3 seront réduits.

De *b* jusqu'en *d*, il n'y aurait aucune tendance au cheminement. Par la diminution des joints 1, 2 et 3, l'action des chocs aux abouts 1, 2 et 3 est rendue moindre et, par suite, l'entraînement ultérieur est restreint.

Les joints 4, 5, 6 et 7 doivent, au contraire, s'élargir, et cela autant que les moyens d'attache le permettent, afin de compenser la longueur de voie perdue par les joints rétrécis 1, 2 et 3.

Mais, par l'élargissement des joints 4, 5, 6 et 7, les chocs aux joints dans la partie *ca* sont augmentés, et, de cette manière, est créée une nouvelle cause de cheminement, c'est-à-dire entraînement vers l'arrière de cette partie.

En fait, nous trouvons toujours à la limite antérieure des parties de la voie qui subissent un entraînement des joints resserrés et aux parties postérieures des joints élargis.

C'est ainsi qu'on voit à la file extérieure d'une courbe, quand cette file, par suite des fortes pressions qu'elle reçoit de la part des trains à marche rapide, subit un entraînement longitudinal, les joints resserrés à l'extrémité de la courbe où cesse la cause du cheminement; ce resserrement continue vers le commencement de la courbe où les joints deviennent peu à peu plus

die Geleisepartie *ab* durch irgend einen Umstand z. B. lockere Schwellen zur Wanderung besonders geneigt, so werden zunächst durch das Verschieben der Schienenfelder I, II und III gegen *b* die Fugen 1, 2 und 3 verschwinden.

Von *b* gegen *d* bestünde keine Tendenz zum Wandern. Durch das Verschwinden der Fugen 1, 2 und 3 wird nunmehr die Wirkung der Schläge an den Stössen 1, 2 und 3 sehr herabgemindert, daher die weitere Wanderung eingeschränkt.

Die Fugen 4, 5, 6 und 7 müssen sich dagegen erweitern, soweit es die Befestigungsmittel gestatten, um die durch die verschwundenen Fugen 1, 2, 3 verlorene Geleiselänge zu ersetzen.

Durch die Erweiterung der Fugen 4, 5, 6, 7 werden aber die Schlagwirkungen an den Stössen in der Partie *ca* vergrössert und hiedurch eine neue Ursache zur Wanderung beziehungsweise dem Nachrücken dieser Partie geschaffen.

Thatsächlich finden wir stets an der vorderen Grenze der Geleisepartien, welche wandern, gepresste, an den rückwärtigen Partien erweiterte Fugen.

So zeigen sich beim äusseren Strang eines Bogens, wenn dieser Strang in Folge starker Belastung durch rasch fahrende Züge wandert, die gepressten Fugen am Bogenende, wo die Ursache des Wanderns aufhört; dieselben setzen sich ein Stück gegen den Bogenanfang fort, wo die Fugen allmälig weiter werden, bis die im Geleise durch die Wanderung hervorgerufenen Spannungen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

larges jusqu'à ce que les efforts développés dans la voie par le cheminement s'opposent à l'entraînement ultérieur.

Il s'ensuit que les joints les plus élargis se trouvent dans les courbes d'une longueur moyenne, le plus souvent dans les alignements droits situés à l'origine d'une courbe.

S'il existe une rampe de surélévation du rail extérieur placée en alignement droit près de la fin de la courbe, la file la plus basse, en vertu de sa charge plus forte, aura de la tendance au cheminement.

Ici aussi, dans la file intérieure, les joints resserrés dépasseront la fin de la courbe.

D'après ce qui vient d'être dit, il ne sera pas difficile de trouver une explication à la situation réciproque des deux files de rails d'une courbe.

Quand, dans une courbe, le surhaussement est trop faible pour les trains à marche rapide, il se produit en général, comme nous l'avons montré plus haut, une avance de la file extérieure.

Mais comme le cheminement de la file extérieure ne s'étend pas au delà de la fin de la courbe et que là même il n'a pour mesure que quelques espaces de joints perdus, en cet endroit, la file intérieure prendra de l'avance, parce qu'elle est plus basse que la rampe de surélévation de la file extérieure.

Au contraire, au commencement de la courbe et dans l'alignement qui y aboutit, c'est l'avance de la file extérieure qui l'emportera; car l'entraînement en cet endroit doit être égal à la somme de tous les espaces de joints perdus depuis la fin de la courbe.

ein Nachrücken nicht mehr zulassen.

Die weitesten Fugen finden sich dementsprechend bei mässig langen Bögen meist in der an den Bogen-Anfang anschliessenden Geraden.

Schliesst an das Bogenende eine in der Geraden liegende Ueberhöhungsrampe an, so wird deren tieferer Strang in Folge seiner stärkeren Belastung zum Wandern geneigt sein. Hier also, das ist im inneren Strang, werden die gepressten Fugen über das Bogenende hinausreichen.

Nach dem Vorgesagten wird es nicht schwer sein, für die gegenseitige Lage der beiden Stränge eines Bogens die Erklärung zu finden.

Wenn in einem Bogen die Ueberhöhung für die rasch fahrenden Züge zu gering ist, so wird im allgemeinen, wie wir früher gezeigt haben, der äussere Strang voreilen.

Da sich aber das Wandern des äusseren Schienenstranges nicht über das Bogenende hinaus erstreckt und dort in Folge dessen nur auf das Mass einiger verlorener Stossfugen beschränkt bleibt, wird dort — am Bogenende — der innere Schienenstrang, in Folge Wanderung des tieferen Stranges der Uebergangsrampe voreilen.

Am Bogenanfang dagegen und in der anschliessenden Geraden wird die Voreilung des äusseren Schienenstranges am grössten sein; denn die Verschiebung dort muss gleich sein der Summe aller gegen das Bogenende zu verlorenen Fugen.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Des entraînements de cette espèce se font sentir souvent loin en arrière du commencement de la courbe et ils donnent aussi lieu à des appréciations inexactes du cheminement qui se produit dans une courbe suivant immédiatement la précédente.

C'est ainsi que les joints déplacés dans la file extérieure de la partie *b* soumise au cheminement (fig. 12) entraînent le mouvement de la file intérieure de la courbe précédente *b'b''*.

Solche Verschiebungen reichen oft weit vor den Bogen-Anfang zurück und geben dadurch Anlass zu missverständlicher Beurtheilung der Schienenwanderung in einem nahe anschliessenden Bogen.

So werden die verschobenen Stösse im äusseren Schienenstrang der wandernden Partie *b* (Fig. 12) den inneren Strang des vorhergehenden Bogens *b'b''* nachziehen.

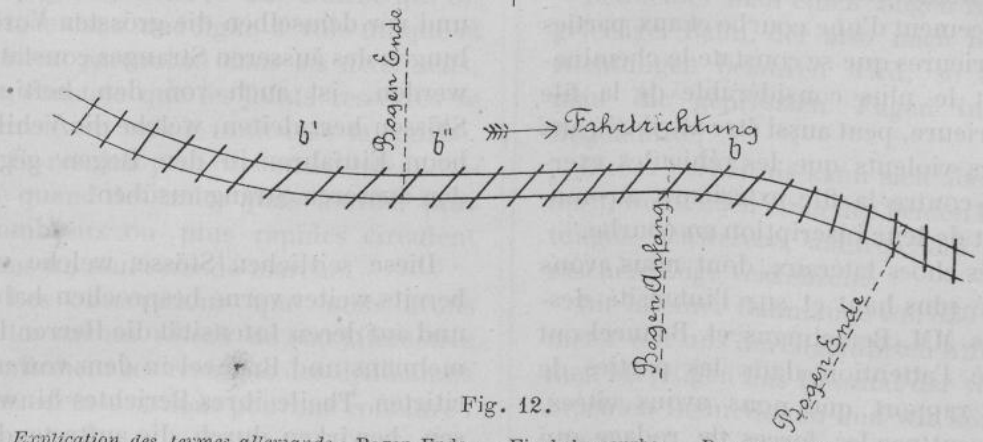


Fig. 12.

Explication des termes allemands : Bogen Ende = Fin de la courbe. — Bogen Anfang = Commencement de la courbe. — Fahrtrichtung = Direction de la marche.

Si cette dernière courbe était isolée par un long alignement droit de la précédente, c'est la file extérieure qui aurait de l'avance en *b'*.

Lorsque les deux courbes ont la même direction (fig. 13), on remarquera qu'en *c'* il y a absence de l'avance ordinaire qui se produit dans la file intérieure plus basse à cause de l'existence de la rampe de surhaussement, avance qui se voit en *a*; au lieu de cette avance régulière, on remarque une avance de la file extérieure.

Le motif de ce phénomène réside en ce que les rails de la courbe *cc'* sont entraînés par le mouvement longitudinal violent que subit la file *bb'*.

Würde dieser letztere Bogen durch lange Gerade isolirt sein, so würde aber bei *b'* noch sein äusserer Strang voreilen.

Haben beide Bögen die gleiche Richtung (Fig. 13) so wird bei *c'* das sonst regelmässig auftretende Voreilen des tieferen Stranges der Uebergangsrampe wie es in *a* dargestellt ist, fehlen, dagegen der höher gelegene Strang voreilen.

Die Ursache davon liegt darin, dass die Schienen des Bogens *cc'* in Folge der starken Verschiebung des äusseren Stranges bei *bb'* nachgezogen werden.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

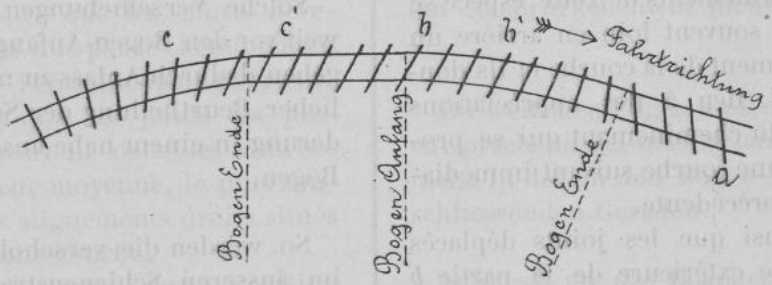


Fig. 13.

Cette circonstance, que c'est au commencement d'une courbe et aux parties antérieures que se constate le cheminement le plus considérable de la file extérieure, peut aussi être attribuée aux chocs violents que les véhicules exercent contre la file extérieure au moment de leur inscription en courbe.

Ces chocs latéraux, dont nous avons parlé plus haut et sur l'intensité desquels MM. Bemelmans et Bruneel ont attiré l'attention dans les parties de leur rapport que nous avons citées, exercent par les forces de rodage qui entrent en jeu des surcharges très importantes des rails extérieurs, à la suite desquelles un fort cheminement se produit au commencement des courbes.

La surcharge de la file extérieure entraîne directement la décharge de la file intérieure.

Il s'ensuit que la file intérieure montre une tendance au cheminement non pas au commencement de la courbe, mais un peu plus loin dans le parcours; cependant, comme la file extérieure, à l'extrémité de la courbe, par suite des joints resserrés, est peu entraînée, il se produit le plus souvent à l'extrémité de la courbe une avance de la file intérieure qui est encore aug-

Der Umstand, dass am Bogen-Anfang und vor demselben die grössten Voreilungen des äusseren Stranges constatirt werden, ist auch von den heftigen Stössen herzuleiten, welche die Vehikel beim Einfahren in den Bogen gegen den äusseren Strang ausüben.

Diese seitlichen Stösse, welche wir bereits weiter vorne besprochen haben und auf deren Intensität die Herren Bemelmans und Bruneel in dem von uns citirten Theile ihres Berichtes hinweisen, bewirken durch die auftretenden Kippkräfte, höchst bedeutende Mehrbelastungen der äusseren Schienen, als deren Folge das intensive Voreilen im Bogen-Anfang auftritt.

Mit dem Mehrbelasten des äusseren Stranges hängt direct eine Entlastung des inneren zusammen.

Es erklärt sich dadurch dass der innere Strang nicht am Bogen-Anfang, sondern erst im weiteren Verlaufe des Bogens eine Neigung zum Wandern zeigt; da nun der äussere Strang am Bogenende in Folge der gepressten Fugen wenig wandert, so zeigt sich am Bogenende meist ein Voreilen des inneren Stranges welcher durch die Wirkung der Uebergangsrampe verstärkt wird.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

mentée par l'action de la rampe de surélévation.

L'avance de la file extérieure à l'origine de la courbe, de même que l'influence décrite plus haut de cette avance sur les parties antérieures, se rencontre aussi dans les courbes dont la file *intérieure* subit, en général, un entraînement par suite des relations établies plus haut entre la vitesse des trains et le surhaussement.

Si l'on considère une courbe qui est située dans une ligne à voie unique et qui est parcourue dans les deux sens, on constate que les joints resserrés se retrouvent vers le milieu de la courbe.

Ce résultat peut cependant être modifié quand des trains plus lourds, plus nombreux ou plus rapides circulent dans un seul sens de marche.

Les observations que nous avons faites sur un réseau de 850 kilomètres confirment les résultats des déductions précédentes et nous pouvons conclure :

Sur les sections ayant un trafic actif et des courbes raides, la file extérieure prend de l'avance quand le surhaussement employé est trop faible par rapport à la force centrifuge développée par les trains rapides.

Près de la fin d'une courbe, c'est la file intérieure qui prend généralement de l'avance.

Quand les courbes sont de grand rayon et les vitesses moyennes, de même que sur les chemins de fer secondaires, quand le surhaussement dans les courbes peut être assez fort pour compenser toute la force centrifuge des trains les plus rapides, c'est la file intérieure qui a de l'avance. Cependant, à l'origine des

Das Voreilen des äusseren Stranges am Bogen-Anfang, sowie der beschriebene Einfluss dieses Voreilens auf die dem Bogenanfang vorangehenden Partien zeigt sich auch bei jenen Bögen, deren *innerer* Strang im allgemeinen in Folge der vorhandenen Relationen zwischen Geschwindigkeit der Züge und Ueberhöhung voreilt.

Betrachtet man einen Bogen in eingeleisiger Bahn, der also nach beiden Richtungen befahren wird, so findet man die gepressten Fugen in der Bogenmitte.

Dieses Verhältnis kann sich aber ändern, wenn nach einer der beiden Richtungen schwerere, zahlreichere oder raschere Züge verkehren.

Die in einer Bahnlänge von 850 Kilometer von uns durchgeführten Aufnahmen bestätigen das Resultat der vorgebrachten Deductionen und wir können sagen :

In Strecken mit regen Schnellzugsverkehr und scharfen Bögen eilt, wenn die durchgeführte Ueberhöhung mit Rücksicht auf die von den Schnellzügen entwickelte Centrifugalkraft zu klein ist, der äussere Schienenstrang vor.

Gegen Ende des Bogens eilt meist der innere Strang vor.

Bei flacheren Bögen, oder mässigen Geschwindigkeiten, wie auf Localbahnen, wo also die volle, der Centrifugalkraft und den raschesten Zügen entsprechende Curvenüberhöhung angewendet werden kann, eilt der innere Schienenstrang vor, doch wird beim Bogenanfang der Einfluss der Stösse

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

courbes, l'influence des chocs aux joints au moment de l'inscription en courbe se fait sentir par l'avance de la file extérieure.

A la fin des courbes, à la rampe de la surélévation, c'est la file la plus basse qui prend de l'avance.

M. Coüard, dans son article, publié dans la *Revue générale*, sur le cheminement des rails en courbe, a fait des observations qui ne sont pas en contradiction avec les explications que nous donnons ici.

Il a bien constaté en moyenne un cheminement de la file intérieure. Cela peut parfaitement être fondé quand il existe un trafic de trains de marchandises qui compense l'effet produit par les trains à marche rapide.

D'ailleurs, ses recherches ont été restreintes sur des sections relativement courtes.

Si, en courbe, les divers phénomènes du cheminement peuvent être expliqués par les situations relatives des deux files de rails et par l'action des véhicules sur celles-ci, il n'existe aucun motif qui puisse expliquer que dans une voie en alignement droit et bien entretenue on observe une avance de l'une des files sur l'autre.

On conçoit donc que les ingénieurs se soient préoccupés depuis longtemps de ce phénomène étrange que dans une pareille voie l'une des files prenne réellement de l'avance sur l'autre et qu'ils aient imaginé plusieurs hypothèses pour expliquer ce fait.

beim Einfahren in den Bogen sich durch ein Voreilen des äusseren Stranges, wenn auch in geringer Länge bemerkbar machen.

In den an das Bogenende anschliessenden geraden Uebergangsrampen eilt der tiefere Strang vor.

Coüard hat in seinem Aufsatze in der *Revue générale* über das Wandern der Schienen in Bögen Mittheilungen gemacht, welche den hier gegebenen Erklärungen nicht widersprechen.

Coüard constatirt wohl durchweg ein Wandern des inneren Schienenstranges. Das kann ganz wohl in einem intensiven Lastzugsverkehr begründet sein, der die Wirkung der rasch fahrenden Züge überwiegt.

Uebrigens beziehen sich seine Beobachtungen auf relativ kleine Strecken.

Während in den Bögen die verschiedenen Erscheinungen der Schienenwanderung aus der gegenseitigen Lage der beiden Schienenstränge und dem aus dieser Lage abgeleiteten Angriff der Vehikel auf die Schienen erklärt werden können, bietet ein gerades, gut erhaltenes Geleise kein Moment dar, welches das Voreilen eines der beiden Schienenstränge erklären könnte.

Est ist daher begreiflich wenn die befremdende Erscheinung, dass in einem solchen Geleise thatsächlich einer der beiden Stränge voreilt, seit geraumer Zeit die Ingenieure beschäftigt hat und zur Erklärung dieser Thatsachen verschiedene Hypothesen aufgestellt wurden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous signalerons particulièrement à l'attention du lecteur, sous ce rapport, une conférence de M. Th. von Bavier, qui a été publiée dans la *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure* de 1889, et qui traite de l'influence de la rotation de la terre sur l'avance de l'une des files des rails sur la section de Hambourg à Haarbourg.

Un sujet tout pareil a été traité par le Dr Goslich devant la Société polytechnique de Stettin, d'après une information parue dans le journal de Prague *Bohemia* du 11 décembre 1898.

Voici, en résumé, le fond identique des deux publications :

Sur la section de Hambourg à Haarbourg, dont la direction coïncide très sensiblement avec celle du Nord au Sud, le rail de droite, dans chaque direction, est entraîné davantage vers l'avant que le rail de gauche.

On a constaté au bout de trois mois une avance de 7 centimètres du rail de gauche et de 15 centimètres du rail de droite.

L'avance plus considérable du rail de droite est expliquée de la manière suivante :

Un train qui va de Haarbourg à Hambourg est animé, outre sa vitesse propre, d'une vitesse dirigée vers l'Est résultant de la rotation de la terre, vitesse que le train, pendant sa marche vers le Nord, tend à conserver par suite de l'inertie de sa masse.

La voie, au contraire, n'est jamais, en chaque endroit, animée que de la vitesse résultant de la latitude géographique du lieu, laquelle vitesse décroît vers le Nord.

Der Merkwürdigkeit halber erwähnen wir eines Vortrages von Th. von Bavier, welcher in der *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure* vom Jahre 1889 reproducirt ist und den Einfluss der Erdrotation auf die Voreilung eines Schienenstranges in der Strecke Hamburg-Haarburg zum Gegenstande hat.

Das ganz gleiche Thema wurde laut Mittheilung der Prager Zeitung *Bohemia* vom 11. December 1898 von Dr Goslich in der polytechnischen Gesellschaft in Stettin behandelt.

Der identische Inhalt beider Publicationen ist in Kürze folgender :

In der Strecke Hamburg-Haarburg, welche ziemlich genau von Norden gegen Süden geht, wird die rechte Schiene in der jeweiligen Fahrtrichtung stärker nach vorwärts geschoben, als die linke.

Man constatirte nach Ablauf eines Vierteljahres ein Vorrücken der linken Schiene um 7 *cm* und der rechten Schiene um 15 *cm*.

Das stärkere Vorrücken der rechten Schiene wird in folgender Weise erklärt :

Ein Zug der von Haarburg nach Hamburg fährt, hat ausser seiner Fahrgeschwindigkeit auch noch in Folge der Erdrotation eine nach Osten gerichtete Geschwindigkeit welche der Zug, nach Norden vorrückend, in Folge der Trägheit seiner Masse beizubehalten strebt.

Das Geleise hingegen hat stets nur die der jeweiligen geografischen Breite entsprechende örtliche Geschwindigkeit, die gegen Norden abnimmt.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Par conséquent, le train sera soumis non seulement à l'accélération de la pesanteur g, mais aussi à une accélération o dirigée vers l'Est (fig. 14).

Es wird demgemäss ausser der Beschleunigung der Schwere g auf den Zug eine nach Osten gerichtete Beschleunigung o einwirken (Fig. 14).

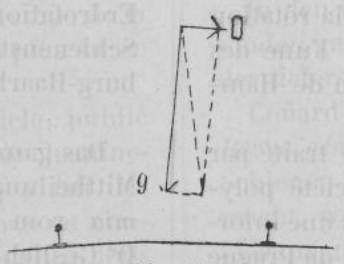


Fig. 14.

La résultante de ces deux accélérations ne passera pas par le milieu de la voie, de telle sorte que la file de rails de droite ne sera pas chargée autant que la file de gauche.

Si le train se dirige vers le Sud, la valeur de l'accélération o devient négative, et le rail de droite dans la direction du train se trouve de nouveau le plus fortement chargé.

La surcharge du rail de droite explique facilement son avancement longitudinal plus rapide.

M. von Bavier calcule que pour une vitesse de 80 kilomètres à l'heure la surcharge du rail de droite atteint 228 *kg* pour un train du poids de 400 tonnes. Ce chiffre donne, pour un wagon de 20 tonnes, environ 10 *kg*.

On voit que cette différence de poids est tellement insignifiante qu'elle est complètement perdue dans les inégalités de charge des wagons et qu'elle ne peut avoir aucune influence sur le cheminement.

L'avance de la file de droite observée sur la ligne de Hambourg à Haarbourg

Die Resultirende bei den Beschleunigungen wird daher nicht die Mitte des Geleises treffen und der rechte Schienenstrang stärker belastet werden als der linke.

Fährt de Zug gegen Süden, so wird die Beschleunigung o negativ und es wird in der Fahrtrichtung auch wieder die rechte Schiene stärker belastet.

Aus der stärkeren Belastung der rechten Schiene erklärt sich deren rasches Vorrücken.

Bavier berechnet bei 80 Kilometer Fahrgeschwindigkeit die Mehrbelastung der rechten Schiene mit 228 *kg* für einen 400 *t* schweren Zug. Dies gibt für einen Wagen von 20 *t* etwa 10 *kg*.

Man sieht, dass diese Gewichtsdifferenz so geringfügig ist, dass sie in den zufälligen Unregelmässigkeiten der Belastung der Wagen vollständig verloren geht und auf die Wanderung der Schienen absolut keinen Einfluss haben kann.

Die gemeldete Voreilung der rechten Schiene in der Strecke Hamburg-Haar-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

devrait plutôt être attribuée à la nature du sous-sol qui, d'après ce qui est rapporté, serait un terrain marécageux sans consistance.

Nous pensons donc, en tout cas, ne pas nous occuper de cette cause cosmique attribuée au cheminement, tout en admettant son exactitude théorique.

Nous avons mentionné, en traitant de l'avance en courbe, que, dans les rampes de surélévation situées en alignement, la file la plus basse prend de l'avance par suite de la surcharge provenant de la position inclinée des véhicules.

De la même manière, on conçoit donc — et l'expérience confirme partout cette prévision — que si, en alignement droit, l'un des deux rails, pour un motif quelconque, s'abaisse, la file correspondante prendra de l'avance sur l'autre.

Nous avons eu, sur notre réseau, des cas où, en alignement droit et sur une grande longueur, la file la plus basse subissait un entraînement de 230 *mm* plus fort que l'autre.

Se basant sur ce fait que dans les alignements droits le rail qui se trouve placé plus bas, avance plus vite que l'autre, M. Coüard émet l'idée que, sur les lignes à double voie, le rail avance plus vite sur la file de l'accotement, parce que les traverses de ce côté se tassent plus facilement et s'affaissent par suite de la moindre résistance du ballast.

Le chemin de fer français du Paris-Lyon-Méditerranée, sur lequel ont été faites les observations de M. Coüard, de

burg dürfte vielmehr auf die Natur des Untergrundes zurückzuführen sein, welcher, wie mitgetheilt wird, *schwankender Moorgrund* ist.

Von der eben angegebenen kosmischen Ursache der Schienenwanderung können wir also, die theoretische Richtigkeit eingeräumt, jedenfalls absehen.

Wir haben bei Besprechung der Voreilung in Curven erwähnt, dass in den geraden Uebergangsrampen der tiefere Schienenstrang in Folge der von der schiefen Lage der Vehikel herrührenden Mehrbelastung desselben voreilt.

In gleicher Weise erklärt es sich, und die Erfahrung bestätigt es überall, dass wenn in geraden Strecken einer der beiden Schienenstränge aus welcher Ursache immer tiefer liegt, dieser Schienenstrang dem anderen voreilen wird.

Wir haben auf unseren Linien Beispiele, dass in geraden Strecken ein in einer grösseren Länge tiefer liegender Strang bis 230 *mm* dem anderen voreilte.

Auf die Thatsache, dass in geraden Strecken jener Strang voreilt der tiefer liegt, stützt sich die Ansicht Coüards, dass in zweigeleisiger Bahn der bankettseitige Schienenstrang voreilt, weil in Folge des geringeren Widerstandes der Bettung die Schwellen an der Bankettseite leichter versacken und sich senken.

Die französische Bahn P.-L.-M auf welcher die von Coüard besprochenen Versuche gemacht wurden, sowie die

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même que la plupart des autres chemins de fer, sont parcourus par les trains sur la voie de gauche en partant de l'origine de chaque ligne; l'arrivée se fait au retour sur la voie de droite, toujours en partant du point de départ.

Le sens de la marche des trains est précisément inverse sur toutes les lignes de la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'Etat, excepté sur la seule ligne Vienne-Stadlau, où les trains prennent la gauche, comptée depuis la gare de départ.

Comment donc se produit le cheminement sur notre réseau?

Sur la ligne de Vienne-Stadlau, où les trains prennent la gauche, la file de gauche, c'est-à-dire celle de l'accotement, avance plus vite en alignement droit, tandis que sur la ligne de Stadlau-Marchegg, où les trains prennent la droite, c'est pareillement la file de gauche, c'est-à-dire celle de l'entrevoie, qui prend de l'avance.

L'avance de la file de gauche se constate également sur toutes les autres lignes à double voie de notre réseau où les trains prennent la droite.

Il en résulte clairement qu'il y a encore d'autres causes à invoquer pour le cheminement du rail de gauche que l'explication donnée par M. Coüard (c'est-à-dire le tassement plus prononcé de la voie du côté de l'accotement).

Nos expériences prouvent qu'en règle générale, c'est bien la file de *gauche* qui s'avance plus que l'autre, bien que cette file soit, sur nos lignes — à l'exception de Vienne-Stadlau — non celle de l'accotement, mais celle de l'entrevoie.

Ces observations nous conduisirent à étudier à un autre point de vue le che-

Mehrzahl der anderen Bahnen fahren auf dem linken Geleise, vom Anfangspunkte der Linie aus gerechnet, aus und kehren auf dem rechten Geleise, von dem Anfangspunkre gerechnet, dorthin zurück.

Die österr. ung. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft fährt aber gerade umgekehrt, das heisst, sie fährt, mit Ausnahme der einzigen Linie, Wien-Stadlau, auf dem rechten Geleise, vom Anfangspunkte an gerechnet.

Wie stellen sich nun die Schienenwanderungen auf unseren Linien?

In der Strecke Wien-Stadlau, wo wir links fahren, eilt in den geraden Strecken der linke Schienenstrang also der dem Banquette zugekehrte vor, während in der Strecke Stadlau-Marchegg, wo wir rechts fahren, ebenfalls der linke, also der der Dammmitte zugekehrte Strang voreilt.

Die Linksvoreilung ist auch bei allen übrigen zweigeleisigen Strecken unseres Netzes, in welchen rechts gefahren wird, zu constatiren,

Es ist daher klar, dass für die Wanderung des linken Schienenstranges ausser dem Erklärungsgrunde des Herrn Coüard (das ist, die grössere Setzung auf der Banquetseite), noch andere Ursachen vorhanden sein müssen.

Unsere Erfahrungen zeigen, dass in der Regel der *linke* Schienenstrang voreilt, welcher jedoch bei unseren Linien, mit Ausnahme Wien-Stadlau nicht der bankettseitige, sondern der gegen die Damm-Mitte liegende ist.

Durch diese Beobachtungen wurden wir veranlasst, die Voreilung in gera-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

vauchement dans les alignements droits et nous pûmes bientôt constater que, lorsque l'on constate l'avance de la file de droite, elle provient de causes locales, telles que l'affaissement de l'une des files, un bourrage défectueux, etc.

Mais dans la très grande généralité des lignes à double voie normalement entretenues, nous remarquâmes une avance de la file de *gauche*.

Même dans les courbes, il fut constaté que la file de gauche a une tendance plus accentuée au cheminement que celle de droite.

Nous avons exposé dans ce qui précède que dans les courbes raides, sur une ligne à double voie parcourue par des trains rapides, la file extérieure est la plus entraînée.

Elle a cependant plus d'avance, toutes choses égales, d'ailleurs, dans celle des deux voies où elle est en même temps la file de gauche par rapport au mouvement des trains.

Dans des courbes plates dans la double voie, c'est la file intérieure qui chevauche, et cela d'autant plus que cette file est celle de gauche par rapport à la direction du mouvement.

Coüard a fait la même observation. D'après son étude, le cheminement serait dans différentes courbes, pour 1 kilomètre de développement de voie, de 0.75 *m* sur la file de droite, quand la courbe tourne à droite, et de 1.15 *m* sur la file de gauche, quand la courbe tourne à gauche.

Nous avons remarqué un bon exemple de l'avance de la file de gauche dans les

den Streken von einem anderen Gesichtspunkte zu studiren und wir konnten bald constatiren, dass dort, wo sich eine Voreilung der *rechten* Seite zeigt, dieselbe auf locale Ursachen, wie z. B. Tieferliegen eines Stranges, mangelhafte Bettung, u. s. w. zurückzuführen war.

In den weitaus meisten, normal erhaltenen geraden Strecken dagegen zeigte sich in zweigeleisiger Bahn, eine Voreilung des *linken* Stranges.

Auch in Bögen wurde constatirt, dass der linke Strang bezüglich des Voreilens gegen den rechten begünstigt erscheint.

Wir haben im vorhergehenden dargethan, dass in scharfen Bögen in einer Doppelbahn mit Schnellzugsverkehr der äussere Schienenstrang voreilt.

Er eilt aber in jenem der beiden Geleise unter sonst gleichen Umständen stärker vor, in welchem er gleichzeitig der Fahrtrichtung nach der linke Strang ist.

Bei flachen Bögen im Doppelgeleise eilt der innere Strang vor und gleichfalls in jenem der beiden Geleise stärker, wo er der linke ist.

Auch Coüard machte dieselbe Beobachtung. Nach seinen Zusammenstellungen beträgt die Wanderung in verschiedenen Bögen auf einen Kilometer Bahnlänge rechts 0.75 *m*, links 1.15 *m*.

Ein schönes Beispiel der Voreilung des linken Schienenstranges haben wir

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

voies d'entrée et de sortie de la gare de Munich.

Cinq double voies, soit dix voies, se suivent parallèlement sur une grande longueur et en alignement droit pour conduire vers les différentes directions. Sur toutes ces dix voies en alignement droit, on voit clairement une avance plus ou moins forte de la file de gauche.

Puisque, comme nous l'avons déjà dit, dans une voie en ligne droite normalement entretenue on ne peut trouver aucune raison qui explique le chevauchement de l'une ou de l'autre file de rails, il faut bien, naturellement, que l'attention soit attirée sur le matériel de transport et que la cause lui soit imputable.

Les locomotives et les wagons sont, en général, construits d'une manière tout à fait symétrique, de sorte qu'il est difficile à comprendre qu'ils exercent une action asymétrique sur la voie.

Nous étudiâmes donc d'une manière plus approfondie, dans les ateliers, les types de nos locomotives; nous arrivâmes ainsi à connaître cette particularité intéressante, que sur un assez grand nombre, le bandage de gauche du premier essieu accouplé s'use davantage que celui de droite et que si l'on retourne cet essieu de nouveau, le bandage de gauche subit une usure plus prononcée.

Les ingénieurs, contremaîtres et les nombreux mécaniciens que nous avons interrogés, nous ont indiqué cette usure comme un fait connu, que l'on croyait devoir attribuer aux conditions de tracé de la voie.

bei den Aus- und Einfahrtsgeleisen des Centralbahnhofes in München bemerkt.

Fünf Doppelbahnen, also zehn Geleise führen zunächst auf eine grosse Länge *parallel* und *gerade* in die verschiedenen Routen. In allen zehn geraden Geleisen zeigt sich deutlich eine mehr oder weniger bedeutende Voreilung des linken Schienenstranges.

Da, wie bereits erwähnt, in einem normal erhaltenen geraden Geleise kein Moment vorhanden ist, welches das Voreilen eines oder des anderen Schienenstranges begünstigen könnte, so muss sich naturgemäss die Aufmerksamkeit auf die Betriebsmittel richten und hier die Ursache gesucht werden.

Nun sind Locomotive und Wagen im Allgemeinen völlig symmetrisch konstruirt, so dass eine asymmetrische Wirkung auf das Geleise schwer begreiflich ist.

Indem wir in den Heizhäusern die Typen unserer Locomotiven etwas genauer studirten, sind wir zur Kenntnis der interessanten Thatsache gelangt, dass bei auffallend vielen Locomotiven sich der linke Spurkranz des ersten Kuppelräderpaares mehr abnützt, als der rechte und dass beim Umkehren eines solchen Räderpaares abermals der linke Spurkranz einer stärkeren Abnützung unterliegt.

Die Ingenieure, Werkführer und zahlreiche Locomotivführer, die wir befragten, wiesen auf diese einseitige Abnützung, als auf eine bekannte Thatsache hin, welche man auf die Richtungsverhältnisse der Strecke zurückführen zu sollen glaubte.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais comme il serait surprenant que dans les voies les plus diverses, les courbes agissent toujours sur le bandage de gauche, que ce serait une coïncidence plus étonnante encore que des fautes de montage ou la qualité des matériaux exerçassent justement une influence spéciale sur ce même bandage, nous crûmes devoir rechercher la cause du phénomène dans la construction même de la locomotive.

D'après une communication faite à l'Union des ingénieurs et des architectes autrichiens à l'occasion d'une discussion sur ce sujet, par M. Belcsak, directeur des machines adjoint du chemin de fer du Sud de l'Autriche, des mesurages faits dans les ateliers de locomotives de ce chemin de fer, sur 47 essieux accouplés, ont démontré que :

Sur 26 essieux, les bandages de gauche étaient plus usés;

Sur 6 essieux, les bandages de droite étaient plus usés;

Sur 15 essieux, l'usure était la même des deux côtés.

M. Wehrenpfenig, inspecteur principal du chemin de fer du Nord-Ouest autrichien, a confirmé ce fait que la gorge des bandages des roues de gauche des locomotives montrent le plus souvent une usure plus grande que les roues de droite, *particulièrement avec un faible empattement, une forte saillie et de grands cylindres.* (*Voir* aussi les réponses au questionnaire reproduites en annexe.)

Des nombreux exemples de cheminement en alignement droit que nous avons relevés sur nos lignes, il résulte

Da es nun auffallen muss, dass in den verschiedensten Strecken die Bögen stets den linken Spurkranz angreifen sollten, da es ferner ein wunderlicher Zufall wäre, wenn Montirungsfehler oder die Qualität des Materials so vorwiegend gerade bei diesem Spurkranze ihre Wirkung äussern würden, so glaubten wir die Ursache in der Konstruction der Locomotive selbst suchen zu müssen.

Nach einer, gelegentlich einer Discussion im österreichischen Ingenieur- und Architecten-Verein über diesen Gegenstand von Herrn Belcsak, Maschinendirector-Stellvertreter der österreichischen Südbahn-Gesellschaft, gemachten Mittheilung haben die bei 47 Locomotiv-Räderpaaren in den Werkstätten der Südbahn vorgenommenen Abmessungen ergeben, dass bei

26 Räderpaaren die Tyres der linken Seite,

Bei 6 Räderpaaren die Tyres der rechten Seite, mehr abgenützt waren.

Bei 15 Räderpaaren war die Abnützung eine gleichmässige.

Herr Wehrenpfenig, Ober-Inspector der österreichischen Nordwestbahn, bestätigte, dass vorzugsweise die Spurkranz-Hohlkehlen der linksseitigen Locomotivräder, *namentlich bei kurzem Radstande, grossem Ueberhange und grossen Dampfcylindern* eine bedeutendere Abnützung zeigen, als die rechtsseitigen Räder (siehe auch Berichte-Annex).

Aus den zahlreichen Aufnahmen der Schienenwanderung in Geraden, welche wir auf unseren Linien vorgenommen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

que si, sur les pentes, l'entraînement longitudinal régulier des deux files de rails — que nous appellerons le cheminement parallèle — est plus prononcé sur les pentes que sur les rampes, cependant *l'avance* ou *chevauchement* est plus considérable sur les rampes.

Accessoirement, nous renverrons ici au tableau I produit par nous et relatif à l'entraînement des rails sur le pont du Mississipi près de Saint-Louis; on y voit que le cheminement sur la pente ascendante paraît le plus souvent plus fort.

Les faits rapportés ci-dessus paraissent signifier que le travail de la vapeur (dans la montée d'une rampe par une locomotive) exerce de l'influence sur l'avance.

Nous fûmes d'autant plus forcé d'admettre une pareille influence que l'usure du bandage de gauche nous parut être en relation directe avec l'avance de la file de gauche.

Cette usure ne peut être rejetée sur l'influence des courbes de la voie, puisque celles-ci sont parcourues par les locomotives aussi bien à l'aller qu'au retour.

Une courbe qui tourne à droite à l'aller tourne donc à gauche au retour.

S'il était démontré que l'usure prédominante du bandage de gauche était la conséquence d'une pression plus forte du premier essieu contre la file de rails de gauche, on expliquerait du même coup l'avance de cette file comme conséquence de cette action unilatérale; en effet, nous avons vu, par suite des déductions ci-dessus, quelles surcharges

haben, hat sich auch ergeben, dass, wenn auch die gleichmässige Verschiebung beider Stränge — nennen wir sie deren Parallelwanderung — in Gefällsstrecken bedeutender ist, als in der Steigung, doch in Steigungen die *Voreilung* grösser ist, als in Gefällen.

Nur ganz nebenher verweisen wir hier auf die von uns producirte Tabelle I über die Schienenwanderungen auf der Mississipi-Brücke bei St. Louis, wo die Wanderung bei der Bergfahrt zumeist als grösser ausgewiesen erscheint.

Die erwähnten Aufnahmen schienen anzudeuten, dass die Arbeit des Dampfes (bei der Fahrt einer Locomotive in der Steigung) auf die Voreilung einen Einfluss ausübe.

Wir wurden zu der Annahme eines solchen Einflusses umsomehr gedrängt, als uns auch die Abnützung der linksseitigen Tyres zur Voreilung des linken Schienenstranges in Beziehung zu stehen schien.

Diese Abnützung kann nicht auf die Richtung der Bahncurven zurückgeführt werden; denn die Locomotiven befahren dieselbe Strecke tour und retour.

Es wird daher ein rechter Bogen beim Hinweg, als linker Bogen beim Rückweg befahren.

Könnte nachgewiesen werden, dass die vorwiegende Abnützung der linken Radreifen die Folge eines stärkeren Anlaufens der ersten Achse gegen den linken Schienenstrang ist, so könnte auch das Voreilen dieses Schienenstranges als Folge dieses einseitigen Angriffes erklärt werden; denn wir haben aus den vorangegangenen Deductionen er-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

importantes une file de rails peut recevoir quand le matériel roulant exerce sur lui des chocs latéraux.

Ces surcharges et la décharge correspondante de l'autre file pourraient par elles-mêmes expliquer l'avance de la file considérée.

L'action de ces pressions latérales aux endroits de l'éclissage et les chocs des roues qui en résultent contre les abouts des rails s'exercent dans les conditions connues, comme nous l'avons décrit plus haut.

L'hypothèse d'un travail asymétrique de la locomotive, si paradoxale qu'elle puisse paraître au premier abord, perd toute étrangeté si on l'examine de plus près.

Dans une étude parue dans l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens* (fasc. 8 de 1897), nous avons essayé de démontrer que la cause du travail unilatéral de la locomotive doit être cherchée dans les situations relatives des manivelles des deux côtés de la locomotive, c'est-à-dire dans l'avance du mécanisme du côté droit relativement à celui du côté gauche, disposition qui a cet effet que les mouvements de lacet de la locomotive exercent leur action d'une manière plus intense contre la file de gauche.

En général, sur notre réseau, la manivelle de droite a une avance de 90° sur celle de droite, et c'est là la seule circonstance d'où puisse dériver un travail unilatéral, si l'on en excepte la disposition du levier de changement de marche et de quelques détails qui ne font pas partie du mécanisme proprement dit.

sehen, welche bedeutende Mehrbelastungen ein Schienenstrang erfährt, wenn die Betriebsmittel seitliche Stösse gegen ihn ausüben.

Diese Mehrbelastungen und die correspondirende Entlastung des anderen Stranges könnten an sich ein Voreilen des betreffenden Schienenstranges erklären.

Hiezu kommt unter gewissen Umständen die Wirkung dieser Seitendrücke an der Verlaschungsstelle und die hiebei resultiren den Stösse des Spurkranzes gegen die nach vorne gelegene Schiene, wie wir sie beschrieben haben.

Die Annahme einer asymmetrischen Arbeit der Locomotive — so paradox dieselbe im ersten Augenblicke erscheinen mag — verliert bei näherer Betrachtung das Fremdartige.

Wir haben in einer im *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 8. Heft 1897, veröffentlichten Studie nachzuweisen versucht, dass die Ursache der einseitigen Arbeit der Locomotive in der gegenseitigen Lage der Kurbeln auf beiden Seiten der Locomotive das ist : in der Voreilung des Mechanismus auf der rechten Seite gegen jenen der linken Seite zu suchen ist, welche Anordnung zur Folge hat, dass die Schlingerbewegungen der Locomotive ihre Wirkung intensiver gegen den linken Schienenstrang äussern.

Im Allgemeinen eilt bei uns die rechte Kurbel der linken um 90° vor und dieses ist, abgesehen von der Anlage des Steuerungsgestänges und einigen mit den eigentlichen Mechanismus nicht zusammenhängenden Details, der einzige Umstand aus dem sich eine einseitige Arbeit ableiten lässt.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Puisque la manivelle de droite a une avance de 90° sur celle de gauche, celle-ci a sur l'autre une avance de 270°.

Il s'ensuit que les actions du côté droit et gauche d'une part, et du côté gauche et droit ne se suivent pas dans des périodes égales.

Une action du mécanisme droit suit la même action du mécanisme gauche après une course de manivelle de 90°; une action du mécanisme gauche suit la même action du mécanisme droit après une course de manivelle de 270°.

C'est de cette différence de phases que nous chercherons à déduire les actions asymétriques de la locomotive sur la voie.

D'après cela, ces actions asymétriques devraient disparaître quand une machine est pourvue de 3 ou 4 cylindres, de manière que les mécanismes des deux côtés puissent se mouvoir parallèlement, ce qui est impossible avec des locomotives à deux cylindres.

Et si l'avance de la manivelle de droite entraîne une action plus énergique vers la gauche, il s'ensuit qu'avec une manivelle ayant une avance à gauche, cette action plus énergique devrait être dirigée vers la droite.

Nous devions attacher un intérêt particulier à ce point de vue aux renseignements donnés des chemins de fer égyptiens, reproduits par M. Ast dans son rapport à la session de Londres du Congrès, en 1895. On y lit :

On n'a fait aucune observation particulière au sujet du cheminement des rails sur les pentes... Le cheminement se produit en Égypte toujours dans la direction du mouvement et à la fois sur

Während nämlich die rechte Kurbel der linken um 90° voreilt, hat diese gegenüber der rechten eine Voreilung von 270°.

Hieraus folgt, dass die Wirkungen der rechten und linken Seite einerseits und der linken und rechten nicht in gleichen Zeitphasen aufeinander folgen.

Einer Wirkung des rechten Mechanismus folgt die gleiche Wirkung des linken nach einen Kurbelweg von 90°; einer Wirkung des linken Mechanismus folgt die gleiche Wirkung des rechten nach einem Kurbelwege von 270°.

Aus diesen Phasenunterschied werden wir versuchen, die asymmetrischen Wirkungen der Locomotive auf das Geleise abzuleiten.

Demgemäss müssten diese asymmetrischen Wirkungen verschwinden, wenn eine Maschine mit drei oder vier Cylindern ausgestattet wäre, so dass die Mechanismen an den beiden Seiten sich parallel bewegen könnten, was bei der zweicylindrigen Locomotive unmöglich ist.

Bedingt das Voreilen der rechten Kurbel einen linksseitigen stärkeren Angriff so müsste folgerichtig sich bei voreilenden linken Kurbeln der stärkere Angriff nach rechts richten.

Von diesem Gesichtspunkte aus mussten uns die Mittheilungen der « Egyptischen Eisenbahnen » besonders interessant erscheinen, welche Herr Ast in seinem Berichte beim Londoner Congress reproducirt. Sie lauten :

Ueber das Wandern der Schienen speziell in Gefällen wurden keine Erhebungen gemacht... das Wandern der Schienen erfolgt in Egypten stets in der Fahrtrichtung und in beiden Strängen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les deux files de rails ; *la file de droite chemine à peu près 2 à 5 fois plus vite que celle de gauche ;* on ne constate aucune différence dans les courbes, sur les pentes ou par suite de l'orientation de la voie. Le cheminement est, en général, plus fort en été qu'en hiver.

Sur les lignes à simple voie qui sont parcourues dans les deux sens, le cheminement se manifeste d'une manière frappante comme sur les lignes à double voie.

Ainsi, toujours le chevauchement à droite !

Ce fait semblait remettre complètement nos conclusions en question. Il est cependant devenu, au contraire, un excellent appui pour nos déductions.

Des informations que nous obtinmes sur la construction des locomotives des chemins de fer égyptiens, il résulta d'abord que, depuis le cahier des charges de 1893, les quatre types principaux de locomotives circulant sur ce réseau ont, en réalité, des manivelles avec avance à gauche.

Plus tard, M. Cotterill, ingénieur en chef des chemins de fer égyptiens, écrivit au journal *Engineering* (numéro du 15 juillet 1897), que la moitié des locomotives des chemins de fer égyptiens ont des manivelles avec avance à droite, l'autre moitié, des manivelles avec avance à gauche.

Pour élucider complètement la question, il faudrait connaître de quelle espèce étaient les locomotives ayant circulé sur les voies qui ont donné une avance au cheminement à droite — comme l'a signalé M. Ast.

Nous voyons cependant que sur un chemin de fer où l'on a constaté une avance générale du rail de droite, circulent un grand nombre de locomotives ayant

zugleich ; *der rechte Strang wandert etwa zwei bis fünfmal schneller als der linke ;* es wurde kein Unterschied in den Curven, den Gefällen oder der Richtung des Geleises constatirt. Das Wandern ist im Allgemeinen während des Sommers grösser als im Winter.

In eingeleisigen, nach beiden Richtungen befahrenen Geleisen gibt sich das Wandern in auffälliger Weise kund als in zweigeleisiger Bahn.

Also durchweg rechte Voreilung!

Diese Thatsache schien unsere Conclusionen vollkommen in Frage zu stellen. Indessen wurde sie in der Folge eine willkommene Stütze für unsere Deductionen.

Die Informationen, welche wir über die Konstruction der Locomotiven der Egyptischen Bahnen einholten, ergaben zunächst, dass nach dem Lieferungs-Bedingnisheft vom Jahre 1893, die vier Haupttypen der dort laufenden Locomotiven thatsächlich links voreilende Kurbeln haben.

Später theilte Herr Cotterill, Chef-Ingenieur der Egyptischen Eisenbahnen, im *Engineering* am 15. Juli 1897 mit, dass die Hälfte der Locomotiven der Egyptischen Bahnen rechts voreilende, die andere Hälfte links voreilende Kurbeln hatten.

Man müsste nun, um völlig klar zu sehen, wissen von welcher Konstructionsart die Locomotiven waren, die auf jenen Strecken verkehrten, welche die von Ast gemeldeten, rechten Voreilungen zeigten.

Wir sehen indessen, dass auf einer Bahn, welche durchweg rechte Voreilung der Schienen constatirt, jedenfalls eine grosse Anzahl von Locomotiven

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

la manivelle gauche en avance, tandis que sur les chemins de fer où ne passent jamais que des machines avec avance à droite, on a relevé un cheminement général plus rapide de la file de gauche des rails.

Ceci nous paraît un fait très important.

Dans le cours de nos études sur la question dont il s'agit, nous avons trouvé, en outre, que l'attention de divers auteurs avait déjà été attirée sur les actions unilatérales du mécanisme de la locomotive.

L'ingénieur L. Lœvy, des chemins de fer sud-ouest russes, dans une note parue dans la *Revue générale* de novembre 1893, raconte qu'il a observé que les ruptures des longerons de châssis des locomotives ont presque toujours lieu (quinze fois sur dix-huit) du côté droit et dans la partie du longeron située au-dessus du premier essieu accouplé.

M. Lœvy explique ce phénomène par les forces horizontales qui sont développées sur la fusée par les mouvements du piston en avant et en arrière.

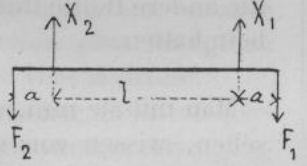


Fig. 15.

Par le passage de la manivelle du point mort d'avant par le demi-tour inférieur jusqu'au point mort d'arrière, l'essieu est pressé contre la joue d'arrière de la boîte à graisse; au contraire, dans son trajet vers l'avant, le piston

mit links voreilender Kurbel verkehren, während auf Bahnen, wo durchweg Maschinen mit rechter Voreilung verkehren, zumeist ein rascheres Wandern der linken Schiene beobachtet wurde.

Dies scheint uns eine bedeutungsvolle Thatsache.

Im Verlaufe unserer Studien über die vorliegende Frage fanden wir übrigens, dass schon verschiedene Fachschriftsteller auf die einseitigen Wirkungen des Mechanismus der Locomotive hingewiesen haben.

Ingenieur L. Lœvy theilt in einem Aufsatze in der *Revue générale*, November 1893, mit, dass die beobachteten Brüche der Locomativrahmen fast stets (unter 18 Fällen fünfzehnmal) an der rechten Seite des Rahmens über der vordersten gekuppelten Achse auftraten.

Lœvy erklärt diese Erscheinung aus den horizontalen Kräften, welchen die Achslager durch die Hin- und Herbewegung der Kolben ausgesetzt sind.

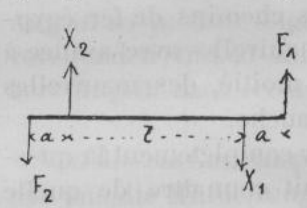


Fig. 15*a*.

Beim Uebergange der Kurbel vom vorderen Todpunkte durch den unteren Halbkreis zum hinteren Todpunkte wird die Achse nach rückwärts gegen das Lager gepresst, beim Vorwärtsgange dagegen nach vorne, so dass in der

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

est pressé vers l'avant, de sorte que dans le voisinage du point mort, il se produit un brusque changement de sens de la pression.

Soient F_1 et F_2, dans les figures 15 et 15*a*, les pressions résultant du mouvement du piston sur les fusées et supposons que l'axe du cylindre soit à une distance *a* du point d'application de la pression sur la fusée, les réactions sur les essieux moteurs x_1 et x_2 seront

Nähe der Todpunkte ein jäher Druckwechsel stattfindet.

Sind F_1 und F_2 in nebenstehenden Figuren 15 und 15*a* die aus den Kolbendrücken resultirenden Drücke auf das Lager und berücksichtigt man, dass die Cylinderachse vom Druckmittelpunkte des Lagers um *a* entfernt ist, so ergeben sich die Reactionen in den Achsführungen x_1 und x_2

$$x_1 = F_1 + \frac{a}{l}(F_1 + F_2)$$

$$x_2 = F_2 + \frac{a}{l}(F_1 - F_2).$$

Si l'on calcule F_1 et F_2 avec l'aide du diagramme de la pression de la vapeur pour les diverses positions de la manivelle, on en déduit les diverses valeurs des réactions x_1 et x_2, dont M. Lœvy a construit le diagramme (fig. 16).

Dans ce diagramme, la ligne continue se rapporte aux pressions x_1 sur la fusée de droite et la ligne pointillée aux pressions x_2 sur la fusée de gauche, réduites en kilogrammes par centimètre carré de la surface du piston.

Les ordonnées positives représentent des efforts de traction et les négatives des efforts de compression, et l'on voit que les efforts de traction du côté droit l'emportent sensiblement sur ceux du côté gauche.

De ce fait, en même temps que de la transition brusque des efforts de traction aux efforts de compression que l'on remarque sur l'épure, M. Lœvy déduit l'explication des bris plus nombreux des longerons du côté droit.

Bestimmt man F_1 und F_2 mit Hilfe des Dampfdiagrammes für die verschiedenen Kurbelstellungen, so ergeben sich hiernach die Reactionen x_1 und x_2 welche Lœvy in einem Diagramm veranschaulicht hat (Fig. 16).

In diesem Diagramme stellt die gezogene Linie die Drücke x_1 der rechten Seite, die punktirte die Drücke x_2 der linken Seite auf 1 cm^2 Kolbenfläche bezogen, dar.

Die positiven Ordinaten bedeuten Zugspannungen, die negativen Druckspannungen, und man sieht, dass die Zugspannungen auf der rechten Seite bedeutend stärker ausfallen.

Aus diesem Umstande und dem aus dem Diagramm ersichtlichen raschen Wechsel der Druck- und Zugspannungen erklärt Lœvy die Thatsache, dass die Rahmenbrüche meist an der rechten Seite auftreten.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous nous trouvons donc encore une fois ici en présence d'une action unilatérale provenant du mécanisme, qui produit une sollicitation très différente du châssis des deux côtés de la locomotive.

Wir haben es also hier mit einer einseitigen, im Triebwerk begründeten Wirkung zu thun, welche eine sehr verschiedene Beanspruchung des Rahmens an beiden Locomotivseiten hervorruft.

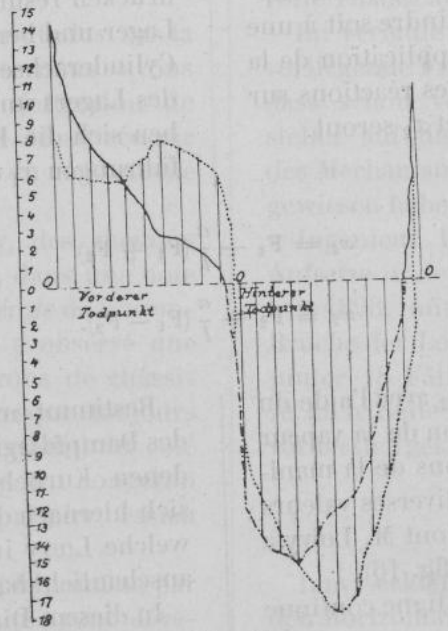


Fig. 16.

Explications des termes allemands : Vorderer Todpunkt = Point mort d'avant. — Hinterer Todpunkt = Point mort d'arrière.

De plus, nous avons obtenu, dans la suite, des informations précieuses relativement à l'usure irrégulière des bandages.

M. von Borries, l'un des savants les plus renommés et des écrivains les plus distingués en matière de locomotives, dans un article de l'*Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens* (n° 12, de 1897), dans lequel il cherche, d'ailleurs, à réfuter les déductions publiées par nous dans ce journal, expose ce qui suit :

Bien que, d'après cela, ni les forces de

Aber auch bezüglich der ungleichmässigen Abnützung der Tyres haben wir in der Folge werthvolle Informationen erlangt.

Herr von Borries, einer der namhaftesten Kenner der Locomotive und ausgezeichneter Fachschriftsteller theilt in einem Artikel im *Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens*, 12. Heft 1897, in welchem er übrigens die von uns in dieser Zeitschrift veröffentlichten Deductionen zu widerlegen sucht, folgende Thatsachen mit :

Obgleich hiernach weder die Zugkräfte

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

traction, ni les masses du mécanisme ne puissent exercer des actions unilatérales, il existe cependant, dans le mécanisme de la locomotive, des actions unilatérales qui se manifestent par l'usure inégale des surfaces de roulement des roues motrices, particulièrement par le « martelage » des plats des bandages.

En 1887, par l'examen des surfaces de roulement d'un grand nombre d'essieux moteurs aux locomotives à trois essieux avec des manivelles ayant de l'avance à droite et des cylindres extérieurs, j'ai vérifié un fait déjà bien connu dans nos ateliers : c'est que sur les locomotives des trains de voyageurs ordinaires et des trains rapides, il se forme un méplat presque en ligne droite à cet endroit du bandage de la roue gauche qui touche le rail quand la manivelle de gauche se trouve à peu près à son point mort.

Ce méplat se produit d'après la mesure exacte dans laquelle les fusées d'essieu prennent du jeu longitudinal sur leurs coussinets, ce que l'on reconnaît facilement aux coups qui se produisent en même temps.

L'usure atteint souvent une profondeur de plusieurs millimètres, de telle sorte que l'on peut voir alors le rodage des roues.

Sur les locomotives à marchandises, les courts méplats dont il s'agit sont rarement observés. Cependant, on remarque alors des deux côtés une usure anormale dans les parties des surfaces de roulement qui touchent les rails, quand les moments de rotation des manivelles atteignent leur valeur maximum, et surtout un peu plus fortement à gauche en avant de la manivelle.

Ces usures doivent être attribuées en partie aux composantes verticales des forces appliquées aux manivelles; ces composantes augmentent la pression de la roue; peut-être se produit-il aussi de petits mouvements de glissement des roues sur les rails.

. . . . . .

Les méplats à la roue motrice dont il s'agit peuvent uniquement naître de ce fait que la

noch die Triebwerksmassen einseitige Wirkungen ausüben können, so bestehen doch in dem Triebwerke der Locomotiven einseitige Wirkungen, welche sich in der ungleichen Abnützung der Laufflächen der Triebräder, insbesondere in den flachen Stellen « Schlaglöcher » zeigen.

Durch Aufnahme der Laufflächen einer grossen Anzahl von Triebachsen dreiachsiger Locomotiven mit voreilenden rechten Kurbeln und aussenliegenden Dampfcylindern habe ich im Jahre 1887 die in hiesigen Werkstätten schon vorher bekannte Thatsache bestätigt gefunden, dass bei Personen- und Schnellzugs-Locomotiven eine kurze fast geradlinige Abflachung an derjenigen Stelle des linken Triebradreifens bildet, welche die Schiene berührt, wenn die linke Kurbel ungefähr im vorderen todten Punkte steht.

Diese Abflachung tritt in dem Masse ein, in welchem die Achsschenkel in den Lagern in der Längsrichtung Spielraum erhalten, was man an dem gleichzeitig entstehenden Klopfen gut erkennt.

Sie erreicht häufig eine Vertiefung von mehreren Millimetern, so dass man das dadurch verursachte seitliche Kippen der Räder sehen kann.

An Güterzugslocomotiven wurden diese kurzen Abflachungen selten beobachtet, dagegen zeigte sich hier an beiden Seiten vermehrte Abnützung in denjenigen Theilen der Laufflächen, welche die Schienen berühren, wenn die Drehmomente an den Kurbeln ihre grössten Werthe erreichen, und zwar links vor der Kurbel bisweilen stärker als an den anderen Stellen.

Diese Abnützungen werden zum Theil auf die senkrechten Antheile der an den Kurbeln wirkenden Kräfte zurückzuführen sein, welche den Raddruck steigern, vielleicht finden auch kleine Gleitbewegungen der Räder auf die Schienen statt.

. . . . . .

Die bezeichnete flache Stelle am linken Triebrade kann nur dadurch entstehen, dass

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pression variable du piston pousse subitement vers l'arrière la fusée d'essieu, pressée, l'instant d'avant, contre la joue d'avant de son coussinet, et qu'il produit ainsi un court glissement de la roue de gauche sur le rail.

Si ce glissement ne se produit pas ou se produit avec un jeu plus grand au moment des trois autres changements de sens du mouvement du piston, cela provient de la composition des forces agissant sur le piston avec la force de traction agissant sur les boîtes à graisse, force qui produit assez rapidement le changement de pression sur le bâti juste au moment du changement d'avant du piston de gauche.

Nous ne récapitulerons pas ici les conclusions que M. von Borries tire de ce qui précède au point de vue du cheminement des rails. Elles ne sont pas faciles à comprendre dans leur brève concision et on peut, d'ailleurs, les lire dans le travail que nous avons cité.

Notre but était uniquement de constater préalablement que l'usure unilatérale du bandage de gauche était bien connue des techniciens.

M. Masion, ingénieur au chemin de fer Grand Central belge, a eu l'obligeance de nous envoyer sa très intéressante étude « sur l'usure irrégulière des bandages des roues motrices et accouplées des locomotives ».

Dans cette étude, où nous avons trouvé des indications précieuses, et sur laquelle nous reviendrons, M. Masion a donné un diagramme des usures des bandages des machines à voyageurs telles qu'elles ont été constatées par le désaccouplement des essieux.

Le relevé des usures des roues motrices de droite, d'une part, et des roues

der wechselnde Kolbendruck den Achsschenkel, welcher vorher nach vorne gegen das Lager drückte, plötzlich nach hinten schiebt und dadurch ein kurzes Gleiten des linken Rades auf der Schiene hervorbringt.

Dass dieses Gleiten bei den drei anderen Kolbenwechseln nicht, oder doch erst bei grösseren Spielräumen eintritt, liegt an den Zusammenwirken der Kolbenkräfte mit der am Lager wirkenden Zugkraft, welche den Druckwechsel im Lager gerade für den Kolbenwechsel links vorne besonders rasch gestaltet.

Die Schlussfolgerungen, welche von Borries aus dem Vorgesagten mit Rücksicht auf die Schienenwanderung zieht, wollen wir nicht recapituliren. Dieselben sind in ihrer gedrängten Kürze nicht leicht verständlich und können übrigens in dem Aufsatze nachgelesen werden.

Wir wollten indessen vorläufig nur constatiren, dass eine einseitige und zwar linksseitige Abnützung der Bandagen den Fachkreisen bekannt ist.

Herr Masion, Ingenieur au chemin de fer Grand Central belge, hatte die Güte uns seine höchst interessante Studie : « Sur l'usure irrégulière des bandages des roues motrices et accouplées des locomotives », zu übersenden.

In dieser Studie, welche uns werthvolle Aufschlüsse lieferte und auf welche wir zurückkommen werden, gibt Herr Masion Diagramme über die Abnützung der Radreifen bei Personenzugs-Maschinen, wie selbe beim Ausbinden der Achse constatirt wurden.

Die Aufnahme der Abnützungen der rechten Triebräder einerseits und der

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

motrices de gauche, d'autre part, auraient montré une similitude telle sur dix machines que de nouveaux relevés ont paru inutiles.

Dans les diagrammes de M. Masion nous trouvons précisément les usures constatées par M. von Borries.

Tout en nous réservant l'interprétation de ces diagrammes, nous citerons le passage suivant d'une lettre que M. Masion a eu l'obligeance de nous écrire :

linken Triebräder anderseits, sollen bei zehn Maschinen eine derartige Uebereinstimmung gezeigt haben, dass weitere Aufnahmen unnöthig erschienen.

In den Diagrammen des Herrn Masion finden wir genau die Abnützungen wieder, welche Herr von Borries constatirte.

Indem wir uns die Interpretation dieser Diagramme vorbehalten, citiren wir folgende Stellen aus einem Schreiben, welches Herr Masion die Güte hatte an uns zu richten :

En résumé, j'ai conclu de mon étude sur l'usure des bandages :

1° Que les actions de la vapeur étaient la cause essentielle des irrégularités constatées ;

2° Que les bandages des roues de gauche s'usaient davantage que ceux de droite et toujours aux mêmes points ;

3° Qu'il faut attribuer ce fait à ce que, par suite du calage de la manivelle de gauche à 90° en arrière de la manivelle de droite, les réactions des plaques de garde agissent plus fortement sur les bandages des roues de gauche.

Par ce qui précède, nous croyons avoir établi que nous ne sommes pas les seuls à avoir constaté les actions unilatérales du mécanisme de la locomotive, et que les mêmes constatations ont été faites par des spécialistes, tout à fait indépendamment les uns des autres. (*Voir* aussi les réponses au questionnaire-annexe.) Nous allons chercher maintenant à indiquer les observations que nous avons pu faire et à expliquer théoriquement l'action unilatérale de la locomotive.

Les recherches entreprises offrent des explications nouvelles des mouvements de perturbation des locomotives et, pour ce motif, nous voulons saisir l'occasion d'étudier, d'une manière approfondie, bien que l'avance de la file de gauche résultant de l'action de la locomotive ne soit pas tellement en général si considérable qu'elle puisse amener

Durch die vorstehenden Mittheilungen glauben wir festgestellt zu haben, dass nicht nur von uns, sondern auch anderwärts von Fachmännern unabhängig von einander einseitige Wirkungen des Mechanismus der Locomotive constatirt wurden (siehe auch Berichte-Annex), und wir werden nunmehr versuchen, die uns zur Verfügung stehenden Beobachtungen zu deuten, sowie auch die einseitige Wirkung der Locomotive theoretisch zu erklären.

Die einschlägigen Untersuchungen bieten manches neue Moment zur Beurtheilung der störenden Bewegungen der Locomotive und aus diesem Grunde wollen wir den Gegenstand eingehender behandeln, obgleich die aus der Wirkung der Locomotive resultirende Voreilung des linken Schienenstranges meist nicht so beträchtlich ist, dass sie

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

des difficultés dans l'entretien ou dans l'exploitation.

Afin de se rendre un compte exact des perturbations de la locomotive, il est nécessaire de jeter un coup d'œil approfondi sur la question de la mise en marche.

Quelques théoriciens traitent la locomotive comme une machine à vapeur fixe.

La bielle motrice tourne la roue et, par l'intervention de l'adhésion, la locomotive prend un mouvement de marche en avant.

Cette conception ne donne pas une idée exacte de la manière dont se produit ce mouvement et conduit, d'après nous, à des malentendus, comme nous allons essayer de le prouver.

Quand la vapeur s'introduit dans la partie d'avant du cylindre, il se produit, sur le piston et sur le couvercle I du cylindre, les pressions d'égale grandeur P (fig. 17).

der Erhaltung oder dem Betriebe Schwierigkeiten bereiten könnte.

Um die störenden Bewegungen der Locomotive richtig zu beurtheilen, ist es nötig in das Wesen der Ingangsetzung derselben einen klaren und richtigen Einblick zu gewinnen.

Manche Theoretiker betrachten die Locomotive wie eine stabile Dampfmaschine.

Die Triebstange dreht das Rad und durch das Hinzutreten der Adhäsion wird die Vorwärtsbewegung der Locomotive hervorgerufen.

Die Beobachtungsweise gibt kein durchweg klares Bild von der Entstehung der Bewegung und führt auch unserer Ansicht nach zu Missverständnissen, wie wir uns bemühen werden zu zeigen.

Tritt in den vorderen Theil des Cylinders Dampf ein, so wirken auf den Kolben und Cylinderdeckel I die gleich grossen Dampfdrücke P (Fig. 17).

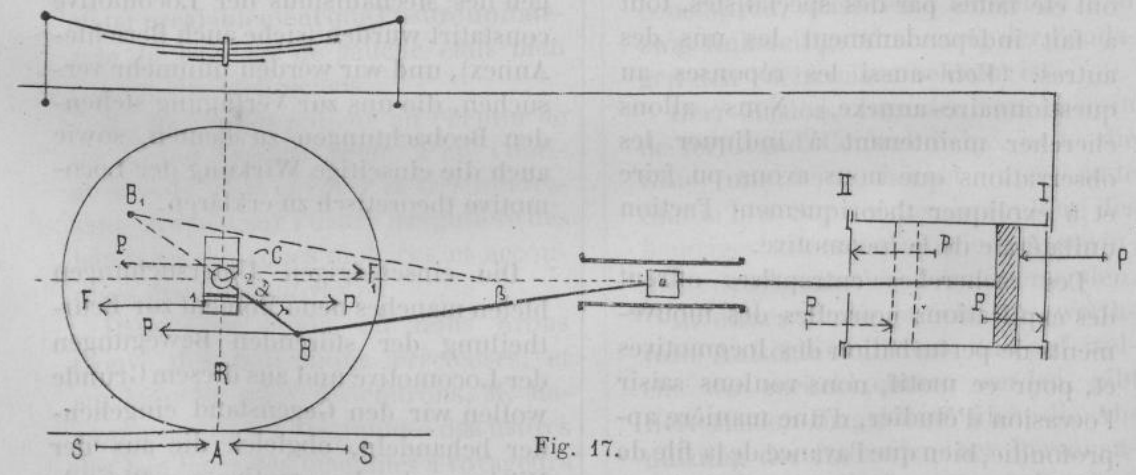


Fig. 17.

La force appliquée au tourillon de manivelle par l'intermédiaire de la tige

Der durch die Vermittlung der Kolbenstange und Triebstange auf den

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

du piston et de la bielle motrice se répartit sur les deux points fixes C et A, d'après les proportions des bras de levier.

Le point C supporte par conséquent la pression

Kurbelzapfen ausgeübte Druck zerlegt sich auf die beiden festen Punkte C und A nach dem Verhältnisse der Hebelsarme.

Der Punkt C erfährt dabei den Druck

$$F = P - P\frac{r}{R}\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\beta}$$

Dans cette expression, r représente le rayon de la manivelle et R le rayon de la roue.

La force dont le point d'application se trouve au point A et qui doit être supportée par la friction de la roue sur le rail, quand un mouvement en avant de la machine se produit, c'est

wobei r den Halbmesser der Kurbel, R den Halbmesser des Rades bedeutet.

Der auf den Punkt A entfallende Antheil, welcher, wenn eine Vorwärtsbewegung der Maschine stattfinden soll, von der Reibung des Rades auf der Schiene aufgehoben werden muss, ist

$$S = P - F = P\frac{r}{R}\cdot\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\beta}$$

Si l'adhésion est inférieure à cette valeur, la roue patine.

Si l'adhésion est suffisante et si l'on suppose que le point d'application de la pression de vapeur sur le couvercle I du cylindre est transposé en 1, les deux forces P et F agiront en sens contraire; le châssis ne sera donc sollicité que par leur différence.

Cette force

Wäre die Adhäsion kleiner als dieser Werth, so würde ein Schleifen des Rades eintreten.

Ist die Adhäsion genügend und denkt man sich den Angriffspunkt des Dampfdruckes auf den Cylinderdeckel I nach der Achsführung in 1 versetzt, so werden hier die beiden Kräfte P und F einander entgegenwirken; es wird nun da $P > F$ der Rahmen mit der Kraft P—F vorwärts geschoben werden.

Diese Kraft

$$P - F = Z_1 = P - \left(P - P\frac{r}{R}\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\beta}\right) = P\frac{r}{R}\cdot\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\cos\beta} \quad . \quad . \quad . \quad \text{IX}$$

est de même grandeur que S.

La force Z est consacrée au mouvement en avant du châssis, et avec lui de l'essieu, et pourvu que la roue soit maintenue en A par le frottement, la roue se meut.

ist der Grösse nach gleich der Kraft S.

Die Kraft Z bewirkt, dass der Rahmen und mit demselben die Achse vorrückt und da das Rad in A durch die Reibung festgehalten wird, das Rad sich dreht.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Dans le demi-tour supérieur de la trajectoire de la manivelle, la bielle agit par traction; la pression sur les fusées

Im oberen Halbkreise des Kurbelweges wirkt die Triebstange ziehend; der Druck auf das Lager

$$F_1 = P + P \frac{r}{R} \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\cos \beta}$$

agit ici vers l'avant; la pression sur le couvercle II du cylindre, que l'on suppose appliquée en 2, agit vers l'arrière.

wirkt hier nach vorne, der Druck auf den Cylinderdekel II, den man sich in 2 angreifend denke, nach rückwärts.

La force qui pousse le châssis vers l'avant, et qui cette fois dérive de l'essieu, est

Die den Rahmen vorwärts treibende Kraft, welche diesmal von der Achse ausgeht, ist

$$Z_2 = F_1 - P = P \frac{r}{R} \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\cos \beta} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad X$$

Les forces Z_1 et Z_2 n'agissent pas sur le centre de gravité de l'ensemble du châssis; elles tendent donc à le faire tourner dans des circonstances déterminées autour d'un axe passant par son centre de gravité, c'est-à-dire à produire un mouvement de lacet de la locomotive.

die Kräfte Z_1 und Z_2 greifen nicht im Schwerpunkt des Rahmenbaues an, werden daher diesen unter gewissen Umständen um eine vertikale Schwerpunktsachse drehen, das ist, ein Schlingern der Locomotive bewirken.

Ce pivotement de la locomotive se combine avec un mouvement de rotation subséquent très intense qui prend naissance pour ce motif que la plupart des locomotives, après quelque temps de service, prennent du jeu dans leurs essieux et dans leurs coussinets, de même que dans leurs plaques de garde.

Diese Drehung der Locomotive combinirt sich mit einer weiteren sehr intensiven Drehbewegung, welche dadurch entsteht, dass die meisten Locomotiven, wenn sie einige Zeit im Dienste stehen, in ihren Lagern und Lagerführungen Spielraum bekommen.

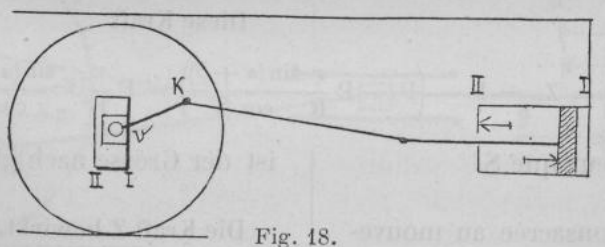


Fig. 18.

Dans la position K de la manivelle (*voir* fig. 18), la plaque de garde I est pressée contre la partie d'avant *v* de la

Bei der Kurbelstellung K (Fig. 18) wird die Lagerführung bei I in Folge des Dampfdruckes auf den Kolben und

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

boîte à graisse, par suite de la pression de la vapeur sur le couvercle de cylindre II.

Par le passage de la manivelle par le point mort d'avant et le renversement de la vapeur dans le cylindre (fig. 19), le châssis fait un mouvement d'oscillation vers l'avant, et pour une position K_1, la plaque de garde II est pressée contre la boîte à graisse.

den Cylinderdeckel II an die Vorderseite der Lagerbüchse in *v* gepresst.

Beim Uebergang der Kurbel durch den vorderen Todpunkt und Dampfwechsel im Cylinder (Fig. 19) wird der Rahmen eine Schwingung nach vorwärts machen, und bei einer Kurbelstellung K_1 in Folge des Dampfdruckes auf den Kolben und Cylinderdeckel I die rückwärtige Lagerführung II an die Lagerbüchse gepresst werden.

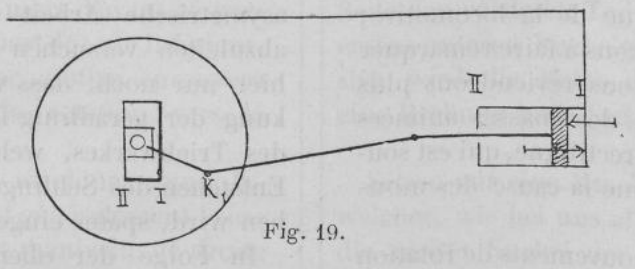


Fig. 19.

Par le passage de la manivelle par le point mort d'arrière s'accomplit la phase opposée, c'est-à-dire que le châssis fait un mouvement d'oscillation vers l'arrière.

Ces mouvements sont créés par la pleine pression de la vapeur sur le couvercle correspondant; ils ont donc une importance considérable.

Comme les mouvements d'oscillation du châssis vers l'avant et vers l'arrière — unilatéralement — sont produits par une force qui n'a pas son point d'application au centre de gravité de la locomotive, il s'ensuit que l'ensemble du châssis prend un mouvement de rotation autour d'un axe vertical passant par son centre de gravité.

L'effet de cette rotation est augmenté dans le demi-tour qui suit le passage du point mort par la force Z_1

Beim Uebergange der Kurbel durch den rückwärtigen Todpunkt vollzieht sich der entgegengesetzte Vorgang, das ist, der Rahmen schwingt zurück.

Diese Bewegungen werden durch den vollen Druck des Dampfes auf den betreffenden Cylinderdeckel hervorgebracht, vollziehen sich daher mit einer sehr bedeutenden Kraft.

Da das vor- und zurückschwingen des Rahmens jeweilig einseitig, also durch eine Kraft bewirkt wird, die nicht im Schwerpunkt der Locomotive angreift, so ist eine Drehung des Rahmenbaues um dessen verticale Schwerpunktsachse die Folge.

Die Wirkung dieser Drehung wird im unteren Halbkreis nach Passirung des Todpunktes durch die Kraft Z_1

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(équation IX) qui agit dans le même sens; il est diminué dans le demi-tour supérieur par la force Z_2 (équation X) qui agit en sens contraire.

Les actions rotatoires totales doivent ainsi être beaucoup plus importantes pendant que la manivelle parcourt le demi-tour inférieur.

C'est de ces mouvements de lacet combinés, créés par le travail de la vapeur, que nous voulons chercher à déduire le travail asymétrique de la locomotive; nous nous bornerons à faire remarquer encore ici que nous reviendrons plus tard sur l'action des masses animées d'un mouvement rectiligne, qui est souvent signalé comme la cause des mouvements de lacet.

Par suite des mouvements de rotation décrits plus haut, la masse de la locomotive engendre des forces vives et devient capable d'exécuter un travail, de surmonter des résistances.

Les forces vives qui, par suite du changement de sens qui se produit pendant la rotation vers la gauche, puis vers la droite, sont communiquées à la masse de la locomotive, s'annulent cependant ensuite d'après une loi déterminée dans une certaine mesure. C'est cette loi que nous allons maintenant rechercher.

Cette loi dépend de l'intervalle de temps qui s'écoule entre une action du mécanisme de droite et une action semblable (survenant immédiatement après) du mécanisme de gauche.

Afin de simplifier et de nous faire comprendre plus aisément, nous nous bornerons à la comparaison des actions

die (Gleichung IX) im gleichen Sinne drehend wirkt, verstärkt, im oberen Halbkreis durch die Kraft Z_2 (Gleichung X), welche im entgegengesetzten Sinne drehend wirkt, verschwächt.

Die summarischen Drehwirkungen müssen also während die Kurbel den unteren Halbkreis durcheilt, viel bedeutender sein.

Aus diesen combinirten, durch die Arbeit des Dampfes hervorgebrachten Schlingerbewegungen wollen wir die asymetrische Arbeit der Locomotive abzuleiten versuchen und bemerken hier nur noch, dass wir auf die Wirkung der geradlinig bewegten Massen des Triebwerkes, welchen häufig das Entstehen des Schlingerns zugeschrieben wird, später eingehen werden.

In Folge der oben beschriebenen Drehbewegungen wird die Masse der Locomotive lebendige Kraft entwickeln, ist daher in der Lage Arbeit zu verrichten, Widerstände zu überwinden.

Die lebendigen Kräfte, welche durch die abwechselnde Drehung nach links und rechts der Masse der Locomotive mitgetheilt werden, werden sich daher nach einem gewissen Gesetze gegenseitig zum Theil aufheben und wir wollen nunmehr dieses Gesetz untersuchen.

Dieses Gesetz entspringt aus dem Zeitinterwall, welches zwischen einer Kraftwirkung des rechtsseitigen Mechanismus und der darauf folgenden gleichen Kraftwirkung des linksseitigen Mechanismus liegt.

Um die Untersuchung zu vereinfachen und uns leichter verständlich zu machen, werden wir uns auf die Gegen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

du mécanisme de droite et de gauche qui se produisent quand les deux manivelles ont dépassé le point mort d'avant; nous avons, en effet, établi que, dans cette situation, l'action du changement de la vapeur s'ajoute à l'action de la force de traction Z_1 et que, pour ce motif, l'action totale est de beaucoup plus importante qu'au moment du passage par le poids mort d'arrière, où les deux effets doivent se soustraire.

Pendant que la manivelle du côté droit passe par le point mort d'avant et parcourt le premier quart de tour inférieur, la masse de la locomotive éprouvera un mouvement de rotation vers la gauche.

Supposons une machine, dans laquelle, comme c'est généralement le cas sur notre réseau, la manivelle de droite a une avance de 90° sur celle de gauche; après un chemin correspondant à un angle de 90°, il se produira à gauche le même effet dynamique qu'à droite et, par suite, la locomotive prendra un mouvement de rotation vers la droite.

Ensuite, voici ce qui se passera :

La force vive qui résulte de la rotation vers la gauche, produite par la partie droite du mécanisme, amènera une attaque de la première roue de gauche contre le rail de gauche.

Cette force vive, en raison des résistances rencontrées, exercera pendant un certain temps son action contre le rail de gauche.

Après un intervalle correspondant à une rotation de 90° de la manivelle, le mécanisme de gauche suit et exerce le

überstellung jener Wirkungen des rechten und linken Mechanismus beschränken, welche entstehen, wenn die beiden Kurbeln den *vorderen* Todpunkt passiren; denn wir haben eben dargelegt, dass hier die Wirkung des Dampfwechsels sich mit der Wirkung der Zugkraft Z_1 summirt daher die Gesammtwirkung weit grösser ist, als beim rückwärtigen Todpunkt, wo sich die beiden Wirkungen subtrahiren.

Während die Kurbel der rechten Seite den vorderen Todpunkt und den ersten unteren Kurbelquadranten passirt, wird die Masse der Locomotive eine Drehung nach links erfahren.

Setzen wir eine Maschine voraus, bei welcher, wie bei uns allgemein üblich, die rechte Kurbel der linken um 90° voreilt, so wird nach einem Kurbelweg von 90° die linke Seite der rechten mit der gleichen Kraftwirkung nachfolgen und hiebei eine Rechtsdrehung der Locomotive erfolgen.

Es wird nun folgender Vorgang platzgreifen :

Die lebendige Kraft welche aus der durch den rechtsseitigen Mechanismus hervorgebrachten Drehung der Locomotive gegen links resultirt, wird ein Anlaufen des ersten linken Rades gegen die linke Schiene zu bewirken trachten.

Diese lebendige Kraft wird nach Massgabe der Widerstände durch einige Zeit ihre Wirkung in der Richtung gegen die linke Schiene ausüben.

Nach einem Intervall von 90° Kurbeldrehung folgt der gleiche Impuls des linksseitigen Mechanismus und übt den

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même choc dans la direction opposée.

Mais ce choc a à vaincre immédiatement la force vive développée *antérieurement* par la partie de droite du mécanisme; il n'aboutit donc pas en fait à une action vers la droite. Ce n'est que dans la mesure où les résistances, pendant la fraction de tour correspondant à 90° entre les deux impulsions, ont déjà absorbé une partie de la force vive créée par le mécanisme de droite et dirigée vers la gauche qu'un choc vers la droite peut avoir quelque importance; mais il est en tout cas plus faible que le choc vers la gauche, car il représente seulement la différence entre la force engendrée par le mécanisme de gauche et celle provenant encore du mécanisme de droite, c'est-à-dire non encore absorbée par les résistances.

Cette différence est donc égale à l'ensemble des résistances qui agissent pendant le quart de tour, frottement, conicité des bandages, serrage des coussinets, etc.

Une représentation graphique simple permettra de se rendre exactement compte des phénomènes.

Prenons les parcours de la manivelle comme abscisses, et comme ordonnées, les forces vives développées à un moment déterminé pendant le mouvement de lacet.

Représentons par *pp* la force vive développée pendant un élément de chemin parcouru de la manivelle de droite.

Après un chemin de 360°, comme ce sont les mêmes forces qui agissent, la

gleichen Stoss in entgegengesetzter Richtung aus.

Dieser Stoss hat aber zunächst die *früher* entwickelte lebendige Kraft des rechtsseitigen Mechanismus aufzuheben, kann daher nicht thatsächlich gegen rechts zur Wirkung gelangen. Nur in dem Masse, als die Widerstände während des Intervalls von 90° Kurbelweg zwischen den beiden Impulsen bereits einen Theil der vom rechten Mechanismus hervorgerufenen, gegen links wirkenden lebendigen Kraft consumirt haben, kann ein Stoss nach rechts zur Geltung kommen, der aber wesentlich schwächer ist, als der Stoss nach links, da er nur die Differenz zwischen der vom linken Mechanismus hervorgebrachten und der vom rechten Mechanismus noch vorhandenen — durch die Widerstände noch nicht aufgezehrten Kraft — darstellt.

Diese Differenz ist also genau gleich der Grösse der während des Kurbelweges von 90° wirksamen Widerstände der Reibung, Räderconicität, der Spannung in den Lagern, u. s. w.

Eine einfache grafische Darstellung dürfte den Vorgang zweckmässig veranschaulichen.

Stellen wir die Kurbelwege als Abscissen, die von der Masse der Locomotive in einem bestimmten Zeitpunkt entwickelte lebendigen Kräfte beim Schlingern als Ordinaten dar.

Es sei (Fig. 20) *pp* die während eines Wegelementes der rechtsseitigen Kurbel entwickelte lebendige Kraft der Masse der Locomotive.

Nach einem Kurbelweg von 360° wird, weil dann die gleichen Kraft-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

masse de la locomotive acquerra de nouveau une force vive égale p_1p_1.

wirkungen auftreten, die Masse der Locomotive neuerdings eine ganz gleiche lebendige Kraft p_1p_1 entwickeln.

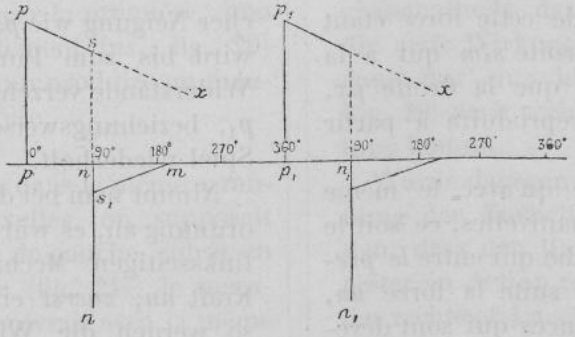


Fig. 20.

L'action de ces forces vives pp et p_1p_1 est dirigée vers la gauche, parce que ces forces proviennent du mécanisme de droite et naissent pendant un tour à gauche.

Les droites px représentent la diminution successive des forces vives pp et p_1p_1 par l'influence des résistances.

Les mêmes actions du mécanisme de gauche nn, n_1n_1 doivent suivre celles du mécanisme de droite après un certain intervalle qui correspond à un angle de 90° de la manivelle.

L'action des forces nn, n_1n_1 est de sens contraire à celle des forces pp, p_1p_1, c'est-à-dire dirigée vers la droite; les ordonnées sont donc négatives et représentées vers le bas.

On voit que la force nn dirigée vers la droite venant après la force pp à un intervalle de 90° doit surmonter une force dirigée en sens contraire ns, et que seule la différence $ns_1 = nn - ns$ peut produire un choc contre le rail de droite. Ce choc ns_1 sera en tout cas

Die Wirkung dieser lebendige Kräfte pp und p_1p_1 ist, da sie vom rechtsseitigen Mechanismus ausgehen und durch eine Linksdrehung entstehen, nach links gerichtet.

Die Gerade px kennzeichnet die allmälige Abnahme der lebendigen Kräfte pp und p_1p_1 durch den Einfluss der Widerstände.

Die gleichen Wirkungen des linken Mechanismus, nn, n_1n_1 müssen denen des rechten Mechanismus nach einem Intervall folgen, welches einen Kurbelweg von 90° entspricht.

Die Wirkung der Kräfte nn, n_1n_1 ist der Wirkung der Kräfte pp, p_1p_1 entgegengesetzt, also nach rechts gerichtet, die Ordinaten sind daher negativ, nach abwärts gezeichnet.

Man sieht nun, dass die der Kraft pp nach einem Intervall von 90° folgende, nach rechts wirkende Kraft nn zunächst eine Gegenkraft ns zu überwinden hat und nur die Differenz $ns_1 = nn - ns$ als Stoss gegen rechts thatsächlich wirksam wird. Dieser Stoss ns wird stets

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

beaucoup plus faible que la force pp dirigée vers la gauche.

La force ns_1 sera absorbée jusqu'au point m par les résistances, la diminution successive de cette force étant indiquée par la droite s_1m qui a la même inclinaison que la droite px. Le même jeu se reproduira à partir de p_1 et de n_1.

Si l'on suppose qu'avec le même arrangement des manivelles, ce soit le mécanisme de gauche qui entre *le premier* en jeu et par suite la force nn, (fig. 21), les résistances qui sont développées dans l'intervalle $np_1 = 270°$, et dont l'influence est caractérisée par la ligne ny (de même inclinaison sur l'axe des abscisses que px dans la figure 20), réduiront la force nn au point p_1 à la valeur p_1s. En conséquence, la force agissant vers la gauche atteint en p_1 la grandeur p_1s_1 et en p_2 sa grandeur totale et p_2p_2.

weit geringer sein, als der nach links wirkende pp.

Die Kraft ns_1, deren allmälige Abnahme durch die Linie ms_1 (von gleicher Neigung wie px) bezeichnet wird, wird bis zum Punkte m durch die Widerstände verzehrt, worauf sich bei p_1, beziehungsweise bei n_1, dasselbe Spiel wiederholt.

Nimmt man bei derselben Kurbelanordnung an, es würde die Wirkung des linksseitigen Mechanismus also die Kraft nn, *zuerst* eintreten (Fig. 21), so werden die Widerstände in dem Intervall $np_1 = 270°$, deren Einfluss durch die Linie ny (von gleicher Neigung gegen die Abscissenachse wie px in Fig. 20) characterisirt ist, die Kraft nn bei p_1, auf die Grösse p_1s reducirt haben, so dass bei p, die nach links wirkende Kraft bereits zum grösseren Theil p_1s_1 bei p_2 aber bereits in voller Grösse p_2p_2 zur Geltung kommt.

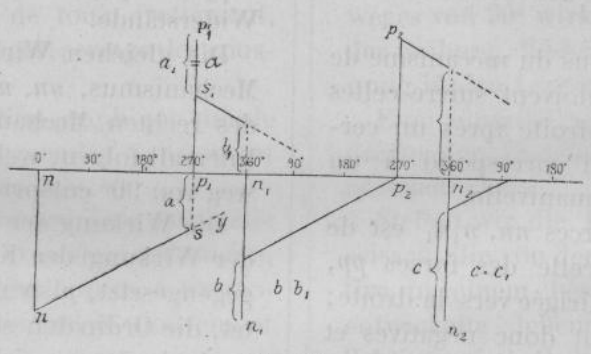


Fig. 21

Ainsi donc l'action unilatérale de la locomotive vers la gauche est basée sur ce fait que la manivelle de droite a une avance sur la gauche de 90°, il s'ensuit que la force vive de rotation vers la gauche provenant du mécanisme

Die einseitig linksseitige Wirkung der Locomotive beruht also darauf, dass die rechte Kurbel der linken um 90° voreilt, daher stets die nach links wirkende vom rechtsseitigen Mechanismus hervorgebrachte lebendige Kraft der

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

de droite entre en action plus tôt que celle du mécanisme de gauche par suite de la différence des phases ; or, celle-ci étant en grande partie absorbée pour contre-balancer la première, une faible partie seulement (ns_1, fig. 20) reste disponible pour produire un mouvement vers la droite.

Si, au contraire, dans le même arrangement des manivelles, on supposait que le mécanisme de gauche entrât en action le premier (fig. 21), le mécanisme de droite suivrait avec la même force après l'intervalle relativement grand de 270°.

Dans cet intervalle, la force nn serait absorbée pour la plus grande partie par les résistances; la force p_1p_1 vers la gauche entrant en jeu ensuite n'aurait à vaincre que la faible force vive p_1s, et après quelques tours de manivelle (fig. 21), le mécanisme de droite se trouverait dans les mêmes conditions que s'il était entré en jeu le premier.

Si une machine était construite avec une manivelle ayant de l'avance à gauche, il s'ensuit que son action principale devrait se manifester d'une manière prépondérante contre le rail de droite.

Nous devons encore approfondir la question de savoir si le mouvement des masses du mécanisme occasionne également un mouvement de lacet de la locomotive et quel effet ce mouvement peut avoir.

Généralement, le mouvement alternatif des masses du piston, de sa tige, de sa crosse et d'une partie de la bielle motrice est considéré comme la cause

Drehung um diesen Phasenunterschied früher eintritt, als die vom linksseitigen Mechanismus hervorgebrachte, entgegengesetzt wirkende, letztere daher grösstentheils dazu verbraucht wird, die erste Wirkung aufzuheben, wobei dann nur eine kleine Differenz (ns_1, Fig. 20) nach rechts wirkend zur Geltung kommt.

Würde dagegen bei gleicher Anordnung der Kurbeln angenommen werden, dass der linke Mechanismus als erster in Action tritt (Fig. 21) so folgt der rechte erst nach dem relativ grossen Intervall von 270° mit der gleichen Kraftwirkung.

In diesem Intervall wird die Kraft nn zum grossen Theil durch die Widerstände consumirt sein, die eintretende nach links wirkende Kraft p_1p_1 wird nur die geringe entgegenwirkende lebendige Kraft p_1s zu überwinden haben und nach einigen Kurbeltouren (in Fig. 21 bei p_2) wird doch wieder der rechte Mechanismus als zuerst wirkender auftreten.

Würde eine Maschine mit links voreilender Kurbel konstruirt, so müsste sich demgemäss ihre Wirkung überwiegend gegen die rechte Schiene äussern.

Wir müssen nun noch der Frage näher treten, ob die Bewegung der Triebwerksmassen gleichfalls ein Schlingern der Locomotive hervorbringt und welche Wirkung diese Bewegung äussern könnte.

Häufig wird die Hin- und Herbewegung der Massen des Kolbens, der Kolbenstange, des Kreuzkopfes und eines Theiles der Triebstange als eigentliche

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

propre du lacet, et l'on fait dériver celui-ci des changements de position de ces masses.

L'hypothèse qui forme la base de cette explication, c'est que quand les masses du mécanisme se meuvent vers l'arrière, le châssis fait un mouvement correspondant vers l'avant, de telle sorte que le centre de gravité de l'ensemble reste immobile.

Il doit donc se produire un mouvement périodique du châssis vers l'avant et vers l'arrière, ainsi qu'un mouvement de lacet parce que les changements de position des masses du mécanisme ne s'effectuent pas au même instant des deux côtés de la locomotive.

Cette explication du lacet suppose l'absence de forces extérieures.

En réalité, les auteurs qui se sont occupés de la question, font la supposition que la locomotive serait suspendue à des chaînes et soustraite à l'action des forces extérieures qui sont représentées par l'adhésion dans une locomotive sur rails.

Cette supposition est cependant inadmissible, car la manière dont le châssis est suspendu sur les essieux ne peut, en aucune manière, être comparée à la suspension de l'ensemble des masses de la locomotive au moyen de chaînes.

M. A. Masion, dans son étude sur « les perturbations dans la marche des locomotives », a montré que l'emploi de l'hypothèse de la conservation du mouvement du centre de gravité était injustifiée, et nous nous rallions aux raisons qu'il en donne.

L'action des masses du mécanisme

Ursache des Schlingerns bezeichnet und letzteres aus der Lageveränderung dieser Massen abgeleitet.

Die Annahme, welche dieser Ableitung zu Grunde liegt ist die, dass, wenn die Triebwerksmassen sich nach rückwärts bewegen, der Rahmen eine correspondirende Bewegung nach vorwärts macht, so dass der Schwerpunkt der Gesammtmasse unverändert bleibt.

Es müsste also ein periodisches Vor- und Zurückgehen des Rahmens eintreten und ebenso ein Schlingern, da die gleiche Lageveränderung der Triebwerksmassen sich beiderseits der Locomotive nicht zu gleichen Zeiten vollzieht.

Diese Erklärung des Schlingerns setzt die Abwesenheit von äusseren Kräften voraus.

Thatsächlich machen die betreffenden Autoren die Annahme, die Locomotive sei in Ketten aufgehängt, wodurch allerdings die äusseren Kräfte, welche bei einer Locomotive auf Schienen durch die Adhäsion repräsentirt sind, beseitigt erscheinen.

Diese Annahme ist aber unzulässig, denn die Art der Aufhängung des Rahmens relativ gegen die Achsen kann in keiner Weise mit einer Aufhängung der gesammten Masse der Locomotive mittelst Ketten verglichen werden.

Auf die ungerechtfertigte Anwendung des Satzes von der Erhaltung der Schwerpunktslage hat Herr A. Masion in seiner Schrift : « Les perturbations dans la marche des locomotives », hingewiesen und wir schliessen uns seinen Argumenten an.

Die Wirkung der Triebwerksmassen

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

est la même si la locomotive marche avec ou sans vapeur.

Elle dépend de l'inertie de ces masses, quand celles-ci subissent une accélération et de la force vive acquise par ces masses quand celles-ci sont retardées.

Mais les masses du mécanisme sont reliées directement aux essieux par l'intermédiaire des manivelles.

L'action de ces masses ne peut donc pas s'étendre au bâti du châssis, mais seulement aux essieux.

Recherchons quelle est cette dernière action.

Supposons (fig. 22) que l'inertie de la masse T agisse du côté droit de la locomotive. Cette masse provoque un moment de rotation T*a* qui accélérera le mouvement de la roue ou le retardera, suivant que la force T sera dirigée vers l'avant ou vers l'arrière (fig. 22 et 23).

ist die gleiche, ob eine Locomotive mit oder ohne Dampf fährt.

Sie beruht auf der Trägheit dieser Massen, wenn dieselben zu beschleunigen sind und auf der lebendigen Kraft, welche diesen Massen innewohnt, wenn dieselben verzögert werden.

Die Triebwerksmassen hängen aber direct nur mit den Achsen durch Vermittlung der Kurbeln zusammen.

Die Wirkung dieser Massen kann sich daher nicht auf den Rahmenbau, sondern nur auf die Achsen erstrecken und wir wollen diese Wirkung untersuchen.

Denken wir uns (Fig. 22) an der rechten Locomotivseite die Trägheit der Massen T wirken, so wird dieselbe sich in ein Rotationsmoment T*a* umsetzen, welches die Bewegung des Rades beschleunigt oder verzögert, je nachdem die Kraft T nach vorne oder nach rückwärts gerichtet ist (Fig. 22 u. 23).

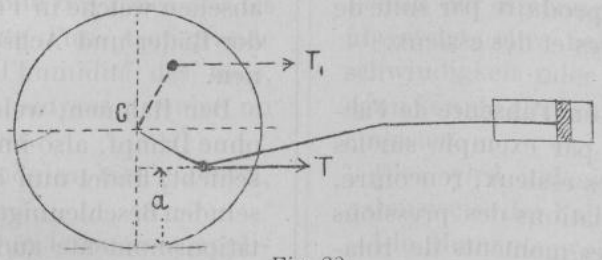


Fig. 22.

Du côté gauche de la locomotive, l'inertie des masses en mouvement agira soit dans le même sens, soit en sens opposé (fig. 23) et créera également un moment de rotation qui occasionnera une accélération ou un retardement de l'essieu.

Ces moments de rotation du côté droit et du côté gauche, par l'intermé-

An der linken Seite der Locomotive wird die Trägheit der Massen in gleichem oder (Fig. 23) in entgegengesetztem Sinne wirken und gleichfalls ein Rotationsmoment erzeugen, welches eine Beschleunigung oder Verzögerung der Achse hervorruft.

Diese Rotationsmomente der rechten und linken Seite werden sich aber

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

diaire de l'essieu rigide et sous l'influence de l'adhésion, s'équilibrent réciproquement d'une manière complète, c'est-à-dire s'ajouteront ou se soustrairont.

durch Vermittlung der steifen Achse und unter Einfluss der Adhäsion gegenseitig vollständig ausgleichen, das ist, addiren oder subtrahiren.

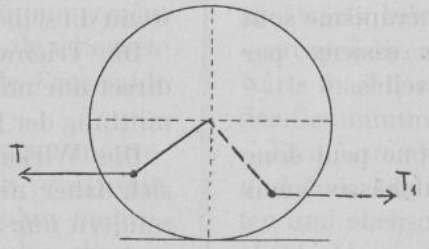


Fig. 23.

Si on se figure également les deux roues actionnées à leur périphérie et tournées dans le même sens ou en sens inverse, elles seront mises en mouvement dans le même sens avec la même vitesse résultante — en supposant l'adhésion nécessaire — si, toutefois, nous faisons abstraction de la faible différence qui peut se produire par suite de l'élasticité des roues et des essieux.

Le châssis qui, en l'absence de l'action de la vapeur, par exemple sur les pentes, entraîne les essieux, rencontre, par suite des variations des pressions accélératrices et des moments de rotation, des résistances variables dans sa marche en avant.

Mais ces résistances variables agiront dans la même mesure, comme nous l'avons montré, sur les deux côtés de la locomotive, et il en résultera bien une accélération ou un retardement du châssis, mais en aucune façon une rotation.

Chacun sait que l'on peut arrêter très régulièrement un essieu en mouve-

Man denke sich gleichsam die beiden Räder an den Peripherien angefasst und in gleichem oder entgegengesetztem Sinne gedreht, so werden — die nöthige Adhäsion vorausgesetzt — beide Räder in gleichem Sinne, mit gleicher resultirender Geschwindigkeit bewegt, wenn wir von den kleinen Differenzen absehen welche in Folge der Elasticität der Räder und Achsen entstehen können.

Der Rahmen, welcher bei der Fahrt ohne Dampf, also im Gefälle, die Achse schiebt, findet nun in Folge der wechselnden Beschleunigungsdrücke und Rotationsmomente auch wechselnde Widerstände bei seinem Vorrücken.

Diese wechselnden Widerstände werden aber, wie wir gezeigt haben, auf beiden Seiten der Locomotive gleichmässig wirken, daher wohl eine Beschleunigung oder Verzögerung des Rahmens, keineswegs aber eine Verdrehung desselben hervorrufen.

Jedermann ist es bekannt, dass es möglich ist, eine laufende Achse oder

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ment ou un véhicule en plaçant un obstacle sur l'*un* des rails et qu'il n'en résulte nullement une rotation de l'essieu ou du châssis.

De même un essieu est facilement mis en mouvement sur les deux rails par une force agissant sur l'un de ses côtés, si le frottement sur les rails est suffisant.

Il s'ensuit que l'action des masses en mouvement horizontal, aussi longtemps que celles-ci sont seules en question (comme cela existe quand la locomotive marche sans l'aide de la vapeur), se traduit seulement par un mouvement parallèle vers l'avant et vers l'arrière des deux côtés du châssis; ce mouvement est donc un recul, mais en aucune manière un lacet.

Cependant, dès que les couples de forces appliqués à l'essieu par le mouvement des mécanismes dépassent le frottement maximum des roues sur les rails, soit par suite d'une trop grande vitesse, soit par l'humidité des rails, alors les essieux peuvent prendre un mouvement de lacet.

Ce fait ne se produira, bien entendu, que par exception.

Les moments que les masses appliquent aux essieux peuvent bien renforcer les actions de la vapeur, mais elles sont beaucoup moins considérables que celles-ci, particulièrement que les mouvements de rotation qui se produisent par les changements de sens du piston par suite du jeu des coussinets.

Pour appuyer ces considérations par des observations pratiques, nous avons fait des voyages nombreux et répétés

ein Vehikel dadurch ganz gleichmässig zu arretiren, dass man auf *eine* der Schienen ein Hindernis anbringt und dass hiebei keine Verdrehung der Achsen oder des Rahmens platzgreift.

Ebenso wird eine Achse durch eine blos an einer Seite wirkende Kraft auf beiden Schienen ganz gleichmässig bewegt, wenn die Reibung auf den Schienen genügt.

Es wird daher die Wirkung der horizontal bewegten Massen, so lange dieselben allein in Frage kommen (wie bei Fahrt ohne Dampf) sich lediglich in einem parallelen Vor- und Zurückgehen beider Seiten des Rahmens äussern, also ein *Zucken*, *keinesfalls aber ein Schlingern* zur Folge haben.

Erst dann, wenn ein durch die Bewegung der Triebwerksmassen an den Achsen hervorgerufenes Kräftepaar den Betrag der Reibung auf den Schienen übersteigt, etwa bei sehr grosser Geschwindigkeit oder glatten Schienen, dann könnte ein Schlingern der Achsen eintreten.

Dies wird indessen wohl nur ausnahmsweise der Fall sein.

Die Momente welche die Massen an den Achsen hervorbringen, können wohl die Dampfwirkungen verstärken, sie werden aber gegen letztere, insbesondere gegen die beim Kolbenwechsel infolge der Lagerspielräume auftretenden Drehwirkungen völlig zurücktreten.

Wir haben, um diese Erwägungen durch Beobachtungen zu stützen, wiederholt und häufig Fahrten auf der

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sur des locomotives en traversant des crêtes de partage des eaux et nous avons pu constater la parfaite exactitude de nos déductions.

Tandis que, pendant la montée, les mouvements périodiques de la machine autour de l'axe passant par le centre de gravité se montraient d'une façon marquée (10 à 15 *mm* de déviation), *ils disparaissaient complètement* ou devenaient imperceptibles, *dès qu'après avoir passé la crête de partage, le régulateur était fermé.*

Il ne se manifestait plus que des mouvements de recul. Remarquons, à ce sujet, expressément que les oscillations constatées à la montée étaient des mouvements réguliers et périodiques, se reproduisant à chaque tour de la roue motrice et dépendant donc du travail du mécanisme. Ce n'étaient pas de ces mouvements de lacet qui se produisent avec de grandes vitesses, par suite d'un choc accidentel du bandage d'une roue contre le rail et de la réaction résultante.

La grandeur de la déviation des oscillations constatées pendant la montée dépassait beaucoup la mesure (2 à 3 *mm*) qui s'obtient par le calcul des mouvements de lacet, en se basant sur le principe de la conservation du mouvement du centre de gravité appliqué aux mouvements des masses du mécanisme vers l'avant et vers l'arrière, calcul dans lequel on n'a pas encore tenu compte du frottement.

Il est clair que le mouvement de ces masses ne peut être la cause du lacet.

De la manière de se comporter de la

Locomotive über Wasserscheiden unternommen und hiebei die Richtigkeit dieser Erwägungen constatirt.

Während bei der Bergfahrt die periodischen Schwingungen der Maschine um die vertikale Schwerpunktsachse sich sehr beträchtlich zeigten (10-15 *mm* Ausschlag), *verschwanden dieselben sogleich* oder wurden nahezu unmerklich, *so bald nach Passirung der Wasserscheide der Dampf abgesperrt wurde.*

Es zeigten sich thatsächlich nur mehr zuckende Bewegungen. Wir bemerken hiebei ausdrücklich, dass die bei der Bergfahrt constatirten Schwingungen regelmässige und periodisch bei jeder Triebraddrehung wiederkehrende Bewegungen waren, welche also mit der Arbeit des Mechanismus zusammenhängen und nicht jene Schlingerbewegungen, welche erst bei grösseren Geschwindigkeiten in Folge eines zufälligen Anlaufens der Spurkränze an die Schiene und darauf folgender Reflexion entstehen.

Die Grösse des Anschlages der constatirten Schwingungen bei der Bergfahrt überstieg weit jenes Mass (2-3 *mm*) welches sich bei Berechnung der Schlingerbewegungen nach dem Prinzip der Erhaltung der Schwerpunktslage beim hin- und hergehen der Triebwerksmassen ergibt, bei welcher Berechnung noch gar keine Reibung berücksichtigt ist.

Es ist also klar, dass die Bewegung dieser Massen nicht die Ursache des Schlingerns sein kann.

Aus dem Verhalten der Locomotive

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

locomotive lorsqu'elle traverse une crête de partage, on doit conclure que les mouvements particuliers de lacet de la locomotive ne se produisent que dans la marche à régulateur ouvert, et que ces mouvements sont une conséquence des forces inégales à un moment donné, qui sont créées par l'action de la vapeur sur les deux côtés de la locomotive.

Nous ne pouvons abandonner le sujet des actions des masses du mécanisme sans dire quelques mots de la question des contrepoids, car elle se rattache dans une certaine mesure, comme nous le montrerons plus loin, à l'étude du cheminement.

Nous ne nous occuperons pas de ces parties des contrepoids qui sont destinées à équilibrer les masses animées d'un mouvement de rotation, parce que ces parties annihilent à chaque instant les forces centrifuges des pièces tournantes du mécanisme et, par conséquent, remplissent complètement leur but.

Mais qu'en est-il de ces parties des contrepoids qui devraient servir à équilibrer les mouvements du mécanisme, c'est-à-dire les forces vives des masses mues horizontalement?

On n'a jamais contesté qu'un équilibrage parfait des masses animées d'un mouvement horizontal par des contrepoids qui tournent avec les roues n'est pas possible, parce que la rotation crée nécessairement des forces centrifuges dont les composantes verticales restent

bei der Fahrt über Wasserscheiden muss daher geschlossen werden, dass die schlingernden Eigenbewegungen der Locomotive wesentlich nur bei der Fahrt mit Dampf auftreten, dass dieselben also eine Folge der durch den Dampf hervorgerufenen, auf beiden Seiten der Locomotive wirkenden, in einem gegebenen Momente ungleichen Kräfte sind.

Wir können die Besprechung der Wirkungen der geradlinig bewegten Massen nicht schliessen, ohne mit einigen Worten die Frage der Gegengewichte zu berühren, da dieselben mit unserem Thema der Schienenwanderung, wie sich später zeigen wird, in einem gewissen Zusammenhange stehen.

Wir sehen hiebei von jenem Theile der Gegengewichte ab, welche bestimmt sind, die rotirenden Massen auszugleichen, da diese Theile in jedem Zeitpunkte die Centrifugalkräfte der rotirenden Triebwerksmassen aufheben und dergestalt *vollständig* ihren Zweck erfüllen.

Wie verhält es sich aber mit jenem Theile der Gegengewichte, welche für die Ausgleichung der Trägheitswirkungen beziehungsweise der lebendigen Kräfte der *horizontal* bewegten Massen dienen sollen?

Man war sich immer klar darüber, dass eine völlige Ausgleichung horizontal bewegter Massen durch Gegengewichte, die in den Rädern rotiren, nicht möglich ist, da bei der Rotation nothwendigerweise Fliehkräfte entstehen, deren Vertikal-Componenten über-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

en excès et sont un motif de perturbations nouvelles.

Ces perturbations consistent, quand les forces centrifuges agissent vers le bas, en surcharges périodiques des rails se produisant à chaque tour de roue — sous la forme de chocs — qui sollicitent, d'une manière défavorable, la superstructure et les constructions de ponts et qui ont comme conséquence des usures anormales des bandages.

Ces usures sont de nature à augmenter encore ces perturbations, comme le montre le tableau II.

Lorsque les contrepoids se trouvent dans la moitié supérieure de leur trajectoire circulaire, les forces centrifuges excédantes sont dirigées vers le haut, déchargent les rails et augmentent la possibilité d'un déraillement lorsque, en même temps, d'autres causes défavorables se présentent.

Ce danger, possible avec de grandes vitesses, d'un déraillement résultant des contrepoids calculés pour les masses mues en ligne droite, peut former un obstacle important à l'augmentation de la vitesse pour des locomotives d'un type déterminé.

Par la décharge des rails, le frottement devient plus faible et l'adhésion est diminuée. Il s'ensuit que le lacet est augmenté, puisque les roues glissent plus légèrement sur les rails.

Nous devons donc nous demander si l'utilité que présente l'adjonction de contrepoids pour les masses du mécanisme mues en ligne droite compense

schüssig sind, daher zu weiteren besonderen Störungen Anlass bieten.

Diese Störungen bestehen, wenn die überschüssigen Fliehkräfte nach abwärts wirken, in periodischen, bei jeder Triebraddrehung auftretenden Mehrbelastungen der Schienen — förmlichen Stössen — welche den Oberbau und die Brücken-Konstructionen in ungünstigster Weise beanspruchen und ungleichmässige Abnützungen der Bandagen zur Folge haben, Abnützungen, welche geeignet sind, diese Störungen weiters wesentlich zu steigern, wie dies in der auf Tabelle II ersichtlich ist.

Befinden sich die Gegengewichte im oberen Halbkreise ihres Weges, so wirken die überschüssigen Fliehkräfte nach aufwärts, entlasten die Schiene und steigern die Möglichkeit einer Entgleisung wenn gleichzeitig andere ungünstige Umstände vorhanden sind.

Diese bei grossen Geschwindigkeiten eintretende Gefahr einer Entgleisung in Folge der Gegengewichte für die geradlinig bewegten Massen bildet eventuell ein wesentliches Hindernis für die Vermehrung der Geschwindigkeit bei Lomocotiven einer bestimmten Type.

Da durch die Entlastung der Schienen auch die Reibung auf denselben eine kleinere ist, so wird sowohl die nutzbare Adhäsion vermindert, als auch das Schlingern dadurch gesteigert, dass die Räder leichter auf den Schienen gleiten.

Wir müssen uns daher fragen, ob der Nutzen, den die Anbringung von Gegengewichten für die *geradlinig bewegten Triebwerksmassen* bietet, die eben

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les inconvénients que nous venons d'indiquer.

Que peuvent faire ces contrepoids?

Ils ne peuvent, dans la marche à modérateur fermé, que diminuer le recul de la locomotive; car, comme nous l'avons vu, les masses du mécanisme mues horizontalement ne peuvent pas produire de mouvement de lacet par elles-mêmes.

Quant à la suppression du recul, elle ne peut avoir une grande importance, particulièrement en ce qui concerne les trains à grande vitesse (trains rapides), où les appareils de traction sont d'une construction très solide relativement à la charge des trains et où le recul, par suite des forts attelages en usage, est plus ou moins diminué.

Mais les contrepoids ne peuvent, en aucune manière, supprimer le lacet dans la marche à régulateur ouvert.

Avec les trains à faible vitesse (trains lourds) les actions des masses mues en ligne droite sont moins importantes encore par suite de la réduction même de la vitesse; car ces actions croissent avec le carré de la vitesse.

Nous devons donc exprimer l'opinion que l'on pourrait sans inconvénient *s'abstenir d'équilibrer les masses mues en ligne droite au moyen de contrepoids.*

Ce n'est pas sans quelque hésitation que nous avons exprimé nos vues sur l'inutilité de l'équilibrage des masses mues en ligne droite au moyen de contrepoids appliqués aux roues, car nous mettons ainsi en question une tradition d'ancienne date.

beschriebenen Nachtheile aufwiegt.

Was können diese Gegengewichte leisten?

Sie können bei Fahrt ohne Dampf lediglich das Zucken der Locomotive beseitigen, da wie wir gesehen haben, die horizontal bewegten Triebwerksmassen an sich keine Schlingerungen hervorbringen können.

Die Beseitigung des Zuckens dürfte aber insbesondere bei rasch fahrenden Zügen (Schnellzügen) wo die Zugsvorrichtungen relativ zur Zugslast stark konstruirt sind und auch das Zucken in Folge strenger Kupplung mehr oder weniger verschwindet, keine grosse Bedeutung haben.

Das Schlingern bei Fahrt mit Dampf aber können die Contragewichte nicht aufheben.

Bei langsam fahrenden Zügen (Lastzügen) werden aber die Wirkungen der geradlinig bewegten Massen in Folge der geringen Geschwindigkeit mehr zurücktreten, denn diese Wirkungen wachsen im Quadrate der Geschwindigkeit und nehmen ebenso ab.

Wir müssen daher unsere Ansicht dahin aussprechen, dass man ohne Schaden auf die *Ausgleichung der Gegengewichte für geradlinig bewegte Massen verzichten könnte.*

Wir haben nicht ohne Zögern unsere Ansicht von der Unzweckmässigkeit der Ausgleichung der geradlinig bewegten Massen durch Gegengewichte, welche in den Rädern angebracht werden, ausgesprochen, da wir hiedurch eine Jahrzehnte alte Tradition in Frage stellen.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mais nous ne voulons pas, par la crainte de soulever la contradiction, nous laisser détourner de recommander la question à l'attention du Congrès.

Ce qui nous encourage, d'ailleurs, en quelque manière à publier cette conclusion de nos études, c'est le fait que, même les spécialistes en matière de construction de locomotives, ne sont nullement d'accord sur le mode et la mesure de l'équilibrage des masses animées d'un mouvement horizontal, comme le prouve la polémique publiée il y a quelques années, à ce sujet, dans *Engineering*.

Nous avons vu combien il était facile de montrer les conditions principales dans lesquelles, par suite de l'action de la vapeur, il peut se produire un mouvement de rotation autour d'un axe vertical ou horizontal passant par le centre de gravité; mais les circonstances dans lesquelles de pareils mouvements se produisent en pratique sont au contraire très compliquées.

Les résistances intérieures de diverses espèces de la locomotive, le frottement des bandages des roues sur les rails, l'élasticité des roues et des essieux, la conicité des bandages, l'intervention de tensions de toute sorte rendent impossible un calcul exact de la grandeur et de la valeur de ces mouvements.

Nous avons donc dû nous borner à décrire, de la manière la plus claire possible, les actions en jeu et, en suivant avec attention les perturbations dans la marche des locomotives à chercher à démontrer la possibilité

Wir wollen uns aber durch die Befürchtung, Widerspruch hervorzurufen, nicht abhalten lassen, die Frage des Studiums der Gegengewichte der Aufmerksamkeit des Congresses zu empfehlen.

Der Entschluss, unsere diesbezüglichen Erwägungen mitzutheilen, wurde uns übrigens einigermassen erleichtert durch die Wahrnehmung, dass selbst die Specialisten im Locomotivenbau über die Art und das Ausmass der Ausgleichung der horizontal bewegten Massen nicht einig sind, wie die seit Jahren im *Engineering* geführte Polemik über diesen Gegenstand beweist.

So einfach sich, wie wir gesehen haben, die Grundbedingungen darstellen, unter welchen in Folge der Wirkung des Dampfes eine Drehbewegung um eine vertikale oder horizontale Schwerpunktsachse stattfinden kann, so complicirt gestalten sich die Umstände, unter welchen solche Bewegungen thatsächlich eintreten.

Die verschiedenartigsten inneren Widerstände der Locomotive, die Reibung der Radreifen auf den Schienen, die Elasticität der Räder und Achsen, die Conicität der Radreifen, das Auftreten von Spannungen aller Art machen es unmöglich die Grösse und Kraft dieser Bewegungen genau zu berechnen.

Wir mussten uns daher lediglich darauf beschränken, die auftretenden Wirkungen möglichst anschaulich zu beschreiben und indem wir allen Vorgängen genau folgten, die Möglichkeit oder vielmehr Wahrscheinlichkeit einer

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ou plutôt la probabilité d'une action latérale asymétrique sur la voie.

Nous avons dû, en outre, nous poser la question de savoir si, l'usure plus grande du bandage étant la suite d'une attaque plus intense ou plus fréquente de ce bandage contre le rail de gauche, elle ne pourrait être démontrée dans la nature au moyen d'expériences.

Nous avons réalisé de pareilles expériences.

Bien que la méthode employée ait été quelque peu primitive, on peut cependant déduire des résultats qu'effectivement l'action de la machine contre le rail de gauche est prépondérante.

Les essais en question consistaient à marquer à la craie, dans une section en rampe et en alignement droit, le côté intérieur des rails et à mesurer après le passage de la locomotive, les parties frottées sur le rail de droite et sur le rail de gauche.

Nous donnons le résultat des essais dans le tableau suivant qui permet de comparer les longueurs totales de l'effacement de la craie à droite et à gauche.

On doit déduire de ce tableau tout d'abord que, d'une manière tout à fait générale, il semble se produire une attaque plus intense ou plus fréquente du bandage contre la file de gauche.

Dans les pentes où l'on marche à régulateur fermé, les actions contre la file de gauche sont beaucoup moins prononcées mais encore marquées.

einseitigen asymetrischen Wirkung auf das Geleise zu erklären suchen.

Hiebei mussten wir uns die Frage stellen, ob, wenn die grössere Abnützung der linksseitigen Spurkränze die Folge eines intensiveren oder öfteren Anlaufens dieses Spurkranzes gegen die linke Schiene wäre, dieses nicht in der Natur durch einen Versuch sichergestellt werden könnte.

Wir haben solche Versuche thatsächlich durchgeführt.

Wenngleich die angewendete Methode etwas primitiver Natur war, so konnte doch aus den Resultaten geschlossen werden, dass thatsächlich die Wirkung der Maschine gegen die linke Schiene eine bedeutendere war.

Die vorgenommenen Versuche bestanden darin, dass in einer geraden Steigungsstrecke die Innenseite der Schienen mit Kreide bestrichen und dass nach der Durchfahrt der Locomotive die Länge der an der linken und rechten Schiene abgeschürften Stellen gemessen wurde.

In der nachstehenden Tabelle geben wir eine Zusammenstellung der Versuche, worin die Gesammtlängen der Abschürfungen des Kreideanstriches links und rechts einander gegenüber gestellt sind.

Aus dieser Tabelle ist zunächst zu entnehmen, dass ganz allgemein gegen den linken Schienenstrang ein intensiveres oder öfteres Anlaufen des Spurkranzes stattzufinden scheint.

Im Gefälle, wo ohne Dampf gefahren wird, sind die Wirkungen gegen den linken Strang viel weniger ausgeprägt, aber immerhin noch merklich.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Recherches au sujet de l'attaque exercée par le [illegible]nier essieu de la locomotive contre les rails.
(Versuche über den Angriff der ersten [illegible]motivachse gegen die Schienen.)

Essai n°. (Versuch N°.)	Date. (Datum.)	Indication de la section d'essai. (Bezeichnung der Versuchs strecke.) Longueur. (Länge.)	Voyage. (Fahrt.) Sous vapeur sur une rampe de p. m. (Mit Dampf in der Steigung p. T.)	Voyage. (Fahrt.) Sans vapeur sur une pente de p. m (Ohne Dampf im Gefälle p. T.)	Locomotive. Espèce. (Gattung.)	Locomotive. Nombre des (Anzahl der) essieux. (Achsen.)	Locomotive. Nombre des (Anzahl der) essieux couplés. (gekuppelten Achsen.)	Écartement des essieux extrêmes. (Gesamm Radstand.)	[illegible] (Voreilende Kurbel.)	Enlèvement des marques à la craie. (Abschürfung des Kreideanstriches.) Sur la file de gauche. (Linken Schienenstrang.)	Sur la file de droite. (Rechten Schienenstrang.)	Excès de la file de gauche sur la file de droite. (Am linken Strang mehr als am rechten um.)	Pour cent. (Per hundert.)	REMARQUES. (ANMERKUNG.)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
		Böhmisch-Trübau-Olmütz.								M.	M.	M.		
1	18/5 1898.	Km. 9.7-9.9. (200 mètres [Meter]).	9.5 0/00	—	Marchandises. (Lastzug.)	3	3	3.42	[illegible] (Droite. Rechts.)	98.0	29.4	68.6	233	La vitesse atteignit 40 kilomètres avec la machine seule. (Die Geschwindigkeit betrug 40 Kilometer, Maschine allein.)
2	27/5 1898	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	...	9.5 0/00	Voyageurs. (Personzug.)	3	2	4.84	"	98.0	70.0	28.0	40	Les traces furent beaucoup plus apparentes à la montée. (Die Spuren bei der Bergfahrt waren viel deutlicher.)
3	27/5 1898.	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	9.5 0/00	9.5 0/00	—		2		"	224.2	38.9	185.3	476	Machine seule. (Maschine allein.)
4	27/5 1898.	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	9.5 0/00	9.5 0/00	Marchandises. (Lastzug.)	3 3	3 3	3.42 3.69	"	179.5	117.9	61.6	52	Marchandises avec machine d'allège en queue. (Lastzug mit Nachschub.)
5	28/5 1898.	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	...	9.5 0/00	—	3 3	3 3	3.10 3.10	"	129.3	101.5	27.8	27	Marchandises avec machine d'allège en queue. (Lastzug mit Nachschub.)
6	28/5 1898.	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	9.5 0/00	...	—	3	3	3.10	"	54.2	19.3	34.9	180	Machine seule. (Maschine allein.)
7	28/5 1898.	Km. 9.7-10.0. (300 mètres [Meter]).	9.5 0/00	...	Marchandises. (Lastzug.)	4 3	3 3	4.00 3.42	"	137.9	56.7	81.2	143	Marchandises avec machine d'allège en queue. (Lastzug mit Nachschub.)
		Steinhaus-Semmering.												
8	3/8 1898.	Km. 105.8-106.0. (200 mètres [Meter]).	21.3 0/00	...	Voyageurs. (Personzug.)	3	3	3.24	"	81.2	50.9	30.3	59	
9	3/8 1898.	Km. 105.8-106.0. (200 mètres [Meter]).	21.3 0/00	...	Voyageurs rapide. (Schnellzug.)	3 5	3 3	3.24 (1) 3.35 (2)	"	112.7	64.1	38.6	60	Machine d'allège en tête. (Vorspann.) (1) Bogie à deux essieux. (Zwei achsiges Truckgestell.) (2) Ecartement rigide sans bogies. (Steifer Radstand ohne Truckgestell.) — Locomotive de montagne pour voyageurs et marchandises. (Gebirgslocomotive für Personen und Lastzüge.)
10	3/8 1898.	Km. 105.8-105.0. (200 mètres [Meter]).	21.3 0/00	...	Marchandises. (Lastzug.)	4 4	4 4 (1)	2.20 (2) 2.20 (2)	"	95.2	54.4	40.8	75	(1) Machine d'allège en queue. (Nachschub.) (2) Le quatrième essieu à déplacement latéral de 26 millimètres. (Vierte Achse seitlich um 26 Millimeter verschiebbar.)
11	3/8 1898.	Km. 105.8-106.0. (200 mètres [Meter]).	21.3 0/00	...	—	4	4 4 (1)	2.20 (2) 2.20 (2)	"	136.6	92.2	44.4	48	
12	3/8 1898.	Km. 105.8-106.0. (200 mètres [Meter]).	21.3 0/00	...	—	4	2 (1)	2.80 (2)	[illegible] (Voreilende Kurbel.)	...	...	...		(1) Bogies à deux essieux compound. (Zwei achsiges Truckgestell Compound.) (*) Aucune trace visible. (Keine deutlichen Spuren.)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le mouvement des masses du mécanisme ne peut, comme nous l'avons dit plus haut, être la cause de ce phénomène, et nous expliquons celui-ci par les méplats des roues motrices de gauche, sur lesquels nous avons attiré l'attention et qui ont été remarqués souvent par les hommes compétents.

Quand ces méplats attaquent les rails, il doit s'ensuivre, dans les locomotives à trois essieux, une décharge de l'essieu moteur et une surcharge correspondante du premier essieu, ce qui peut très bien expliquer une attaque du rail de gauche par cet essieu.

L'essai n° 12, fait avec la locomotive compound avec bogie à l'avant, a donné un résultat négatif, c'est-à-dire aucune empreinte appréciable.

Il est évident qu'une attaque du bandage du premier essieu ne se reproduit pas régulièrement et périodiquement à chaque tour de roue motrice.

Le châssis seul éprouve des oscillations régulières, et ces oscillations se transmettent d'abord sur les essieux.

M. Masion dit, dans son étude sur « Les perturbations dans la marche des locomotives », ce qui suit, à propos du mouvement de lacet résultant de l'action de la vapeur :

Die Bewegung der Triebwerksmassen kann nach dem Vorhergesagten nicht die Ursache dieser Erscheinung sein und wir erklären dieselbe aus den von uns mitgetheilten und mehrfach von Fachmännern beobachteten Abflachungen der linken Triebradreifen.

Wenn diese flache Stellen die Schiene berühren, muss bei dreiachsigen Locomotiven eine Entlastung der Triebachse und eine correspondirende Belastung der ersten Achse erfolgen, was ganz gut ein Anlaufen dieser Achse an die linken Schienen erklären könnte.

Der Versuch N° 12 mit Compoundlocomotive mit Truckgestell ergab ein negatives Resultat, das ist, keine wahrnehmbaren Spuren.

Es ist selbstverständlich, dass ein Anlaufen der Spurkränze der ersten Achse nicht regelmässig und periodisch bei jeder Triebradumdrehung erfolgt.

Nur der Rahmen wird regelmässige Schwingungen vollführen; diese Schwingungen werden sich dann erst auf die Achsen übertragen.

Herr Masion sagt in seiner Studie : « Les perturbations dans la marche des locomotives », mit Beziehung auf das Schlingern in Folge der Dampfwirkungen :

Des rotations successives de la machine vers la droite et vers la gauche se produiraient intégralement si la machine était libre dans l'espace. Mais le système de suspension, les jeux des bourrelets des roues dans la voie et ceux existant entre les boîtes à graissage et les plaques de garde et dans les boîtes elles-mêmes (jeux des coussinets), laissent toujours au système assez de liberté pour que des oscillations successives de lacet bien marquées se produisent.

En premier lieu, des oscillations de lacet de la masse liée au châssis par rapport aux essieux et, en second lieu, des oscillations de lacet de la masse totale de la machine, essieux compris, par rapport à la voie.

Les mouvements de lacet, éprouvés par la masse du châssis relativement aux essieux, se traduisent, par des oscillations latérales des pièces de la suspension, et surtout par des déplacements latéraux des boîtes à graissage sur les fusées des essieux, c'est-à-dire par un travail continuel des coussinets sur leurs fusées.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Le coussinet, entraîné par la boite, vient battre tour à tour ses deux extrémités contre chacun des épaulements de la fusée.

Il en résulte nécessairement une usure rapide des extrémités des coussinets, usure qui, en créant des jeux latéraux, ne fait qu'augmenter l'importance des réactions qui finissent par avoir une grande violence.

Les efforts de lacet affectant la masse totale de la machine, c'est-à-dire les efforts reçus par les essieux par suite de leurs liaisons avec le châssis, ont pour effet de presser les bourrelets des roues tour à tour contre les deux files de rails.

Ce sont ces pressions qui provoquent l'usure si dangereuse des bourrelets, dite usure en couteau, et qui soumettent les rails aux efforts de renversement si nuisibles à la conservation de la voie.

A chaque oscillation du châssis se produiront par suite des jeux latéraux — comme M. Masion le décrit — des chocs contre les *essieux*.

Ceux-ci sont en conséquence entraînés par le mouvement du châssis qui, comme nous l'avons démontré, a une plus grande intensité vers la gauche.

Après un certain nombre de chocs semblables, dont l'intensité se manifeste par l'usure rapide du coussinet, le bandage de la roue d'avant viendra heurter le rail de gauche, de telle sorte que, lorsque la force du heurt s'éteint, le bandage est de nouveau repoussé par le rail, non sans que la conicité de la roue ne l'y aide.

Ces mouvements se combineront encore d'une manière plus ou moins compliquée avec les perturbations causées par les inégalités de la voie; mais toujours les oscillations résultant du travail des mécanismes bilatéraux, dans d'autres conditions égales, exerceront des actions prépondérantes contre le rail de gauche.

Pour terminer notre étude, qu'il nous soit encore permis de faire ici une citation tirée des notes, dont nous avons connaissance, relatives au travail inégal des deux côtés de la locomotive.

Dans le diagramme sur l'usure des bandages des roues motrices de droite et de gauche dans l'étude de M. Masion

Bei jeder Schwingung des Rahmens werden in Folge der seitlichen Spielräume — wie Masion es beschreibt — Stösse gegen die *Achsen* entstehen.

Diese letzteren werden dann den Bewegungen des Rahmens, welche, wie wir gezeigt, gegen links grössere Intensität haben, folgen.

Nach einer Anzahl solcher Stösse, deren Kraft aus der raschen Abnützung der Lager beurtheilt werden kann, wird der Tyre des Vorderrades an die linke Schiene anlaufen, sodann, wenn die Kraft des Anlaufens hinreicht, von der Schiene wieder abprallen, wozu die Conicität der Radreifen mithilft.

Auch diese Bewegungen werden sich in der manigfaltigsten Art mit den durch die Unebenheiten der Bahn verursachten Störungen combiniren; immer aber werden die aus der Arbeit der beiderseitigen Mechanismen resultirenden Schwingungen unter sonst gleichen Verhältnissen gegen die linke Schiene die überwiegenden Wirkungen ausüben.

Zum Schlusse unserer Betrachtungen sei es uns noch gestattet, aus den uns bekannten Publicationen über eine ungleiche Arbeit beider Seiten der Locomotive einiges mitzutheilen.

Aus dem Diagramme über die Abnützung der rechten und linken Triebradreifen, in der Studie des Herrn Ma-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« Sur l'usure irrégulière des bandages des locomotives », nous voyons ce qui suit :

Les points 0, 1, 2, 3, etc., de l'axe des abscisses dans la figure 24 représentent les points de la circonférence de la roue qui attaquent le rail quand les manivelles se trouvent aux points correspondants (fig. 25).

Les ordonnées de la ligne pleine Z de la figure 24 représentent la grandeur des usures du bandage de gauche, et celles de la ligne pointillée Y, les usures des bandages de droite aux points d'attaque dont il s'agit.

On peut toujours constater la production de méplats sur de très nombreuses locomotives au moyen d'informations recueillies de même manière ; mais un point est hors de doute, d'après les déclarations obtenues, c'est que ces méplats sont toujours beaucoup plus forts sur le bandage de gauche.

Mais nous avons vu par le tableau II combien les méplats des roues augmentent les pressions des roues.

Cette augmentation de la pression des roues doit, comme le montre la courbe Z (fig. 24) affecter principalement le rail de gauche, et, d'après les explications de Coüard et de Zimmermann, ainsi que les considérations que nous avons nous-même exposées, ces augmentations de la pression sur les roues doivent, en elles-mêmes, quelle que soit la cause à laquelle elles doivent être attribuées, exercer une influence importante sur l'avance de la file des rails de gauche.

Résumons ici les résultats d'expérience qui, d'après l'exposé qui précède,

sion : « Sur l'usure irrégulière des bandages des locomotives », sehen wir folgendes :

Die Abscissenpunkte 0, 1, 2, 3 u.s.w. Figur 24 stellen jene Punkte des Radumfanges dar, welche die Schiene berühren, wenn die Kurbeln in den gleichnamigen Punkten (Fig. 25) stehen.

Die Ordinaten der gezogenen Linie Z Figur 24 stellen die Grössen der Abnützungen des linken, die der punktirten Linie Y die Abnützung der rechten Triebradreifen in diesen Berührungspunkten vor.

Wie immer man die Entstehung der an zahlreichen Locomotiven in gleicher Weise nachgewiesenen Abflachungen erklären mag; eines ist nach den vorliegenden Berichten ausser Zweifel, dass dieselben beim linken Triebrade stets weit grösser sind.

Wir haben aber aus der Tabelle II ersehen, wie bedeutend flache Stellen der Räder die Raddrücke steigern.

Diese Steigerung der Raddrücke wird also nach Ausweis des Diagrammes Z (Fig. 24) vorwiegend die linke Schiene treffen und es werden nach den Erklärungen Coüards, Zimmermanns und unseren eigenen Erwägungen diese Raddrucksteigerungen an und für sich, unabhängig welcher Ursache dieselben zuzuschreiben sind, einen bedeutenden Einfluss auf das Voreilen der linken Schienen ausüben müssen.

Resumiren wir aus dem vorliegenden Berichte jene Erfahrungs-Resultate wel-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

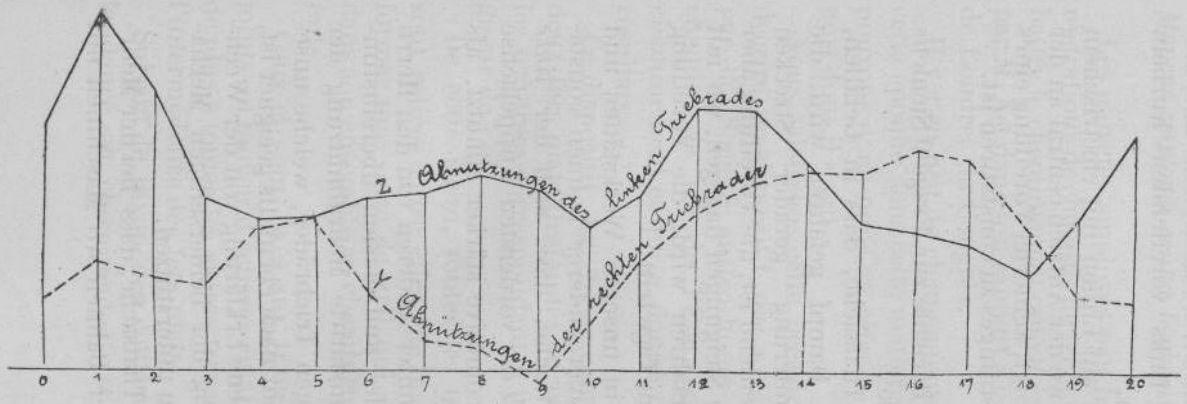


Fig. 24.

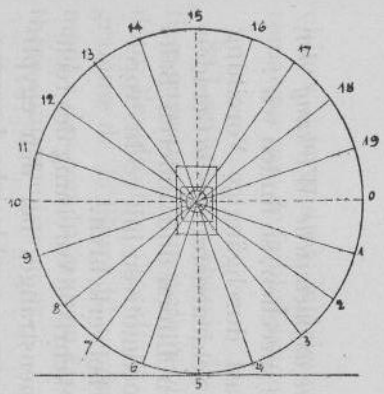


Fig. 25.

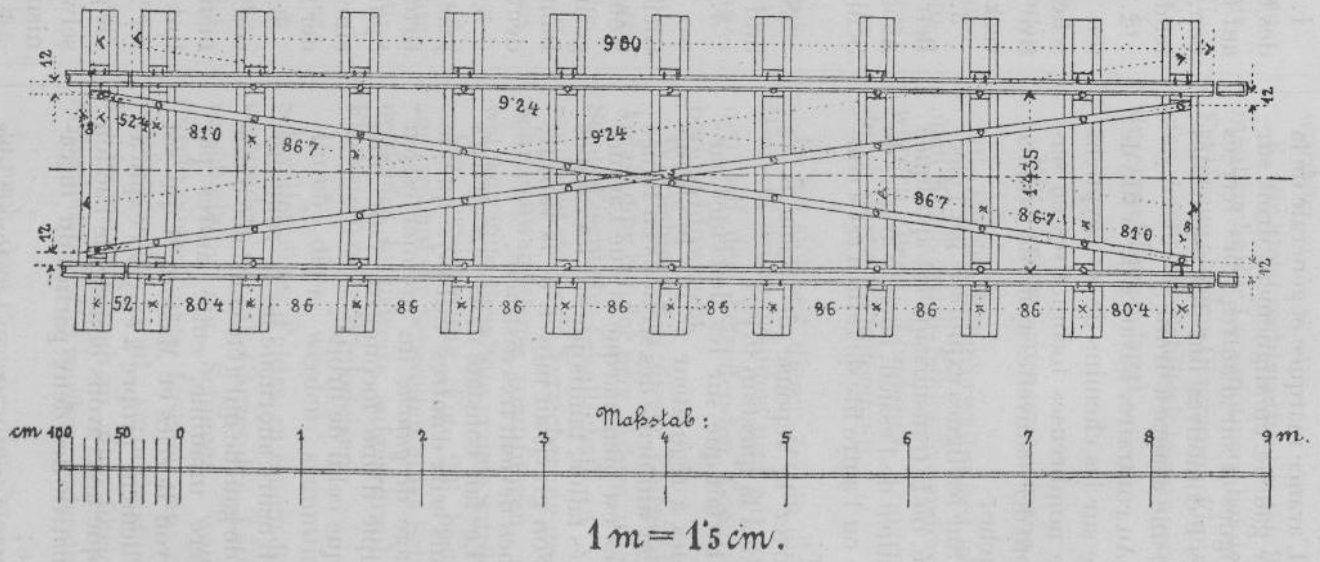


Fig. 26.

Explication des termes allemands : Abnützungen des linken Triebrades. = Usure des bandages de la roue de gauche. — Abnützungen der rechten Triebräder = Usure des bandages des roues de droite.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

plaident en faveur *d'une action asymétrique de la locomotive :*

1° L'avance marquée et générale de la file de gauche en alignement droit sur nos lignes et sur d'autres voies ferrées où les locomotives ont des manivelles ayant une avance à droite;

2° Au contraire, l'avance de la file de droite sur les chemins de fer égyptiens où de nombreuses locomotives en service ont des manivelles ayant de l'avance à gauche;

3° Sur les lignes exploitées par l'électricité, où la transmission est appliquée au milieu de l'essieu, aucune avance de l'une ou l'autre file de rails n'est à constater;

(Voyez la réponse de Siemens et Halske à la question 9.)

4° Le fait que sur les descentes parcourues à régulateur fermé le cheminement uniforme des sections en lignes droites est bien marqué et que l'avance est très faible, tandis que sur les rampes que l'on gravit au moyen de la vapeur, l'avance devient très distincte;

5° Le fait constaté dans nos ateliers et dans ceux d'autres railways que le bandage de *gauche* du premier essieu accouplé d'une locomotive s'use plus fort que celui de droite;

6° L'usure anormale de la roue motrice de gauche qui a été constatée d'une manière unanime, entre autres par MM. von Borries et Masion, et qui est pareillement propre à étayer l'explication que nous avons donnée de l'action alternative des deux parties du mécanisme;

7° Le fait que dans la plupart des chemins de fer où circulent des ma-

che für *eine asymetrische Wirkung der Locomotive* sprechen, so finden wir :

1. Die fast durchgängige Voreilung des linken Schienenstranges in Geraden auf unseren Linien und anderen Bahnen, wo Locomotiven mit rechts voreilender Kurbel verkehren.

2. Umgekehrt die Voreilung des rechten Schienenstranges bei den egyptischen Bahnen, wo zahlreiche Locomotive mit links voreilenden Kurbeln verkehren.

3. Dass auf Linien mit electrischem Betriebe, wo der Antrieb central an der Achse erfolgt, keinerlei Voreilung eines Schienenstranges zu constatiren ist.

(Siehe Berichte zur Frage 9 Siemens und Halske.)

4. Die Thatsache, dass in Gefällen, wo ohne Dampf gefahren wird, die Gleichwanderung gerader Strecken wohl bedeutend ist, die Voreilung aber gering, in Steigungen dagegen, wo mit Dampf gefahren wird, die Voreilung deutlich zu Tage tritt.

5. Die in unseren Werkstätten und jenen einiger anderer Bahnen constatirte Thatsache, dass sich der *linke* Spurkranz der vordersten Kuppelachse einer Locomotive stärker abnützt, als der rechte.

6. Die unter Anderen von den Herrn von Borries und Masion übereinstimmend constatirte Mehrabnützung der linksseitigen Triebräder, welche unserer Ansicht nach ebenfalls geeignet ist, die gegebene Erklärung von der Wechselwirkung der beiderseitigen Mechanismen zu unterstützen.

7. Die Thatsache, dass bei der Mehrzahl jener Bahnen wo Maschinen mit

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

chines à cylindres intérieurs, on ne remarque que de faibles avances;

8° Les bris des châssis des locomotives survenant principalement à droite, dont l'explication résultant du diagramme de la figure 16 conduit facilement à des conclusions en faveur de la thèse soutenue par nous.

Moyens employés contre le cheminement.

Les moyens employés par les administrations de chemins de fer pour combattre le cheminement ont été énumérés par M. Ast dans son rapport à la session de Londres du Congrès.

Il y a eu peu de changements depuis cette époque dans cette matière et nous pouvons donc nous en référer au rapport dont il s'agit.

Nous saisissons cette occasion pour décrire un dispositif, qui a été adopté par la Société austro-hongroise des chemins de fer de l'État, contre le cheminement et qui a donné de bons résultats.

Ce dispositif (fig. 26) se compose de deux fers plats tirefonnés en croix sur les traverses correspondant à une longueur de rail.

De cette façon, toutes les traverses sont reliées entre elles, de manière à former une sorte de gril qui s'oppose dans son ensemble au cheminement des rails.

Ceux-ci sont fixés aux traverses de joints au moyen d'éclisses entaillées et de plus à toutes les autres traverses par l'intermédiaire des fers plats.

Suivant le rayon des courbes ou la tendance au cheminement, ce dispo-

innen liegenden Cylindern verkehren. nur geringe Voreilungen beobachtet wurden.

8. Die meist rechts auftretenden Rahmenbrüche der Locomotiven, bei deren Erklärung aus dem Diagramme Figur 16 man leicht zu Schlussfolgerungen in unserem Sinne gelangt.

Mittel gegen Schienenwanderung.

Die bei den Bahnverwaltungen üblichen Mittel gegen Schienenwanderung wurden beim Londoner Congresse durch Herrn Ast mitgetheilt.

Es hat sich seit dieser Zeit in dieser Hinsicht wenig geändert und wir können auf den betreffenden Congressbericht hinweisen.

Wir nehmen bei dieser Gelegenheit Anlass eine bei der priv. österr. ungar. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft in Verwendung stehende Versicherung gegen Schienenwanderung vorzuführen, mit welcher gute Resultate erzielt wurden.

Die Versicherung (Fig. 26) besteht aus zwei auf die Schwellen eines Schienenfeldes kreuzweise aufgeschraubten Flacheisen oder Winkeleisen.

Durch diese werden sämmtliche Schwellen eines Feldes zu einem Rost verbunden, der als Ganzes der Längsverschiebung der Schienen, welche durch eingeklinkte Laschen an den Stossschwellen und vermittelst der Flacheisen nun auch an allen übrigen Schwellen befestigt werden, widersteht.

Je nach dem Curvenradius oder der beobachteten Tendenz zum Wandern,

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sitif est répété tous les quatre ou dix longueurs de rail.

Ce système a permis de faire disparaître presque complètement le cheminement sur des parties de voie qui auparavant s'avançaient de 35 à 40 centimètres.

Bien que la question du cheminement puisse ne pas avoir partout un intérêt aussi vif au point de vue de l'entretien de la voie, comme des dispositifs spéciaux coûteux sont nécessaires pour l'empêcher, il nous a paru opportun de chercher à serrer de près les causes de l'avancement longitudinal des rails.

Nous avons pensé qu'on pourrait trouver dans cette étude des considérations nouvelles sur les relations entre la voie et le matériel roulant, et attirer de cette manière l'attention des constructeurs de machines sur l'importance de ces relations.

C'est en partant de ce point de vue que nous croyons pouvoir tirer des données qui précèdent les **conclusions pratiques** suivantes :

1° Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement; il faut donc les empêcher dans la mesure du possible.

Ce résultat peut être obtenu :

a) Par un entretien soigné de la voie et spécialement par une construction rationnelle du joint du rail;

b) Par un bon entretien et une construction soignée du matériel d'exploitation de telle sorte que les mouvements perturbateurs soient réduits au minimum;

wird jedes vierte bis zehnte Schienenfeld in dieser Weise versichert.

Durch diese Einrichtung konnte erreicht werden, dass bei Geleisepartien, die sonst 35-40 *cm* gewandert waren, nunmehr die Wanderung nahezu aufgehoben ist.

Wenn auch die Frage der Schienenwanderung nicht überall von so einschneidender Bedeutung für die Erhaltung des Geleises und den Betrieb sein mag, dass besondere und kostspielige Vorkehrungen zur Verhinderung derselben erforderlich wären, so erschien es uns doch zeitgemäss, auf die Ursache der Schienenwanderung näher einzugehen, weil wir hoffen konnten, hiedurch für die Beziehung zwischen rollendem Material und Oberbau neue Gesichtspunkte zu gewinnen und die Aufmerksamkeit der Maschinen-Konstructeure auf die Wichtigkeit der bezeichneten Beziehungen zu lenken.

In dieser Hinsicht können wir aus den vorstehenden Ergebnissen folgende **Nutzanwendungen** ziehen :

1. Die dynamischen Wirkungen der Fahrzeuge sind die Hauptursachen der Schienenwanderung, daher nach Thunlichkeit einzuschränken.

Dies wird erreicht :

a) Durch gute Erhaltung der Bahn und speciell durch eine rationelle Construction des Schienenstosses ;

b) Durch gute Erhaltung und derartige Construction der Betriebsmittel, dass die störenden Bewegungen auf das möglichst geringste Mass gebracht werden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

2° L'avance de l'une des files de rails produit une pose anormale des traverses, un chevauchement des joints et par suite un roulis des véhicules, ainsi que des actions dynamiques nuisibles.

Il est donc très important de chercher à diminuer cette avance;

3° L'avance de l'une des files de rails est influencée par le mouvement de lacet de la locomotive;

4° Les actions latérales résultant du lacet de la locomotive, dans une locomotive à deux cylindres, ne se manifestent pas avec la même intensité contre les deux files de rails;

5° Cette action asymétrique provient des positions relatives des mécanismes, c'est-à-dire l'avance de l'une des manivelles sur l'autre;

6° La conséquence en est que les roues motrices et les roues du premier essieu s'usent davantage du côté opposé au mécanisme qui a de l'avance sur l'autre;

7° Des bris du châssis semblent se produire plus souvent du côté du mécanisme qui a de l'avance que du côté de l'autre;

8° Des actions unilatérales ne se manifestent pas avec des locomotives ayant des mécanismes agissant parallèlement (machines à quatre et à trois cylindres.) De même elles ne se manifestent pas aux chemins électriques à locomotion centrale;

9° Abstraction faite des actions provenant du mouvement de lacet, l'avance de l'une des files se produit :

a) En *alignement droit* par la dénivellation des deux files de rail;

2. Die Voreilung eines Schienenstranges bewirkt eine abnormale Schwellenlage, eine gegenseitige Verschiebung der Stösse und hiedurch ein Schwanken der Fahrzeuge, also schädliche dynamische Wirkungen.

Es ist daher von Wichtigkeit auf die Verminderung der Voreilung hinzuarbeiten.

3. Die Voreilung eines Schienenstranges wird beeinflusst durch das Schlingern der Locomotive.

4. Die aus dem Schlingern der Locomotive resultirenden seitlichen Wirkungen bei einer zweicylindrigen Maschine äussern sich gegen beide Schienenstränge nicht gleich intensiv.

5. Diese asymetrische Wirkung erklärt sich aus der gegenseitigen Lage der Mechanismen, das ist, der Voreilung einer Kurbel vor der anderen.

6. Die Folge davon ist, dass die Triebräder und die Räder der ersten Achse sich auf der dem voreilenden Mechanismus entgegengesetzten Seite mehr abnützen, als auf der anderen.

7. Rahmenbrüche scheinen an der Seite des voreilenden Mechanismus häufiger aufzutreten, als auf der anderen.

8. Die einseitigen Wirkungen treten bei Locomotiven mit parallel arbeitenden Mechanismen (viercylindrige, dreicylindrige Maschinen), sowie bei centralem Antrieb bei electrischen Bahnen nicht auf.

9. Abgesehen von den Wirkungen des Schlingerns entsteht die Voreilung eines Schienenstranges :

a) In Geraden durch ein ungleiches Niveau beider Schienenstränge;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

b) *Dans les courbes* par le mauvais choix du surhaussement et par les chocs violents qui surviennent à l'entrée des courbes.

Pour diminuer l'avance, il est donc nécessaire :

Pour *a*, de régler très exactement le niveau des deux files en alignement droit.

Pour *b*, de régler, en courbe, le surhaussement d'après la proportion des trains à marche lente et à marche rapide.

Sous ce dernier point de vue, les recherches empiriques au sujet du choix du meilleur surhaussement n'ont pas encore conduit à un résultat positif.

Malgré la juste opinion qui s'est faite jour dans ces derniers temps, et qui est aussi la nôtre, savoir, que le surhaussement est superflu au point de vue de la sécurité, l'avance en courbe prouve indirectement que, pour d'autres raisons, le surhaussement est nécessaire et conforme au but. Tel surhaussement qui produit un minimum d'avance est aussi peut-être le plus avantageux au point de vue des actions réciproques des rails et des véhicules;

10° Pour empêcher les chocs à l'entrée des courbes, les raccordements doivent être établis autant que possible graduellement, au point de vue tant du tracé que du niveau;

11° Comme le mouvement de lacet des locomotives favorise l'avance de l'une des files, il convient, dans les machines à deux cylindres, de donner autant que possible la préférence aux constructions dans lesquelles le lacet est le moins apparent.

Ce résultat peut être atteint par un

b) *In Bögen* durch eine unzweckmässige Wahl der Ueberhöhung und die bei der Bogeneinfahrt auftretenden heftigen Stössen.

Um die Voreilung zu vermindern, ist es daher nöthig :

a) Das Niveau beider Stränge in Geraden exact zu reguliren ;

b) In Bögen die Ueberhöhung entsprechend dem Verhältnis der rasch und langsam fahrenden Züge zu ermitteln.

In letzterer Hinsicht haben die empirische Versuche über die Wahl passender Ueberhöhungen noch zu keinem positiven Resultat geführt.

Ungeachtet der Richtigkeit der in neuester Zeit aufgetauchten, von uns getheilten Anschauung, dass die Ueberhöhung vom Sicherheitsstandpunkte entbehrlich sei, zeigt die Voreilung in Bögen indirect, dass die Ueberhöhung aus anderen Gründen nöthig und zweckmässig ist und dass vielleicht jene Ueberhöhung, welche ein Minimum der Voreilung ergibt, auch bezüglich der Beanspruchung der Schienen durch die Fahrzeuge vortheilhaft wäre.

10. Zur Vermeidung der Stösse bei den Bogeneinfahrten sind die Uebergänge in die Bögen nach Richtung und Niveau möglichst allmälig zu gestalten.

11. Da das Schlingern der Locomotive das Voreilen eines Schienenstranges begünstigt, so wäre bei Zweicylindermaschinen jenen Locomotiv-Konstructionen der Vorzug zu geben, bei welchen das Schlingern mässiger auftritt.

Dies kann erreicht werden durch :

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

grand écartement des roues, le rejet des masses en porte-à-faux, l'emploi des cylindres intérieurs et des bogies, et jeux nuisibles dans les coussinets et les plaques de garde des locomotives.

12° Les composantes verticales des parties des contrepoids qui ont pour but de contrebalancer le mouvement des masses à mouvement alternatif exercent des actions dynamiques nuisibles :

a) Dans leur demi-tour inférieur de leur trajectoire, elles augmentent d'une manière importante l'action exercée sur les rails et accroissent l'effet du cheminement;

b) Dans le demi-tour supérieur de leur trajectoire, elles déchargent les rails; par ce fait, elles augmentent la possibilité du glissement latéral des roues sur les rails et favorisent le mouvement de lacet et son action sur l'avance de l'une des files de rails; par suite, elles diminuent la sécurité du trafic;

13° Comme conséquence du 12°, considérant que les masses animées d'un mouvement horizontal ne produisent qu'un mouvement de recul de la locomotive aux effets nuisibles duquel on peut remédier en renforçant convenablement les appareils de traction; considérant, en outre, que les mouvements de lacet résultant des actions de la locomotive ne peuvent pas être équilibrés par des contrepoids, il doit être recommandé de renoncer à l'équilibrage des masses animées d'un mouvement alternatif et de se borner à équilibrer les masses tournantes.

La solution de cette question pourrait être soumise à une prochaine session du Congrès.

Grosse Radstände, Vermeidung überhängender Massen, Innencylinder, Truckgestelle, möglichste Vermeidung schädlichen Spielräumen in den Lagern und Lagerführungen bei Locomotiven.

12. Die Vertikalcomponenten jener Gegengewichtstheile, die zum Ausgleich der geradlinig bewegten Massen bestimmt sind, üben ungünstige dynamische Wirkungen aus :

a) Im unteren Halbkreis ihres Weges vermehren sie die Beanspruchung der Schiene sehr bedeutend und tragen deshalb zur Schienenwanderung bei;

b) Im oberen Halbkreis ihres Weges entlasten sie die Schienen, erleichtern dadurch die Möglichkeit des seitlichen Gleitens der Räder auf den Schienen, und fördern so das Schlingern und dessen Wirkung auf die Voreilung eines Schienenstranges, vermindern ausserdem die Sicherheit der Fahrt.

13. Mit Rücksicht auf das *sub* 12 Gesagte wäre, nachdem die horizontal bewegten Massen nur ein Zucken der Locomotive hervorbringen, dessen schädlichen Wirkungen durch entsprechend kräftige Zugsvorrichtungen begegnet werden kann; nachdem ferner gegen das in Folge der Dampfwirkungen auftretende Schlingern durch Gegengewichte nichts erreicht werden kann, von einer Ausgleichung der horizontal bewegten Massen abzusehen und die Ausgleichung auf die rotirenden Massen zu beschränken.

Die Lösung dieser Frage könnte einer künftigen Session des Congresses vorbehalten werden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE.

QUESTION 1.

Avez-vous constaté sur vos lignes un cheminement des rails?
Quels cheminements maximums avez-vous observés et sur quelle longueur continue de voie se sont-ils produits?

Great Northern Railway.

On n'a pas constaté de cheminements importants; ceux qui se produisent sont réparés au fur et à mesure.

Chemins de fer de l'État belge

Le cheminement a été constaté

Chemin de fer de l'Est.

Oui. 15 à 18 centimètres dans des courbes de 1,000 à 1,500 mètres de rayon. Le maximum de l'avancement se produisait au milieu de la courbe et diminuait vers les origines de celle-ci.

Chemin de fer de Paris à Orléans.

Oui, exceptionnellement. 20 centimètres au bas de fortes pentes sur les lignes parcourues par des express circulant à une vitesse de 70 kilomètres à l'heure.

North Eastern Railway.

Oui, de 4 pouces (102 millimètres) environ sur un $^1/_2$ mille (804 mètres) de longueur. Plus les rails ont de longueur, plus le cheminement a d'importance.

Gotthardbahn.

Au maximum 240 *mm*, parce que de nombreux ponts forment des points fixes de la voie.

Maximum 240 *mm*, weil zahlreiche Eisenbrücken, u.s.w., Fixpunkte bilden.

Ungarische Staatsbahnen.

Oui. Les plus grands cheminements constatés sont de 50 *cm*, avec des rails de 33 *kg*, sur une ligne à double voie, et de 74 *cm*, avec des rails de 31 *kg*, sur une ligne à simple voie.

Ja. — Die grössten beobachteten Schienenwanderungen betragen bei Schienen von 33 *kg* in zweigeleisiger Bahn 50 *cm*, bei 31 *kg* schweren Schienen in eingeleisiger Bahn 74 *cm*.

K. K. Oesterreichisches Eisenbahn Ministerium.

Le maximum du cheminement constaté a été de 6 *cm* sur une section d'une longueur de 1.5 kilomètre.

Das Maximum der Schienenwanderung wurde constatirt mit 6 *cm* auf eine Bahnlänge von 1.5 Kilometer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Great Central Railway.

Oui. 9 à 18 pouces (229 à 457 millimètres) dans les fortes pentes.

Lehigh Valley Railroad Company.

Oui. 1 1/4 pied (381 millimètres) sur 1 mille (1.609 kilomètre) au maximum.

London & South Western Railway.

Oui. Dans deux cas on a constaté un maximum de 6 pouces (152 millimètres sur un parcours de 1/2 à 3/4 mille (804 à 1,207 mètres).

Glasgow & South Western Railway.

Des cheminements se produisent régulièrement et atteignent au maximnm 3/4 de pouce (19 millimètres) sur une longueur de 100 yards (91 mètres).

Chemins de fer de l'État serbe.

Des cheminements apparaissent, mais seulement sur les viaducs métalliques, sur des pentes de 0.012.

Oesterreichische Nordwestbahn.

Les cheminements atteignent 200 *mm* par an sur des longueurs de ligne de 3 kilomètres.

Die Schienenwanderungen betrugen pro Jahr 200 *mm* auf 3 Kilometer Geleiselänge.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Sur la ligne de Bordeaux à Cette, le cheminement a atteint 29 millimètres après une période de quinze mois en alignement et 32 millimètres dans les courbes de 1,000 mètres de rayon, avec une vitesse maximum de 100 kilomètres à l'heure.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Le cheminement atteint un maximum de 30 centimètres sur une longueur de 350 mètres.

New South Wales Government Railways.

Le cheminement maximum atteint 4 pieds 6 pouces (1.372 mètre) sur une longueur de 3 milles (4.828 kilomètres).

Western Australia Government Railways.

Il n'a pas été fait d'observations relativement au cheminement des rails.

Ce cheminement ne s'est pas produit d'une manière bien notable. Le renseignement le plus précis que nous possédons est relatif à la ligne de Geraldton à Mullewa, où le chef du service de la voie a placé 70 rails mesurant 2 pouces (51 millimètres) de moins que la longueur ordinaire sur un développement de 11 milles (17.7 kilomètres), afin de remédier au cheminement qui s'était produit pendant les quatre années précédentes.

Ce cheminement ne s'est donc élevé qu'à 1 pied par mille (189 millimètres par kilomètre).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

New Zealand Government Railways.

Oui. 9 pouces (229 millimètres) en treize ans.

East Indian Railway.

Oui. 6 pouces (152 millimètres) sur 2 milles (3.219 kilomètres) en trois mois.

Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

Oui. Le cheminement a été, pour la voie de gauche, de 66 *cm*, et pour celle de droite, de 42 *cm*, sur une longueur de 2.5 kilomètres de ligne à double voie

Ja. — Im Maximum betrug die Wanderung des linken Schienenstranges 66 *cm*, des rechten 42 *cm* auf 2.5 Kilometer Länge bei Doppelgeleise.

Great Eastern Railway.

Oui. Dès que le cheminemeni des rails atteint 4 à 5 pouces (102 à 127 millimètres), les rails sont remis en place. Le cheminement se produit sur toutes les lignes; toutefois, il est très faible sur les lignes à simple voie.

Societa italiana per le strade ferrate della Sicilia.

Le cheminement le plus fort a été de 40 centimètres sur des pentes de 0.015.

Furness Railway.

On a constaté un cheminement de 12 pouces (305 millimètres) sur une longueur de 3/4 mille (1.207 mètres) dans la file de rail intérieur, 16 pouces (400 millimètres) sur une longueur de 1/2 mile dans la file de rails extérieure.

Chemins de fer de l'État français.

Oui. 12 à 15 centimètres sur des longueurs continues de 1,200 à 1,500 mètres.

Natal Government Railways.

Oui. Au maximum 15 pieds (4.572 mètres) sur 4 milles (6.437 kilomètres).

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

Oui. Le cheminement des rails est important et souvent une file de rails chemine dans un sens contraire à l'autre. On a fait des observations exactes sur ce phénomène et l'on a constaté un cheminement de 3 621 mètres sur un tronçon de 3.6 kilomètres de longueur, de la ligne de Bone-Guelma, où l'on trouve de nombreuses courbes de 300 à 600 mètres de rayon.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 2

Par quelles circonstances le cheminement des rails est-il favorisé ?

Par quelles circonstances est-il restreint ?

Quelle est l'influence des rampes et des pentes, de la qualité du ballast, de la nature de l'infrastructure ?

Quels résultats avez-vous observés avec des systèmes différents de voie relativement au cheminement ?

Quel joint et quel mode d'attache des rails considérez-vous comme les plus efficaces pour parer aux cheminements ?

New York, New Haven & Hartford Railroad.

De fortes pentes, des rails légers, une mauvaise route et un drainage insuffisant.

Les moyens de le réduire consistent dans la diminution des pentes et le renforcement de l'infrastructure.

En ce qui concerne les rampes et les pentes, nous n'avons jamais pu recueillir des chiffres précis.

Nous sommes parvenus à diminuer et même à supprimer complètement le cheminement sur notre réseau en employant de forts fers d'angle bien cloués aux traverses à leur point d'attache, et cela avec une bande de fer boulonnée au centre du rail et d'une longueur suffisante pour l'y rattacher ou bien en tirefonnant le rail à deux traverses différentes.

En ce qui concerne les éclisses, nous pensons que celles en usage à la Compagnie sont très bonnes au point de vue de l'empêchement du cheminement.

Chemins de fer de l'État belge.

Ligne de Bruxelles à Ciney.

Par la pente de la voie et la marche des trains qui est toujours dans le même sens et par l'usage des freins.

Par les bouts d'éclisses placées sur les deux billes du milieu et par les tringles en fer placées aux deux billes qui précèdent le joint dans le sens de la marche des trains.

La pente favorise le cheminement, la rampe le restreint; le ballast en pierrailles trop fines le favorise un peu.

Les rails renforcés (de 5) kilogrammes) cheminent moins que les rails Vignoles de 38 kilogrammes.

Le joint contrarié est celui qui donne le meilleur résultat pour parer au cheminement avec les tirefonds comme attaches.

Ligne de Libramont à Arlon et Sterpenich.

a) Profil transversal insuffisant pour donner une largeur convenable à la banquette extérieure.

Humidité de la plate-forme. En général, démaigrissement et manque d'assainissement du profil.

Grandes vitesses.

Longues pentes. Action énergique des freins aux approches de certains signaux ou appareils contrôleurs de vitesse;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

b) Le cheminement diminue là où le profil comprend une couche convenable de ballast, tant en largeur qu'en épaisseur, et dans une voie bien assainie;

c) Les observations ne portent que sur le système de voie décrit plus haut et dont le système d'attache normal paraît le meilleur, si l'on y comprend, le cas échéant, les bouts d'éclisse au milieu du rail.

L'essai de lattes en fer reliant les trois dernières billes de chaque couple de rails, dans le sens de la marche des trains, a donné de bons résultats pour contrarier le cheminement.

Chemins de fer de l'Est.

Le cheminement semble favorisé par l'action des freins, les fortes pentes et les ressauts aux joints.

Il est restreint par les rampes, le serrage et la rigidité des attaches et le bon entretien des voies; il est moins sensible dans les souterrains, aux passages à niveau et dans les gares où les appareils de voie forment des obstacles.

Enfin, sur les lignes à simple voie, le cheminement est à peu près nul.

Chemin de fer de Somain à la frontière belge (mines d'Anzin).

Favorisé : par l'absence des coins d'arrêt.

Restreint : par l'emploi des coins d'arrêt.

Le joint fixé sur la traverse par quatre tirefonds et les rails arrêtés par les coins d'arrêt paraissent très efficaces pour parer aux cheminements.

Chemin de fer de Paris à Orléans.

Le cheminement est favorisé notamment par la défectuosité du coinçage pendant les périodes de sécheresse. Il est également favorisé par l'action des freins dans les pentes et par les défectuosités accidentelles de la voie : dénivellations, usure du matériel, etc.

Sur les lignes à double voie le cheminement est beaucoup plus important dans les pentes que dans les rampes. Dans la voie en rails d'acier, type renforcé (poids 42.542 kil.), avec éclisses entourant le champignon inférieur, qui viennent buter contre le coussinet voisin, le cheminement est très limité.

Restreint : par un bon entretien de la voie.

North Eastern Railway.

Le cheminement est favorisé par de fortes pentes et surtout par le freinage des trains.

Les rampes et l'absence de freinage tendent à le restreindre.

Le joint et le mode d'attache sont uniformes sur tout le réseau.

Gotthardbahn.

Le cheminement est favorisé :

a) Dans le ballast en gravier comme dans le ballast en pierrailles menues;

b) Dans la voie avec traverses en bois comme dans la voie avec traverses métalliques;

Das Wandern tritt stärker auf :

a) In Kiesbettung wie in Kleingeschlag-Bettung;

b) In Geleisen mit Holzschwellen wie in Eisenschwellen;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

c) Dans les voies descendantes.

Nos divers éclissages sont également efficaces pour empêcher le cheminement; tous reportent la poussée sur les traverses de joint.

c) In den thalwärts befahrenen Geleisen.

Unsere verschiedenen Schienenstossverbindungen sind bezüglich des Wanderns gleichwertig; alle übertragen die Schubkraft auf die Stoss-Schwellen.

Ungarische Staatsbahnen.

Le cheminement est favorisé par un ballast en gravier de rivière, de longs rails, des joints appuyés, par de larges espaces de dilatation, des pentes raides, des trains lourds, par l'action des freins, des joints desserrés, des bandages usés, la grande vitesse des trains, des défauts de construction des locomotives tels qu'inégalité des diamètres des roues, défauts dans la distribution, dans l'admission de vapeur, répartition inégale des poids sur les roues, mauvaise infrastructure, humidité, température élevée.

Le cheminement est restreint par des rails courts, des pierrailles concassées, de forts éclissages, des joints en porte-à-faux, les passages à niveau, des alternances entre les pentes et les rampes.

Die Schienenwanderung wird begünstigt durch Fluss- oder Grubenschotter, lange Schienen, fixen Stoss, grosse Dilatationsfugen, starke Neigungen der Bahn, schwere Züge, durch die Wirkung der Bremsen, eingesunkene Stösse, abgenützte Tyres, grosse Fahrgeschwindigkeit, Konstructionsfehler der Locomotive, als : ungleichmässige Raddurchmesser, unrichtige Stellung der Steuerung, ungleiche Dampfeinströmung, unrichtige Austheilung der Gewichte auf die Räder, schlechten Unterbau, Nässe, hohe Temperatur.

Beschränkt wird die Schienenwanderung durch kurze Schienen, Schlägelschotter, starke Stossverbindungen, schwebenden Stoss, Wegübersetzungen im Niveau, Abwechslung der Steigungen mit Gefälle.

K. K. Oesterreichisches Eisenbahn Ministerium.

Le cheminement est favorisé par le parcours de la voie dans un seul sens, par la grande vitesse des trains remorqués par des locomotives lourdes, par un mauvais bourrage des traverses, par de longs rails qui ne présentent qu'en leurs rares points d'éclissage des dispositifs contre le cheminement, par des courbes de faible rayon, surtout si celles-ci se suivent avec un rayon de même sens et, enfin, par des joints appuyés.

Le cheminement est empêché par des contre-courbes, par un bourrage soigneux des traverses, par une répartition fréquente de la dilatation et le placement de plaques en bois entre les joints sur les traverses.

Dans les pentes dont le sens est le même que celui de la marche des trains, le chemi-

Die Schienenwanderung wird begünstigt durch das Befahren der Geleise nur in einer Richtung, durch grosse Fahrgeschwindigkeit mit schweren Locomotiven, durch nicht sattes Aufsitzen der Schwellen, durch lange Schienen, welche nur an den Stossverbindungen Vorkehrungen gegen das Wandern besitzen, durch scharfe Bögen, namentlich wenn solche gleicher Richtungen einander folgen, dann durch festen Stoss.

Die Schienenwanderug wird behindert durch Contrabögen, durch das feste Unterstopfen der Schwellen und durch wiederholte Vertheilung der Dilatation und Einlegen von Holzplättchen.

In Gefällen in der Fahrtrichtung wird das Wandern der Schienen begünstigt und er-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

nement des rails est favorisé; il est encore augmenté par le freinage des trains longs et lourds.

Un ballast en pierres concassées empêche le cheminement, tandis que celui-ci est augmenté par un ballast menu ou dépourvu de parties terreuses; une infrastructure bien consolidée tend à diminuer le cheminement.

Un système de pose avec joints en porte-à-faux, des rails lourds dont les éclisses sont formées de cornières avec encoches pour les crampons montre moins de tendance au cheminement qu'un système de voie avec des rails légers, des joints appuyés et des éclisses plates.

Au point de vue du cheminement des rails, il est préférable d'employer des rails forts et lourds, des joints suspendus avec éclisses cornières, des crampons comme moyens d'attache des rails.

En ce qui concerne l'efficacité des rails auxiliaires d'arrêt contre le cheminement des rails, nous n'avons pas encore une expérience suffisante pour nous prononcer d'une manière définitive.

höht sich dieselbe durch das Bremsen langer, schwerer Züge.

Schlägelschotter behindert das Wandern, während kleiner runder und namentlich solcher von erdigen Bestandtheilen befreiter Schotter dasselbe begünstigt; ein fester, consolidirter Unterbau wirkt hindernd auf das Wandern.

Geleisesysteme mit schwebendem Stoss, schweren Schienen, deren Stossverbindungen durch Winkellaschen mit Einklinkungen für die Nägel hergestellt sind, zeigen weniger Tendenz zum Wandern als Geleisesysteme mit leich'en Schienen, festem Stoss und Flachlaschenverbindung.

Mit Rücksicht auf das Wandern der Schienen dürfte sich Anwendung kräftiger also schwereren Schienen, schwebender Stösse mit Winkellaschenverbindung und Befestigung der Schienen durch Hakennägel am besten eignen.

Ueber die Wirkung der Stossfangschienen gegen das Wandern der Schienen, liegen noch zu wenig Erfahrungen vor, um diesbezüglich ein definitives Urtheil abzugeben.

Compañia de los ferrocarriles de Medina del Campo a Zamora y de Orense a Vigo.

Sur certaines lignes, nous avons constaté que le cheminement était favorisé par les pentes, surtout quand celles-ci se trouvent tout près des gares, car alors les roues des véhicules, serrées par les freins, entrainent les rails; la pierre cassée contrarie le cheminement.

Lehigh Valley Railroad.

Le cheminement est favorisé par un ballast élastique et un ballastage insuffisant. Il est diminué par un coffre de ballast bien solide, une forte superstructure et un bon bourrage des traverses.

Le cheminement se produit dans le sens du plus fort trafic, indépendamment des pentes ou des rampes.

London & South Western Railway.

Le cheminement est favorisé par le relâchement des crampons et restreint par l'emploi d'un ballast en pierrailles.

Compagnie de chemins de fer de l'Ouest.

La file de l'accotement étant généralement à un niveau moindre que celle de l'entrevoie, par

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

suite de l'inclinaison du ballast, a une tendance plus marquée au cheminement que celle qui est dans l'axe.

Les pentes, les grandes vitesses, l'action des freins favorisent le cheminement.

K. K. priv. Südbahn-Gesellschaft.

Le cheminement est augmenté par un ballast terreux ou bien si l'on n'emploie que des éclisses plates ou des éclisses cornières d'un côté seulement.

Die Schienenwanderung tritt stärker auf bei erdigem Schotter und wenn als Stossverbindung blos Flachlaschen oder nur einerseits Winkellaschen verwendet werden.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Pour favoriser : instabilité du ballast, débourrage des traverses, coinçage défectueux, abaissement du niveau des rails aux joints, desserrage des boulons d'éclisses, vitesse des trains et choc des roues à leur passage sur les joints.

Pour restreindre : coinçage énergique. Emploi de coins métalliques, application des éclisses contre les rails au moyen d'un serrage étudié des boulons d'éclisses armés de rondelles à ressort. Relèvement au-dessus de la hauteur normale des deux traverses de joint ; ce relèvement variant de 5 à 9 millimètres pour des rails de 11 mètres, suivant la mobilité du ballast.

Les pentes facilitent le cheminement des rails.

Le gravier pur de rivière, composé d'un tiers de cailloux roulés et deux tiers de gros sable, est le ballast le plus favorable au cheminement.

L'infrastructure n'intervient qu'au point de vue de l'assainissement de la plate-forme, indispensable à la stabilité de la voie.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Le cheminement est favorisé par les pentes, un mauvais ballast, diminué par l'encochement du patin des rails pour le placement des crampons d'attache.

New South Wales Government Railways.

Le cheminement est favorisé par les pentes, la mauvaise attache des rails, des traverses découvertes (non recouvertes de ballast).

Chemins de fer Riazane-Ouralsk.

Le cheminement est augmenté par l'action des freins à l'approche des gares et diminué si le ballast est mis en grosse couche par-dessus les traverses.

Le cheminement se produit dans le sens du plus fort trafic.

New Zealand Government Railways.

On considère qu'il y a moins de cheminement avec le rail Vignoles qu'avec les rails à coussinets.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Une éclisse plongeante, dont l'extrémité est prise par la traverse, tend à empêcher le cheminement.

Nous n'avons employé aucune méthode spéciale d'attache des rails pour empêcher le cheminement.

East Indian Railway.

Les conditions qui favorisent le cheminement sont les suivantes :

1° Des éclisses longues trop étroitement serrées sur les rails ;
2° Le mouvement des trains dans une seule direction ;
3° Un mauvais entretien de la voie ;
4° Une pente parcourue en majeure partie vers la vallée ;
5° Un ballast insuffisant.

Les conditions qui tendent à réduire le cheminement sont le contraire ou l'absence de celles qui le produisent.

Il m'est impossible d'émettre une opinion.

Compagnie des chemins de fer de Madrid à Saragosse et à Alicante.

Il est favorisé par les pentes et par le gros ballast sans mélange de terre et par l'action des freins. Les pentes étant aussi des rampes dans la voie unique et notre système de voie ne variant pas, on ne peut faire les comparaisons demandées.

Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

Des traverses courtes à section trapézoïdale, un ballast léger et trop mobile favorisent le cheminement des rails. Relativement au cheminement, l'action des freins se fait sentir sur les lignes à double voie. Elle y est sans influence sur les lignes à simple voie

Le cheminement est diminué en multipliant les traverses qui doivent être longues et de section rectangulaire, en prenant au ballastage des pierres cassées, ainsi que par l'emploi de divers dispositifs.

Kurze Schwellen mit Trapezförmigen Querschnitt, leicht verschiebbarer Flussschotter begünstigen die Schienenwanderung. Die Bremswirkung äussert sich in zweigeleisigen Strecken ; in eingeleisigen Strecken ist dieselbe ohne Einfluss auf das Wandern.

Die Schienenwanderung wird beschränkt durch Vermehrung der Schwellen, Anwendung langer Schwellen mit rechteckigem Querschnitt, scharfkantigen Schlägelschotter, sowie durch besondere Vorkehrungen.

Great Eastern Railway.

Un mauvais ballast et des attaches insuffisantes favorisent le cheminement.

Societa Italiana per le strade ferrate della Sicilia.

Par l'action des freins et du pivotement des roues des machines, par le manque de ballast et par les fortes rampes et les courbes restreintes, où les deux actions du freinage et du pivotement des roues s'ajoutent.

Le cheminement des rails est restreint par le profil complet du ballast, par la bonne qualité des pierres concassées dont il est composé et par les types spéciaux de la voie, ainsi que par les paliers et par les pentes pas trop fortes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Furness Railway.

Dans tous les cas, c'est le rail gauche qui chemine, et le fait est causé par les coins, qui sont repoussés dans le sens contraire à la direction du train.

On empêche le cheminement en poussant les coins dans la direction du mouvement du train.

Tant que le coinçage n'est pas parfait, il est impossible d'empêcher le cheminement, quelle que soit la perfection du ballast ou des éclisses.

Les traverses ne bougent pas. Les rails seuls cheminent.

Chemins de fer de l'État français.

1° Par un éclissage et un coinçage insuffisants amenant une dénivellation des rails au joint, de sorte qu'il se produit au passage des trains un choc dont la composante horizontale tend à faire avancer le rail dans le sens du train. Ce résultat s'accentue sur les fortes pentes et dans toutes les portions de voie où s'opère habituellement le freinage des trains ;

2° Par le frottement du boudin des roues contre le champignon du rail extérieur, dans les courbes.

Dans ces deux cas, l'accélération de vitesse augmente l'effet produit ;

b) Le cheminement est restreint par l'usage d'éclisses-arrêt et de coins métalliques;

c) Il y a peu ou pas de cheminement dans le sens des rampes.

Le cheminement observé l'a toujours été dans le sens des pentes et plus particulièrement dans les voies ballastées en pierres cassées et munies de coins en bois qui se desserrent facilement sous l'influence de la sécheresse ou de la chaleur.

Une plate-forme argileuse et humide facilite aussi le cheminement ;

d) Le cheminement est beaucoup plus sensible dans les voies non munies d'éclisses-arrêt et coincées avec des coins en bois ;

e) Aucune observation n'a été faite en dehors du joint en porte-à-faux qui est le seul employé sur le réseau de l'État français, mais pour ce joint il a été reconnu que le moyen le plus efficace pour parer aux cheminements consistait dans l'emploi d'éclisses-arrêt butant sur les coussinets de joints et de coins métalliques.

Natal Government Railways.

La manière de fixer les coins a de l'influence sur le cheminement.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

Les efforts statiques et dynamiques qui produisent le cheminement dépendent évidemment des déclivités de la voie, des rayons des courbes, du poids des machines, de la vitesse des trains, de leur tonnage, de la température, de la nature du ballast, du nombre des traverses supportant les rails et de leur équarrissage, et surtout des conditions d'entretien.

Il est même probable qu'en Afrique l'orientation de la voie contribue aussi au mouvement en le rendant inégal pour chacune des deux files de rails.

La barre qui reçoit perpendiculairement les rayons du soleil sur sa face latérale, dans le milieu de la journée, se dilate certainement davantage que celle qui est recouverte du côté du soleil par le ballast.

L'analyse des efforts n'a pu être encore obtenue d'une façon absolument satisfaisante, mais il

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

semblé qu on peut ndiquer les causes principales suivantes comme produisant vraisemblablement l'effet du cheminement :

1° Le ressaut que présentent aux joints les abouts de deux rails. lors du passage des roues des machines et même des wagons;

2° En courbe, par suite de la rigidité du matériel et surtout des machines, le glissement se produit pour le rail extérieur par l'action du mentonnet des roues d'avant et pour le rail intérieur par celle du mentonnet d'arrière.

On constate plus généralement que les joints du rayon extérieur sont fermes, tandis que ceux de la file intérieure sont ouverts au maximum (jusqu'à 9 millimètres), ceci indiquerait qu'à chaque coup de lacet dirigé contre le grand rayon, les rails du petit rayon subissent une réaction inverse tendant à produire un glissement dans un sens opposé;

3° Les mouvements de lacet des machines contribuent certainement au glissement longitudinal du rail;

4° Les fortes déclivités favorisent le glissement d'ensemble des rails qui entraînent même les traverses;

5° Le serrage des freins aux abords des stations et dans les fortes pentes.

On pourrait dire qu'il peut être combattu par lui-même, par des pentes en sens inverse et convergentes par des courbes de directions contraires. Il se produit dans ces conditions un changement de direction du mouvement qui en empêche la répercussion des forces dans un seul sens.

Les moyens directs de le restreindre sont : un serrage vigoureux des attaches du rail, un ballastage complet regarnissant bien les rails et les traverses, donnant plus de frottement et portant plus de résistance.

Un bon ballast, donnant beaucoup de poids, retarde par un frottement plus fort les effets du cheminement.

Si l'entretien est bien fait, si les traverses sont solidement bourrées, si les attaches sont robustes et bien serrées, le cheminement sera moindre que si l'ensemble est lâche et sujet à toutes sortes de mouvements.

Le cheminement est variable suivant les sections.

Il semble plus accentué pour les rails de 30 kilogrammes que pour les rails de 25 kilogrammes.

L'éclisse cornière fixée par tirefonds aux deux traverses voisines du joint, surtout appliquée au moment de la construction de la ligne, semble devoir s'opposer efficacement au cheminement.

QUESTION 4.

Avez-vous constaté sur quelques points de votre réseau des cheminements de rails particulièrement remarquables ? Dans l'affirmative, veuillez donner le détail des constatations qui ont été faites.

Ungarische Staatsbahnen.

On a observé un resserrement de la voie, la disparition des espaces de dilatation et des bris d'éclisse provenant des fortes tensions produites par le cheminement. On a remarqué

Es wurden Verengungen des Geleises, das Verschwinden der Dilatation und in Folge der bei der Schienenwanderung auftretenden grossen Spannungen, Laschenbrüche beo-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ce phénomène particulier que le cheminement entraîne le tablier métallique des petits ponts (ayant par exemple 6 *m* d'ouverture).

Quand le cheminement se produit d'un côté, les deux traverses de joint se placent de travers, d'où résulte un resserrement de la voie.

Par suite du cheminement, les pièces de bois des ponts métalliques sont aussi rejetées sur le côté. Là où le cheminement s'étend jusqu'aux gares, on remarque des déformations de la superstructure, et cela dans une telle mesure que l'on a été forcé d'y remédier par le placement de rails d'une longueur moindre que la longueur normale.

Sur la section de Budapest à Marchegg, entre les kilomètres 8.9 et 13.3, le cheminement ne s'est, pendant deux ans, produit que dans la file de rails placée à gauche par rapport au mouvement des trains, mais depuis un an le cheminement se remarque pour les deux files. Le cheminement qui s'est produit d'abord est dans le sens contraire au point d'origine de la ligne; celui qui s'est montré ensuite est dans le sens opposé.

Sur la section à simple voie de Bátyn-Lovoczne, on a observé que sur les deux entrées du tunnel de la frontière, qui sont en rampe de 25 millièmes près de Beskid, les joints de dilatation ont complètement disparu en de nombreux endroits; par contre, dans le tunnel qui, à l'une entrée a une rampe de 17 millièmes et à l'autre entrée de 2.5 millièmes seulement, les joints sont augmentés au commencement des rampes plus faibles.

Sur la section de Püspök-Ladány-N. Varad, on a remarqué qu'à l'extrémité de la section qui a une pente de 0.010, la file de rails de droite s'est avancée de telle sorte que, par la disparition des joints de dilatation, le tracé de la ligne s'est déformé; pour y remédier, on fut obligé de remplacer deux rails de 7.50 *m* par des rails de 7.40 *m*.

Le même phénomène a été observé sur la

bachtet. Als besondere Erscheinung sei erwähnt, dass die Schienenwanderung die Eisenkonstruction kleinerer Brücken (z. B. 6 *m* Oeffnung) mit sich schleppt. Bei einseitigen Schienenwanderungen ziehen sich die zwei Stossschwellen schief; infolge dessen entstehen Geleise-Verengungen.

Durch die Schienenwanderung werden die Brückenhölzer der eisernen Brücken bei den Stössen auf die Kante gestellt. Dort wo die Wanderung sich bis zur Station erstreckt, wurden Deformationen des Oberbaues wahrgenommen und zwar in solchem Masse, dass man genötigt war, durch Einlegen kürzerer Schienenstücke Abhilfe zu leisten. Auf der Strecke Budapest-Marchegg zwischen den Kilometern 8.9-13.3 war die Schienenwanderung durch zwei Jahre nur auf dem in der Fahrrichtung links gelegenen Schienenstrang wahrnehmbar, aber seit einem Jahre zeigt sich die Wanderung an beiden Schienensträngen. Bei der erst erwähnten Wanderung ist dieselbe gegen den Anfangspunkt der Strecke, bei der letzteren aber in der entgegengesetzten Richtung respective gegen den Endpunkt der Strecke gerichtet.

Auf der eingeleisigen Strecke Bátyn-Lovoczne wurde wahrgenommen, dass bei den beiden in 25 ‰ Steigung liegenden Seiten des Grenz-Tunells bei Beskid die Dilatationen auf vielen Orten ganz verschwunden sind, hingegen im Tunell, der auf der einen Seite in 17 ‰, auf der anderen Seite nur in 2.5 ‰ Steigung liegt, bei dem Anfange der kleineren Steigungen die Dilatationen sich vergrössern.

Auf der Strecke Püspök-Ladány-N.Varad beobachtete man, dass bei dem Ende der in 10‰ Gefälle liegenden Section der rechte Schienenstrang so weit vorgeeilt ist, dass nach dem Verschwinden der Dilatation die Richtung des Schienenstranges sich deformirte; zur Abhilfe dieses mussten von den 7.5 *m* langen Schienen zwei Stück mit 7.4 *m* langen Schienen ausgewechselt werden.

Dieselbe Erscheinung wurde auf derselben

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même section, également à l'origine d'une rampe de 0.010.

Strecke auch am Anfang einer in 10‰ Steigung liegenden Section beobachtet.

K. K. Oesterreichisches Eisenbahn Ministerium.

Dans une section à une voie avec des pentes de 4 à 5 millièmes dans une courbe à droite d'un rayon de 630 *m*, dans l'intervalle de quatre années, le rail de droite (intérieur) s'est avancé, dans le sens de la pente, de 10.5 *cm* par rapport à sa position première, tandis que le rail de gauche (extérieur) a reculé de 5.3 *cm* dans la direction opposée, de telle sorte qu'il en est résulté une avance de 15.8 *cm* du rail de droite par rapport au rail de gauche.

In einer eingeleisigen Strecke mit dem Gefälle von 4.6 ‰ ist in einem rechten Bogen vom Radius 630 *m* innerhalb des Zeitraumes von vier Jahren die rechte (innere) Schiene um 10.5 *cm* gegen die ursprüngliche Lage in der Richtung des Gefälles vorgerückt, während die linke (äussere) Schiene in die entgegengesetzte Richtung (bergwärts) um 5.3 *cm* vorrückte, so dass eine Voreilung des rechten Stranges gegen den linken von 15.8 *cm* entstand.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

A l'extrémité inférieure des grandes pentes de déclivité surpassant 0.020 on observe la diminution des intervalles entre les rails dans les joints, la courbure des rails, la torsion des crampons des joints, le foulage des bords des encoches dans les éclisses, la formation de vides dans le ballast du côté supérieur des traverses sous les joints, etc.

New South Wales Government Railway.

Les cas les plus remarquables de cheminement qui ont été observés sont les suivants :

1° Le rail à main droite (dans la direction du plus fort trafic) chemine de 4 pieds 6 pouces (1.372 mètre) dans les rampes variant de $^1/_{60}$ à $^1/_{300}$ (16.7 à 3.3 millimètres) sur un parcours de 3 milles (4.828 kilomètres); tandis que le rail à main gauche de la même voie chemine de 3 pieds 6 pouces (1.067 mètre) dans la direction opposée;

2° Le rail à main droite chemine de 2 pieds (610 millimètres) sur des rampes variant de $^1/_{66}$ à $^1/_{150}$ (15.2 à 6.7 millimètres) sur une distance de 2 $^3/_4$ milles (4.426 kilomètres), tandis que le rail à main gauche chemine de 4 pieds (1.219 mètre) dans une direction opposée, c'est-à-dire vers l'aval de la déclivité.

QUESTION 5.

Avez-vous pu constater une régularité ou éventuellement une loi, dans l'avancement de l'un des deux rails d'une voie sur l'autre; en quoi consiste cette régularité?

En ce qui concerne l'avancement d'un rail sur l'autre en courbe, quelle influence attribuez-vous :

a) Au rayon de courbure;

b) A la vitesse employée;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

c) A la surélévation et au rapport entre cette dernière et la vitesse maximum autorisée des trains?

Veuillez vous servir du formulaire ci-joint et renseigner dans ce tableau toutes les données que vous posséderez, en vous servant, comme modèle, de l'exemple détaillé dans ce formulaire.

Chemins de fer de l'État belge.

Lignes de Laeken à Denderleeuw, de Schaerbeek à Louvain et de Schaerbeek à Malines.

Dans les voies situées en courbe, c'est généralement le rail extérieur de la voie parcourue qui présente le cheminement le plus prononcé.

a) Le cheminement du rail extérieur est d'autant plus grand que le rayon de courbure est plus petit;

b) Le cheminement d'un rail sur l'autre augmente avec la vitesse;

c) Le cheminement croit avec la surélévation du rail extérieur et proportionnellement à la vitesse des trains.

Ligne de Bruxelles à Ciney.

Il n'a été constaté aucune régularité dans l'avancement de l'un des deux rails d'une voie sur l'autre. En certains endroits de la ligne, c'est le rail de gauche dans le sens de la marche des trains qui avance le plus, et, dans d'autres endroits, c'est le rail de droite.

Je ne puis me prononcer sur ce point, attendu que les rails avancent indifféremment l'un sur l'autre, soit le rail intérieur de la courbe, soit le rail extérieur.

Ligne de Libramont à Arlon et Sterpenich.

Eu égard au profil tourmenté de la ligne et à l'allure variable des trains, les constatations très contradictoires ne permettent pas d'établir une loi quelconque d'une manière bien certaine.

Cependant, on peut dire que le chevauchement se produit ordinairement dans la file extérieure des courbes, sauf dans les endroits où les trains roulent lentement; c'est alors le rail intérieur qui a l'avance. La prédominance du nombre des trains de marchandises sur les trains de voyageurs intervient dans ce cas.

Le faible rayon des courbes semble favoriser le chevauchement du rail inférieur à cause de cette prédominance et du fait que la surélévation du rail dans les courbes est calculée pour une vitesse de trains de voyageurs de 70 kilomètres.

Compagnie des chemins de fer de l'Est.

Il semble qu'en courbe le rail de la file intérieure ait une tendance à précéder celui de la file extérieure.

Ce fait ne présente pas une régularité absolue.

L'avancement varie en raison inverse du rayon de courbure et est proportionnel à la vitesse des trains.

Le rapport entre la surélévation du rail extérieur et la vitesse des trains a également une certaine influence.

Chemin de fer de Paris à Orléans.

Les avancements de ce genre relevés ne présentent pas de régularité visible et il ne paraît pas possible d'en dégager des lois déterminées. Toutes choses égales, d'ailleurs, l'avancement relatif

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

paraît décroître avec le rayon et croître avec la vitesse. Nous en attribuons la cause en partie à la surélévation adoptée; celle-ci est une moyenne un peu faible pour les trains de grande vitesse et trop forte pour les trains de petite vitesse.

On constate, en effet, que pour les trains de grande vitesse la force centrifuge chasse les véhicules sur le grand rayon et que les roues doivent exercer sur le rail extérieur des efforts de tous genres plus grands; tandis que pour les trains de petite vitesse les roues ont, au contraire, une tendance à appuyer contre le rail du petit rayon.

Les efforts intéressant le cheminement, efforts dont nous ne connaissons pas isolément la grandeur, mais dont le résultat final est la progression du rail, agissent donc particulièrement sur le rail du grand rayon quand les trains de grande vitesse, comme c'est le cas pour nous, sont de beaucoup les plus nombreux. Il semble dès lors naturel que le rail de grand rayon avance plus que celui de petit.

On pourrait dire aussi que, dans ce cas, les attaches du rail extérieur, qui travaille le plus, sont plus fréquemment relâchées et s'opposent moins bien au cheminement.

Nous pensons que le sens et la grandeur du cheminement relatif dépendent, pour des rayons et des dévers donnés, non seulement de la vitesse et de la composition des trains, mais aussi de la situation de chaque courbe en profil en long, qui peut faire varier beaucoup le travail de traction développé par les machines, les effets des charges remorquées, etc.

Gotthardbahn.

a) Dans les voies en courbe des sections à double voie, la file extérieure des rails, qui est surélevée, avance le plus.

b) Dans les voies parcourues seulement à la descente, les deux files de rails cheminent dans le sens du mouvement.

c) Dans les voies parcourues seulement à la montée, le cheminement en courbe du rail intérieur, qui est le plus bas, est, en général, faible et se produit aussi bien dans le sens du mouvement qu'en sens contraire, à la montée qu'à la descente; le rail surélevé chemine dans le sens de la montée. Nous admettons que l'avancement est proportionnel à la vitesse et inversement proportionnel au rayon de la courbe.

a) In Curvengeleisen zweispuriger Strecken eilt immer der höherliegende vom Centrum entferntere Schienenstrang vor.

b) In nur thalwärts befahrenen Geleisen wandern beide Schienenstränge abwärts.

c) In nur bergwärts befahrenen Geleisen ist in den Curven das Wandern der tiefer liegenden, dem Centrum näheren Schienenstränge im Allgemeinen gering und erfolgt sowohl entgegen als auch in der Fahrrichtung, also auf- und abwärts; der höher liegende Strang wandert aufwärts. Wir nehmen an, das Voreilen nehme zu mit der Fahrgeschwindigkeit und sei dem Curvenhalbmesser umgekehrt proportional.

Ungarische Staatsbahnen.

En ce qui concerne le chevauchement de l'une des files des rails en courbe, il est impossible d'admettre de règle, car, dans certains cas, c'est la file extérieure, dans d'autres, la file intérieure qui bouge. Cela change même souvent dans une seule et

Bezüglich des Voreilens eines Schienenstranges in Bögen wurde keine Gesetzmässigkeit wahrgenommen, denn in einigen Fällen rückt der äussere, in einigen Fällen der innere Schienenstrang mehr vor; dies wechselt manchmal in einem und denselben Bogen;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

même courbe; cependant, on admet que, le plus souvent, c'est la file extérieure qui prend de l'avance, et ce phénomène est en relation avec le rayon de la courbe, la vitesse et le surhaussement.

Les facteurs suivants ont de l'influence sur le chevauchement du rail extérieur en courbe :

a) Le rayon des courbes, qui est en relation inverse avec le chevauchement du rail extérieur, car plus le rayon est petit, plus est sensible le chevauchement du rail extérieur, et réciproquement;

b) La vitesse des trains, qui est en relation directe avec le chevauchement du rail extérieur. Plus la vitesse est grande, plus est marqué le chevauchement, et réciproquement.

aber wahrgenommen wurde, dass meistens der äussere Schienenstrang mehr voreilt, welcher Umstand mit dem Radius des Bogens, mit der Zugsgeschwindigkeit und mit der Ueberhöhung in Zusammenhang gebracht werden kann.

Auf das Voreilen des äusseren Schienenstranges in Bogen haben folgende Factoren Einfluss :

a) Der Radius des Bogens, welcher im verkehrten Verhältnisse mit dem Voreilen des äusseren Schienenstranges steht, denn je kleiner der Radius ist, desto grösser ist das Voreilen des äusseren Schienenstranges und umgekehrt.

b) Die Zugsgeschwindigkeit, welche in geradem Verhältnisse mit dem Voreilen des äusseren Schienenstranges steht. Je grösser die Geschwindigkeit ist, desto grösser ist das Voreilen des äusseren Schienenstranges und umgekehrt.

K. K. Oesterreichisches Eisenbahn Ministerium.

On ne peut déduire de règle générale au sujet du cheminement de l'une ou de l'autre file de rails, bien que le cas qui se présente le plus souvent soit le cheminement de la file intérieure dans le sens du mouvement, c'est-à-dire que la file intérieure s'avance davantage que la file extérieure.

Plus le rayon de courbure est petit, plus est grand le cheminement, et ce phénomène semble aussi être en relation avec l'existence d'un surhaussement un peu trop fort pour une vitesse moyenne et avec la vitesse de marche; on a aussi remarqué que dans les courbes raides, où il circule en moyenne plus de trains de voyageurs rapides que de trains de marchandises, la file extérieure prend de l'avance, tandis que dans les courbes de plus grand rayon c'est la file intérieure, dans les mêmes conditions de trafic.

Eine Regelmässigkeit bezw. ein bestimmtes Gesetz lässt sich aus den beobachteten Voreilungen des einen oder anderen Schienenstranges nicht ableiten, obgleich der Fall, dass der innere Schienenstrang in der Fahrtrichtung voreilt, häufiger auftritt als das Voreilen des äusseren Schienenstranges.

Je kleiner der Krümmungsradius, desto grösser ist die Voreilung und scheint dieser Umstand mit der, für die mittlere Durchschnittsgeschwindigkeit etwas zu grossen Ueberhöhung und der Fahrgeschwindigkeit im Zusammenhange zu stehen, indem auch beobachtet wurde, dass in scharfen Bögen, über welche verhältnismässig mehr schnellfahrende Personenzüge als Güterzüge verkehren, der äussere Strang, während in Bögen mit grösseren Halbmessern unter gleichen Verkehrsverhältnissen, der innere Strang in Voreilung ist.

Great Central Railway (Manchester).

Le cheminement est favorisé par les courbes de faible rayon, la vitesse du train et les pentes. Le surhaussement ne joue aucun rôle.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Lehigh Valley Railroad Company.

Le rail extérieur, en courbe, avance toujours. Il n'en est pas de même du rail intérieur.

Il n'y a pas de règle définie. Plus la courbe est raide, plus la superstructure est légère, plus le ballast est mauvais, plus le trafic est lourd, plus le cheminement est fort.

L'avancement relatif du rail extérieur en courbe est attribuable au poids de la charge roulante, le mouvement vertical de la superstructure et au frottement des bandages.

Des courbes de faible rayon occasionnent un plus fort cheminement que celles d'un grand rayon, toutes choses égales d'ailleurs. Le fait est influencé par le nombre, la vitesse et le poids des trains.

Le surhaussement en courbe ne semble pas diminuer le cheminement, surtout quand la vitesse est grande.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

On a remarqué pendant les expériences faites en 1888, 1889, 1890 et 1891, que, en double voie, *le rail de gauche, par rapport au sens de la marche des trains, avait une tendance à cheminer plus que celui de droite;* ce fait est dû, très probablement, à ce que le profil du ballast offre moins de résistance du côté du talus que du côté de l'entrevoie. Toutes les machines actuellement en service sur le réseau du Midi ont la manivelle de droite en avance sur celle de gauche.

New South Wales Government Railway.

On n'a pas trouvé que l'un des rails avance, relativement à l'autre, d'une manière régulière; car, bien qu'en règle générale les deux rails avancent dans la même direction, le mouvement est irrégulier et, dans beaucoup de cas, on a observé que, tandis que le rail extérieur avance, le rail intérieur est stationnaire et, dans certains cas même, que celui-ci se meut dans la direction opposée. La quantité dont le rail avance est, sans doute, commandée surtout par le rayon de la courbe, son surhaussement et la vitesse des trains. Mais la situation d'une courbe en palier ou en rampe a aussi de l'influence. Quand elle est en rampe, en simple voie, la direction du cheminement est généralement dans le sens du trafic le plus rapide et non dans celui des plus fortes charges, comme cela s'observe pour une courbe en palier.

K. K. priv. Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

On ne peut déterminer aucune règle en ce qui concerne le cheminement de l'une des files par rapport à l'autre dans les courbes. On n'a pas constaté non plus une influence du rayon des courbes, de la vitesse ou du surhaussement sur le cheminement de l'une des deux files par rapport à l'autre.

Es lässt sich bezüglich des Voreilens des einen Schienenstranges gegen den anderen in Krümmungen, eine Regelmässigkeit oder ein Gesetz nicht erkennen. Ein Einfluss des Krümmungshalbmessers, der Fahrgeschwindigkeit oder der Ueberhöhung auf das Voreilen eines der beiden Schienenstränge ist gleichfalls nicht zu constatiren.

Great Eastern Railway.

Les deux rails avancent rarement de la même manière; en règle générale, le rail le plus bas en courbe avance plus rapidement que le rail surélevé, spécialement dans le cas de pentes. Le surhaussement du rail extérieur, dans ces courbes, a été calculé par la formule ordinaire.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemins de fer de l'État français.

Sur les lignes à voie unique, nous n'avons constaté aucune loi sur l'avancement d'un rail sur l'autre en courbe.

Les frottements et les chocs produisant le cheminement agissent sur une file ou sur l'autre, suivant que le dévers est trop faible ou trop fort par rapport à la vitesse des trains.

Sur les lignes à double voie, le cheminement est plus important sur le grand rayon que sur le petit.

Plus le rayon est petit, plus le cheminement est grand. L'une des roues calées sur l'essieu glisse à certains moments et tend à entraîner le rail dans le sens de la marche. Le même résultat est produit par le frottement du boudin des roues contre le champignon du rail extérieur.

D'après les observations faites, le cheminement est en raison directe de la vitesse.

Aucune observation précise n'a été faite à ce sujet, mais, comme nous l'avons dit plus haut, il semble résulter de certaines constatations que le cheminement s'accentue sur une file ou sur l'autre, suivant que le dévers est trop faible ou trop fort par rapport à la vitesse des trains.

Natal Government Railways.

Les observations qui ont été citées semblent montrer que c'est le rail de gauche, en rampe, qui prend de l'avance. Les machines, sur notre réseau, ont la manivelle de droite en avance sur celle de gauche.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

Sur notre ligne, le cheminement du rail, variable dans son amplitude, présente cependant une loi : le rail de droite, par rapport à la marche du train, tendrait à avancer sur celui de gauche, qui aurait un recul. Comme il s'agit d'une voie unique, il arrive que les effets des trains pairs et impairs (montants et descendants) se contre-balancent, et l'avance d'un côté et le recul de l'autre sont égaux, et les joints, bien que déplacés, sont concordants.

Les perturbations brusques de température ont une influence sur le cheminement; il arrive qu'en été les joints tamponnent d'un côté et s'ouvrent à quelques centaines de mètres plus loin, au point de cisailler les boulons d'éclisses.

Sur une courbe de faible rayon et en pente, la courbure donne naissance à plusieurs causes de glissement qui déterminent une avance du rail extérieur sur le rail intérieur.

Des frottements dus :

1° A la fixité des roues sur l'essieu;

2° Au parallélisme des essieux, qui oblige le wagon de glisser sur le rail en tournant autour de son centre de gravité pour changer de direction;

3° A la force centrifuge, qui fait frotter le rebord des roues contre les rails, ce qui ne devrait pas se produire théoriquement, mais qui est occasionné par les petits soubresauts des wagons en marche; ils sont évidemment accentués avec l'augmentation de vitesse.

La surélévation (ou dévers) est d'autant plus grande que la vitesse maximum l'est aussi et que le rayon de la courbe est plus faible.

Les efforts sur le rail extérieur de la courbe augmentent en raison directe du dévers et l'augmentation du cheminement en est la conséquence.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 6.

Avez-vous trouvé pour l'avancement d'un rail d'une voie sur l'autre dans les alignements droits une certaine régularité, dans ce sens que l'un des deux rails a une tendance plus marquée à cheminer que l'autre?

Nota. — Sur un grand nombre de lignes on constate dans les alignements droits un avancement régulier du rail de gauche sur celui de droite dans le sens de la marche des trains.

Sur ces mêmes lignes on a observé d'une manière tout à fait évidente une usure sensiblement plus forte des boudins des bandages des roues de gauche, comparativement aux boudins des roues de droite du premier essieu de la locomotive.

Les locomotives de ces lignes ont leur manivelle motrice du côté droit en avance sur celle du côté gauche.

Chemins de l'État belge.

Lignes de Lacken à Denderleeuw, de Schaerbeek à Louvain et de Schaerbeek à Malines.

Dans les parties de voie situées en ligne droite, le cheminement *du rail de gauche* de la voie parcourue est généralement le plus prononcé.

Cette régularité est marquée par une *usure du rail de gauche* légèrement plus forte que celle du rail de droite.

Il est à remarquer que la voie est moins ferme du côté gauche, qui est le côté extérieur de la voie dans les lignes à double voie.

Ligne de Tirlemont à Ans.

Il a été constaté un *avancement du rail de gauche sur celui de droite* dans le sens de la marche des trains sur la ligne de Tirlemont à Ans; toutefois, ces constatations ne donnent aucune règle certaine. La voie est en rails renforcés. La pose, faite en 1891 sur une pente de 4 millimètres, présentait, en 1894, un avancement du rail extérieur, c'est-à-dire du rail de gauche, de 2 à 3 centimètres.

Aujourd'hui, ce hors d'équerre a diminué et n'est plus que de 1 à 2 centimètres.

Sur d'autres lignes *à double voie, on a également constaté que la file des rails extérieurs avance plus que l'autre;* le fait paraît provenir de la plus grande mobilité du ballast dans les parties extérieures du profil transversal.

Les bandages des roues d'avant sont usés de la même manière. *La manivelle de droite est en avance.*

Cette usure normale de deux bandages provient du tracé des lignes qui reportent les roues périodiquement sur la file de rails opposée.

Ligne de Bruxelles à Ciney.

Tous nos essieux moteurs ont la manivelle de droite en avance sur celle de gauche, ce qui impliquerait, d'après la théorie exposée aux annexes, que le boudin de gauche devrait être plus usé en général que l'autre.

Les faits ne semblent pas confirmer cette théorie en ce qui concerne les bris des longerons, ils sont peu fréquents et les rares cas qui m'ont été signalés avaient plutôt pour cause le passage fréquent de locomotives assez longues dans les courbes de faibles rayons.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ligne de Libramont à Arlon et Sterpenich.

L'avancement du rail de gauche a été constaté dans les longs alignements droits en pente.

Chemins de fer de Paris à Orléans.

En général, nous n'avons constaté aucune régularité dans l'avancement d'un rail d'une voie sur l'autre. Sur la ligne de Brive à Montauban seulement, *le rail de gauche nous a paru généralement en avance sur le rail de droite. On constate en même temps que cette ligne est parcourue par des machines ayant leur manivelle motrice du côté droit en avance sur celle du côté gauche.*

Nous n'avons pas fait d'observation sur l'usure inégale des boudins des locomotives.

Ungarische Staatsbahnen.

On n'a observé rien de régulier en ce qui concerne l'avance de l'une des files de rails sur l'autre en alignement droit; mais, d'après les expériences faites jusqu'ici, on a constaté que, *le plus souvent, la file de gauche montre la tendance la plus marquée au cheminement.*

Bezüglich des Voreilens des einen Schienenstranges gegen den anderen in Geraden wurde keine Gesetzmässigkeit wahrgenommen, aber aus den bisher gemachten Beobachtungen wurde constatirt, *dass meistens der linke Schienenstrang grössere Neigung zum Voreilen zeigt.*

Excepté quelques catégories (ensemble soixante-deux locomotives) d'anciens types ayant leur manivelle de gauche en avance, catégories peu usitées sur nos lignes, *nos locomotives ont leur manivelle de droite en avance.*

Glasgow & South Western Railway.

On a observé que *le rail de gauche chemine davantage que l'autre*, ce qui est attribué par le chemin de fer au fait que les coins sont fixés dans la direction de la marche des trains.

Les locomotives de la Compagnie ont leur manivelle de gauche en avance sur celle de droite.

(La plupart des machines ont des cylindres intérieurs. Avec ce dispositif, l'influence unilatérale du mécanisme sur le cheminement s'évanouit. [*Remarque du rapporteur.*])

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Comme au paragraphe « Avancement en courbe » (question 5).

New South Wales Government Railway.

L'un des rails chemine plus que l'autre; mais il n'y a pas de régularité apparente sur l'avancement de l'un par rapport à l'autre.

East Indian Railway Company.

Quand les coins sont placés dans des directions opposées dans les deux rails d'une voie et que le trafic est tout entier dans une direction, le cheminement est plus fort pour le rail qui, par son mouvement, tend à défaire les coins que sur l'autre file, qui, par son mouvement même en avant, tend à les serrer.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

K. K. priv. Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

On n'a pas non plus découvert de règle ou de loi concernant l'avance de l'un des rails par rapport à l'autre.

Auch bezüglich des Voreilens des einen Stranges gegen den anderen in geraden Strecke wurden auf den hierseitigen Linien eine Regelmässigkeit nicht gefunden.

Furness Railway.

Le rail de gauche avance toujours plus que l'autre.

Les machines ont leur manivelle motrice de gauche en avance sur celle de la droite. Nous avons cent et dix machines sur notre réseau avec la manivelle de gauche en avance sur celle de droite et treize machines avec la manivelle de droite en avance.

Chemins de fer de l'État français.

On a constaté, en effet, que le *boudin de la roue de gauche du premier essieu* s'usait un peu plus vite que celui de droite. La différence d'usure varie de 1 à 2 millimètres après un roulement de 25,000 kilomètres.

Les locomotives de l'État ont toutes leurs manivelles motrices du côté droit en avance sur celles du côté gauche.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

Oui, dans les alignements droits, l'un des deux rails a presque toujours une tendance plus marquée à cheminer que l'autre, qui se déplace même quelquefois en sens contraire et d'une quantité relativement importante. Sur plusieurs points spécialement choisis, on a constaté, en six mois, des glissements du rail de droite, en avant, de 18 centimètres, et du rail de gauche, en arrière, de 15 centimètres.

Sur nos lignes, nous avons plutôt constaté l'effet inverse, c'est-à-dire l'avancement du rail de droite sur le rail de gauche.

Sur les lignes qui nous occupent, on a constaté d'une façon certaine que le boudin du bandage de la roue de droite du premier essieu s'est bien plus rapidement usé que le boudin de la roue opposée. *En somme, le boudin le plus usé se trouve du côté du rail qui avance;* du côté droit, par conséquent.

Il en est de même sur nos lignes, les manivelles sont calées à 90°, celles de droite en avance. Les observations ci-dessus sont à peu près générales et uniformes, elles ne diffèrent que par l'amplitude du cheminement (1).

(1) L'avancement de la file de droite correspond avec l'usure plus grande des bandages de droite du premier essieu; ces deux constatations résultent nécessairement du système de pose de la voie du chemin de fer dont il s'agit, qui emploie les joints alternés.

Die Voreilung des rechten Schienenstranges correspondirt mit der grösseren Abnützung der rechtsseitigen Tyres der ersten Achse, beide Erscheinungen dürften aus der bei dieser Bahn angewendeten Anordnung der versetzten Schienen-Stösse hervorgehen.

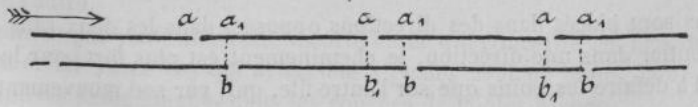


Fig. 27.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 7.

Peut-on admettre une influence des perturbations dans le mouvement des locomotives sur l'usure inégale des boudins des bandages des roues des locomotives des deux côtés et peut-on expliquer l'usure plus rapide du boudin d'un côté par l'avance de l'une des deux manivelles motrices sur l'autre?

Great Northern Railway.

Nous n'avons pas eu d'usure inégale des bandages de l'espèce dont il est question, et notre expérience nous a fait constater que, dans une locomotive bien construite, il n'y a point de tendance à l'usure du boudin d'un côté plus que de l'autre, quelle que soit l'avance à droite ou à gauche de l'une des manivelles sur l'autre.

Chemins de fer de l'État belge.

Au Grand Central belge, on a constaté que les usures des points successifs des bandages se développaient de façon identique pour les machines d'une même série, *mais que les usures des bandages des roues de gauche étaient toujours plus fortes que celles des bandages des roues de droite;* que, dans leurs grandes lignes, ces usures suivent les variations des actions de la vapeur transmise aux bandages ou plutôt correspondent aux variations de l'utilisation des bandages comme facteurs d'adhérence.

Que les usures spéciales constatées aux bandages gauches devaient provenir du fait de la position relative des manivelles, celle de droite était calée à 90° en avant de celle de gauche.

Compagnie des chemins de fer de l'Est.

Dans les séries des locomotives de la Compagnie de l'Est, où l'on constate une usure plus ou moins grande des boudins des bandages des roues d'avant, cette usure ne se produit jamais systématiquement d'un même côté; elle a lieu tantôt à droite, tantôt à gauche.

Au joint marqué a, la locomotive pèse à gauche et la roue de gauche se porte dans la section aa_1 le long du rail de gauche. Au moment où elle passe sur le joint b, la locomotive se porte au contraire à droite, et la roue de droite, en parcourant la section bb_1, suit le rail de droite. On voit clairement par le schéma de pose reproduit plus haut que les chemins bb_1 de droite sont bien plus longs que les chemins aa_1 de gauche. Ce fait explique comment, malgré l'avance de la manivelle de droite, le bandage de la roue d'avant de droite a une usure plus forte que celui de gauche et pourquoi l'avancement du rail de droite est le plus grand. (*Remarque du rapporteur.*)

Bei den Stössen a neigt sich die Locomotive stets nach links und das linke Rad läuft in der Strecke aa_1 entlang an der linken Schiene. Bei Passirung der Stösse b neigt sich dagegen die Maschine stets nach rechts und das rechte Rad läuft in der Strecke bb_1 an der rechten Schiene entlang.

Man sieht aus der gegebenen Anordnung der Stösse leicht, dass die längs der rechten Schiene zurückgelegten Wege bb_1 weit grösser sind als die längs der linken Schiene zurückgelegten. Diese Thatsache erklärt, dass trotz der rechts voreilenden Kurbel, der rechte Tyre des Vorderrades eine grössere Abnützung zeigt als der linke und auch der rechte Schienenstrang voreilt. (*Anmerkung des Rapporteurs.*)

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer de Somain à la frontière belge (mines d'Anzin).

Lorsque les essieux sont rigoureusement parallèles et que le montage de ces essieux est bien fait, nous ne constatons *généralement* pas d'usure anormale dans les boudins des roues d'avant. L'avance d'une manivelle sur l'autre ne nous a pas paru jusqu'ici produire d'effet appréciable.

Glasgow & South Western Railway.

Notre opinion, c'est que l'usure des boudins des roues motrices est influencée surtout par la traction exercée par le train sur la queue de la machine et que, par conséquent, l'un ou l'autre des boudins s'use plus ou moins en proportion de la force avec laquelle il est pressé contre le rail extérieur pendant le passage sur les parties en courbe de la ligne.

K. K. priv. Oesterreichische Nordwestbahn.

C'est un fait que les bandages des roues d'avant de quelques séries de locomotives présentent une plus forte usure sur le côté gauche que sur le côté droit. Il nous a également paru que ce fait était en relation avec l'avance de la manivelle de droite et le poids plus fort de la locomotive sur le côté droit.

Nous ne sommes pourtant pas en situation de donner à cet égard un témoignage formel.

Es ist Thatsache, dass die Radreifen der Vorderräder einiger Locomotiv-Serien auf der linken Seite eine grössere Abnützung zeigen als auf der rechten. Es ist auch bei uns die Vermuthung aufgetreten, dass dies mit dem Voreilen der rechten Kurbel und dem grösseren Gewicht der Locomotive auf der rechten Seite in Verbindung zu bringen sei.

Eine bestimmte Aeusserung abzugeben, sind wir jedoch nicht in der Lage.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Voir question VI. | *Siehe* Frage 6.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Comme les perturbations dans le mouvement des locomotives peuvent influer sur l'usure inégale des boudins des bandages des roues des locomotives des deux côtés, ainsi l'usure plus rapide du boudin d'un côté peut être provoquée par l'avance de l'une des deux manivelles motrices sur l'autre.

Compagnie du chemin de fer du Nord.

Dans une note parue dans l'*Organ* d'août 1897, MM. Engerth et Spitz expliquent la plus grande usure des bandages C. G. du premier essieu (moteur ou accouplé) par ce fait que, dans les locomotives où la manivelle de droite est en avance sur celle de gauche, il se produit, en tenant compte de l'obliquité des bielles, un effort de traction maximum plus grand au côté droit qu'au côté gauche, effort qui a pour effet de faire tourner la locomotive autour de son axe vertical de gravité et, par suite, de presser davantage le bandage C. G. contre le rail.

Cette explication, appuyée d'ailleurs par le calcul, nous paraît admissible.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Nous n'aurions donc rien à y ajouter si nous ne pensions devoir faire connaître quelques exemples d'usure des boudins des bandages, que nous avons constatés sur nos locomotives.

Sur un total de soixante-seize locomotives observées, dont la manivelle de droite est en avance de 90° sur celle de gauche, vingt-deux machines présentaient une usure égale des boudins des bandages des deux côtés du premier essieu, moteur ou accouplé; vingt-cinq avaient le boudin du côté droit plus usé que celui du côté gauche, et, pour vingt-neuf locomotives, l'usure était plus grande du côté gauche.

La plus grande différence d'usure a été, au côté droit, de 4 millimètres, et, au côté gauche, de 6 millimètres. Ces chiffres semblent confirmer, mais sans que ce fait soit bien nettement accentué, qu'en général le boudin des bandages côté gauche du premier essieu a une tendance à s'user plus que celui du bandage côté droit.

K. K. priv. Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

L'on n'a pas remarqué une influence de perturbations dans le mouvement des locomotives sur l'usure inégale des boudins des roues de locomotives des deux côtés; *il existe quand même une usure inégale des roues; cependant, l'inégalité dans l'usure est trop faible pour pouvoir en tirer une conclusion quelconque. Pour les locomotives qui circulent sur les voies principales et dont toutes les manivelles de droite sont en avance, une expérience de plusieurs années a fait voir, par l examen de 630 paires de roues, que 51.3 p. c. étaient plus usées à gauche, 37.3 p. c. plus usées à droite, et 11.4 p. c autant à droite qu'à gauche; ajoutons que l'usure moyenne d'un bandage à gauche a été de 3.46 millimètres, à droite de 3.28 millimètres.*

Einen Einfluss der Störung in der Bewegung der Locomotiven auf die ungleiche Abnützung der Spurkränze der beiderseitigen Locomotivräder konnte nicht beobachtet werden; *eine ungleiche Abnützung der Räder lässt sich zwar feststellen, doch ist der Unterschied in den Abnützungen zu gering, um irgend eine Folgerung schöpfen zu können. Für die auf der Hauptstrecke verkehrenden Locomotiven, bei welchen insgesammt die rechten Kurbeln voreilen, ergab sich als mehrjähriger Durchschnitt von 630 in Betracht gezogenen vorderen Räderpaaren 51.3 % mehr links, 37.3 % mehr rechts und 11.4 % gleichmässig abgenützt waren; dabei betrug die durchschnittliche Abnützung eines Radreifens links 3.46 Millimeter, rechts 3.28 Millimeter.*

Furness Railway.

Il en est très probablement ainsi.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

La réponse doit, pour nous, être affirmative.

La fonction dissymétrique des manivelles est la principale, ou, pour ainsi dire, la seule chose qui trouble le travail équivalent et symétrique des deux côtés de la machine; c'est aussi ce qui doit expliquer l'usure et le cheminement suivant l'un ou l'autre côté.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 8.

Un travail d'une intensité inégale sur les deux côtés de la locomotive paraît avoir aussi pour conséquence de rendre plus fréquentes d'un côté les ruptures des longerons des locomotives. (*Voir* l'article de M. L. Loewy, dans la *Revue générale des chemins de fer*, novembre 1893, p. 203.)

Pourriez-vous fournir des renseignements à ce sujet ?

Chemins de fer de l'État belge.

On a évalué les réactions subies par les longerons des mêmes machines lors des renversements des mouvements des pistons et on a constaté que ces réactions étaient plus considérables du côté droit que du côté gauche. Or, précisément deux ou trois ruptures de longerons se sont produites aux machines en question, et cela toujours du côté droit.

Dans les ateliers du district de Bruxelles-Nord, on n'a fait aucune constatation qui permette de fournir des renseignements sur les points dont il s'agit ci-contre.

Chemin de fer de Somain à la frontière belge (mines d'Anzin).

Nous avons eu très peu de ruptures de longerons : depuis une vingtaine d'années, nous n'en avons constaté que deux, ces temps derniers. Ces ruptures se sont produites dans l'axe de la boite avant, au longeron de gauche de deux machines faisant partie d'une série de seize locomotives du même type à huit roues couplées, à mouvement extérieur. La manivelle du côté droit est calée un quart de tour en avant sur celle du côté gauche dans le sens de la marche avant.

Ces ruptures paraissent rentrer dans le cas cité par M. Lœwy au § 2, page 217, de la *Revue des chemins de fer*, numéro de novembre 1893.

Elles se sont produites dans des conditions de marche assez défavorables sur deux machines ayant successivement à faire le même service (démarrage de trains lourds sur une rampe de 15 millimètres dans une courbe de 150 mètres de rayon).

Jusqu'alors, nous n'avions constaté aucune rupture de longeron ; nous croyons utile d'ajouter que nos machines marchent tantôt en avant, tantôt en arrière, et font à peu près le même service dans chaque sens.

Glasgow & South Western Railway.

Toutes les machines de cette Compagnie ont des cylindres intérieurs d'égal diamètre et, pour ce motif, nous ne pouvons donner aucune information à ce sujet, *mais nous pouvons facilement comprendre que dans les machines à cylindres extérieurs, et plus spécialement dans les machines compound à cylindres extérieurs, il y ait une plus grande tendance à la rupture du longeron d'un côté.*

K. K. priv. Oesterreichische Nordwestbahn.

Sur cent cinquante et une locomotives dont les châssis sont entrés en réparation, on a observé les ruptures de longerons suivantes :

Catégorie	I	. .	A droite, 105 ;	à gauche,	91
—	II	. .	— 14	—	18
—	III	. .	— 46	—	38
—	IV	. .	— 2	—	6

Unter hunderteinundfünfzig Locomotiven bei welchen Frames-Reparaturen vorgenommen wurden, lagen :

Bei der	I	Classe .	Rechts, 105 ;	links,	91	Frameshrüche.
—	II	— .	— 14	—	18	
—	III	— .	— 46	—	38	
—	IV	— .	— 2	—	6	

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Ces mêmes considérations nous avaient conduit à penser que les longerons de droite devaient travailler plus que ceux de gauche et, par suite, que les ruptures devaient être plus fréquentes à droite qu'à gauche.

Cette conclusion s'est trouvée, contrairement à ce qui avait eu lieu pour les boudins, nettement confirmée par l'expérience : *le nombre de longerons de droite qui se sont cassés pendant une période de cinq années consécutives a dépassé d'environ 25 p. c. celui des longerons de gauche cassés pendant la même période.*

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Cette influence est très probable.

Compagnie du chemin de fer du Nord.

Pendant le cours d'une année, sur un total de soixante locomotives ayant eu des longerons cassés, nous avons relevé quatre-vingt-six ruptures de longerons, dont quarante-cinq pour le longeron côté droit et quarante et une pour celui côté gauche, trente-huit locomotives à cylindres intérieurs (à voyageurs), sur les soixante observées, ont eu plus de longerons cassés sur le côté gauche que sur le côté droit (trente longerons côté gauche contre vingt-quatre côté droit).

Vingt-deux locomotives à cylindres extérieurs (machines à marchandises) ont eu, au contraire, *vingt et un longerons côté droit rompus contre onze longerons côté gauche*. Une seule machine a eu son longeron côté gauche seul rompu.

Toutes ces locomotives ont leur manivelle motrice côté droit en avance de 90° sur la manivelle motrice côté gauche.

Si l'on tient compte de l'endroit où la cassure s'est produite, on constate que, sur les locomotives à cylindres intérieurs, les ruptures les plus fréquentes se présentent à l'attache des cylindres (trente machines), puis à l'échancrure de la boîte motrice (quatorze machines).

Par contre, les locomotives à cylindres extérieurs ont présenté vingt-neuf cassures sur trente-deux à la première plaque de garde avant.

(Un longeron côté droit s'est rompu à la deuxième plaque de garde, et deux longerons côté gauche à la troisième plaque de garde motrice.)

Pour les locomotives à cylindres intérieurs (grande vitesse), qui ont eu à peu près le même nombre de longerons côté droit et côté gauche rompus, les cassures s'étant produites en plus grand nombre à l'attache des cylindres, l'étude de la question par le calcul nous a permis de conclure que les causes qui les ont déterminées sont presque généralement dues à la flexion des longerons au moment où la machine attaque une courbe de faible rayon aux grandes vitesses.

Mais, pour les locomotives à quatre essieux, à cylindres extérieurs, où les cassures se sont produites presque toujours à l'échancrure de la première plaque de garde avant dix-neuf fois sur vingt-neuf, aux longerons côté droit, soit deux fois plus souvent au côté droit qu'au côté gauche, il est certain que les causes qui doivent déterminer la rupture sont toutes différentes des premières.

Elles doivent être imputables, ainsi que nous l'avons vérifié par le calcul, au travail inégal des pistons des deux côtés de la locomotive, inégalité due à ce que, sur ces machines, la manivelle de droite est en avance de 90° sur celle de gauche.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Cette inégalité, qui se manifeste par un travail d'extension des longerons, plus important au côté droit qu'au côté gauche, amène d'autant plus facilement la rupture du longeron que les cylindres sont plus éloignés de l'axe longitudinal de la locomotive.

Les conclusions de l'article de M. Lœwy, publié par la *Revue générale des chemins de fer* de novembre 1893, à savoir, que sur les locomotives à cylindres extérieurs, dont la manivelle de droite est en avance de 90° sur la manivelle de gauche, les ruptures des longerons doivent se manifester principalement au côté droit de la locomotive et non au-dessus de la boîte à graisse d'avant, se trouvent ainsi confirmées par les observations que nous avons faites.

Societa italiana per le strade ferrate della Sicilia.

La rupture des longerons s'est manifestée indifféremment sur les deux côtés des machines.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

Pour une même série de locomotives, sur treize fissures relevées au-dessus du premier essieu accouplé (avant), huit fissures se rapportent au côté droit et cinq au côté gauche.

L'inégalité de travail sur les deux côtés des locomotives de la même série produit des effets plus marquants au point de vue des avaries des manivelles motrices.

Sur vingt-huit ruptures de manivelles, dix-neuf se rapportent au côté droit et neuf au côté gauche.

QUESTION 9.

Possédez-vous des lignes à traction électrique? Dans l'affirmative, a-t-on observé un cheminement des rails sur ces lignes et trouve-t-on un avancement d'un rail sur l'autre dans les alignements droits?

Glasgow & South Western Railway.

Non. Nous n'avons pas étudié cette question, parce que le cheminement ne nous a pas donné d'ennui.

Maison Siemens & Halske.

D'après les renseignements qui ont été donnés par la maison Siemens & Halske, qui a de nombreux chemins de fer électriques en exploitation, on n'a jamais remarqué l'avance d'une des files de rails sur l'autre.

Firma Siemens & Halske.

Nach Mittheilungen der Firma Siemens & Halske, welche zalreiche electrische Bahnen im Betriebe hat, wurde auf diesen Linien ein Voreilen eines Schienenstranges nicht beobachtet.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

QUESTION 10.

De toutes les explications données jusqu'à ce jour sur les causes du cheminement des rails, quelle est celle que vous considérez comme exacte et justifiée?

Chemins de fer de l'État belge.

Lignes de Laeken à Denderleeuw, de Schaerbeek à Louvain et de Schaerbeek à Malines.

L'action des freins, le choc aux joints, les fortes pentes ou rampes, la petitesse du rayon des courbes et la sécheresse provoquant le desserrage des tirefonds me paraissent expliquer le mieux le cheminement.

Ligne de Libramont à Arlon et Sterpenich.

J'attribue principalement le cheminement des rails aux chocs produits par la roue qui quitte un rail affaissé sous l'action de la charge qu'il porte, pour aborder le rail suivant qui, non chargé et un peu plus élevé par conséquent, est projeté en avant dans les limites que permettent les joints et les trous des boulons d'éclisse.

Compagnie des chemins de fer de l'Est.

En dehors de l'action des freins, nous pensons que le cheminement des rails doit être attribué à deux causes principales :

1° *Choc oblique des roues.*

Il est bien démontré que les rails d'aval (dans le sens de la marche) sont frappés par les roues, non pas au joint lui-même, mais à quelques centimètres du joint. Ce phénomène tient aux déformations qui se produisent dans les rails au moment du passage des trains.

Le rail d'aval reçoit ainsi de la roue un choc qui n'est pas vertical et qui a une composante horizontale, c'est à cette composante que nous attribuons le cheminement.

Nous avons pu constater d'une manière certaine que le cheminement se produit au moment précis où la roue frappe le rail d'aval.

Nous opérions sur une vieille voie à double champignon non éclissée, où le cheminement était très intense en été, quand les coins en bois produisaient un serrage insuffisant. Nous avons adapté à la voie un appareil à levier multipliant les mouvements longitudinaux du rail dans le rapport de 1 à 100 et nous avons pu ainsi *voir* le rail cheminer légèrement à chaque passage de roues.

2° *Changement de température.*

Le rail soumis à l'action du soleil et maintenu par ses attaches (tirefonds et éclisses) se trouve lorsqu'il tend à se dilater, dans un état de compression moléculaire.

Les vibrations produites par le choc des véhicules diminuent momentanément la solidarité qui existe entre les différents organismes de la voie, et l'allongement tend à se produire dans le sens de la marche des trains, parce que l'origine du rail se trouve chargée par le train.

On nous affirme que, dans certains cas, le cheminement a lieu en sens inverse de la marche des trains. L'allongement du rail se produirait alors du côté où les attaches offrent le moins de résistance.

Nous n'avons aucune expérience permettant d'affirmer que cette explication est fondée.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer de Paris à Orléans.

Nous estimons que la production et la grandeur du cheminement dépendent du relâchement des attaches et surtout de la défectuosité du coinçage.

D'autres facteurs importants ont aussi une influence relative variable sur le cheminement, tels sont le tirage par les roues motrices, le frottement des roues porteuses, les déclivités et courbures de la voie.

Gotthardbahn.

Nous attribuons l'avancement en courbe de la file de rails surélevée, la plus éloignée du centre, à la pression du boudin des roues contre la face latérale de la tête du rail, ainsi qu'à la friction qui en résulte entre la roue et le rail.

Nous expliquons le cheminement des rails en alignement droit par les considérations très simples qui suivent :

Une poutre placée librement sur deux points d'appui A et B et parcourue par une charge mobile allant de A vers B subit un léger glissement dans le sens AB, parce que l'allongement de la partie inférieure de la poutre, qui survient pendant le mouvement en avant de la charge depuis A jusqu'au milieu de la poutre, produit également une action sur le point B le moins chargé, dont il résulte un glissement en avant. Ensuite, le raccourcissement de la partie inférieure de la poutre provenant de la continuation du mouvement de la charge vers B, reporte l'action sur le point A qui se décharge, d'où il résulte encore un glissement de la poutre dans le sens du mouvement de la charge. (*Remarque du rapporteur*). (*Voir* Zimmermann.)

Das Voreilen des höherliegenden, vom Centrum entfernteren Schienenstrange in Kurven schreiben wir dem Anpressen der Spurkränze an die Seitenfläche des Schienenkopfes beziehungsweise der hiedurch entstehenden Reibung zwischen Rad und Schiene zu.

Das Wandern der Schienen in der Fahrrichtung erklären wir uns mit folgendem einfachen Vorgange :

Ein auf zwei Stützen A und B frei aufliegender Balken wird unter einer von A nach B fortschreitenden Last eine kleine Verschiebung in der Richtung A-B erleiden, weil die während dem Fortschreiten der Last von A bis Balkenmitte eintretende Verlängerung der Unterfläche des Balkens ein Gleiten auf dem weniger belasteten Auflager B, also eine Vorwärtsbewegung verursacht und die während dem Fortschreiten der Last von Balkenmitte bis B eintretende Verkürzung der gedehnten Unterfläche des Balkens ein Gleiten auf dem jetzt weniger belasteten Auflager A, also auch eine Verschiebung des Balkens im Sinne des Fortschreitens der Last hervorruft. (*Anmerkung des Rapporteurs.*) (*Siehe* Zimmermann.)

K. K. Oesterreichisches Eisenbahnen Ministerium.

Le motif principal du cheminement des rails doit résider dans les perturbations mécaniques, dans le mouvement des locomotives et dans le frottement des roues, provoqué par les freins dans les pentes et par l'inscription des roues dans les courbes.

Le cheminement est favorisé par un bour-

Für das Wandern der Schienen dürfte die Hauptursache in der mechanischen Stosswirkung der Locomotiven und im Schleifen der Räder, hervorgerufen durch das Bremsen in Gefällstrecken und durch das Einstellen der Räder in Bögen, liegen.

Begünstigt wird dasselbe durch ungenü-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

rage insuffisant des traverses, par un ballast défectueux (gravier trop menu), par des rails longs n'offrant d'obstacles au cheminement qu'aux joints, et enfin, dans les courbes, par le surhaussement, qui ne peut être exactement proportionné qu'à une vitesse déterminée, de telle sorte que, par suite de la force centrifuge, le rail extérieur souffre trop pour des trains de grande vitesse et le rail intérieur pour les trains très lents.

gendes Unterstopfen der Schwellen, durch nicht entsprechendes Bettungsmateriale (kleinen runden gesiebten Schotter), dann lange Schienen, welche nur an den Stossverbindungen Vorkehrungen gegen das Wandern besitzen und endlich in Bögen durch die Ueberhöhung, welche nur einer bestimmten Geschwindigkeit angepasst sein kann, so dass bei Zügen mit grosser Geschwindigkeit in Folge der Centrifugalkraft die äussere Schiene und bei Zügen mit geringer Geschwindigkeit die innere Schiene mehr in Mitleidenschaft gezogen wird.

Lehigh Valley Railroad Company.

La meilleure explication de la cause du cheminement, c'est le trafic dans un seul sens sur les lignes à double voie, la lourdeur des trains, la stabilité ou l'instabilité de la voie et de la superstructure et le frottement du boudin des roues en courbes comme en ligne droite.

London & South Western Railway.

Le mauvais serrage des coins dans les coussinets est l'une des causes qui contribuent au cheminement.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

Les roues qui abordent un joint de la voie produisent un choc qui tend à l'abaisser et à déformer les rails dans le plan vertical; ce joint devient insensiblement de plus en plus bas et le choc au passage des roues de plus en plus fort. Ce choc pousse le rail en avant et doit être une des causes les plus favorables au cheminement des rails.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Il faut chercher la cause la plus probable du cheminement des rails dans le faible bourrage des traverses sous les rails, laissant même des intervalles entre le rail et la traverse. A la suite de quoi, au passage des roues des trains chargés et descendant avec les freins serrés, les rails fléchissant ne transmettent pas une certaine part de surcharge verticale aux traverses, placées immédiatement sous les roues; par suite, le frottement entre la semelle des rails et le coussin sur la traverse étant moindre que le frottement entre la roue et le champignon du rail, ce dernier est poussé au cheminement.

New South Wales Government Railway.

Il résulte des observations que nous avons faites que, dans la majorité des cas, les rails cheminent à la descente des pentes, mais ce phénomène est peu appréciable tant que les matériaux (traverses, moyens d'attache, etc.) sont neufs.

Le cheminement ne devient donc possible qu'au moment où les moyens d'attache commencent à avoir du jeu; les rails se meuvent alors dans la direction de la moindre résistance, le rail droit

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ou le rail gauche prenant de l'avancement d'après la direction des courbes sur lesquelles le mouvement commence.

Chemin de fer Riazane-Ouralsk.

Comme cause principale du cheminement des rails, il faut compter l'accrochement à cause de la friction avec le train en mouvement.

Compagnie des chemins de fer de Madrid à Saragosse et à Alicante.

La cause, nous l'attribuons à l'inégalité du frottement de rotation des roues sur les rails et à l'action des freins principalement.

Societa italiana per le strade ferrate della Sicilia.

Le frottement dû à l'inégal parcours des roues d'un même essieu sur les deux rails d'une courbe, c'est-à-dire lorsque le véhicule pivote autour d'un essieu vertical par l'effet de la pression du rail contre le boudin de la roue antérieure et extérieure à la courbe.

La force d'adhérence des roues sur les rails, dans le sens de monter, et la même force dans le sens de la descente due à l'action des freins qui est encore plus grande, déterminent le cheminement des rails vers le bas.

Moscou-Koursk, Nijni et Mourom.

Nous considérons que la cause du cheminement des rails réside dans les coups des roues de la charge roulante sur les rails opposés.

Taff Vale Railway.

Le cheminement est causé par l'allongement du rail produit par le poids de la machine; il en résulte une poussée vers l'avant.

QUESTION 11.

Quels sont les moyens employés jusqu'ici pour parer au cheminement des rails ou pour le restreindre et quel en est l'effet?

Great Northern Railway.

Une bonne voie, dont les coins sont bien serrés, avec de bons supports et un bon ballast bien drainé.

The New York, New Haven & Hartford Railroad Company.

La seule méthode qui ait été employée, c'est une bonne route, le renforcement des supports par le rapprochement des traverses et, dans quelques cas, une attache supplémentaire reliant le milieu du rail à la traverse correspondante.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemins de fer de l'État belge.

Lignes de Laeken à Denderleeuw, de Schaerbeek à Louvain et de Schaerbeek à Malines.

Pour combattre le cheminement du rail dans les voies posées en rails de 52 kilogrammes, il a été fait usage pour les parties situées en courbe, en forte pente et aux abords des points dangereux, d'éclisses d'arrêt fixées au milieu du rail au moyen de boulons et retenues aux billes par des tirefonds spéciaux.

Le placement de ces éclisses d'arrêt a donné de bons résultats, en ce sens que le cheminement est sensiblement réduit.

L'emploi d'éclisses cornières a également remédié dans une certaine mesure à l'entraînement des rails.

Ligne de Libramont à Arlon et Sterpenich.

Il convient de maintenir dans de bonnes conditions le profil transversal de la voie, d'assurer le serrage des boulons et des tirefonds.

La solidarité des billes et des rails, complétée par les bouts d'éclisses placés au milieu de la longueur de ces dernières, est encore insuffisante.

Un essai de réunion des trois dernières billes de chaque couple de rails (dans le sens de la marche des trains) par des barres en fer méplat a donné de bons résultats, mais incomplets.

On a proposé un nouvel essai dans lequel les fers méplats seraient remplacés par des cornières.

Compagnie des chemins de fer de l'Est.

Les principaux moyens employés sont :

L'emploi de cales d'arrêt avec les éclisses plates et de tirefonds à embase recevant les butées des éclisses cornières.

En général, ces moyens produisent une forte atténuation du cheminement, sans toutefois le supprimer complètement.

Chemin de fer de Somain à la frontière belge (mines d'Anzin).

L'emploi des coins d'arrêt.

Chemins de fer de Paris à Orléans.

L'emploi des coins en acier ou des éclisses recourbées sous le rail et venant buter contre la base du coussinet voisin.

Gotthardbahn.

Nous avons été obligés, dès 1897, de rechercher des moyens pour parer au cheminement des rails. Ils consistent à placer aux traverses intermédiaires des morceaux d'éclisse, qui sont arrêtés par des plaques de fixation ou des crampons, de telle sorte que la poussée est reportée sur les traverses. Nous ne pouvons pas encore nous prononcer sur les résultats.

Wir haben uns erst im Jahre 1897 veranlasst gesehen, Vorkehrungen gegen das Wandern der Schienen zu treffen. Sie bestehen im Anbringen von Laschenabschnitten über einigen Zwischenschwellen, welche wie auf den Schienenstössen die Klemmplättchen oder Schienennägel umfassen und so den Schub auf die Schwelle übertragen. Ueber den Erfolg können wir noch nicht berichten.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Ungarische Staatsbahnen.

Nous avons entrepris des essais sur notre ligne principale de Marchegg-Budapest pour empêcher le cheminement. Ces essais ont consisté à relier les traverses d'une longueur de rail en partie au moyen de fers en bretelle, en partie au moyen de fers plats parallèles; en certains endroits, ces fers étaient placés à de grandes distances, en d'autres endroits, à de faibles distances; en plus, en certains endroits, ces moyens ont été appliqués sur une longueur de rail, en d'autres, sur deux ou trois longueurs consécutives; de cette manière on a pu observer quelle influence ces moyens ont sur le cheminement des traverses et à quelle distance ils étendent leur action.

Nous avons aussi employé des piquets de bois, qui ont été enfoncés dans le ballast entre les traverses et sous les rails.

Les essais nous ont montré que les moyens employés réduisent le cheminement de moitié environ, c'est-à-dire que sur les sections où nous avons appliqué les moyens dont il s'agit, le cheminement est à peu près de moitié de ce qu'il est sur les sections voisines où aucun moyen d'attache n'est employé.

Il en résulte donc à l'évidence que ces moyens, s'ils ne suppriment pas complètement le cheminement, sont néanmoins efficaces; il reste encore à déterminer à quelles distances il convient de les appliquer pour réduire le cheminement au minimum.

Si, de plus, il était démontré par la pratique que sur certaines sections le cheminement est plus prononcé, il faudrait, en conséquence, y augmenter le nombre de points par kilomètre où les moyens de le prévenir doivent être appliqués.

Bezüglich der Beschränkung der Schienenwanderung werden auf unserer Hauptstrecke Marchegg-Budapest Versuche angestellt; die Versuche bestehen darin, dass theilweise durch kreuzweise, theilweise durch mit dem Geleise parallele Flacheisen sämmtliche Schwellen eines Schienenfeldes verbunden werden, auf einigen Stellen in kleineren, auf anderen Stellen in grösseren Entfernungen, ausserdem auf einigen Stellen in einem, auf anderen Stellen in zwei bis drei Schienenfeldern continuirlich, so dass beobachtet werden kann, welche Wirkung diese Befestigungsarten auf die Schienenwanderung haben und auf welche Entfernung diese Wirkung sich erstreckt.

Ferners verwendeten wir Holzpflöcken, welche im Schotterbette zwischen den Schwellen unter die Schienen angebracht werden.

Die bisherigen Beobachtungen zeigen, dass die angewendeten Befestigungsmittel, die Schienenwanderung durchschnittlich auf die Hälfte reduciren, das heisst, dass auf jenen Stellen, wo wir die erwähnten Befestigungen angebracht haben, die Schienenwanderung etwa halb so gross ist, als auf den Nachbarstellen, wo keine Befestigungen angebracht sind.

Aus diesem ist ersichtlich, dass diese Befestigungen, wenn sie auch nicht ganz die Schienenwanderung beheben, doch zweckmässig sind und ist nur noch festzustellen, in welcher Entfernung von einander sie anzubringen sind, dass die Schienenwanderung auf das möglichst kleinste Maas reducirt wird.

Da weiters aus der Praxis auch festgestellt werden kann, auf welchen Strecken die Schienenwanderung grösser ist, dem entsprechend müssten diese Befestigungen öfter oder weniger per Kilometer angewendet werden.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

K. K. Oesterreichisches Eisenbahn Ministerium.

Les moyens qui ont été employés jusqu'ici pour prévenir le cheminement, consistent surtout dans l'emploi de rails lourds avec éclisses cornières.

On a aussi appliqué à titre d'essai, à l'exemple de la Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État, des fers plats reliant un certain nombre — quatre à six — de traverses de contre-joint entre elles; ce moyen a produit rapidement une diminution du cheminement de 30 p. c. environ.

Die bis nun angewendeten Mittel um die Schienenwanderung einzuschränken sind hauptsächlich die Anwendung kraftiger Schienen mit Winkellaschenverbindung, das häufige Rücken der Schienen.

Versuchsweise wurden nach dem bei der priv. öst. ung. Staats-Eisenbahn-Gesellschaft angewendeten Muster mehrere vier bis sechs an die Stoss-Schwellen angrenzende Schwellen durch Lascheisen mit einander verbunden und wurde hiedurch in kurzer Zeit eine Verminderung der Wanderung um 30 procent erzielt.

Compañia de los ferrocarriles de Medina del Campo a Zamora y de Orense a Vigo.

Un des moyens les plus efficaces est, nous croyons, l'union parfaite entre les rails et les traverses, car celles-ci et le ballast opposent une grande résistance aux entrainements. On obtient cette union au moyen des éclisses d'équerre et de quatre tirefonds dont les têtes sont logées dans des entaillures des ailes inférieures.

Lehigh Valley Railroad Company.

Les méthodes employées consistent à placer des crampons dans les encoches des éclisses cornières, et parfois (ce moyen n'est pas général), un arrêt au milieu du rail.

London & South Western Railway.

L'enfoncement des coins, afin de les serrer fortement, spécialement par les temps très chauds.

Southern Pacific Company.

Les exemples les plus remarquables de cheminement des rails qui surviennent sur nos lignes sont dans les marais, le long des rivages de la baie de San Francisco

Nous n'avons jamais fait d'observations en ce qui concerne le degré de cheminement des rails, mais il faut des soins continuels pour les maintenir en place.

Le cheminement sur les sections dont il s'agit a été réduit de façon à nous éviter désormais tout ennui particulier, par l'emploi de joints d'un modèle particulier, comportant l'emploi de deux boulons, dont chacun est placé à une extrémité de la traverse, passant au travers des deux traverses de joint et les reliant ensemble avec une bobine en fonte entre les traverses pour les maintenir à une distance convenable l'une de l'autre, et en plaçant une paire d'éclisses cornières de même espèce au milieu de chaque rail en les arrêtant à deux traverses reliées ensemble. L'effet de ce dispositif est d'ancrer les rails aux traverses tous les 15, au lieu de tous les 30 pieds (tous les 4.572 mètres au lieu de tous les 9.144 mètres).

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

K. K. priv. Südbahn-Gesellschaft.

Pour diminuer le plus possible le cheminement du rail, nous employons les moyens suivants :

a) De fortes éclisses cornières, munies d'entailles, placées de chaque côté du rail;

b) Des bandes de fer plat placées en diagonales reliées aux traverses au moyen de tirefonds; on en met tous les cinq joints;

c) Deux cornières placées parallèlement au rail et à l'extérieur de celui-ci, tirefonnées aux traverses; on en met tous les quatre joints;

d) A l'extrémité des traverses, près des joints des rails, des longrines assemblées à entailles et ayant 2.50 *m* de longueur;

e) Des étrésillons en bois intercalés entre les traverses de contrejoints.

Les résultats de l'emploi de ces divers moyens ne sont pas encore certains.

Um das Wandern der Schienen möglichst einzuschränken, sind hier nachstehende Mittel in Verwendung :

a) Beiderseits liegende eingekerbte, kräftige Winkellaschen;

b) Diagonal auf den Querschwellen mit Holzschrauben befestigte Flachschienen, womit jeder fünfte Schienenstoss armirt ist;

c) Parallel zur Schiene und an der Aussenseite derselben laufende zwei Winkeleisen, welche auf den Querschwellen mit Holzschrauben befestigt und womit jeder vierte Schienenstoss armirt wird ;

d) Auf den Enden der Schwellen, bei den Schienenstössen aufgekämmte Langschwellen circa 2.50 *m* lang ;

e) Holzspreitzen zwischen den, den Stössen zunächst liegenden Schwellen.

Die Erfahrungsresultate hierüber sind noch nicht abgeschlossen

K. K. priv. Oesterreichische Nordwestbahn.

Depuis le remplacement des traverses en bois de l'ancien mode de superstructure par la voie du nouveau modèle, on n'a pas remarqué de cheminement sur les lignes posées d'après le nouveau système.

Cette superstructure avec joint en porte-à-faux comporte des éclisses cornières dont les extérieures vont s'appuyer contre les plaques d'assise des deux traverses de contrejoint; les éclisses intérieures entourent ces mêmes plaques d'assise par deux larges encoches. De plus, sur chaque traverse, il y a dans les courbes deux plaques ayant chacune deux boulons de serrage et quatre crampons, et en alignement, deux plaques en forme de coin avec trois crampons.

Dans la superstructure avec longrines en fer, nous n'avons plus remarqué de cheminement des rails depuis l'adoption d'une quatrième cornière d'entretoisement sous les

Seit dem Ersatz des Holzquerschwellen Oberbaues älterer Bauart durch Oberbau neuerer Art werden auf den so umgebauten Strecken keine Schienenwanderungen beobachtet.

Dieser Oberbau mit schwebendem Stosse besitzt doppelte Winkellaschen, von den die Doppelwinkel-Aussenlaschen mit ihren Enden an die Unterlagsplatten der beiden Stoss-Schwellen stösst, die einfache Winkel-Innenlasche mit zwei breiten Ausschnitten dieselben Unterlagsplatten ganz umfasst, ferners auf jeder Schwelle in Bögen zwei Unterlagsplatten mit zwei Klemmbolzen und je vier Nägeln und in Geraden zwei Unterlagskeilplatten mit je drei Nägel.

Beim eisernen Langschwellen Oberbau werden seit Einziehen eines vierten Querverbindungswinkels unter den 9 Meter langen Stössen und seit Versetzung der Schienen-

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pièces de joint de 9 mètres et depuis qu'on a fait alterner les joints de rail et les joints de longrines.

Il faut mentionner que les éclisses cornières doivent être tirefonnées directement aux longrines.

stösse gegen die Schwellenstösse ebenfalls keine Wanderungen der Schienen bemerkt.

Erwähnt muss werden, dass die Winkellaschen mit den Langschwellen direct verschraubt sind.

Compagnie des chemins de fer du Midi.

1° Coinçage énergique au moyen de coins métalliques qui, en rendant plus complète la solidarité relative des traverses par l'intermédiaire du rail, intéresse toutes les traverses à la résistance à l'entraînement;

2° Maintien continu de l'application des éclisses contre les rails au moyen d'un serrage étudié des boulons d'éclisses, armés de rondelles à ressort;

3° Procédés soigneux d'entretien rigoureusement appliqués;

4° Revanche des joints, c'est-à-dire relèvement, au-dessus de la hauteur normale, des deux traverses du joint, l'excès variant, suivant la nature du ballast, de 5 à 9 millimètres pour des rails de 11 mètres de longueur. Ce relèvement étant obtenu par une courbure brusque du rail dans le plan vertical, courbure n'intéressant sensiblement qu'une longueur de 1.50 à 2 mètres à partir de l'extrémité du rail.

Par ce procédé, la roue, arrivant à la sortie vers l'extrémité d'un rail, monte au lieu de descendre comme dans un joint ordinaire devenu bas, en entrant sur le rail suivant. Cette roue trouve une courbure fuyante de même sens que celle de sa couronne, au lieu de trouver une courbure choquante de sens contraire, comme dans un joint relevé d'abord à niveau seulement et devenu bas.

Le relèvement et la courbure du rail, qui en est la conséquence, sont réalisés facilement au cours des travaux d'entretien.

Le relèvement n'a aucun effet appréciable pour la circulation des machines et des voitures et il disparaît d'ailleurs peu à peu dans un délai de temps variable suivant la nature du ballast et la fatigue de la voie.

Sur certaines parties de ligne ainsi traitées, en service depuis dix ans et plus, le coup de martelage au passage sur le joint a disparu et le cheminement des rails est tout à fait insignifiant.

Chemins de fer de l'État russe.

Ligne du Transcaucase.

Aucun moyen n'est employé pour parer au cheminement; de temps en temps on repousse les rails pour recevoir les joints normaux.

New South Wales Government Railway.

L'emploi d'éclisses cornières a tout à fait supprimé le cheminement. Ces éclisses sont tirefonnées aux traverses de joint, et si ces dernières sont bien bourrées dans le ballast et que toutes les attaches sont bien en contact avec les rebords du rail, le cheminement est entièrement empêché.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Chemin de fer Riazane-Ouralsk.

Le moyen le plus sûr contre le cheminement des rails seulement est l'emploi d'éclisses façonnées à rainure. Il faut que toutes les attaches soient toujours en bon état, l'écartement des joints et le changement des clous à crochet fait à temps.

Pour parer le cheminement des rails avec traverses de la voie, on emploie quelquefois le moyen suivant : à la distance de quinze et vingt-cinq chaînons, selon la pente, se pose dans l'entrevoie deux bandes de fer de 1.00 toise (2 mètres) de longueur, 2 1/2 pouces (64 millimètres) de largeur et 1/4 de pouce (6.3 millimètres) d'épaisseur. Un bout de chaque bande se joint au rail de la traverse de jointure avec deux boulons, et la bande même est jointe aux traverses intermédiaires par deux clous à crochet.

Ainsi le cheminement des rails est paré non seulement par les traverses de jointures, mais aussi par les traverses intermédiaires.

L'emploi de bandes de fer à distance de quinze et vingt-cinq chaînons, en comptant sept pairs par verste (6.7 paires par kilomètre), revient, avec les travaux, au prix de 25 roubles par verste (93.74 francs par kilomètre).

La réparation de la voie, provenant du cheminement des rails et consistant dans l'écartement des rails et le déplacement des traverses, revient au prix de 25 à 40 roubles par verste (93.74 à 149.98 francs par kilomètre).

L'espace entre les traverses dépend du type et de la longueur des rails. Avec les rails du type de 24 1/3 livres par pied courant (32.78 kilogrammes par mètre), l'espace entre les traverses du milieu est de 0.35 toise (70 centimètres) et entre les traverses de joint de 0.282 toise (564 millimètres).

Les rails de la voie large sont joints à chaque traverse par deux clous à crochet et de la voie étroite par deux vis.

En ligne courbe, où les rails se posent par-dessus les traverses sur des cales, le nombre de joints et des vis dépend du type des cales.

K. K. priv. Kaiser Ferdinands-Nordbahn.

Outre les moyens déjà indiqués à propos de la réponse à la question 3, on a encore employé, à titre d'essai, les moyens suivants pour prévenir le cheminement :

1° Insertion de pièces de bois entre les traverses de contrejoint;

2° Fixation des traverses de contrejoint, c'est à-dire des traverses voisines du joint, par de forts piquets en bois enfoncés verticalement;

3° Liaison en grillage des trois traverses voisines de chaque côté du joint;

4° Placement de demi éclisses entre les

Ausser den bereits bei Beantwortung der Frage 3 angegebenen constructiven Vorkehrungen wurden noch folgende besondere Mittel zur Verminderung der Wanderbewegung versuchsweise angewendet :

1. Einziehen von Holzstücken zwischen die dem Stoss zunächst liegenden Schwellen;

2. Fixirung der Stoss-Schwellen beziehungsweise der dem Stosse zunächst gelegenen Schwellen durch kräftige vertikal eingerammte Pflöcke;

3. Rostartige Verbindung der drei dem Stosse auf jeder Seite zunächst liegenden Schwellen;

4. Anbringung von Haftlaschen bei den in

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

deux traverses situées près du milieu du rail. Ces demi-éclisses sont tirées des éclisses ordinaires endommagées et mises au rebut;

5° Ici il faut ranger également l'application à titre d'essai de tirants diagonaux en fers plats et en fers d'équerre à quatre longueurs de rail par hectomètre.

Par les moyens cités sous les nos 1 à 3, le cheminement a été fort diminué, mais il n'a pas été supprimé.

Nous ne pouvons pas encore nous prononcer au sujet des résultats obtenus par les moyens 4 et 5.

der Mitte eines jeden Schienenfeldes gelegenen zwei Schwellen. Diese Haftlaschen wurden aus schadhaft normalen Laschen erzeugt.

5 Demnächst gelangt das Einziehen von aus Band- und Winkeleisen bestehenden Diagonalstreben in je vier Schienenfeldern per Hectometer Geleise zur versuchsweisen Anwendung.

Durch die *sub* 1. bis 3. angegebenen Mittel wurde die Wanderbewegung wohl vermindert aber nicht aufgehoben.

Ueber den Erfolg der *sub* 4. und 5. genannten Mittel liegen noch keine Erfahrungen vor.

Societa italiana par le strade ferrate della Sicilia.

On a observé que des quatre systèmes de voie que nous avons sur nos lignes (*voir* encore l'instruction sur la voie n° 13), le plus efficace à empêcher ou à diminuer le cheminement des rails est le type *b* (*Typo Governativo*). Ce type nous a donné des résultats très satisfaisants. Sur les rampes de 25 p. m., après douze ans de pose, on a constaté un cheminement de 3 à 4 centimètres, qui pourrait même être attribué au jeu des trous pour les boulons, ainsi qu'à l'action du cheminement de la voie de différents types qui le précèdent.

On a eu aussi de pareils bons résultats par le type *c* (*primo complementare*), en appliquant une éclisse spéciale à la partie intérieure du rail qui relie les traverses.

Furness Railway.

Une attention toute spéciale au serrage des coins des rails dans les coussinets.

Chemins de fer de l'État français.

Pour parer au cheminement des rails, ou pour le restreindre, on a fait usage d'éclisses-arrêt, venant buter sur les coussinets de joint et on a augmenté la rigidité du coinçage en employant des coins métalliques.

Les éclisses-arrêt sont de trois types différents.

L'éclisse-arrêt ordinaire pour voie de 38 kilogrammes. Elle se place à l'intérieur de la voie et vient buter à ses deux extrémités contre la mâchoire des coussinets.

L'éclisse-arrêt renforcée pour voie de 38 kilogrammes se place aussi à l'intérieur de la voie.

Elle a 460 millimètres de longueur et vient buter à ses deux extrémités contre la semelle des coussinets.

L'éclisse-arrêt ordinaire pour voie de 40 kilogrammes a 460 millimètres de longueur. Elle se place à l'intérieur de la voie et vient buter à ses deux extrémités contre la semelle des coussinets.

Il a été, en outre, étudié, dans le but d'augmenter la rigidité des joints, un type de coussinet-éclisse applicable, soit à la voie de 38 kilogrammes, soit à la voie de 40 kilogrammes.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

L'éclisse est fixée sur chacune des traverses de joint à l'aide de deux tirefonds et boulonnée au rail par quatre boulons.

Ce système rend le joint solidaire des traverses et s'oppose ainsi au cheminement. Les essais vont en être faits à bref délai.

Natal Government Railways.

L'emploi d'un coin de serrage entre le rebord du rail et le coussinet a eu un effet marqué au point de vue de la réduction du cheminement. Il est beaucoup plus faible sur une voie placée sur traverses métalliques dans laquelle un coin est placé entre le flanc du rail et la mâchoire de la traverse en fer.

Chemins de fer de Bone-Guelma et prolongements.

L'application des éclisses cornières, fixées sur les traverses au moyen de tirefonds, semble donner un très bon résultat.

Il suffit de l'appliquer dans la plus large mesure, au moins tous les cinq joints.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SECTIONS

(2e SECTION.)

Séance du 24 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr FREDRIK ALMGREN.

Motion d'ordre.

Mr Herdner, Ch. de f. du Midi français. — Messieurs, je remarque que la 1re section a mis à l'ordre du jour de sa séance de mercredi après-midi la discussion de la question X : *Cheminement des rails.*

J'ai parcouru le rapport du baron Engerth et j'ai constaté qu'il y est beaucoup question des locomotives. Mr Engerth s'occupe notamment du calcul des contrepoids, il examine les conditions du mouvement de tous les organes et propose finalement des conclusions qui sont tout particulièrement de nature à nous intéresser.

Il m'a paru que ces conclusions ne devraient pas pouvoir être votées sans notre intervention et, sauf objection de votre part, je demanderai à Mr le Président s'il ne serait pas d'avis de provoquer la réunion des deux sections, afin que la question X puisse être discutée en commun.

Mr le Président. — Ces conclusions touchent, en effet, à des questions de la plus haute importance pour nous qui nous occupons de la construction des locomotives. J'ai demandé à l'un de nos secrétaires de se mettre en rapport avec Mr le Président de la 1re section pour que celui-ci fixe un jour où nous pourrions nous réunir.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

(1re ET 2e SECTIONS RÉUNIES.)

Séance du 28 septembre 1900, à 9 heures et demie.

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT DE LA 1re SECTION.

Le baron Engerth, *rapporteur*. — Le rapport que j'ai l'honneur de vous soumettre me donne l'occasion de dire un mot sur les rétroactes de la question.

Le cheminement des rails qui, en général, n'a pas une grande importance, offre aux ingénieurs le moyen de constater des phénomènes dont il faut chercher les causes en dehors de la superstructure.

Pour comprendre ces phénomènes, il faut faire attention aux rapports existant entre la construction des rails et celle du matériel roulant.

Il est regrettable que les ingénieurs de la traction, surtout préoccupés d'augmenter la puissance des machines, ne tiennent pas toujours compte de ces rapports.

Il en résulte la création de types qui exercent une action très nuisible sur la superstructure.

Une preuve éclatante en est donnée par les réponses de quelques administrations aux questions 7 et 8 de mon questionnaire détaillé.

Ces administrations déclarent tout simplement que ces questions ne se rapportent pas au groupe I.

La nécessité d'avoir des trains lourds devenant de plus en plus impérieuse depuis quelques années, il est tout naturel que les ingénieurs de la traction aient tâché d'augmenter le poids adhérent des locomotives.

Mais cette augmentation entraîne une sollicitation plus grande de la superstructure et la nécessité de renforcer celle-ci.

Il serait certainement désirable d'éviter de coûteux renforcements et l'on y parviendrait peut-être en évitant des modifications qui ne sont pas absolument imposées par les nécessités de l'adhérence, mais qui résultent d'une construction des locomotives non adéquate au but proposé.

Pour atteindre ce but, il faut absolument une entente entre les ingénieurs de la traction et ceux de l'entretien.

La question a été posée à ce point de vue et vous trouverez, messieurs, quelques indications à ce sujet dans mon rapport.

Celui-ci étant entre vos mains, je puis me borner à vous en donner un bref résumé.

Le cheminement des rails n'est que rarement cause d'un véritable danger pour la sécurité de la circulation, mais il donne lieu à de fortes dépenses, dont l'importance varie selon les circonstances locales, la construction de la superstructure, le mode

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

d'entretien, l'intensité de la circulation, etc.; le cheminement a, en outre, l'inconvénient de réduire la solidité de la superstructure.

En général, les rails ne cheminent pas seuls, mais ils entraînent avec eux les traverses de joints et les traverses voisines. Et chaque déplacement de traverses s'oppose à la consolidation de la voie et augmente les effets nuisibles des chocs produits par les *véhicules*.

Il est donc désirable d'éviter le cheminement et surtout d'en diminuer, autant que possible, les causes. Car, même dans les cas où on l'a empêché ou diminué par des moyens appropriés, les forces qui tendent à le produire continuant à agir, contribuent à la détérioration de la superstructure.

L'existence du cheminement, s'il est important, signifie donc pour l'ingénieur que la construction de la voie ne répond plus parfaitement aux sollicitations auxquelles elle est soumise.

Il ne suffit donc pas de supprimer le cheminement, car l'ingénieur doit — comme le médecin — non seulement en combattre les symptômes, mais encore en éliminer les causes.

Le cheminement des rails, sans tenir compte du déplacement dû aux variations de la température — qui ne peut être considéré comme négligeable — se présente sous deux formes distinctes :

1° Les deux files de rails cheminent de la même quantité : c'est ce que nous appelons le cheminement « parallèle »;

2° Une des files de rails est en avance sur l'autre et donne lieu au cheminement par « avancement » ou « chevauchement ».

Des renseignements donnés par les administrations il résulte que, à peu d'exceptions près, le cheminement a été constaté partout.

Les causes des cas cités dans le rapport ont été traitées théoriquement par différents ingénieurs, notamment par Zimmermann, Coüard, etc.

Sur les lignes de la Société autrichienne-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État, le cheminement des rails a été étudié à fond depuis quelques années.

On a reconnu notamment que la seconde forme, « l'avancement », se produit très souvent.

Dans toutes les publications concernant ce sujet, on constate ce fait singulier que la file de rails de gauche est généralement en avance sur la file de rails de droite, même dans les alignements.

On a expliqué cette particularité en remarquant que les extrémités des traverses du côté de l'accotement sont moins solidement maintenues.

Les dites observations ont été faites sur des chemins de fer à double voie dont les trains empruntent la voie de gauche. Toutefois, quoique les trains de la Société autrichienne-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État circulent sur la voie de droite, on a également constaté un fort cheminement des rails de gauche.

Cette constatation contradictoire nous a engagé à étudier le mode de sollicitation de la superstructure sous l'action des locomotives en marche.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Au cours des études, on a observé que la plupart des chemins de fer qui trouvent un avancement du rail de gauche emploient des machines dont la manivelle de droite est en avance sur la manivelle de gauche.

Par contre, les lignes sur lesquelles il se produit un avancement du rail de droite ont un grand nombre de machines dont la manivelle de gauche est en avance sur la manivelle de droite.

La recherche des causes de ce phénomène qui, surtout dans les alignements, présente un intérêt spécial, nous a conduit à admettre que le mouvement de lacet de la locomotive est la cause de la différence du cheminement constaté sur les deux files de rails, ce mouvement agissant asymétriquement, selon la position de la manivelle qui est en avance sur un des deux côtés de la locomotive.

Lorsque la manivelle de droite est en avance, c'est la file de rails de gauche qui chemine le plus fortement; si, au contraire, c'est la manivelle de gauche, la file de rails de droite est influencée d'une manière plus marquée.

Cette observation est corroborée par le fait que les bandages des roues motrices et des roues du premier essieu s'usent davantage du côté opposé au mécanisme qui a de l'avance sur l'autre.

Pour expliquer ces usures irrégulières, qui ont été constatées tant par de célèbres ingénieurs que par les administrations que nous avons consultées, nous avons étudié les mouvements perturbateurs de la locomotive à ce point de vue.

Cette étude nous a convaincu que les causes des perturbations ne doivent pas être cherchées dans les actions résultant des masses animées d'un mouvement horizontal, mais dans les actions de la vapeur.

Cette conclusion a été confirmée par le fait que l'on n'observe aucun mouvement de lacet quand une locomotive descend une pente à régulateur fermé, tandis qu'il se produit un notable lacet lorsque la machine gravit une rampe à régulateur ouvert.

En même temps, on reconnaissait que dans les alignements en pente le chevauchement était à peine perceptible, bien que le cheminement parallèle fût assez important, tandis qu'en rampe, où l'on utilise la vapeur, un chevauchement très fort a été constaté.

Une confirmation indirecte de ces observations est donnée par l'absence de chevauchement sur les chemins de fer électriques à mécanisme moteur central; cela prouve bien que le chevauchement provient du travail asymétrique des mécanismes jumeaux de la locomotive.

Nous avons, en outre, essayé d'établir notre manière de voir sur l'action unilatérale de la locomotive, par des expériences directes dont on trouvera les résultats dans un tableau reproduit dans le rapport.

Ayant acquis la conviction que les actions de la vapeur sont la cause du lacet, nous nous sommes trouvé obligé de recommander l'étude de la suppression ou de la diminution des contrepoids destinés à équilibrer les masses animées d'un mouvement horizontal, car ces contrepoids agissent défavorablement sur la voie et ne peuvent supprimer le mouvement de lacet qui provient des actions de la vapeur.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

La question des contrepoids a été étudiée récemment, sans que les hommes compétents et les associations techniques soient parvenus à se mettre d'accord.

C'est pour ce motif que nous désirons attirer l'attention du Congrès sur l'étude de cette question.

En terminant, j'ai l'honneur de vous présenter les conclusions pratiques qui suivent et qui sont celles de mon rapport légèrement modifiées :

« 1° Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement ; il faut donc les empêcher dans la mesure du possible.

« Ce résultat peut être obtenu :

« *a*) Par un entretien soigné de la voie et spécialement par une construction rationnelle du joint du rail ;

« *b*) Par un bon entretien et une construction soignée du matériel d'exploitation, de telle sorte que les mouvements perturbateurs soient réduits au minimum ;

« 2° L'avance de l'une des files de rails produit une pose anormale des traverses, un chevauchement des joints et, par suite, un roulis des véhicules, ainsi que des actions dynamiques nuisibles.

« Il est donc très important de chercher à diminuer cette avance ;

« 3° L'avance de l'une des files de rails est influencée par le mouvement de lacet de la locomotive ;

« 4° Les actions latérales résultant du lacet de la locomotive, dans une locomotive à deux cylindres, ne se manifestent pas avec la même intensité contre les deux files de rails ;

« 5° Cette action asymétrique provient des positions relatives des mécanismes, c'est-à-dire l'avance de l'une des manivelles sur l'autre ;

« 6° La conséquence en est que les roues motrices et les roues du premier essieu s'usent davantage du côté opposé au mécanisme qui a de l'avance sur l'autre ;

« 7° Des bris du châssis semblent se produire plus souvent du côté du mécanisme qui a de l'avance que du côté de l'autre ;

« 8° Des actions unilatérales ne se manifestent pas avec des locomotives ayant des mécanismes agissant parallèlement (machines à quatre et à trois cylindres). De même, elles ne se manifestent pas dans les chemins électriques à locomotion centrale ;

« 9° Abstraction faite des actions provenant du mouvement de lacet, l'avance de l'une des files se produit :

« *a*) En *alignement droit*, par la dénivellation des deux files de rails ;

« *b*) *Dans les courbes*, par le mauvais choix du surhaussement et par les chocs violents qui surviennent à l'entrée des courbes ;

« Pour diminuer l'avance, il est donc nécessaire :

« De régler très exactement le niveau des deux files en alignement droit ;

« De régler, en courbe, le surhaussement d'après la proportion des trains à marche lente et à marche rapide.

« Sous ce dernier point de vue, les recherches empiriques au sujet du choix du meilleur surhaussement n'ont pas encore conduit à un résultat positif.

« Malgré la juste opinion qui s'est fait jour dans ces derniers temps, et qui est aussi celle du rapporteur, savoir que le surhaussement est superflu au point de vue de la sécurité, l'avance en

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

courbe prouve indirectement que, pour d'autres raisons, le surhaussement est nécessaire et conforme au but. Tel surhaussement qui produit un minimum d'avance est aussi peut-être le plus avantageux au point de vue des actions réciproques des rails et des véhicules ;

« 10° Pour empêcher les chocs à l'entrée des courbes, les raccordements doivent être établis autant que possible graduellement, au point de vue tant du tracé que du niveau ;

« 11° Comme le mouvement de lacet des locomotives favorise l'avance de l'une des files, il convient, dans les machines à deux cylindres, de donner autant que possible la préférence aux constructions dans lesquelles le lacet est le moins apparent.

« Ce résultat peut être atteint par un grand écartement des roues, le rejet des masses en porte-à-faux, l'emploi des cylindres intérieurs et des bogies, et la suppression des jeux nuisibles dans les coussinets et les plaques de garde des locomotives ;

« 12° Les composantes verticales des forces centrifuges produites par les masses à mouvement alternatif exercent des actions dynamiques nuisibles :

« *a*) Dans le demi-tour inférieur de leur trajectoire, elles augmentent d'une manière importante l'action exercée sur les rails et accroissent l'effet du cheminement ;

« *b*) Dans le demi-tour supérieur de leur trajectoire, elles déchargent les rails ; par ce fait, elles augmentent la possibilité du glissement latéral des roues sur les rails et favorisent le mouvement de lacet et son action sur l'avance de l'une des files de rails ; par suite, elles diminuent la sécurité du trafic ;

« 13° Comme conséquence du 12°, considérant que les masses animées d'un mouvement horizontal ne produisent qu'un mouvement de recul de la locomotive, aux effets nuisibles duquel on peut remédier en renforçant convenablement les appareils de traction ; considérant, en outre, que les mouvements de lacet résultant des actions de la locomotive ne peuvent pas être équilibrés par des contrepoids, il doit être recommandé d'étudier la question de savoir s'il n'y aurait pas lieu de renoncer à l'équilibrage des masses animées d'un mouvement alternatif et de se borner à équilibrer les masses tournantes.

« La solution de cette question pourrait être soumise à une prochaine session du Congrès. »

Mr Herdner, Ch. de f. du Midi français. — Messieurs, mon attention n'avait jamais été appelée, jusque dans ces derniers temps, sur la relation de cause à effet qui pouvait exister entre l'asymétrie de la locomotive et le cheminement différentiel des rails. La première indication que j'ai eue à ce sujet m'a été donnée par un article du baron Engerth publié dans l'*Organ*, en 1896, je crois. Encore n'avais-je pas immédiatement remarqué cet article qui était intitulé « Du cheminement des rails », ce qui ne me permettait pas de supposer *a priori* qu'il contînt toute une théorie du mouvement des organes des locomotives.

Quant à l'asymétrie de la locomotive considérée en elle-même, j'en ai acquis la notion très précise au cours d'observations que le travail de Mr Engerth me remet en mémoire et que j'ai eu l'occasion de faire autrefois sur la ligne de Pau à Laruns vers 1883, peu après son ouverture à l'exploitation. Cette ligne présente une rampe continue de 20 millimètres par mètre, sur une longueur de 7 à 8 kilomètres. A l'époque dont je parle, la voie était neuve, parfaitement dressée, par conséquent dans les conditions les plus favorables aux observations, puisque son influence sur

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les mouvements de la machine pouvait être considérée comme réduite au minimum. La traction des trains était assurée par des machines à six roues accouplées, à cylindres extérieurs en porte-à-faux à l'avant, avec foyer en porte-à-faux à l'arrière et empattement assez réduit. Vous trouverez toutes les indications utiles relatives à ces locomotives dans l'exposé n° 1 de la question XII, dans le chapitre consacré aux machines en service en 1889. La charge remorquée par ces machines était telle que sur la rampe de 20 millimètres dont j'ai parlé et avec une admission de 25 à 30 p. c., leur vitesse ne dépassait pas 30 à 35 kilomètres à l'heure.

Elles se trouvaient donc, à la montée, dans des conditions où généralement le lacet se produit d'une façon très nette et très régulière. Vous savez qu'aux grandes vitesses, le lacet n'a aucune espèce de rapport avec le mouvement des pistons; sa période, du moins lorsque l'empattement de la machine est faible, est même assez variable, de sorte qu'il n'est plus possible de lui assigner aucune loi; au contraire, à une faible vitesse, on constate que le mouvement de lacet est parfaitement régulier.

Ayant eu l'occasion de parcourir la ligne en question, je fus tout d'abord frappé de cette régularité. Je reconnus ensuite que la durée de la période totale comprenant un mouvement d'aller de l'avant de la machine vers la droite et un mouvement de retour vers la gauche, coïncidait exactement avec la durée d'un tour de roue. Cela me parut anormal, car j'avais supposé, d'après la théorie, qu'il y aurait eu deux périodes pendant un tour de roue. Enfin, j'observai ceci de particulier : c'est que, d'une façon presque permanente, la machine prenait à l'avant le contact du rail de gauche, puis se rapprochait à un certain moment du rail de droite, ne faisait que toucher barre et revenait à gauche, de sorte que si j'avais tracé la trajectoire d'un point quelconque de l'avant de la machine, cette trajectoire aurait été composée d'une série de lignes droites d'égale longueur interrompues par de petits redans dirigés vers la droite, l'ensemble d'un redan et de la partie droite consécutive correspondant exactement à un tour de roue. Ce fut la première indication que j'eus de l'asymétrie de la locomotive et je me mis immédiatement en devoir de rechercher les causes du mouvement observé.

Le moyen que j'employai est le suivant : je commençai par évaluer les moments des forces extérieures agissant sur la machine, ces moments étant pris par rapport à l'axe vertical passant par son centre de gravité. Les seuls moments à considérer dans l'espèce sont ceux des efforts tangentiels qui se développent au contact des rails et des roues. Ces efforts varient, naturellement, avec la position des manivelles.

Ici se présentait une première difficulté. Il s'agissait de savoir si, lorsque la vapeur actionne une paire de roues par une manivelle extérieure, le travail développé se transmet exclusivement à la roue qui se trouve du même côté, ou si la roue conjuguée montée sur le même essieu prend part au travail, autrement dit si le travail de la vapeur développe uniquement des efforts tangentiels au contact du rail du même côté ou s'il y a des efforts semblables qui s'exercent des deux côtés. J'ai cru pouvoir admettre, après examen, que la roue la plus voisine travaillait seule tant

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

que la limite de l'adhérence de cette roue n'était pas atteinte et que la roue conjuguée n'entrait en jeu que lorsque cette limite était dépassée.

Comme j'avais affaire à une machine à six roues accouplées qui ne péchait pas par défaut d'adhérence et que la charge n'était pas excessive, j'ai pu considérer séparément chaque côté de la machine sans avoir à me préoccuper du côté opposé. Je tins compte d'ailleurs, dans l'évaluation des efforts tangentiels, de l'influence de l'inertie des organes animés de mouvements relatifs.

Enfin, je traçai deux axes coordonnés rectangulaires, je portai en abscisses les angles de 0 à 360° et en ordonnées les moments évalués comme il vient d'être dit, en considérant comme positifs ceux qui tendaient à faire dévier la machine à gauche, et comme négatifs ceux qui tendaient à la faire dévier à droite. J'obtins ainsi deux courbes sinusoïdales, une pour chaque côté de la machine. Leur combinaison me donna une sinusoïde résultante dont les ordonnées donnaient pour chaque position des manivelles la valeur du moment, positif ou négatif, résultant de l'action combinée de la vapeur et de l'inertie des organes animés d'un mouvement relatif.

Cette courbe donnait donc le moyen d'appliquer l'équation générale du mouvement de rotation d'un corps autour d'un axe fixe. Vous savez que cette équation exprime que l'accélération angulaire est égale à la somme des moments des forces extérieures divisée par le moment d'inertie. Je pus donc, par une intégration qui, dans mon cas, était nécessairement graphique, tracer la courbe ou une courbe des vitesses angulaires, et puis par une deuxième intégration, également graphique, tracer la courbe des espaces parcourus par un point situé à une distance quelconque de l'axe vertical de la machine. Cette dernière courbe, messieurs, était une sinusoïde comprenant exactement une branche ascendante et une branche descendante par tour de roue.

Or, cette sinusoïde accusait une tendance presque constante de la machine à dévier vers la gauche. Sa direction générale l'éloignait constamment de l'axe des abscisses ; autrement dit, la branche descendante était très courte, tandis que celle où l'ordonnée allait en augmentant était très longue.

Je ne me suis pas fait illusion sur la valeur de ce résultat, que je ne pouvais considérer que comme une indication.

D'abord, il ne m'avait pas été possible de tenir compte de toutes les forces en jeu. Il eût fallu faire intervenir le frottement transversal : je parle de celui qui s'oppose à la rotation de la machine. Car il y a deux composantes de l'effort tangentiel à considérer : celle qui s'exerce *dans le plan* de la roue et qui n'est autre chose que l'adhérence utilisée de cette roue, et celle qui est *perpendiculaire au plan* de la roue. Mais quelle est la valeur relative de ces deux composantes pour chaque roue? Et, d'ailleurs, comment l'adhérence utilisée se répartit-elle entre les trois roues accouplées d'un même côté? Je n'en sais absolument rien.

Il fallait aussi considérer le *sens* du frottement. Le frottement est toujours de sens contraire, non pas aux efforts qui produisent le mouvement, mais au mouvement lui-même. Or, le sens du mouvement, je ne le connaissais pas, car je ne pouvais

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

arriver à le connaître qu'après une deuxième intégration. J'ai donc dû me résoudre à négliger le frottement transversal.

Enfin, pour chacune de mes deux intégrations, il me fallait un terme constant. Je l'ai, dans chaque cas, pris égal à zéro, parce que je n'avais pas de bonne raison pour faire autrement.

Malgré toutes ces causes d'incertitude, je n'ai pas pu ne pas être frappé de la concordance que présentait ma sinusoïde des espaces avec le mouvement que j'avais remarqué sur la machine elle-même, autrement dit, de la prédominance presque constante de la direction vers la gauche avec un écart beaucoup plus court vers la droite, pour une position des manivelles correspondant exactement avec celle que j'avais observée.

J'aurais été tenté d'en conclure que si une machine-locomotive était appelée à remorquer un train sur une surface métallique plane horizontale indéfinie, cette machine, au lieu d'aller en ligne droite, décrirait un cercle d'un rayon probablement très grand, mais dont le centre serait assurément à gauche. Je n'ai pas osé en tirer cette conclusion, mais j'ai cru pouvoir en tirer du moins celle-ci : c'est qu'il y a certainement des raisons pour qu'il en soit ainsi, et c'est sous cette forme atténuée que j'ai fait part de ma petite découverte à des collègues. Leur première objection a toujours été celle-ci : « Mais la locomotive est symétrique! » Non, elle n'est pas symétrique, et ce qui le prouve, c'est que vous pouvez décaler de 180° l'une des deux manivelles motrices, que vous renverserez ainsi le sens des efforts dans tout un côté de la machine, sans rien changer à sa symétrie apparente. La machine n'est donc pas symétrique. Dans toutes nos machines, c'est la manivelle de droite qui avance de 90° sur celle de gauche. Si c'était la manivelle de gauche qui avait l'avance, ces mêmes machines, au lieu de dévier vers la gauche, dévieraient vers la droite : au lieu d'être *lévogyres*, elles seraient *dextrogyres*.

Peu satisfait cependant du résultat de mes recherches théoriques et sentant que je me trouvais là sur un terrain peu solide, je me retournai vers la pratique et je me dis : si le boudin de la roue d'avant du côté gauche frotte tout le temps contre le rail de gauche, il doit s'user plus rapidement que le boudin de la roue de droite. Et je fis alors faire une statistique de l'usure des boudins droits et gauches des roues d'avant de toutes les machines du dépôt de Tarbes. Il fut constaté que la somme des usures était à peu près la même à droite qu'à gauche. Evidemment, les machines du dépôt de Tarbes ne passaient pas tout leur temps à remonter les rampes de 20 millimètres de la ligne de Pau à Laruns : la plupart des lignes desservies par ces machines sont des lignes accidentées et sinueuses, et les boudins des roues d'avant étaient successivement attaqués et mangés à droite et à gauche, suivant que le centre de la courbe parcourue était lui-même à gauche ou à droite, si bien que l'effet qui pouvait se produire sur un petit parcours, sur un point en quelque sorte singulier de la section, était nécessairement noyé dans l'effet d'ensemble.

Je me retournai alors du côté du service de la voie et je demandai à ce service s'il n'avait pas eu l'occasion de constater que le champignon des rails de gauche fût,

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

dans certains alignements, plus usé que celui des rails de droite. Mais, pour constater cette différence d'usure, il aurait fallu pouvoir porter ses observations sur une voie qui fût toujours parcourue par des trains de même sens et, d'ailleurs, de faible vitesse, puisqu'aux grandes vitesses la régularité du lacet disparaît; il fallait donc que cette voie répondît à toutes sortes de conditions qui ne se trouvaient réalisées, du moins à l'époque dont je parle, sur aucune des lignes de la section de Tarbes. La réponse du service de la voie fut donc négative, et il est clair qu'elle ne pouvait être différente.

Quant à l'idée que le cheminement différentiel des rails pût être une conséquence de l'asymétrie des machines, elle ne m'est pas venue, non plus qu'aux ingénieurs de la voie que j'ai consultés. Je me suis dit cependant que, si les machines travaillaient davantage à droite, si les efforts étaient plus considérables de ce côté, les longerons devaient aussi fatiguer davantage de ce côté, et j'ai fait faire une nouvelle statistique, d'où il est résulté que les longerons de droite avaient effectivement une tendance à se casser plus fréquemment que les longerons de gauche.

Je me suis souvenu de cette constatation lorsque, l'année dernière, notre service de la voie m'a demandé de lui fournir les éléments de quelques-unes des réponses à faire au questionnaire de Mr Engerth. Je fis faire alors aux ateliers de Bordeaux une nouvelle statistique portant sur les réparations faites aux longerons de toutes les machines du réseau et embrassant une période de cinq années. Il résulta de cette statistique que le nombre des cassures constatées aux longerons de droite excédait de 25 p. c. celui des cassures constatées aux longerons de gauche.

Cette fréquence plus grande des cassures des longerons de droite est donc, d'après ce que je viens de vous dire, la seule confirmation que j'aie trouvée, dans les observations de la pratique, du semblant de théorie que j'avais essayé d'échafauder sur l'asymétrie de la locomotive.

Toutefois, quelques années plus tard, mon attention fut appelée sur l'usure inégale de la surface de roulement des bandages de gauche, signalée également par le baron Engerth. Cette usure inégale fut constatée, non pas aux roues d'avant, mais toujours aux roues motrices. C'est ainsi que dans nos machines à grande vitesse et dans nos machines à six roues couplées et cylindres extérieurs, le bandage de la roue motrice de gauche présente une usure anormale dans la région qui touche le rail lorsque la manivelle vient de dépasser son point mort d'avant. Pour bien faire ressortir cette particularité, j'avais fait relever sur le tour des diagrammes que je regrette de ne pas avoir apportés ici. Ils vous auraient permis de constater *de visu* que le méplat en question est orienté à un peu moins de 90° de la manivelle de gauche, qu'il ne se retrouve ni sur les roues accouplées de gauche, ni sur les roues de droite, et que, dans tous les cas, les inégalités d'usure du bandage de la roue motrice de droite sont beaucoup moins accusées.

Ces observations datent exactement de l'année 1891, car je me souviens que je me trouvai à cette époque sur le réseau de Lyon et que je demandai aux ingénieurs de la section de Dijon s'ils avaient fait des constatations analogues. Leur réponse fut négative.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

J'avais songé dès lors à rattacher ces phénomènes à la théorie de l'asymétrie de la locomotive et je m'étais réservé d'en rechercher l'explication. Seulement, c'est là un très gros travail, et il m'a semblé que cette question ne présentait qu'un intérêt purement spéculatif et n'avait de rapports bien étroits ni avec la sécurité, ni avec l'économie de l'exploitation. J'en restai donc là de mes recherches.

J'ai pensé néanmoins que ces quelques observations, quoique déjà très anciennes, étaient de nature à intéresser les ingénieurs qui s'occupent des questions relatives à l'asymétrie de la machine-locomotive. Ce seront, dans tous les cas, des documents pour ceux qui voudront pousser plus avant l'étude de ces questions. (*Applaudissements.*)

Le baron Engerth, *rapporteur*. — En traitant cette question, j'avais envie de faire étudier la question des contrepoids destinés à équilibrer les masses animées d'un mouvement alternatif horizontal. Si vous le voulez bien, nous passerons maintenant à l'examen des conclusions pratiques sur lesquelles il nous sera plus facile de nous mettre d'accord. La question que j'ai soulevée ne peut, en effet, être étudiée et résolue, selon moi, que par un ingénieur de la traction ; je me borne en ce moment à vous remettre un rapport et à vous indiquer les constatations auxquelles j'ai abouti ; mais la question devra être l'objet d'un nouveau rapport à la prochaine session et elle devra alors être traitée par la section de la traction.

Mr Sauvage, *secrétaire principal de la 2e section*. — J'aurais une observation à faire sur la forme des conclusions proposées. Il y est dit que les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement, qu'il faut les empêcher dans la mesure du possible, et que ce résultat peut être obtenu par un entretien soigné de la voie. Il semble que l'entretien de la voie ne peut s'opposer qu'au cheminement et non pas à ses causes, les actions dynamiques des véhicules.

Le baron Engerth, *rapporteur*. — Cette distinction peut paraître exacte, mais elle ne l'est pas en réalité. Comme je le dis dans mon rapport, les actions dynamiques des véhicules augmentent considérablement lorsque la ligne n'est pas tout à fait en ordre. Il faut donc bien dire que, pour diminuer les actions dynamiques, il est nécessaire d'avoir une voie bien entretenue.

Mr Sauvage. — Ce point devrait être mentionné à part.

Mr Souschinsky, Ministère des voies de communication, Russie. — Les inégalités de la voie sont évidemment aussi une cause des actions dynamiques.

Le baron Engerth, *rapporteur*. — Je propose de dire simplement : « Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement ; il faut donc les empêcher dans la mesure du possible. » Je supprimerai le surplus du 1°.

Mr Spitz, Société austro-hongroise privilégiée des ch. de f. de l'État. — Ne pourrait-on pas dire : « Ce résultat peut être obtenu par un entretien soigné de la voie qui atténue ces actions dynamiques et spécialement par une construction rationnelle du joint du rail ? »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Lefebvre, Ch. de f. du Nord français. — Il me semble que les choses pourraient parfaitement s'arranger. En somme, l'entretien soigné de la voie n'aura nullement pour but, comme on le disait, d'empêcher les actions dynamiques, mais simplement d'en corriger les résultats. On pourrait donc rédiger la phrase comme suit : « Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement. Il faut donc les empêcher dans la mesure du possible. Ce résultat peut être obtenu par une construction soignée et un bon entretien du matériel d'exploitation, de telle sorte que les mouvements perturbateurs soient réduits au minimum. Dans tous les cas, il conviendra de corriger le cheminement constaté par un entretien soigné de la voie et spécialement par une construction rationnelle du joint du rail. »

Mr Sauvage, *secrétaire principal de la 2e section*. — Je crois que la question a une certaine importance. Comme ingénieur du matériel, je reconnais que ce sont les véhicules qui fatiguent la voie. Je crois aussi que, par certaines améliorations, par une étude très attentive de la question de l'équilibre des machines, on peut arriver à réduire quelque peu les actions que les véhicules exercent sur la voie ; mais je pense qu'il ne faut pas se faire illusion à cet égard. Quelque progrès qu'on apporte à la construction du matériel, il y aura toujours certaines actions des véhicules sur la voie.

Nous devrions, me semble-t-il, mettre en lumière que, pour améliorer la circulation, il ne faut pas compter uniquement sur ce perfectionnement du matériel et poser en principe que c'est avant tout un très bon entretien de la voie et peut-être, puisque nous nous occupons de la question spéciale du cheminement des rails, l'extension des procédés déjà employés pour combattre ce cheminement, qui constitueront les remèdes les plus sûrs. En un mot, pour empêcher ce cheminement, je compte sur l'application plus étendue des dispositions spéciales destinées à le combattre, plutôt que sur l'amélioration peut-être un peu théorique qui pourra résulter d'un équilibrage meilleur des pièces des machines ou de certaines dispositions nouvelles.

Mr Siegler, Ch. de f. de l'Est français. — Je crois qu'en ce qui concerne non seulement l'entretien, mais la constitution de la voie, ce que demande Mr Sauvage est à peu près résolu. Je pense que le cheminement des rails n'est plus aujourd'hui un inconvénient sérieux et qu'on s'en rend très bien maître. L'entretien y est pour quelque chose, mais ce résultat est surtout atteint, grâce aux modes de construction adoptés.

On a opposé au cheminement des obstacles qui n'existaient pas auparavant. J'ai pu constater autrefois, dans des voies en rails à double champignon non éclissés, un cheminement très considérable. Aujourd'hui, dans les voies avec éclisses cornières, le cheminement n'est presque plus sensible. Il présente certainement des inconvénients; sans parler de l'avance d'une file de rails sur l'autre, le fait même que le rail chemine est un ennui, parce que la largeur des joints diminue, qu'à certains endroits les joints se ferment. Alors même qu'il n'y a pas avance d'une file

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

sur l'autre, il faut donc chercher à empêcher le cheminement. Mais la question est, je pense, résolue et, dans la pratique, il n'y a plus de difficultés sérieuses.

Il n'y a donc pas lieu de faire de grands sacrifices pour modifier les machines ou la voie et, au point de vue de la voie, le cheminement n'a plus aujourd'hui qu'un intérêt assez restreint. Seulement, je considère comme bien établi, ainsi que Mr Engerth l'a mis en évidence, que le phénomène du cheminement des rails révèle des phénomènes d'asymétrie des locomotives, et qu'à ce point de vue il serait très intéressant de poursuivre les études et de demander aux ingénieurs de la traction d'examiner cette question qui peut avoir, pour eux-mêmes, un intérêt théorique sérieux.

Mr Clérault, Ch. de f. de l'Ouest français. — Je crois qu'il est facile de mettre d'accord nos collègues qui viennent de parler et que toute cette discussion peut se résumer comme suit :

Il n'est pas douteux aujourd'hui que les actions perturbatrices du matériel sont la cause du cheminement des rails; il faut donc, tout d'abord, éviter ces actions perturbatrices dans la mesure du possible. Mais il est également certain que, si l'on doit chercher à réduire ces actions perturbatrices au minimum, on n'arrivera pas à les supprimer complètement; il faut donc que la voie soit l'objet d'une très bonne construction et d'un entretien soigné; en particulier, il importe que les joints de rails soient très bien établis.

Telle est, au fond, la vérité, et, dans ces conditions, notre conclusion pourrait se résumer ainsi :

« C'est le matériel qui cause le cheminement des rails. Il faut, par conséquent, un matériel ayant des mouvements perturbateurs réduits au minimum. De plus, comme il est impossible de les réduire à zéro, il faut une voie très bien construite et très bien entretenue à ce point de vue. »

Mr Fredrik Almgren, *président de la 2e section*. — Je crois que nous pourrions être d'accord sur le projet de conclusions que voici :

« Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement. Il faut donc les empêcher dans la mesure du possible, mais surtout accommoder la construction et l'entretien de la voie aux forces perturbatrices inévitables des machines. »

Mr Louis Etienne, Ch. de f. de Paris-Lyon-Méditerranée. — Je suis d'avis qu'il n'y a pas lieu de demander à l'amélioration de la voie de jouer un rôle presque exclusif dans la solution de la question.

Mr Baudry, Ch. de f. de Paris-Lyon-Méditerranée. — Messieurs, la première phrase du projet de conclusions ne peut donner lieu à aucune objection. « Les actions dynamiques des véhicules, dit-elle, sont les causes principales du cheminement. » C'est là un peu une vérité à La Palisse; il est évident que si la voie n'était

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

pas parcourue par les véhicules, elle ne bougerait pas; ce sont donc les véhicules qui la font bouger. Cette phrase peut ainsi être acceptée par tout le monde, mais elle n'offre aucun intérêt.

Il serait beaucoup plus intéressant de répondre d'abord, dans les conclusions, à la question traitée tout à l'heure par Mr Siegler : « Dans l'état actuel des choses, le cheminement est-il un grave inconvénient pour les services de la voie et faut-il que les ingénieurs du matériel se préoccupent de modifier leurs locomotives en vue de l'éviter? »

Les ingénieurs du matériel doivent se préoccuper toujours de ménager la voie, et un grand nombre des améliorations apportées aux locomotives pendant ces dernières années n'ont pas eu d'autre but. Mais pour les guider dans leurs études, il est indispensable que les ingénieurs de la voie les renseignent exactement sur les inconvénients qu'ils constatent en service et sur leur gravité relative.

Le cheminement présente-t-il aujourd'hui des inconvénients sérieux? Est-il une gêne pour l'entretien des voies? Mr Siegler vient de nous dire que non. Je demande que la réunion dise si elle partage cet avis.

Le baron Engerth, *rapporteur*. — Mr Siegler n'a pas dit cela.

Mr Siegler. — Si, j'ai dit qu'actuellement le cheminement ne nous gêne pas, parce que nous pouvons très bien le combattre et qu'en tout cas, si quelque chose nous gêne, c'est le cheminement en lui-même et non le cheminement inégal des deux files de rails, qui est un peu un phénomène de second ordre. Il est si faible que nous ne pouvons pas dire qu'il nous gêne.

Je ne voudrais pas que, dans notre résolution, il ne restât rien de cette très intéressante conclusion de Mr Engerth que le cheminement inégal a contribué à révéler des phénomènes perturbateurs et d'asymétrie dans les machines, phénomènes qu'on n'aurait pas découverts sans cela. Il serait regrettable de faire disparaître cette conclusion. Les ingénieurs de la traction en tireront-ils plus tard des conclusions pratiques? C'est possible, comme il est possible aussi qu'ils n'en tirent rien du tout; mais c'est là une question spéculative intéressante et nous pourrions parfaitement dire que de l'étude du cheminement, il résulte qu'il y a des phénomènes perturbateurs qui démontrent que les machines ne sont pas symétriques. On fera plus tard ce qu'on voudra, mais cette constatation est intéressante à faire.

Mr le Président. — Voudriez-vous rédiger une proposition?

Mr Siegler. — Voici une rédaction : « Le cheminement de la voie est aujourd'hui combattu d'une manière efficace par le mode de construction et d'entretien de la voie et ne présente pas d'inconvénients sérieux. Il résulte de l'étude détaillée du cheminement que les réactions de la locomotive sur la voie ne sont pas parfaitement symétriques et que l'avance qu'un rail prend sur l'autre peut s'expliquer par certaines actions perturbatrices, qui se développent dans la machine. Ce phénomène, sans présenter d'inconvénients, peut avoir un intérêt au moins théorique pour

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

les ingénieurs qui s'occupent de la construction des locomotives. » (*Marques d'approbation.*)

Mr Engerth propose de décider qu'il y a lieu de demander que, pour le prochain Congrès, la question soit étudiée par les ingénieurs de la traction. Il me semble que cette rédaction les incitera suffisamment à s'en occuper.

Mr Clérault. — Je crois que si on se bornait aux conclusions très bien libellées et très claires de Mr Siegler, on donnerait entière satisfaction à tout le monde. J'ajoute que si nous présentions en séance plénière des conclusions un peu longues, telles que celles qui ont été présentées dans le rapport, nous serions pour ainsi dire certains (d'après ce qui s'est passé dans la séance générale d'hier) qu'elles ne seraient pas accueillies favorablement.

Mr le Président. — Il y a évidemment inconvénient à présenter des conclusions trop longues.

Le baron Engerth, *rapporteur*. — Je suis d'accord avec Mr Siegler sur le projet de conclusions qu'il vient de présenter. Les longues conclusions de mon rapport sont les conclusions pratiques que j'ai cru pouvoir tirer des renseignements qui m'ont été fournis par les diverses compagnies, mais elles n'étaient évidemment pas destinées à être soumises au Congrès en séance plénière.

Je voudrais cependant faire une ajoute au texte de Mr Siegler, au point de vue des contrepoids, et dire : « Il faudrait surtout étudier la question des contrepoids. » Cette question a déjà donné lieu, depuis de longues années, à des discussions : elle a été discutée en Angleterre et dans les autres pays, et il conviendrait de la mentionner. Je pense d'ailleurs que vous serez d'accord avec moi sur ce point.

Mr Baudry. — Je crois pouvoir faire, au nom de tous mes collègues du matériel, cette déclaration que, bien que nous ayons formellement repoussé les conclusions du baron Engerth, nous avons été très heureux de trouver dans son rapport une série de faits intéressants, sur l'interprétation desquels nous ne sommes pas toujours d'accord avec lui, mais qui peuvent servir de point de départ à des études fructueuses.

Mr Herdner. — Messieurs, je voudrais répondre en quelques mots à ce que vient de nous dire le baron Engerth au sujet des contrepoids.

L'étude de cette question a été faite partout et la conclusion n'a pas été celle que le baron Engerth a tirée de ses observations, savoir qu'il faut s'en tenir à l'équilibre vertical des machines. Nous l'avions admis, à une certaine époque, sur la foi des traités, car il y a des auteurs qui disent qu'il faut s'en tenir à cet équilibre. A la suite d'un déraillement, on avait constaté que les roues d'avant de certaines machines étaient pourvues de contrepoids trop forts pour l'équilibre vertical, et on avait cru devoir réduire les contrepoids de toutes les roues de ces machines, en vue de les ramener à ce qu'ils auraient dû être sous le régime de l'équilibre vertical.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Il s'est produit alors le fait que voici : ces machines ont pris, à la vitesse de 65 à 70 kilomètres à l'heure, un recul tellement fort qu'on voyait le charbon menu se soulever dans le tender et se répandre sur la plate-forme de la machine, ce qui faisait dire aux mécaniciens : « Le charbon descend tout seul dans le foyer. »

Je veux bien admettre qu'il y avait, à la vitesse considérée, un rapport simple entre la durée d'oscillation du ressort de l'attelage et la durée d'un tour complet des roues motrices, mais il n'en est pas moins vrai que, si on avait supprimé ce ressort, nous aurions néanmoins senti des mouvements de recul très forts dont les voyageurs se seraient probablement aperçus. Nous avons donc dû renoncer à l'équilibre vertical et nous avons alors appliqué à ces machines un nouvel équilibre horizontal, qui n'était pas l'équilibre primitif, qui était exclusivement dirigé contre le recul, et qui, au point de vue du lacet, qui ne nous gênait pas, n'avait pas plus d'efficacité que les contrepoids de l'équilibre vertical. Par l'application de ce nouvel équilibre, nous avons pu alors arriver, au point de vue du recul, au même résultat qu'auparavant, mais avec des contrepoids supplémentaires plus légers de 40 p. c.

Nous avions précisément en vue de ménager la voie et de réaliser l'équilibre désiré, sans donner lieu à des surcharges périodiques contre lesquelles les ingénieurs de la voie auraient pu protester. Nous avons ainsi donné satisfaction à leurs desiderata dans toute la mesure possible, et je ne crois pas que l'on puisse aller plus loin.

Ma conclusion est donc qu'il ne faudrait pas toucher ici à la question du mode d'établissement des contrepoids. Leur position, leur poids doivent satisfaire à des conditions auxquelles il convient, je crois, de ne pas mêler des considérations relatives au cheminement différentiel des rails.

Mr le Président. — Mr Herdner accepte donc la proposition de Mr Siegler.

Mr Siegler. — Mr Engerth désire-t-il dire dans les conclusions que les ingénieurs de la traction doivent étudier la question ou que la question doit être remise à l'ordre du jour?

Le baron Engerth, *rapporteur.* — Si vous pensez que ces ingénieurs étudieront la question dans tous les cas, c'est inutile.

Mr Siegler. — Voici donc le texte que je propose à l'approbation de la section :

« Le cheminement des rails est aujourd'hui combattu d'une manière efficace par le mode de construction et d'entretien de la voie, et n'entraîne pas d'inconvénients sérieux. Il résulte de l'étude détaillée du cheminement, que les réactions de la locomotive sur la voie ne sont pas parfaitement symétriques, et que l'avance qu'un rail prend sur l'autre peut s'expliquer, au moins en partie, par certaines actions perturbatrices qui se développent dans les machines. Ce phénomène, sans avoir de conséquences fâcheuses, présente un intérêt au moins théorique pour les ingénieurs qui s'occupent de la construction des locomotives. »

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Mr Cotterill, Ch. de f. de l'État égyptien. (En anglais.) — Messieurs, je vois que la section est sur le point de décider :

1° Que le cheminement des rails se produit principalement aux endroits où les joints des rails sont faibles, et qu'il est peu important, d'après les constatations faites sur les voies telles qu'elles sont constituées aujourd'hui ;

2° Que le cheminement inégal des rails est causé par l'insuffisance des contrepoids des locomotives, et qu'une locomotive ayant une avance de la manivelle de droite sur celle de gauche occasionnera un cheminement plus accentué du rail de gauche.

Je ne puis me rallier à ces conclusions qui ne sont pas d'accord avec les résultats de mon expérience sur le réseau égyptien.

Nous avons constaté qu'un ballast mal bourré et des attaches insuffisantes entre le rail et la traverse sont plus que toute autre chose des causes du cheminement.

Partout où nous avons pu renforcer nos lignes sous ce rapport, nous avons pu vaincre le cheminement. Malheureusement, nous avons encore de grandes longueurs de ligne de seconde catégorie où le cheminement nous cause de grands ennuis.

Partout en Egypte, c'est le rail de droite qui chemine plus que le rail de gauche. A la page 94 du rapport (1), ce fait est attribué à la circonstance que nos machines ont une avance de la manivelle de gauche.

Nous avons des machines de bien des types différents et la moitié d'entre elles ont une avance de la manivelle de droite, de telle sorte que le cheminement qui se produit sur notre réseau ne peut être cité à l'appui de la théorie exposée dans le rapport.

Si nous pouvions arrêter le cheminement inégal des rails en faisant une légère modification à nos machines, ce serait une mesure excellente et économique; mais je ne vois pas quelle serait la modification à adopter.

— Le projet de conclusions proposé par Mr Siegler est adopté.

— La séance est levée.

(1re SECTION.)

Séance du 28 septembre 1900, à 10 h. 50 m. (après la séance commune).

—

PRÉSIDENCE DE Mr W. HOHENEGGER, VICE-PRÉSIDENT.

Mr le Président. — Il me reste, messieurs, à remercier spécialement Mr le secrétaire principal Post et les secrétaires Mrs Poulet, Bauchal et Tettelin, pour leur

(1) Voir *Bulletin du Congrès des chemins de fer*, n° 7, juillet 1900 (2e fasc.), p. 4500.

*

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

bienveillant concours dans la rédaction des résumés de section et pour la façon consciencieuse dont ils ont accompli cette tâche ingrate. (*Applaudissements.*)

J'adresse également des remerciements à Mr Henry Brière pour avoir bien voulu traduire les résumés des rapporteurs anglais et à Mr Bernard pour la bonté qu'il a eue de se tenir à notre disposition pour le cas d'interprétation en langue allemande. (*Applaudissements.*)

— La séance est levée.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

DISCUSSION EN SÉANCE PLÉNIÈRE

Séance du 29 septembre 1900 (après-midi).

PRÉSIDENCE DE Mr ALFRED PICARD.

SECRÉTAIRE GÉNÉRAL : Mr L. WEISSENBRUCH.

Mr Post, *secrétaire principal de la 1re section*, donne lecture du

Rapport des 1re et 2e sections réunies.

(Voir *Bulletin* quotidien de la session, n° 10, p. 9.)

« Le rapporteur fait ressortir que, si le cheminement des rails est rarement dangereux, il diminue cependant la stabilité des voies et cause des dépenses notables. Lorsqu'on le supprime en améliorant les voies, les causes qui l'ont produit n'en continuent pas moins à agir défavorablement, de sorte qu'il y a intérêt à les atténuer.

« En terminant, le baron ENGERTH résume comme suit les conclusions pratiques qu'il croit pouvoir déduire de son étude :

« 1° Les actions dynamiques des véhicules sont les causes principales du cheminement; il faut donc les empêcher dans la mesure du possible.

« Ce résultat peut être obtenu :

« *a*) Par un entretien soigné de la voie et spécialement par une construction rationnelle du joint du rail;

« *b*) Par un bon entretien et une construction soignée du matériel d'exploitation, de telle sorte que les mouvements perturbateurs soient réduits au minimum;

« 2° L'avance de l'une des files de rails produit une pose anormale des traverses, un chevauchement des joints et, par suite, un roulis des véhicules, ainsi que des actions dynamiques nuisibles.

« Il est donc très important de chercher à diminuer cette avance;

« 3° L'avance de l'une des files de rails est influencée par le mouvement de lacet de la locomotive;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« 4° Les actions latérales résultant du lacet de la locomotive, dans une locomotive à deux cylindres, ne se manifestent pas avec la même intensité contre les deux files de rails;

« 5° Cette action asymétrique provient des positions relatives des mécanismes, c'est-à-dire l'avance de l'une des manivelles sur l'autre;

« 6° La conséquence en est que les roues motrices et les roues du premier essieu s'usent davantage du côté opposé au mécanisme qui a de l'avance sur l'autre;

« 7° Des bris du châssis semblent se produire plus souvent du côté du mécanisme qui a de l'avance que du côté de l'autre;

« 8° Des actions unilatérales ne se manifestent pas avec des locomotives ayant des mécanismes agissant parallèlement (machines à quatre et à trois cylindres). De même, elles ne se manifestent pas dans les chemins électriques à locomotion centrale;

« 9° Abstraction faite des actions provenant du mouvement de lacet, l'avance de l'une des files se produit :

« *a*) En *alignement droit*, par la dénivellation des deux files de rails;

« *b*) *Dans les courbes*, par le mauvais choix du surhaussement et par les chocs violents qui surviennent à l'entrée des courbes.

« Pour diminuer l'avance, il est donc nécessaire :

« De régler très exactement le niveau des deux files en alignement droit;

« De régler, en courbe, le surhaussement d'après la proportion des trains à marche lente et à marche rapide.

« Sous ce dernier point de vue, les recherches empiriques au sujet du choix du meilleur surhaussement n'ont pas encore conduit à un résultat positif.

« Malgré la juste opinion qui s'est fait jour dans ces derniers temps, et qui est aussi celle du rapporteur, savoir que le surhaussement est superflu au point de vue de la sécurité, l'avance en courbe prouve indirectement que, pour d'autres raisons, le surhaussement est nécessaire et conforme au but. Tel surhaussement qui produit un minimum d'avance est aussi peut-être le plus avantageux au point de vue des actions réciproques des rails et des véhicules;

« 10° Pour empêcher les chocs à l'entrée des courbes, les raccordements doivent être établis autant que possible graduellement, au point de vue tant du tracé que du niveau;

« 11° Comme le mouvement de lacet des locomotives favorise l'avance de l'une des files, il convient, dans les machines à deux cylindres, de donner autant que possible la préférence aux constructions dans lesquelles le lacet est le moins apparent.

« Ce résultat peut être atteint par un grand écartement des roues, le rejet des masses en porte-à-faux, l'emploi des cylindres intérieurs et des bogies, et la suppression des jeux nuisibles dans les coussinets et les plaques de garde des locomotives;

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« 12° Les composantes verticales des forces centrifuges produites par les masses à mouvement alternatif exercent des actions dynamiques nuisibles :

« *a*) Dans le demi-tour inférieur de leur trajectoire, elles augmentent d'une manière importante l'action exercée sur les rails et accroissent l'effet du cheminement;

« *b*) Dans le demi-tour supérieur de leur trajectoire, elles déchargent les rails; par ce fait, elles augmentent la possibilité du glissement latéral des roues sur les rails et favorisent le mouvement de lacet et son action sur l'avance de l'une des files de rails; par suite, elles diminuent la sécurité du trafic;

« 13° Comme conséquence du 12°, considérant que les masses animées d'un mouvement horizontal ne produisent qu'un mouvement de recul de la locomotive, aux effets nuisibles duquel on peut remédier en renforçant convenablement les appareils de traction; considérant, en outre, que les mouvements de lacet résultant des actions de la locomotive ne peuvent pas être équilibrés par des contrepoids, il doit être recommandé d'étudier la question de savoir s'il n'y aurait pas lieu de renoncer à l'équilibrage des masses animées d'un mouvement alternatif et de se borner à équilibrer les masses tournantes.

« La solution de cette question pourrait être soumise à une prochaine session du Congrès. »

« En terminant, le baron Engerth soumet à la discussion les opinions contenues dans les conclusions personnelles qui précèdent et qui ne sont d'ailleurs pas rédigées de manière à être adoptées telles quelles par les sections réunies.

« Mr Herdner (*Midi français*) fait part des observations qu'il a faites sur l'inégalité des efforts développés à droite et à gauche des locomotives à deux cylindres et sur quelques-unes des conséquences de cette asymétrie. Ayant cherché à calculer les actions exercées par la machine, il a reconnu une certaine concordance entre la courbe sinusoïdale théorique et le mouvement observé. Toutefois, la question n'a qu'un intérêt spéculatif.

« Mr Sauvage (*Ouest français*) propose une modification à la première conclusion de Mr Engerth, en insistant surtout sur la nécessité de mettre la voie en état de résister aux actions dynamiques des machines.

« Mr Spitz (*Société austro-hongroise privilégiée des chemins de fer de l'État*) préconise surtout le renforcement du joint.

« Mr Lefebvre (*Nord français*) rappelle que l'amélioration de la voie ne peut pas supprimer les sollicitations qu'elle subit.

« Mr Sauvage estime qu'il ne faut pas beaucoup compter sur l'amélioration des machines, mais s'attacher plutôt à renforcer la voie.

« Mr Siegler (*Est français*) estime que le cheminement des rails peut parfaitement être maîtrisé avec les dispositions actuelles des voies. Mais l'étude du baron

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Engerth n'en conserve pas moins un grand intérêt en mettant en lumière l'asymétrie des machines. Il propose la rédaction qui sera adoptée ultérieurement.

« Mr Clérault (*Ouest français*). — Il y a lieu d'éviter en premier lieu les actions perturbatrices des machines, et, en second lieu, de renforcer la voie.

« Mr Almgren (*État suédois*) préconise surtout les soins dans l'entretien de la voie.

« Mr Etienne (*P.-L.-M.*) est d'avis qu'il n'y a pas lieu de demander à l'amélioration de la voie de jouer un rôle presque exclusif dans la solution de la question.

« Mr Baudry (*P.-L.-M.*). — La question primordiale est de savoir si oui ou non les ingénieurs de la voie attachent un grand intérêt pratique à cette question du cheminement.

« Mr Siegler se prononce négativement.

« Mr Engerth souhaite qu'on parle des contrepoids dans la résolution à adopter par la section.

« Mr Herdner expose qu'on a cru pendant quelque temps pouvoir s'en tenir dans la construction des machines à l'équilibre vertical; mais depuis on a reconnu devoir assurer aussi l'équilibre horizontal au point de vue du recul.

« Mr Cotterill (*État égyptien*) croit que la section est sur le point de décider : 1° que le cheminement est augmenté par la faiblesse des joints et qu'il a peu d'influence pratique sur la voie; 2° que l'avance d'un rail sur l'autre est causée par un équilibrage imparfait des parties en mouvement des machines. Ces conclusions ne sont pas d'accord avec les faits constatés sur son réseau. D'après lui, un mauvais ballast et des attaches défectueuses du rail sur les traverses sont les causes principales du cheminement et celui-ci disparaît avec elles.

« En Egypte, c'est toujours le rail de droite qui prend de l'avance et le rapport attribue ce fait à ce que dans les machines la manivelle de gauche a une avance de 90° sur celle de droite.

« Mr Cotterill ne peut être d'accord à ce sujet avec le rapporteur, car la moitié seulement des machines de l'État égyptien présentent cette particularité. »

Les deux sections adoptent la rédaction suivante, proposée par Mr Siegler :

Mr le Président. — Voici les

CONCLUSIONS.

« Le cheminement des rails est aujourd'hui combattu d'une manière efficace par « le mode de construction et d'entretien de la voie, et n'entraîne pas d'inconvénients « sérieux.

« Il résulte de l'étude détaillée du cheminement que les réactions de la locomotive « sur la voie ne sont pas parfaitement symétriques, et que l'avance qu'un rail prend

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

« sur l'autre peut s'expliquer, au moins en partie, par certaines actions pertur-
« batrices qui se développent dans les machines. Ce phénomène, sans avoir de
« conséquences fâcheuses, présente un intérêt au moins théorique pour les ingé-
« nieurs qui s'occupent de la construction des locomotives. »

— Ces conclusions sont ratifiées par l'assemblée plénière.

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

ANNEXE

Errata à l'exposé.

Page X-8 du tiré à part n° 48 et du *Compte rendu* (page 4414 du *Bulletin* de 1900), tableau I, 1re ligne du haut, *au lieu de :* « Grandeur du cheminement m », *lisez :* « Grandeur du cheminement, mètres ».

Page X-30 (page 4436 du *Bulletin*), 17e ligne du haut, *au lieu de :*

« $$\frac{Z}{\cos \alpha} = f \frac{\left(P_1 + 2P_2 \frac{a_2}{a} + P_3 \frac{b}{a}\right) m}{2{,}100\ kg.}$$ »,

lisez :

« $$\frac{Z}{\cos \alpha} \cdot s = f \frac{\left(P_1 + 2P_2 \frac{a_2}{a} + P_3 \frac{b}{a}\right) m}{2{,}100\ kg.}$$ ».

Page X-30 (page 4436 du *Bulletin*), 8e ligne du bas, *au lieu de :* « $l_1 = l_2 = 25 mm$ », *lisez :* « $e_1 = e_2 = 25\ mm$ ».

Idem, 7e ligne du bas, *au lieu de :* « $\frac{l_1\, l_2}{d}$ », *lisez :* « $\frac{e_1 + e_2}{a}$ ».

Page X-31 (page 4437 du *Bulletin*), 1re et 2e lignes du haut, *au lieu de :* « 23 kg. », *lisez :* « 31 kg. ».

Page X-50 (page 4456 du *Bulletin*), 1re ligne du haut, *biffez* les mots : « aux joints ».

Page X-59 (page 4465 du *Bulletin*), 6e ligne du bas, *au lieu de :* « droite », *lisez :* « gauche ».

Page X-62 (page 4468 du *Bulletin*), 1re ligne du bas, *au lieu de :* « le piston », *lisez :* « l'essieu ».

Page X-63 (page 4469 du *Bulletin*), 13e et 14e lignes du haut, *au lieu de :*

« $$x_1 = F_1 + \frac{a}{l}(F_1 + F_2)$$

$$x_2 = F_2 + \frac{a}{l}(F_1 - F_2)$$ »,

lisez :

« $$x_1 = F_1 + \frac{a}{l}(F_1 - F_2)$$

$$x_2 = F_2 - \frac{a}{l}(F_1 - F_2)$$ ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Page X-67 (page 4473 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, après : « étudier », *ajoutez* : « le sujet ».

Idem, 2e ligne du bas, *biffez* le mot : « tellement ».

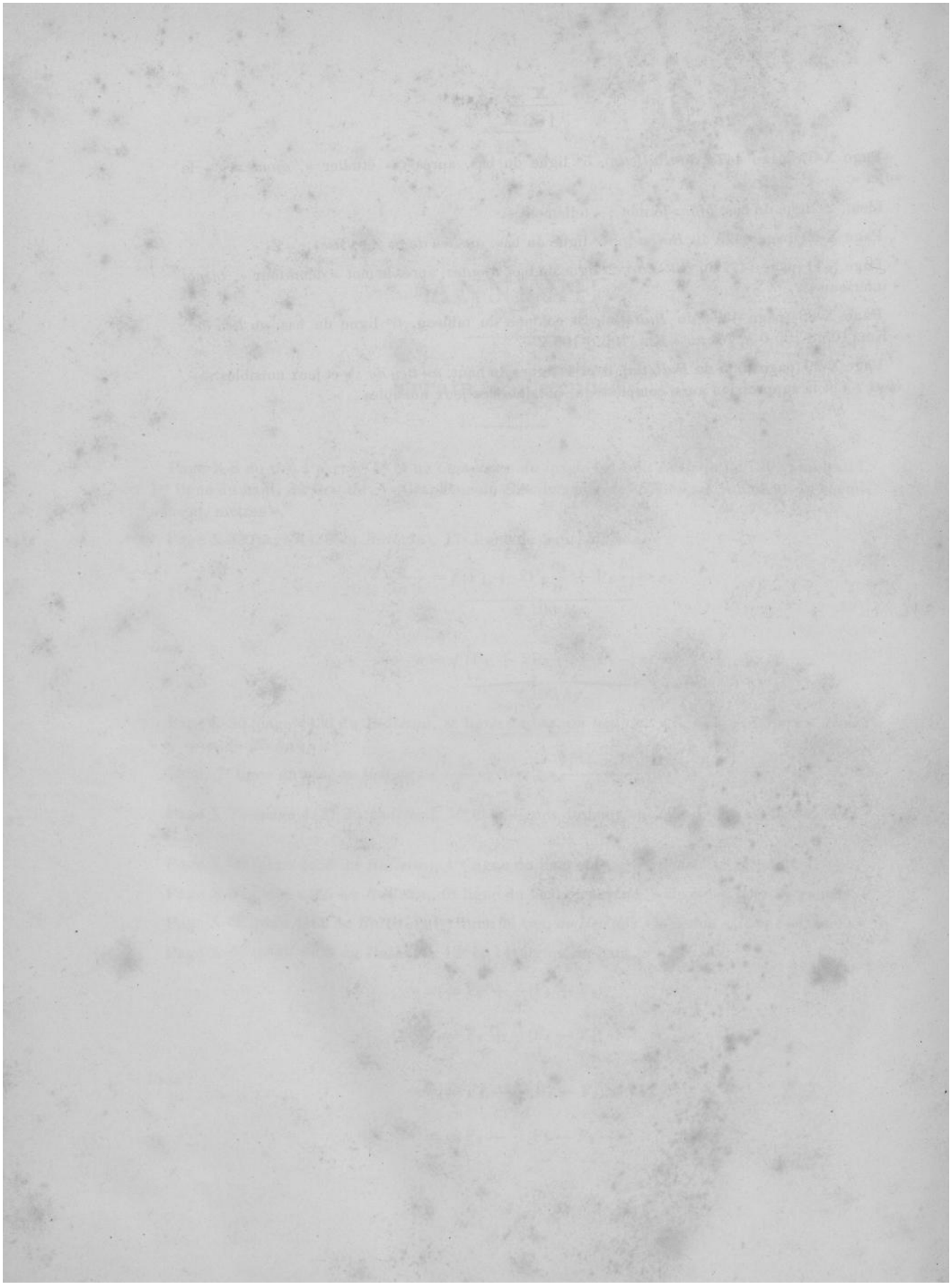
Page X-69 (page 4475 du *Bulletin*), 5e ligne du bas, *au lieu de :* « Z », *lisez :* « Z_1 ».

Page X-71 (page 4477 du *Bulletin*), 2e ligne du bas, *ajoutez*, après le mot « demi-tour », *le mot* « inférieur ».

Page X-88 (page 4494 du *Bulletin*), 3e colonne du tableau, 6e ligne du bas, *au lieu de :* « Km. 105.8-105 0 », *lisez :* « Km. 105.8-106.0 ».

Page X-99 (page 4505 du *Bulletin*), 3e et 4e lignes du haut, *au lieu de :* « et jeux nuisibles... », *lisez :* « et la suppression aussi complète que possible des jeux nuisibles... ».

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

TABLE DES MATIÈRES

DU

VOLUME II

1re SECTION. — VOIES ET TRAVAUX.

QUESTION VI. — Construction et épreuves des ponts métalliques.

	Pages.
Exposé, par Max EDLER VON LEBER. (Voir le *Bulletin* de septembre 1900, 1er fascicule, p. 5955.)	VI — 3
Discussion en section	VI — 265
Rapport de la 1re section	VI — 292
Discussion en séance plénière	VI — 292
Conclusions	VI — 296
Annexe I : Description de l'appareil employé dans les Pays-Bas pour enregistrer les tensions dans les ponts de chemins de fer, par Mr J. SCHROEDER VAN DER KOLK et N. C. KIST.	VI — 302
— II : Extrait d'une étude sur les poutres droites, indépendantes et continues, par Mr C. X. CORDEIRO	VI — 311

QUESTION VII. — Raccordement des inclinaisons différentes du profil.

Exposé no 1, par Mr SABOURET. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1170.)	VII — 3
Exposé no 2, par Mr HOHENEGGER. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1177.)	VII — 11
Exposé no 3, par Mr L. AMADEO. (Voir le *Bulletin* d'avril 1900, 1er fasc., p. 1185.)	VII — 17
Exposé no 4, par Mr VAN BOGAERT. (Voir le *Bulletin* de mai 1900, 1er fasc., p. 1794.)	VII — 45
Discussion en section	VII — 73
Rapport de la 1re section	VII — 74
Discussion en séance plénière	VII — 74
Conclusions	VII — 74
Annexe : Errata à l'exposé no 3 par Mr L. AMADEO	VII — 76
— — no 4 par Mr VAN BOGAERT.	VII — 76

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires

Question VIII. — Conservation des bois.

	Pages.
Exposé, par Mr V. Herzenstein. (Voir le *Bulletin* de juillet 1900, 1er fasc., p. 3497.)	VIII — 3
Discussion en section	VIII — 325
Rapport de la 1re section	VIII — 346
Discussion en séance plénière	VIII — 346
Conclusions	VIII — 347
Annexe : Errata à l'exposé	VIII — 350

Question IX. — Ballast.

Exposé no 1 (tous les pays, sauf les États-Unis), par Mr Bauchal. (Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc., p. 2523, et de janvier 1901, p. 50.)	IX — 3
Exposé no 2 (États-Unis), par Mr A. Feldpauche. (Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc., p. 2609.)	IX — 89
Note par Mr A. Wasiutyński. (Voir le *Bulletin* de juin 1900, 1er fasc., p. 2661, et de janvier 1901, p. 51.)	IX — 141
Discussion en section	IX — 239
Rapport de la 1re section	IX — 251
Discussion en séance plénière	IX — 251
Conclusions	IX — 252
Annexe : Errata à l'exposé no 1 par Mr Bauchal	IX — 254
— — à la note de Mr A. Wasiutyński	IX — 255

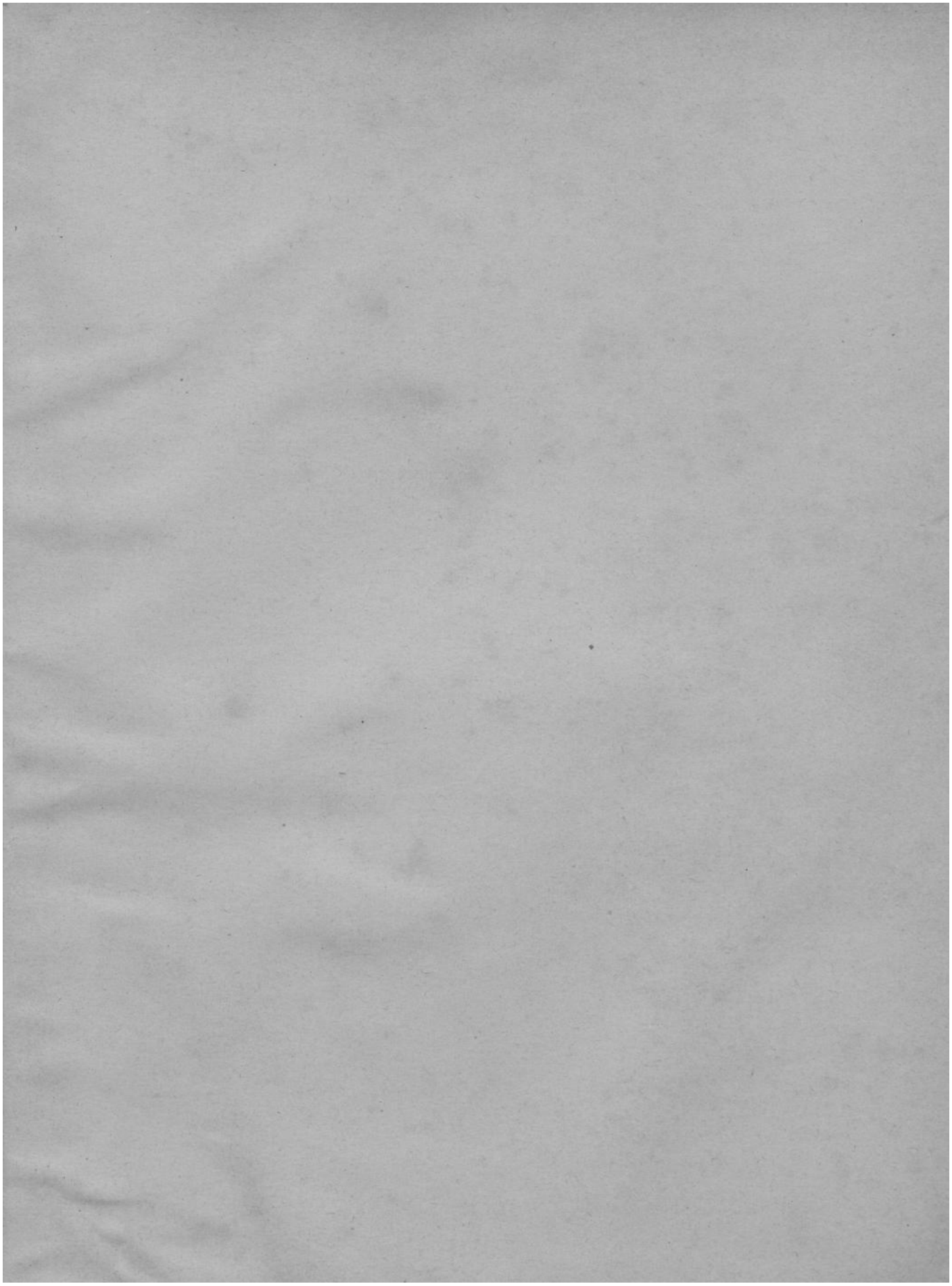
Question X. — Cheminement des rails.

(1re et 2e sections réunies.)

Exposé, par le baron J. Engerth. (Voir le *Bulletin* de juillet 1900, 2e fasc., p. 4409.)	X — 3
Discussion en sections	X — 139
Rapport des 1re et 2e sections réunies	X — 157
Discussion en séance plénière	X — 157
Conclusions	X — 160
Annexe : Errata à l'exposé	X — 162

3 mon

Droits réservés au Cnam et à ses partenaires



Droits réservés au Cnam et à ses partenaires