

Titre : Congrès international des procédés de construction. Comptes rendus des séances et visites du congrès

Auteur : Exposition universelle. 1889. Paris

Mots-clés : Exposition universelle (1889 ; Paris) ; Construction\*Matériaux\*France\*19e siècle\*Congrès ; Construction, Technique de la\*France\*19e siècle\*Congrès

Description : 1 vol. (405 p. ; [5] f. de pl. dépl. : ill. fig.) ; 24 cm

Adresse : Paris : Baudry et Cie, 1889

Cote de l'exemplaire : CNAM 8 Xae 344

URL permanente : <http://cnum.cnam.fr/redir?8XAE344>

8° 2ae 344

114. 8° 2ae 18 24. 6"

**CONGRÈS INTERNATIONAL**  
**DES**  
**PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION**



8° 492

8° 22ae 344

MINISTÈRE DU COMMERCE, DE L'INDUSTRIE ET DES COLONIES

EXPOSITION UNIVERSELLE INTERNATIONALE DE 1889

CONGRÈS INTERNATIONAL  
DES  
**PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION**

COMPTES RENDUS  
DES  
SÉANCES ET VISITES DU CONGRÈS

PAR  
MM. AUGUSTE MOREAU et GEORGES PETIT  
SECRÉTAIRES DU CONGRÈS



PARIS  
LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE, BAUDRY ET C<sup>o</sup>, ÉDITEURS  
15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15  
MAISON A LIÈGE, RUE DES DOMINICAINS, 7

1891

Tous droits réservés.





## COMITÉ D'ORGANISATION<sup>1</sup>

---

### PRÉSIDENT

M EIFFEL, président de la Société des ingénieurs civils.

### VICE-PRÉSIDENTS

MM. BOUTILLIER, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole des ponts et chaussées et à l'Ecole centrale.

CLERC, ingénieur en chef des ponts et chaussées, directeur des travaux de la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest.

MULLER, professeur à l'Ecole centrale, ancien président de la Société des ingénieurs civils.

### SECRÉTAIRES

MM. FONTVIOILLANT (B. DE), ingénieur de la Compagnie de Fives-Lille, secrétaire de la Société des ingénieurs civils.

MOREAU, ingénieur civil, membre du comité de la Société des ingénieurs civils.

RABEL, ingénieur en chef des ponts et chaussées, ingénieur en chef de la navigation de la Seine.

### MEMBRES DU COMITÉ

MM.

BAUDET, ingénieur civil.

BOREUX, ingénieur en chef des ponts et chaussées, ingénieur en chef de la Ville de Paris.

BOUCHER, ingénieur en chef des ponts et chaussées, ingénieur en chef des travaux de la Compagnie des chemins de fer du Nord.

CHARTON, ingénieur de la construction aux chemins de fer du Midi.

CHEMIN, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole des ponts et chaussées.

CHOISY, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole polytechnique et à l'Ecole des ponts et chaussées.

<sup>1</sup> Le Comité d'organisation a été constitué par arrêtés ministériels des 25 décembre 1888 et 27 février 1889. Il a nommé son bureau le 22 janvier 1889.

MM.

CONTAMIN, ingénieur du matériel des voies à la Compagnie des chemins de fer du Nord, vice-président de la Société des ingénieurs civils.

DARTEIN (DE), ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole polytechnique et à l'Ecole des ponts et chaussées.

DELMAS, ingénieur civil, secrétaire général de l'Association polytechnique.

DURAND-CLAYE, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole des ponts et chaussées.

GOUIN, président du conseil d'administration de la Société de construction des Batignolles.

GUILLLOTIN, entrepreneur de travaux publics, président du Tribunal de commerce de la Seine.

HERSENT, entrepreneur de travaux publics, ancien président de la Société des ingénieurs civils.

JOLLY, ingénieur civil.

LEBŒUF, vice-président de la Société des architectes de France.

LANTRAC, ingénieur de la Compagnie de Fives-Lille.

LE BRUN, ingénieur civil.

LIPPMANN, ingénieur civil.

MARTIN (J.), inspecteur général des ponts et chaussées, professeur à l'Ecole des ponts et chaussées.

NANSOUTY (DE), ingénieur civil, rédacteur en chef du journal *le Génie civil*.

ORGERIES (DES), inspecteur général des ponts et chaussées.

PETSCHÉ, ingénieur en chef des ponts et chaussées, ingénieur en chef de la voie à la Compagnie des chemins de fer de l'Est.

## COMITÉ DE PATRONAGE

---

### PRÉSIDENTS D'HONNEUR

M. LE PRÉSIDENT DU CONSEIL, MINISTRE DU COMMERCE, DE L'INDUSTRIE ET  
DES COLONIES.

M. LE MINISTRE DES TRAVAUX PUBLICS.

### MEMBRES DU COMITÉ

MM.

ALPHAND, directeur des travaux de la ville de Paris.

BARABANT, directeur de la Compagnie des chemins de fer de l'Est.

BLAGÉ, directeur de la Compagnie des chemins de fer du Midi.

BOUCHER, ingénieur en chef des travaux de la Compagnie des chemins  
de fer du Nord.

CELLER, ingénieur en chef du service de la construction à la Compa-  
gnie des chemins de fer de l'Est.

CENDRE, directeur des chemins de fer de l'Etat.

CLERC, directeur des travaux de la Compagnie des chemins de fer de  
l'Ouest.

COLLIGNON, inspecteur de l'Ecole des ponts et chaussées.

CUVINOT, sénateur.

DUBOIS (Paul), directeur de l'Ecole des beaux-arts.

DUVAL, directeur de la Compagnie de Fives-Lille.

EIFFEL, président de la Société des ingénieurs civils.

FARGAUDIE, vice-président du Conseil général des ponts et chaussées.

GARNIER, président de la Société centrale des architectes.

GAY, directeur des chemins de fer au Ministère des travaux publics.

GEOFFROY, ingénieur en chef de la construction à la Compagnie des  
chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée.

GUILLAIN, directeur des routes, de la navigation et des mines au Minis-  
tère des travaux publics.

HATON DE LA GOUPIILLIÈRE, directeur de l'Ecole des mines.

HEURTEAU, directeur de la Compagnie des chemins de fer d'Orléans.

JACQUEMART, directeur de l'enseignement technique.

KRANTZ, sénateur.

LAGRANGE, directeur de l'Ecole des ponts et chaussées.

MM.

LAVALLEY, sénateur.

LINDER, vice-président du Conseil général des mines.

MARIN, directeur de la Compagnie des chemins de fer de l'Ouest.

MENSIER (le général), directeur du génie au Ministère de la guerre.

MULLER, président du conseil de perfectionnement de l'Ecole centrale.

NOBLEMAIRE, directeur de la Compagnie des chemins de fer de Paris à  
Lyon et à la Méditerranée.

PHILIPPE, directeur de l'hydraulique agricole au Ministère de l'agricul-  
ture.

PICARD, président de section au Conseil d'Etat.

REYMOND, sénateur.

ROUGIER, directeur des travaux de la Compagnie des chemins de fer  
de Paris à Orléans.

TRÉLAT, directeur de l'Ecole spéciale d'architecture.

CONGRÈS INTERNATIONAL  
DES  
PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION

TENU A PARIS DU 9 AU 14 SEPTEMBRE 1889

---

SÉANCE D'OUVERTURE  
(9 septembre 1889)

---

La séance est ouverte à 2 heures et demie sous la présidence de M. EIFFEL, président du Comité d'organisation du Congrès, assisté de MM. MOREAU et RABEL, secrétaires, et de M. GARIEL, rapporteur général des Congrès et conférences de 1889.

M. LE PRÉSIDENT prononce l'allocution suivante :

« MESSIEURS ET CHERS COLLÈGUES,

« J'ai le très grand honneur, aujourd'hui, d'avoir à ouvrir, en qualité de président du Comité d'organisation, un Congrès international dont font partie les ingénieurs les plus éminents, soit comme membres du Comité de patronage, soit comme membres adhérents ; je le dois à la bienveillance de mes collègues du Comité d'organisation et je suis heureux de pouvoir aujourd'hui les en remercier publiquement.

« Le Congrès dont nous faisons partie est dénommé : *Congrès des procédés de construction*. Nous nous sommes tout d'abord demandé ce qui devait être compris sous ce titre très général qui peut être considéré comme embrassant l'art complet de l'ingénieur, puisque par essence l'ingénieur est destiné à construire, c'est-à-dire à donner une existence réelle et à mettre au jour les conceptions qui sont du domaine de son esprit et de

ses connaissances. Mais d'autres congrès plus spéciaux, tels que ceux de la mécanique appliquée, des mines et de la métallurgie, de l'utilisation des eaux, des chemins de fer, des travaux maritimes, etc..., s'appliquant directement à des branches très importantes de l'art de l'ingénieur, nous avons dû, pour ne pas empiéter sur leur tâche, nous limiter, et il nous a paru que nous pouvions définir le nôtre en disant qu'il comprend l'étude de toutes les questions se rattachant à l'exécution des constructions civiles et des travaux publics. Son but reste donc très général et la plupart des questions qui forment la pratique journalière des ingénieurs des ponts et chaussées, des ingénieurs civils s'occupant de travaux publics, des architectes même édifiant des bâtiments publics ou privés s'y rattachent naturellement.

« Mais en raison de l'étendue même des faits que nous pouvions embrasser, nous avons été conduits à porter votre attention sur un petit nombre de questions qui vous seront soumises.

« La question *des chaux, des ciments et des mortiers* est une des premières que nous vous ayons indiquées. Elle est d'une importance capitale, puisqu'elle se rattache à la durée de tous les travaux de maçonnerie et notamment à celle des constructions à la mer. Ce n'est qu'il y a bien peu d'années, malgré l'ancienneté considérable d'édifices ayant résisté aux ravages du temps, que les idées des ingénieurs, aidées par les progrès de la chimie moderne et les remarquables travaux de Vicat, sont un peu fixées à ce sujet; mais il reste encore bien des incertitudes, dont des mécomptes récents font foi, non seulement dans les travaux maritimes dont la durée paraît être assez limitée, mais même dans les travaux d'art courants des chemins de fer. Une sérieuse discussion, nous l'espérons, aura lieu à ce sujet, elle est remarquablement préparée par un important mémoire dû à MM. Durand-Claye, Le Chatelier et Bonnamy, avec la collaboration de M. Debray.

« Une seconde question d'un tout autre ordre, mais non moins intéressante, est celle de l'emploi de l'acier dans les constructions. Cette matière nouvelle que nous désignons communément en France sous le nom d'«acier doux», mais pour laquelle nous devrions bien adopter un autre nom indiquant son origine par voie de fusion, est certainement appelée à se voir de plus en plus généraliser dans ses applications à la cons-

truction. On peut en effet, avec la plus grande facilité, en faire varier les propriétés de résistance et d'élasticité, et se procurer, suivant les besoins, un métal satisfaisant aux conditions que l'ingénieur a imposées au métallurgiste. De plus, le prix de ce métal, qui est d'une qualité supérieure, tend tous les jours à s'abaisser au-dessous même du prix du fer de qualité très médiocre. Mais malgré tous ces avantages, qui assurent d'une manière définitive son emploi, beaucoup d'ingénieurs, rendus craintifs par les mécomptes qui se sont produits dès l'origine, ou par des phénomènes de rupture qui se manifestent encore parfois sous l'effet des chocs dans des barres paraissant présenter toutes garanties, hésitent encore à en faire toutes les applications qu'il pourrait comporter. Aussi est-il du plus grand intérêt de préciser ses avantages, les ressources qu'il offre à l'ingénieur et les garanties qu'on est en droit de lui demander pour qu'il présente dans la pratique tout le degré de sécurité nécessaire. MM. Hallopeau et Lantrac, d'une part, et M. Considère, de l'autre, vous présentent dans des mémoires distincts et avec une compétence toute particulière, leurs idées à ce sujet, qui sont quelque peu différentes et sur lesquelles vous aurez à vous prononcer. Il n'y a aucun doute que la discussion qu'ils amèneront, et qui est d'un intérêt actuel très considérable, ne donne lieu à des observations et à des conclusions d'une grande utilité pratique.

« Mais pour l'une et l'autre de ces deux questions, il importe d'être fixé sur le *mode d'essai des matériaux* dont on fait l'emploi, et c'est là l'objet de la troisième question.

« Pour les chaux, les ciments et les mortiers, de même que pour les aciers et les fers, il est nécessaire d'avoir, pour les essayer et les comparer, des modes d'essai uniformes. Pour les premiers et pour les chaux notamment, l'aiguille de Vicat a rendu les plus grands services, mais on a la tendance, surtout depuis l'emploi si répandu des ciments, d'y substituer des épreuves par traction directe qui sont beaucoup plus précises et pour laquelle il serait très utile de fixer une méthode générale ; déjà les règles en ce qui concerne les ciments paraissent être fixées, au moins en France, par les cahiers des charges applicables aux fournitures destinées à certains ports, mais, malgré tout, l'ensemble de ces méthodes d'essai reste encore bien incomplet.



« Pour le métal, l'incertitude est plus grande encore en ce qui concerne les épreuves par traction, la longueur et la section des éprouvettes variant dans un même pays, suivant que l'on a affaire à la marine, aux ponts et chaussées ou aux administrations de chemins de fer ; les données numériques correspondant à des qualités de métal ayant le même usage différant même notablement. Enfin en ce qui concerne les épreuves par choc ou les essais mécaniques, qui à notre sentiment sont de beaucoup les plus importantes et décèlent mieux que toute autre la véritable qualité de la matière, il n'y a absolument rien de fixe. Pour les rails, il existe bien des modes d'essai répondant à ce desideratum, mais on n'a encore rien déterminé d'analogue en ce qui concerne le métal dont nous nous occupons, c'est-à-dire celui entrant dans les constructions.

« Pour beaucoup d'autres matériaux, les pierres notamment, on reste dans l'incertitude sur leur résistance à la traction, à l'éclatement, à la gélivité, etc., et le constructeur est difficilement fixé sur la possibilité d'utilisation pratique de tels ou tels matériaux que la nature met à sa proximité pour la construction des ouvrages d'art.

« J'espère que cette question d'essais, sur laquelle il n'y a pas de rapport spécial rédigé à l'avance, pourra être utilement discutée au Congrès, au moins pour une catégorie particulière de matériaux, et une telle discussion, même restreinte, serait de la plus grande utilité.

« Les grands travaux récemment exécutés en France et à l'étranger, soit pour le creusement des canaux, soit pour l'approfondissement des ports, soit pour l'établissement de grandes tranchées de chemin de fer, ont donné lieu à des procédés nouveaux que votre Comité serait heureux de voir développés par quelques exemples devant le Congrès, où serait exposé l'emploi des derniers perfectionnements apportés dans les excavateurs et les dragues avec leur complément naturel, celui des modes de transport des déblais, soit par des procédés mécaniques, soit par l'utilisation de l'eau comme véhicule. L'usage des nouvelles perforatrices et des explosifs pourra donner lieu à des communications intéressantes que nous sollicitons.

« Une cinquième question d'un intérêt plus général sera, nous l'espérons, utilement développée devant vous, c'est celle

des *procédés de fondations*, qui a fait de si grands progrès dans ces dernières années.

« Grâce à l'emploi de l'air comprimé, les fondations, qui étaient autrefois un des écueils de la pratique de l'ingénieur, sont devenues, pour les cas les plus difficiles et à moins d'une profondeur dépassant 30 mètres, d'une application courante ; de telles fondations ne présentent aucun obstacle sérieux, et ne font plus l'objet d'une préoccupation pour l'ingénieur chargé de diriger le travail. La quantité de fer restant perdue dans les fondations devient chaque jour moindre ; de même la surface des caissons pour lesquels les fondations sont constituées peut croître dans des proportions que l'on n'aurait pas soupçonnées il y a quelques années. Le domaine de ces fondations peut même s'accroître grâce à l'ingénieux procédé de la congélation des terrains avoisinants ; l'emploi des blocs en béton descendus jusqu'au terrain solide avec ou sans air comprimé, suivant que l'on a ou non à craindre l'invasion des eaux, et dont il a été fait de si belles applications dans nos ports maritimes, a rendu les plus grands services en abaissant le prix de revient du mètre cube des fondations. Enfin dans certains cas particuliers, les pieux à vis sont venus offrir une solution plus rapide et surtout plus économique que toute autre.

« MM. Hersent, de Préau deau et Terrier vous soumettront un rapport où ils résumeront les résultats de leur longue expérience sur ces travaux où leur compétence est reconnue de tous.

« Comme sixième et septième questions inscrites à notre programme, nous avons fait figurer la question de la *construction des tunnels* et celle des *ponts et viaducs en maçonnerie*.

« Depuis les grands tunnels du mont Cenis et des Pyrénées, bien des progrès ont été faits et se sont réalisés au Saint-Gothard et à l'Arlberg. D'autres encore sont projetés pour les grands tunnels dont il est question en ce moment, notamment celui du Simplon, et nous espérons qu'il nous sera fait quelque communication à ce sujet. Il en est de même pour les grands travaux d'art en maçonnerie dont il a été récemment établi par nos ingénieurs des ponts et chaussées de si remarquables spécimens, soit comme viaducs, soit comme ponts à grande portée.

« Enfin, comme dernière question à traiter, il vous sera soumis un mémoire sur les *constructions métalliques* par MM. Con-

tamin et Fouquet avec ma faible part de collaboration. Je n'ai pas besoin de vous dire quel rôle important jouent actuellement les constructions métalliques dans l'art de l'ingénieur ; ce rôle deviendra de plus en plus prépondérant grâce à l'abaissement de leur prix de revient, au degré de sécurité que présentent leurs méthodes de calculs et enfin à l'amélioration des procédés de mise en place. La rapidité et la facilité de leur exécution sur place leur assureront, dans nombre de cas, la préférence sur tout autre système de construction ; on peut d'autant plus y compter que d'après les exemples des Américains nous sommes loin d'avoir réalisé tous les progrès possibles sous ce double rapport, et, d'autre part, que la difficulté de se procurer de la main-d'œuvre sur place augmente tous les jours.

« En ce qui concerne les ouvrages tout à fait spéciaux où tout autre mode de construction est irréalisable, le champ de ceux qui nous sont accessibles s'élargit chaque jour davantage, le pont du Forth et la galerie des machines de l'Exposition en sont un exemple ; quant aux piles métalliques, il n'y a aucun doute que l'on puisse augmenter leur hauteur autant qu'il pourra être nécessaire.

« Voilà, Messieurs et chers collègues, de bien vastes sujets d'études ; nous ne pouvons espérer, dans le court espace de temps que nous devons leur consacrer, et malgré toute votre compétence, les approfondir assez pour qu'il ressorte de nos discussions des conclusions définitives, mais nous devons nous estimer heureux si, sur quelques points spéciaux, nous pouvons fournir des aperçus théoriques et des données d'expérience qui complètent, pour chacun de nous, notre bagage de connaissances et nous aident à réaliser quelques améliorations dans l'art des constructions, et à coopérer dans la mesure de nos forces et par la pratique de notre belle profession d'ingénieur au progrès général de l'humanité. »

M. LE PRÉSIDENT annonce que le nombre des personnes qui ont adhéré au Congrès est de 202 ; il espère que ce nombre s'accroîtra encore.

Il ajoute que les gouvernements étrangers ont envoyé au Congrès un certain nombre de délégués dont il donne la liste par ordre d'inscription :

*Italie* : MM. BEROLLATTI, RUBINI et BUSIRI.

*Principauté de Monaco* : M. JANTY.

*Grèce* : M. Ernest VLASTO.

*Brésil* : M. Fernandès PINHEIRO.

*Mexique* : MM. Luis SALAZAR, Antonio-M. ANZA, Manuel RIVERA.

*Chili* : M. Victor PRETOT FREIRE.

*République Argentine* : M. CABIRAU.

*Norvège* : M. C.-W. TALEN.

*Belgique* : MM. BREITHOF, CHAUDRON, HANARTE, Henri MORTEAUX.

*États-Unis* : MM. William WATSON.

*Portugal* : M. FRANCISCO SINIGES MARGIOCHI.

*Russie* : M. BELELUBSKY.

La Société du travail professionnel a également envoyé un délégué, M. GAYDA.

M. LE PRÉSIDENT fait connaître que plusieurs membres se sont excusés de ne pouvoir assister aux séances du Congrès. Il cite notamment M. Bonnami, qui devait faire des communications très intéressantes sur les ciments, mais que l'état de sa santé empêche de se présenter. M. Muller, vice-président, qui est également très souffrant, et M. de Fontviollant, secrétaire, qui est retenu par son service militaire.

M. EIFFEL déclare en terminant qu'il a satisfait à ses obligations de président du comité d'organisation, en faisant un exposé sommaire des travaux qui doivent occuper le Congrès et en indiquant les résultats obtenus par ce comité au point de vue des adhérents, mais pour aborder utilement le programme qu'il vient de tracer, il est nécessaire de nommer un bureau définitif comprenant un président, des vice-présidents, des secrétaires. Il émet l'avis de désigner également parmi les adhérents étrangers un certain nombre de personnes qui n'avaient pu figurer dans le comité d'organisation.

M. GABRIEL propose le maintien des membres du bureau du comité d'organisation que des motifs particuliers n'ont pas obligés à se retirer, c'est-à-dire la nomination de M. Eiffel comme président, de MM. Boutillier et Clerc comme vice-présidents, et de MM. Moreau et Rabel comme secrétaires.

Cette proposition, mise aux voix, est adoptée à l'unanimité.

M. EIFFEL remercie ses collègues, en son nom et au nom des autres membres du bureau, de cette marque d'estime à laquelle ils sont très sensibles.

Il propose ensuite de compléter la liste des membres du bureau par la nomination d'un vice-président et d'un secrétaire français, en remplacement de MM. Muller et de Fontviollant, puis d'un certain nombre de vice-présidents et secrétaires étrangers.

Comme vice-président français, M. LE PRÉSIDENT met en avant le nom de M. LE BLANC, inspecteur général des ponts et chaussées. Cette proposition est adoptée à l'unanimité.

Sont ensuite élus comme vice-présidents étrangers :

MM. GARTNER (Autriche).  
 MORELLE (Belgique).  
 WATSON (États-Unis).  
 BEROLLATTI (Italie).  
 DE MATTOS (Portugal).  
 BELELUBSKY (Russie).

M. PETIT, ingénieur civil, est nommé secrétaire en remplacement de M. de Fontviollant, et M. VLASTO (Grèce) est désigné comme secrétaire étranger.

M. LE PRÉSIDENT annonce que les séances ultérieures du Congrès auront lieu au Conservatoire des arts et métiers ; il propose de se réunir le lendemain matin mardi à 9 heures et d'arrêter l'ordre du jour du Congrès. La première question traitée pourrait être : *l'Emploi de l'acier dans les constructions*.

M. LE PRÉSIDENT donne ensuite quelques renseignements sur les communications qui doivent être faites au Congrès et qu'il désirerait voir s'étendre.

La séance est levée à 3 heures et quart.

#### SÉANCE DU MARDI MATIN 10 SEPTEMBRE 1889

PRÉSIDENT DE M. EIFFEL PRÉSIDENT

La séance est ouverte à 9 heures un quart.

Après la lecture du procès-verbal de la séance d'inauguration, M. le président fixe l'ordre du jour suivant arrêté la veille, par les membres du bureau, relativement à l'emploi du temps dans les séances du Congrès :

#### Mardi matin 10 septembre

Emploi de l'acier dans les constructions.

**Mercredi 11 septembre, séance à 9 heures du matin et à 2 heures de l'après-midi.**

Chaux et ciments.

**Jeudi 12 septembre, à 8 heures trois quarts du matin.**

Rendez-vous à la Tour de 300 mètres (pilier sud) ; à midi, déjeuner au premier étage de la Tour ; dans l'après-midi, visite au bâtiment des Travaux publics et à la classe 63.

**Vendredi 13 septembre, séance à 9 heures du matin.**

Fondations.

**Vendredi 13 septembre, séance à 2 heures de l'après-midi.**

Questions du programme n'ayant pas fait l'objet de rapports spéciaux.

**Samedi 14 septembre, séance à 9 heures du matin.**

Constructions métalliques.

**Samedi 14 septembre, séance à 2 heures de l'après-midi.**

Questions du programme n'ayant pas fait l'objet de rapports spéciaux.

Le présent ordre du jour est adopté.

Le parole est donnée à M. Lantrac pour entretenir le Congrès de son mémoire sur l'acier dans les constructions.

M. Lantrac s'exprime en ces termes :

Vous savez tous, Messieurs, que l'emploi de l'acier laminé, en remplacement du fer, ne date pas de loin. Les premières applications en ont été faites en Amérique et ne remontent pas à plus de quinze années, et encore n'est-ce que dans ces dernières années, depuis trois ou quatre ans, qu'on a employé l'acier laminé d'une façon courante. C'est donc une question d'actualité sur laquelle les données ne sont pas encore bien fixées et peuvent être, je crois, discutées utilement.

Nous avons résumé dans ce rapport, M. Hallopeau et moi, notre opinion sur les différents points que soulève cette question.

Je souhaite que dans l'assemblée il se trouve beaucoup de contradicteurs et que de la discussion qui peut avoir lieu naisse la lumière sur des points qui ne sont pas encore parfaitement établis.

M. Lantrac donne ensuite lecture du mémoire suivant qu'il a rédigé en collaboration avec M. Hallopeau sous le titre de : *Emploi de l'acier dans les constructions.*

Les grands ouvrages construits en Amérique dans ces dernières années marquent l'origine de l'emploi de l'acier dans la construction des ponts métalliques.

Il y a environ vingt ans que le pont de Saint-Louis, sur le Mississippi, qui comporte des travées de 150 à 160 mètres, fut projeté et exécuté avec des arcs en acier.

C'est à la même époque que le grand pont de Brooklyn fut étudié, et l'on sait qu'il a été exécuté partie en fer, partie en acier.

Il convient cependant de remarquer que, dans ces deux ponts l'acier fut employé dans des conditions spéciales, s'écartant beaucoup de celles usitées généralement.

Depuis lors, de nombreux et importants ouvrages en tôlerie d'acier ont été construits dans ce pays, tels que les ponts de Plattsburgh, de Bismarck sur le Missouri, du Niagara, de Saint-John, du Saint-Laurent, de Kentucky, de Poughkeepsie, etc.

En Hollande, dans quelques-uns des grands ponts établis de 1870 à 1878, les pièces transversales et les longerons sous rails sont en acier laminé.

En Angleterre, on a également construit plusieurs ouvrages importants en acier, notamment le gigantesque pont du Forth dont l'exécution touche à sa fin.

En France, on a aussi, dans ces cinq dernières années, exécuté en acier plusieurs ponts d'une certaine importance.

Au retour de la mission aux États-Unis des ingénieurs Pontzen et Lavoigne, ce dernier, ingénieur en chef des ponts et chaussées à Rouen, projeta en 1885, pour cette ville, le pont fixe en arc qui a remplacé l'ancien pont suspendu et qui a été exécuté en acier.

En 1886, on construisit le pont à poutres droites sur la Braye, de 60 mètres de portée, et, peu de temps après, le pont sur le Roubion, à poutres semi-paraboliques, puis les viaducs de Rochechouart et de Gagnières, et quelques autres ponts.

On a également exécuté en France, pour le compte du gouvernement chilien, le viaduc du Maleco, ouvrage entièrement en acier, qui comporte 5 travées égales de 70 mètres de portée, reposant sur des piles métalliques dont la plus haute s'élève à 76 mètres au-dessus du socle en maçonnerie.

Enfin on construit en ce moment sur le Rhône, à Lyon, deux grands ponts en arc, complètement en acier, en remplacement des anciens ponts Morand et Lafayette.

Au début, on a pensé qu'il convenait d'employer une qualité d'acier présentant une résistance élevée à la rupture, sans trop

se préoccuper de la dureté qui en est la conséquence. D'ailleurs, à cette époque, on ne disposait pas d'une grande variété de qualités ; mais, au fur et à mesure que les procédés de fabrication de l'acier se sont développés et améliorés, on a employé des aciers de plus en plus doux, jusqu'au métal très doux que les récentes découvertes de la métallurgie permettent de produire facilement et à des prix avantageux.

C'est avec ce métal que les ouvrages de portée ordinaire, construits en France, ont été exécutés.

Si le prix de l'acier par rapport à celui du fer devait rester ce qu'il est aujourd'hui, il n'y aurait pas avantage, dans la plupart des cas, à remplacer le fer par l'acier dans les constructions ordinaires, et l'emploi de ce dernier métal resterait limité, comme il l'a été jusqu'à présent, aux ouvrages de dimensions exceptionnelles et à des cas particuliers.

Mais les prix de l'acier et du fer tendent de plus en plus à se niveler et il est certain que, dans un avenir peu éloigné, la valeur commerciale de l'acier de construction sera égale ou même inférieure à celle du fer puddlé ordinaire.

Les questions concernant la substitution de l'acier au fer dans les constructions métalliques ont donc un caractère d'actualité marqué.

Nous croyons que l'étude des conditions de l'emploi rationnel de l'acier doit être faite séparément pour les constructions fixes et pour les constructions mécaniques, les principes sur lesquels elle doit être basée dans l'un et l'autre cas n'étant pas identiques.

Nous nous bornerons à envisager dans le présent rapport les constructions fixes, c'est-à-dire les ponts, charpentes, portes d'écluses, bateaux et autres ouvrages analogues.

Les points principaux dont cette importante question nécessite l'examen nous paraissent être les suivants :

1° Propriétés de l'acier de construction comparées à celles du fer puddlé au point de vue de la composition, de la résistance, de l'élasticité, de la durée et de la conservation ;

2° Nature de l'acier dont l'emploi doit être préféré pour les constructions ordinaires ;

3° Détermination du coefficient pratique de résistance à adopter dans les calculs statiques des différentes parties des ouvrages ;



4° Règles générales à observer dans l'étude des projets d'ouvrages en acier, par rapport à celles admises pour les ouvrages en fer;

5° Essais à faire subir à l'acier pour s'assurer de sa qualité;

6° Procédés de mise en œuvre;

7° Production commerciale de l'acier.

1° PROPRIÉTÉS COMPARATIVES DU FER ORDINAIRE ET DE L'ACIER  
DE CONSTRUCTION

Le fer ordinaire est un métal dont les molécules ont été obtenues à l'état pâteux, puis soudées et étirées sous l'action combinée de la chaleur et de la pression. L'acier que nous envisageons, qu'elle qu'en soit la nature, est un métal fondu.

C'est là une distinction fondamentale à établir dans la série des composés ferreux malléables si variés, qui existent aujourd'hui.

En raison même de leur origine, la texture du fer soudé sera lamelleuse et fibreuse, tandis que la texture de l'acier sera cristalline et d'aspect homogène.

On se rend compte a priori que, de ces modes différents de formation, doivent résulter des propriétés différentes pour ces métaux.

D'une façon générale, les conditions de résistance et d'allongement des métaux fondus malléables sont supérieures à celles du fer ordinaire.

Le fer présente, dans le sens de l'étirage et dans le sens transversal des résistances inégales; les fibres dont il se compose sont susceptibles de se séparer longitudinalement, soit par dessoudure, soit par arrachement.

Les qualités qu'on peut obtenir par le puddlage varient du fer ordinaire à l'acier puddlé, mais elles se reproduisent avec une remarquable régularité et ne sont pas altérées facilement par les influences physiques auxquelles le fer peut être soumis.

L'acier, au contraire, présente, dans tous les sens, à peu près les mêmes conditions de résistance; mais, par sa nature cristalline, il offre prise à la propagation des fissures et aux changements d'état d'équilibre moléculaire.

On comprend, sous le nom générique d'*acier*, des composés

ferreux malléables fondus, bien différents par leur composition, leur mode de fabrication et leurs propriétés.

La réduction de la teneur en carbone a permis d'obtenir un métal fondu qui, par ses propriétés, est assimilable au fer soudé et que, pour cette raison, on désigne maintenant couramment sous le nom de *fer fondu*; les méthodes de fabrication mises récemment en usage permettent, en outre, de produire toutes les variétés de qualité intermédiaires entre ce fer fondu extrêmement malléable et les aciers les plus résistants et les plus durs. Mais cette facilité de faire varier la qualité des métaux fondus n'est pas sans inconvénients; jointe aux irrégularités qui peuvent naître du mode de fabrication, elle constitue un danger au point de vue de l'emploi de ces produits dans les constructions, danger contre lequel on devra se prémunir par des précautions spéciales dans leur choix.

La classification de produits si variés est complexe; il n'en existe pas encore de bien arrêtée, même pour les aciers de construction, c'est-à-dire les aciers les plus malléables, les seuls dont nous ayons à nous occuper dans ce rapport.

Cette classification soulève d'ailleurs des questions d'intérêts commerciaux qui la compliquent encore.

En 1876, lors de l'Exposition de Philadelphie, le Comité international, composé des métallurgistes les plus éminents, proposa d'adopter la division de produits ferreux malléables en quatre classes, comme suit :

1° Tout composé ferreux malléable comprenant les éléments ordinaires de ce métal, et obtenu soit par la réunion de masses pâteuses, soit par paquetage ou par tout autre procédé n'impliquant pas la fusion, et qui d'ailleurs ne durcit pas par la trempe, bref, tout ce que l'on a désigné jusqu'à ce jour par le nom de *fer doux* (*wrought iron*) sera appelé à l'avenir *fer soudé* (*weld iron*, *Schweisseisen*);

2° Tout composé analogue qui, par une cause quelconque, durcit par l'action de la trempe et fait partie de ce que l'on appelle aujourd'hui acier naturel, acier de forge, ou plus particulièrement acier puddlé, sera appelé *acier soudé* (*weld steel*; *Schweisstahl*);

3° Tout composé ferreux malléable comprenant les éléments ordinaires de ce métal qui aura été obtenu et coulé à l'état

fondu, mais qui ne durcit pas sensiblement par la trempe, sera appelé *fer fondu* (*ingot iron, Flusseisen*);

4° Tout composé pareil qui, par une cause quelconque, durcit par la trempe, sera appelé *acier fondu* (*ingot steel, Fluss-stahl*).

Ces dénominations ne sont pas encore usitées d'une manière générale ni en France, ni en Angleterre, et, jusqu'à présent, la classification en forge des métaux fondus propres à la construction n'a rien de bien précis.

A la compagnie des chemins de fer P.-L.-M., le service du contrôle du matériel fixe, à la suite de très nombreux essais, a établi un premier classement comme ci-après, classement basé principalement sur la résistance, l'allongement à la rupture et l'action de la trempe.

DÉSIGNATION	ACTION de LA TREMPE	TEXTURE	LIMITE D'ÉLASTICITÉ MINIMA	RÉSISTANCE A LA RUPTURE EN KI- LOGRAMMES par millimètre carré	ALLONGEMENT pour 100 à la rupture mesuré sur 100 mill. dans le sens longitudinal
			kilogr.	kilogr.	pour 100
Aciers	extra-durs.	Trempe énergi- que. . . . .	>	80 à 100	6 à 8
	très durs.	<i>Idem</i> . . . . .		78 à 80	8 à 12
	durs. . . .	<i>Idem</i> . . . . .		60 à 70	12 à 18
	doux . . .	Trempe ferme.	35		
Fer fondu		Grain bien formé. . .	33	50 à 60	18 à 22
	très doux.	Trempe faible.	30	45 à 50	22 à 24
	soudable..	Ne trempe pas.	27	40 à 45	24 à 28
	soudant..	<i>Idem</i> . . . . .			
		Texture soyeuse.	29	35 à 40	28 à 32

Les résultats moyens donnés par le fer puddlé ordinairement employé dans les constructions, et à mettre en parallèle avec ceux ci-dessus sont les suivants :

Fer misé. . . . .	Ne trempe pas.	Nerf . . .	18	32 à 34	8 à 10
Fer p <sup>r</sup> rivets (qua- lité chaudière).	<i>Idem</i> . . . . .	Grain. . .	35	35	15

La charge correspondant à la limite d'élasticité est notablement plus élevée pour les métaux fondus que pour le fer soudé ; comme la résistance à la rupture, elle augmente avec la dureté du métal.

Enfin, les coefficients d'élasticité (valeurs de E) sont sensi-

blement les mêmes pour l'acier et le fer ; ils paraissent être de  $20 \times 10^9$  pour l'acier et de  $18 \times 10^9$  pour le fer ordinaire.

Cette presque égalité d'élasticité a, comme on le verra plus loin, des conséquences importantes.

La puissance de résistance des métaux fondus à l'influence destructive des agents atmosphériques dépend de leur composition. On admet généralement que les aciers manganésifères et les aciers phosphoreux sont ceux qui s'altèrent le plus rapidement.

Les expériences relatives à cette question sont peu nombreuses ; il serait désirable qu'on produisît au Congrès des observations comparatives plus concluantes.

## 2° NATURE DE L'ACIER DONT L'EMPLOI DOIT ÊTRE PRÉFÉRÉ POUR LES CONSTRUCTIONS ORDINAIRES

On est à peu près d'accord pour admettre que, parmi ces métaux fondus, celui dont l'emploi dans les constructions doit être préféré est le fer doux fondu, obtenu sur sol basique ou neutre. Ainsi que nous l'avons déjà dit, ce métal est ductile, malléable ; il ne prend la trempe à aucun degré et il est généralement régulier de qualité. Sa résistance à la rupture est de 42 à 44 kilogrammes par millimètre carré de la section primitive, et l'allongement correspondant, mesuré sur une éprouvette de 0<sup>m</sup>,10, de 25 à 28 p. 100. Sa limite d'élasticité est de 24 à 26 kilogrammes.

Il est clair que, pour des constructions de dimensions exceptionnelles, on pourrait être conduit à employer un métal autre, présentant une plus grande résistance, malgré la diminution de malléabilité que cette condition entraîne.

Les conditions de résistance correspondantes du fer puddlé généralement employé dans les constructions rappelées dans le tableau précédent, sont : 32 à 34 kilogrammes de résistance, 8 à 10 p. 100 d'allongement et 16 à 18 kilogrammes comme limite d'élasticité.

3° COEFFICIENT NORMAL DE RÉSISTANCE A ADOPTER DANS LES CALCULS  
STATIQUES

Si l'on prend pour bases les conditions de résistance comparative du fer et de l'acier, qui précèdent, et si l'on admet le coefficient de 6 kilogrammes pour les constructions ordinaires en fer puddlé, on serait conduit, pour avoir la même sécurité avec le fer fondu, à prendre pour ce dernier un coefficient déterminé, d'une part d'après le rapport des résistances absolues des deux métaux, et, d'autre part, d'après le rapport des charges correspondant à la limite d'élasticité.

Le premier donnerait . . . . .	$6^k \times \frac{44}{34} = 7^k8$
Le second . . . . .	$6^k \times \frac{26}{18} = 8,7$
Soit en moyenne. . . . .	8 <sup>k</sup> 25
On pourrait adopter. . . . .	8 <sup>k</sup> 5

D'autres considérations portent à croire qu'il ne faut pas trop s'écarter de cette valeur moyenne.

On ne doit pas perdre de vue, en effet, que les coefficients d'élasticité du fer et de l'acier étant peu différents, les allongements élastiques sont à peu près proportionnels au coefficient de tension du métal.

D'après cela, ce serait à tort qu'on a admis, dans certaines constructions récentes, des coefficients plus élevés, atteignant 10 et 12 kilogrammes, et nous croyons savoir que les flèches prises par ces ouvrages justifient les déductions qui précèdent.

Dans les constructions en acier aussi bien que dans celles en fer, il est rationnel d'admettre des coefficients de résistance différents, pour le calcul des différentes parties, selon la nature des efforts qu'elles auront à supporter. Indépendamment des efforts de compression qui donnent lieu à des considérations spéciales, les changements brusques d'état d'équilibre qui résultent des charges en mouvement ont aussi une influence marquée sur la durée et la résistance des pièces qui y sont soumises.

En ce qui concerne ce dernier point, M. Considère, dans son mémoire sur l'emploi du fer et de l'acier dans les constructions, tire des expériences de MM. Woehler et Spangenberg, relatives

aux influences des charges prolongées ou répétées, les conclusions suivantes :

« La répétition des efforts est, pour les métaux, une cause spéciale d'altération qui n'est nullement proportionnelle à la valeur absolue du maximum de l'effort.

« Le cas le plus défavorable à la durée du métal est celui où l'effort varie entre deux valeurs égales et opposées, c'est-à-dire entre une tension et une compression d'égale intensité.

« Lorsque l'effort varie d'un minimum à un maximum de même signe, la limite dangereuse est plus élevée que dans le cas où l'effort varie de zéro à un maximum constant et toujours de même signe. »

Bien que ces conclusions visent plus spécialement les pièces mécaniques en mouvement, elles sont aussi applicables aux constructions fixes qui reçoivent des surcharges mobiles momentanées.

D'après cela, dans un pont métallique, il conviendrait d'adopter pour les longerons sous rails et les pièces transversales, des coefficients moindres que pour les poutres principales.

Il est à remarquer qu'on est amené à conclure dans le même sens, si l'on tient compte des effets dynamiques de charges roulantes et de l'état de mouvement des pièces excentriques des machines.

#### 4° RÈGLES GÉNÉRALES À OBSERVER DANS L'ÉTUDE DES PROJETS

Nous avons dit que le coefficient d'élasticité était à peu près constant pour le fer et les aciers des diverses qualités employées dans les constructions : il en résulte que les déformations élastiques prises, sous les mêmes charges, par des poutres d'égale hauteur seront sensiblement proportionnelles aux tensions qu'on fera supporter au métal.

Ainsi, en prenant pour bases des calculs les coefficients de tension de 6 kilogrammes pour le fer et de 8 kilogr. 5 pour l'acier, la substitution de l'acier au fer dans la construction d'une poutre aura pour effet d'accroître la flèche dans le rapport de 8, 5 à 6, c'est-à-dire de 1, 42 à 1 (abstraction faite de la petite différence qui existe entre les coefficients d'élasticité des deux métaux).

On devrait donc, pour éviter cette majoration, augmenter d'environ 42 p. 100 la hauteur de la poutre, en passant du fer à l'acier. Mais une telle augmentation, qui pourrait présenter des inconvénients, n'est pas indispensable. Dans la plupart des cas, on pourra en effet admettre un excédent de flèche.

Une augmentation de hauteur de 15 à 20 p. 100 paraît devoir réaliser les conditions les plus satisfaisantes.

Dans une construction déterminée, en substituant l'acier au fer, si on conservait le même nombre d'éléments, les sections de chacun d'eux se trouveraient évidemment réduites. Il pourrait arriver alors que la quantité de métal strictement nécessaire pour composer les pièces comprimées ne permit pas de leur donner un profil propre à résister dans de bonnes conditions à ce genre d'effort, sans employer un excédent de métal.

Dans les projets de constructions en acier, il sera donc utile, dans beaucoup de cas, de chercher à diminuer le nombre des éléments.

Avec ce métal plus résistant, on devra éviter de réduire à l'excès les épaisseurs des barres, à cause du voilement et des détériorations qu'elles peuvent subir par l'oxydation et les autres causes de destruction.

##### 5° ESSAIS A FAIRE SUBIR A L'ACIER POUR S'ASSURER DE SA QUALITÉ

Lorsqu'il s'agit de s'assurer de la qualité du fer puddlé, on se contente, en France, d'essais de pliage à chaud et à froid, de poinçonnage, et d'essais à la traction; dans ces derniers, on détermine généralement la résistance à la rupture rapportée à la section primitive, ainsi que l'allongement correspondant mesuré sur une éprouvette de longueur déterminée, duquel on déduit l'allongement pour cent relatif à cette longueur.

Ces essais peuvent paraître suffisants par un métal offrant, comme le fer, beaucoup de régularité dans sa qualité, mais nous pensons qu'il ne saurait en être de même pour l'acier.

Les propriétés de ce dernier métal étant, comme on le sait, modifiées dans un sens connu par la présence dans sa composition, soit comme impureté, soit comme alliage, de certains métaux et métalloïdes, tels que le manganèse, le chrome, le soufre, le phosphore, le silicium, etc., il importe, pour appré-

cier exactement la qualité, d'en connaître la composition et, par conséquent, d'avoir recours à une analyse chimique. Mais les substances à reconnaître entrant toujours en proportion minime, cette analyse exige des soins minutieux et des connaissances spéciales que possèdent bien rarement les agents appelés à contrôler la fabrication dans les forges ; et jusqu'à présent, ces recherches n'ont guère été faites au laboratoire que par les ingénieurs des forges.

Il serait très désirable qu'on trouvât un procédé simple et expéditif pour reconnaître les éléments qui ont une influence prépondérante sur les propriétés du métal, et les doser, ne serait-ce que proportionnellement.

En ce qui concerne les essais par traction, les quantités qu'il importe de déterminer sont, d'une part, la limite d'élasticité et, d'autre part, la charge maxima que peut supporter le barreau d'essai, charge qui est atteinte à l'instant où la striction va commencer à se produire.

En rapportant cette charge à la section primitive du barreau, on obtiendra ce qu'on peut appeler le *coefficient de résistance absolue à la rupture*.

C'est ce coefficient et la limite d'élasticité qui permettront d'apprécier à quel coefficient de résistance pratique il conviendra de soumettre le métal.

L'examen des conditions de striction fournira les indications précises sur la malléabilité et sera très utile pour la classification des aciers. Les éléments qu'il paraît important de mesurer dans cet examen sont : la section la plus réduite de la barre, ou section de striction, la charge totale supportée au même instant, et enfin l'allongement de striction.

En rapportant la charge supportée au moment de la rupture, à la section de striction, on obtiendra ce qu'on peut appeler le coefficient de *résistance finale* à la rupture, lequel diffère considérablement du coefficient de *résistance absolue* défini plus haut.

En ce qui concerne l'allongement de striction, on sait qu'on entend par cette expression l'allongement produit dans la zone contractée du barreau d'essai. Cet élément est indépendant des circonstances dans lesquelles l'essai a été fait ; il donne donc la mesure absolue de la faculté d'allongement du métal, alors que l'allongement par unité, obtenu par le mesurage entre repères,



dépend de l'écartement des repères et n'a, par suite, qu'une valeur relative.

Les essais de pliage, d'enroulement et de poinçonnage donneront toujours des indications très utiles sur la qualité de l'acier.

On devra, dans tous les cas, vérifier dans quelle mesure le métal prend la trempe.

Ces derniers essais ont une importance capitale au point de vue pratique.

Nous signalerons que l'étude des conditions comparatives de résistance du fer et de l'acier a déjà été présentée d'une façon très remarquable par M. Considère, dans des mémoires insérés aux *Annales des ponts et chaussées*, mémoires que nous avons déjà cités et qui sont des modèles de recherches méthodiques sur ces questions.

#### 6° PROCÉDÉS DE MISE EN ŒUVRE

Ainsi qu'on le sait, les opérations principales que comporte la mise en œuvre des constructions métalliques sont les suivantes :

- 1° Dressage des fers et tôles ;
- 2° Percage et découpage ;
- 3° Forgeage ;
- 4° Assemblage et rivetage ;
- 5° Montage sur place.

*Dressage.* — Le dressage des barres profilées et des tôles en fer se fait généralement à l'aide de masses en acier.

Dans les constructions en acier, on a prescrit avec raison, en France, le dressage à la machine ou à la masse en cuivre rouge. Ce dernier moyen étant peu efficace, on doit lui préférer la machine à dresser, qui donne de très bons résultats pour le dressage à plat lorsqu'il s'agit de tôles ou de plats, et présente, en outre, l'avantage de faire disparaître le bruit assourdissant du dressage au marteau. La suppression du choc dans le dressage s'imposera d'autant plus que l'acier à mettre en œuvre sera plus dur.

Si le dressage à froid par la machine des profilés, des tôles

et des grandes faces des larges plats est facile, il n'en est pas de même du dressage des champs de ces derniers.

Si le large plat est cintré sur champ, on ne peut le redresser que par un martelage à froid qui allonge le métal du côté concave, ou par redressage à chaud.

Ce dernier moyen nécessitant des fours de grandes dimensions que les ateliers de construction ne possèdent généralement pas, c'est au premier qu'on a recours. Pour éviter l'altération du métal qui résulte de l'application de ce moyen, on devra imposer rigoureusement aux forges l'obligation d'un dressage parfait des champs, fait à chaud, — obligation qu'il sera facile de remplir sans augmentation de la dépense de fabrication. Ce n'est qu'une affaire de bonne installation.

*Perçage et découpage.* — Dans les constructions en fer, le perçage se fait généralement au poinçon, au moins en France, mais ce n'est pas sans certains inconvénients.

Le poinçonnage, même pour le fer, a été discuté et n'est pas admis partout. En Angleterre, en Hollande, en Allemagne, on a exigé, dans nombre de cas, le perçage au foret.

Il est hors de doute que le poinçonnage altère le métal sur une certaine largeur de la zone avoisinant le trou. D'autre part, il donne lieu, sur les barres poinçonnées, à des allongements variables suivant la nature du métal, la disposition et la distance des trous, allongements dont il faut tenir compte dans le traçage, ce qui ne peut pas toujours se faire d'une façon bien exacte. Une autre cause d'irrégularité du perçage résulte de l'écart que peut donner le poinçonnage dans la position prévue des trous ; quel que soit le soin apporté à l'exécution, il subsiste toujours de petites imperfections dans leur coïncidence, qu'il faut faire disparaître par un alésage.

A cause de ces irrégularités, le brochage qui précède la pose des rivets peut être, dans certains cas, assez énergique pour déterminer, dans les pièces à assembler, une tension initiale si elles sont trop courtes, ou une déformation par flexion si elles sont trop longues.

Lorsqu'il s'agit d'un système présentant des éléments surabondants, comme les poutres en treillis avec montants verticaux, la répartition des efforts prévue par le calcul peut se trouver fortement modifiée par cette opération de brochage.

Si à ces considérations on ajoute que le poinçonnage produit dans le métal fondu une altération plus sensible que dans le fer — altération d'autant plus marquée que le métal est plus dur — on a de bonnes raisons de préconiser le perçage au foret pour les constructions en acier, pour celles surtout de forme régulière, dans lesquelles la position des trous peut être déterminée d'une façon complètement exacte : les ponts, les charpentes à grande portée sont dans ce cas.

Au contraire, on n'obtiendrait pas une grande amélioration en substituant le perçage au foret au poinçonnage, pour les coques de navires et les autres constructions analogues de forme irrégulière.

Pour l'exécution des constructions en acier établies en France dans ces dernières années, on a adopté un moyen terme qui consiste à poinçonner les trous à un diamètre inférieur de 2 ou 3 millimètres à celui définitif, et à enlever la couronne réservée à l'aide de l'alésoir coupant ou par un second poinçonnage. On estime que, par ce moyen, on fait disparaître complètement la zone altérée.

Enfin, certains ingénieurs admettent que, pour les ouvrages en métal très doux, il n'y a pas plus d'inconvénient à employer le simple poinçonnage que s'il s'agissait d'ouvrages en fer misé.

Cette opinion se rapporte exclusivement au fer fondu soudable du tableau de la page 3, et non aux autres classes d'acier d'une dureté supérieure à celle de ce métal.

Quel que soit le bien-fondé de cette manière de voir, on ne saurait méconnaître l'intérêt qu'il y aurait à abandonner un procédé de mise en œuvre defectueux, même au prix d'un peu de gêne et d'une légère augmentation de dépense. Le moment où l'on entre dans une voie nouvelle par l'adoption d'un métal ayant des qualités jugées supérieures à celles du fer paraît tout indiqué pour opérer cette amélioration. Elle a, par ailleurs, le mérite d'être une solution générale, s'appliquant à toutes les qualités d'acier.

Le coupage à la cisaille étant susceptible d'écrouir le métal sur une largeur de 2 ou 3 millimètres, il sera utile d'enlever au rabot cette partie altérée.

*Travail à chaud.* — Ainsi qu'il a été dit au sujet de la rédaction des projets se rapportant aux constructions en acier, il faut

éviter l'emploi des pièces forgées et, par conséquent, les pliages, les épaulements, les coudes et les soudures; de nombreuses observations ont en effet mis en évidence ce fait, que l'acier, même très doux, devient cassant lorsqu'on le travaille à une température au-dessous du rouge cerise et, plus spécialement, à la température caractérisée par une couleur bleue particulière; et comme, par ailleurs, il est peu soudant, on est exposé à obtenir par le travail à chaud des pièces défectueuses.

Dans les cas exceptionnels où l'on devra y avoir recours, il sera indispensable de soumettre les pièces ainsi travaillées à un recuit, pour détruire les tensions intermoléculaires auxquelles le refroidissement aura pu donner lieu.

Si, au lieu de fer fondu, il s'agissait d'un métal plus dur, de plus grandes précautions encore devraient être prises et l'on devrait proscrire, sans hésiter, le poinçonnage et le travail des pièces à chaud.

*Assemblage et rivetage.* — L'assemblage des constructions en acier ne présente rien de particulier; mais on n'est pas d'accord sur la question de savoir s'il faut préférer les rivets en fer ou les rivets en métal fondu. Le travail à chaud ayant l'inconvénient que nous venons de signaler et l'acier étant peu soudant, on a tout d'abord écarté les rivets en acier; mais, depuis, on est parvenu, dans certaines forges, à fabriquer des tiges rondes en métal fondu extra-doux, possédant la qualité d'être soudant et très malléable. Ce métal est caractérisé par une résistance à la rupture de 38 kilogrammes en moyenne, avec allongement de 28 à 32 p. 100 mesuré sur un barreau de 0<sup>m</sup>,100, et il ne présente aucun des inconvénients précédents. L'emploi de ce métal a donné de bons résultats; mais il convient de remarquer qu'on obtient du fer spécial à rivets, satisfaisant à très peu près aux mêmes conditions.

Étant donné qu'il peut facilement s'introduire, dans un lot de rivets en fer fondu, des rivets fabriqués avec un métal d'une autre nature, leur emploi peut laisser des doutes, et, tant que ce doute subsistera, il paraît prudent de donner la préférence aux rivets en fer d'une qualité convenable; les avis sur ce point sont du reste partagés.

Quant à la pose des rivets, on sait que le rivetage à la machine donne beaucoup plus de garantie que le rivetage à la

main ; par conséquent, on doit y avoir recours toutes les fois que c'est possible, tant à l'atelier qu'au montage.

L'usage de la machine est encore plus indiqué que des rivets en acier, en raison de ce que l'opération étant plus prompte, la pose du rivet peut être achevée à une température convenable.

*Montage sur place.* — La mise en place des ouvrages en acier ne nécessite aucune mesure spéciale, si ce n'est un alésage plus soigné, de façon à limiter l'emploi du brochage qui peut refouler le métal et présenter d'autres inconvénients.

#### 7° ÉTAT ACTUEL DE LA FABRICATION DE L'ACIER

La fabrication de l'acier, et particulièrement de fer fondu, s'est considérablement développée pendant ces deux dernières années, et, à présent, il existe un assez grand nombre de forges produisant l'acier doux et le fer fondu, pour assurer l'approvisionnement de ce métal dans des conditions normales de concurrence ; on peut en faire usage d'une manière courante, avec la certitude que les forges peuvent satisfaire à tous les besoins de quantité et de qualité.

#### RÉSUMÉ

Dans ce rapport, nous avons eu pour but d'indiquer les questions qui pourraient être discutées utilement au Congrès, sans avoir la prétention de les résoudre.

Notre opinion sur ces différentes questions se résume comme suit :

1° Les conditions actuelles de la fabrication des métaux ferreux fondus portent à croire que, dans un avenir prochain, on sera conduit à substituer d'une façon générale le fer fondu au fer puddlé dans les constructions ordinaires ;

2° Le métal auquel on devra donner la préférence dans les cas ordinaires, est le fer fondu obtenu sur sole neutre ou basique, à l'exclusion du convertisseur ; ce métal est caractérisé par une résistance à la rupture comprise entre 42 et 44 kilogrammes, avec un allongement de 24 à 28 p. 100 et il possède les propriétés d'être ductile, malléable et de ne pas durcir par la

trempe. L'emploi de l'acier doux plus résistant sera réservé pour les ouvrages de dimensions exceptionnelles ;

3° Pour le fer fondu, le coefficient pratique de résistance devra être, à celui admis pour le fer puddlé, dans le rapport de 8, 5 à 6 ;

4° On devra tenir compte des conséquences qu'entraîne cette élévation du coefficient de résistance, eu égard à ce que le module d'élasticité du nouveau métal ne diffère que très peu de celui du fer puddlé ;

5° Les essais pour s'assurer de la qualité devront être plus complets que pour le fer ; ils devront porter sur la composition chimique du métal et sur les conditions de striction ;

6° Pour la mise en œuvre, on devra exclure le dressage au marteau d'acier et adopter le dressage à la machine. On devra exiger que les barres à section méplate, plats et larges plats, soient livrées par les forges rigoureusement droites sur champ.

Bien que le poinçonnage, suivant l'avis de quelques-uns, soit encore admissible pour le fer fondu, il y aurait intérêt à y substituer, d'une façon générale, le perçage au foret.

Tant qu'il existera un doute sur la possibilité d'obtenir d'une façon régulière et certaine l'acier soudant qui convient pour les rivets, on devra s'en tenir aux rivets en fer de qualité supérieure.

On devra remplacer, autant que possible, le rivetage à la main pour le rivetage à la machine ;

7° La fabrication en forge est, à présent, assez régulière et assez large pour assurer l'approvisionnement dans des conditions commerciales normales.

M. LE PRÉSIDENT remercie MM. Hallopeau et Lantrac de la façon très claire dont ils ont traité la question de l'emploi de l'acier, et donne ensuite la parole à M. Considère, ingénieur en chef des ponts et chaussées.

M. CONSIDÈRE présente au Congrès le mémoire qu'il a préparé sur l'emploi de l'acier dans les constructions et dans lequel il tend à montrer l'économie réalisée en substituant au fer de l'acier doux, et en substituant à l'acier doux un acier plus résistant, c'est-à-dire ayant une résistance à la traction de 55 kilogrammes.

Il existe actuellement, dit M. Considère, deux tendances dif-

férentes, au sujet de l'emploi de l'acier dans les ouvrages métalliques.

En France, une prudence bien naturelle et l'exemple des ingénieurs de la marine font préférer à beaucoup de constructeurs l'acier extra-doux, ayant une résistance à la traction de 42 à 45 kilogrammes. MM. Hallopeau et Lantrac ont adopté cette opinion.

A l'étranger, on emploie des aciers beaucoup plus résistants pour des ouvrages considérables. Il ne semble pas inutile d'exposer au Congrès les raisons qui militent dans ce sens et de compléter ainsi l'étude de cette question importante.

VARIATION DU POIDS DES OUVRAGES AVEC LES LIMITES D'EFFORTS ADMISES. — Soient  $P'$  et  $P''$  les poids par mètre courant qu'auront les maîtresses-poutres d'un pont, suivant que les limites d'efforts admises, en moyenne, pour le métal seront  $n'$  ou  $n''$ . Soient  $p'$  et  $p''$  les poids par mètre courant de la partie du tablier exécutée en métal et  $\pi$  le poids supplémentaire que le pont aura à supporter, comprenant la voie, le platelage, le ballast, s'il y en a, et la charge accidentelle, fixée par les cahiers des charges.

Suivant que la limite moyenne d'efforts admise pour les pièces du pont sera  $n'$  ou  $n''$ , le poids total, y compris la charge accidentelle, sera proportionnel à  $P' + p' + \pi$  ou à  $P'' + p'' + \pi$ .

Le rapport des moments de flexion et des efforts tranchants, dans les sections correspondantes des deux ouvrages, étant égal au rapport des poids totaux, sera :

$$\frac{P' + p' + \pi}{P'' + p'' + \pi}.$$

Le rapport des aires des sections correspondantes est égal au rapport des moments et des efforts tranchants, divisé par le rapport des efforts admis pour chaque métal. Il sera donc égal à :

$$\frac{P' + p' + \pi}{P'' + p'' + \pi} \times \frac{n''}{n'}.$$

Les poids des deux maîtresses-poutres  $P'$  et  $P''$  seront proportionnels aux aires de leurs sections correspondantes et, par suite, on aura l'équation :

$$\frac{P' + p' + \pi}{P'' + p'' + \pi} \times \frac{n''}{n'} = \frac{P'}{P''} \quad (1)$$

Si, pour simplifier, on néglige, dans le calcul du tablier, l'influence des variations de son poids propre dues au changement de métal, on reconnaît que  $p'$  et  $p''$  sont inversement proportionnels à  $n'$  et  $n''$ .

On a donc :

$$p'' = p' \frac{n'}{n''},$$

et par suite :

$$\frac{P' + p' + \pi}{P'' + p' \frac{n'}{n''} + \pi} \times \frac{n''}{n'} = \frac{P'}{P''} \quad (2)$$

Cette formule permet de déterminer les variations de poids qui résulteraient, pour un même ouvrage, de l'emploi de métaux plus ou moins résistants, par exemple de fer, d'acier extradoux et d'acier doux, dont les limites d'efforts, pour les pièces de tous genres, seraient en moyenne proportionnelles aux nombres 1,00 — 1,22 — 1,44, qui seront justifiés plus loin.

Si l'on prend pour exemple un pont de 160 mètres d'ouverture, on peut admettre, comme aperçu, les poids suivants pour le cas du fer :

Poids des maîtresses-poutres	$P' = 5.500$ kilogrammes par mètre courant.		
Poids des autres fers. . . .	$p' = 1.000$	—	—
Poids de la voie et charge roulante . . . . .	$\pi = 3.500$	—	—

La formule (2), résolue par rapport à  $P''$ , devient :

$$P'' = \frac{P' \left( p' \frac{n'}{n''} + \pi \right)}{\frac{n''}{n'} (P' + p' + \pi) - P'} \quad (3)$$

En y introduisant les valeurs numériques ci-dessus, et en utilisant l'équation  $p'' = p' \frac{n'}{n''}$ , on obtient pour l'acier extradoux :

$$P'' = 3\,550\, kg, \quad p'' = 820\, kg, \quad P'' + p'' = 4\,370\, kg,$$

et, pour l'acier doux :

$$P'' = 2\,480\, kg, \quad p'' = 700\, kg, \quad P'' + p'' = 3\,180\, kg.$$

Les chiffres correspondants pour le fer sont :

$$P' = 5\,500\, kg, \quad p' = 1\,000, \quad P' + p' = 6\,500\, kg.$$



L'économie totale de poids, que la substitution de l'acier au fer permet de réaliser sur un ouvrage de 160 m d'ouverture, est donc, pour le métal extra-doux, de  $\frac{6\,500 - 4\,370}{6\,500} = 32.7\,0/0$ , et pour le métal doux, de  $\frac{6\,500 - 3\,180}{6\,500} = 51\,0/0$ .

Si l'on se borne à comparer entre eux les résultats correspondants à l'emploi des deux qualités d'acier, on trouve, en faveur de la plus résistante une économie de poids de :

$$\frac{4\,370 - 3\,180}{4\,370} = 27.2\,0/0.$$

L'économie varie évidemment dans le même sens que l'ouverture. Elle ne serait que de 14.6 p. 100 pour les très petits ouvrages, dont le poids mort est négligeable par rapport à la charge accidentelle ; mais, en revanche, elle serait bien supérieure à 27.2 p. 100 dans les ouvrages de portée exceptionnelle. Il est même facile de reconnaître que l'emploi de l'acier extra-doux n'aurait pas permis de franchir, dans des conditions acceptables, des portées telles que celles du pont de Forth.

L'avantage des aciers résistants, important même pour les plus petits ouvrages, devient donc considérable pour les ponts d'ouverture exceptionnelle, et on doit en poursuivre l'emploi dans les limites que la prudence autorise et qu'il importe de déterminer.

**FORAGE OU ALÉSAGE DES TROUS.** — MM. Hallopeau et Lantrac ont démontré l'opportunité du forage ou de l'alésage pour tous les trous percés dans l'acier. On peut ajouter d'autres considérations à l'appui de cette opinion.

On sait que l'altération causée par le poinçonnage diminue de 20 à 23 p. 100 la résistance des aciers extra-doux ou doux dans les assemblages symétriques et que cette perte s'élève de 32 à 37 p. 100 (1) dans les assemblages à recouvrement ou à simple couvre-joints, qui sont les plus usités dans les constructions. Si donc les trous poinçonnés dans une tôle ou barre diminuent sa section de 20 p. 100, ce qui est une moyenne, la résistance de la section dangereuse sera, au maximum, les  $(1 - 0.32) \times (1 - 0.20) = \frac{54}{100}$  de la résistance que la barre présente dans ses parties entières. Comme la limite d'élasticité du fer et de l'acier est en général très voisine, en plus ou en moins, des  $\frac{54}{100}$  de la résis-

tance à la rupture, il arrivera très souvent que les barres d'acier poinçonnées et assemblées à recouvrement ou à simple couvre-joints se briseront dans les sections dangereuses avant d'avoir pris un allongement sensible. Les dangers de cette éventualité sont évidents, car la rupture se produira, sans que rien en ait averti, et le travail résistant au choc ou à la déformation sera presque nul.

En ce qui concerne le choc notamment, ces déductions sont absolument confirmées par les expériences que nous avons faites<sup>1</sup> et par celles qui viennent d'avoir lieu par les soins de la Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée. L'alésage des trous poinçonnés a augmenté de 200 à 1 000 p. 100 la force vive nécessaire à la rupture des barres essayées au choc.

Il semble donc difficile d'hésiter à prescrire le forage ou au moins l'alésage des trous, dont le coût ne peut être évalué respectivement à plus de 1 et 2 francs par 100 kilos, avec un outillage bien établi.

*Exemples tirés des constructions actuelles.* — On ne peut considérer comme consacrés par une expérience suffisante que les résultats fournis par les constructions navales et les rails d'acier. C'est aux premières que l'on a été naturellement porté à assimiler les ouvrages métalliques, rivés comme elles, et on en a conclu qu'on devait y employer également l'acier extra-doux, ayant une résistance de 42 à 45 kilos. Mais il résulte des renseignements fournis par plusieurs des ingénieurs de la Marine française que, si l'on a adopté pour les coques cet acier extra-doux, c'est, d'une part, parce que la plupart des pièces devaient être fortement cintrées à froid ou forgées à chaud ; d'autre part, parce que la première qualité des navires de guerre est de se déformer sans déchirures, lorsqu'ils échouent ou lorsqu'ils reçoivent le choc d'un projectile ou d'une torpille. Les constructions civiles n'étant pas soumises à ces exigences, on ne voit aucune raison pour y sacrifier la résistance à l'extrême ductilité, comme l'a fait la Marine française.

Les rails sont aussi dans des conditions bien différentes de celles que l'on rencontre dans les ouvrages métalliques ; mais la différence paraît être au détriment des premiers, qui reçoivent

<sup>1</sup> *Annales des Ponts et Chaussées*, avril 1885, p. 713.

vent directement le choc violent des roues, tandis que les éléments des ponts n'en subissent, en général, que les effets lointains et très atténués.

L'expérience acquise est donc de nature à faire adopter, dans les constructions, des aciers bien plutôt analogues aux rails, qui ont une résistance de 60 à 70 kilogrammes, qu'aux tôles extra-douces des coques des navires et c'est sans doute user d'une prudence excessive que d'adopter l'acier ayant 55 kilogrammes de résistance. Il est bien certain que les ruptures de barres d'un tel métal, forées ou alésées et non forgées, sont beaucoup plus rares que celles des fers poinçonnés, que l'on emploie couramment dans les constructions.

*Limites d'efforts à fixer pour la traction.* — A la suite de nombreuses expériences et d'avis reçus de diverses usines, il nous semble établi qu'en moyenne la limite pratique d'élasticité  $L$  est dans la même proportion avec la résistance à la rupture  $T$  pour les fers que pour les aciers doux et extra-doux. Pour les deux métaux, le rapport  $\frac{L}{T}$  varie de 0,50 à 0,60. On arrive donc au même résultat, que ce soit à  $L$  ou à  $T$  que l'on proportionne la limite à adopter pour les efforts de traction. Pour les fers ordinaires, les aciers extra-doux, et les aciers doux ayant des résistances respectives de 34, 44 et 55 kilogrammes, les efforts maxima de traction seraient par conséquent proportionnels à ces chiffres.

*Limites d'efforts à fixer pour la compression.* — D'une note spéciale présentée au Congrès et qu'on trouvera développée dans la dernière séance, il résulte que la résistance des aciers à la compression, ou plutôt au flambement, est égale à leur résistance à la traction tant que le rapport  $\frac{l}{r}$  est inférieur à 40,  $l$  étant la longueur des pièces entre appuis, si elles sont articulées, ou leur demi-longueur, si elles sont encastrées, et  $r$  le rayon de gyration minimum de leur section transversale.

Lorsque  $\frac{l}{r}$  dépasse 40, la supériorité de résistance au flambement de l'acier par rapport au fer diminue graduellement. Elle n'est plus que la moitié de sa supériorité de résistance à la traction, quand  $\frac{l}{r}$  est plus grand que 60.

Il faut, en outre, tenir compte d'une autre circonstance défa-

variable : plus le métal est résistant, plus les pièces sont grêles, si l'on ne modifie pas le type de construction et plus par suite  $\frac{l}{r}$  est élevé.

Il en résulte, pour l'acier, une seconde infériorité. Pour en tenir compte, on peut admettre que la supériorité de résistance de l'acier sur le fer pour le flambement n'est, en moyenne, que la moitié de sa supériorité de résistance à la traction, bien qu'il n'en soit ainsi que pour les valeurs de  $\frac{l}{r}$  supérieures à 60.

Les résistances au flambement des trois métaux, dont il est question, sont donc proportionnelles, non pas à :

$$34 \text{ k.} \quad 44 \text{ k.} \quad 55 \text{ k.}$$

mais à :

$$34 \quad \frac{44 + 34}{2} \quad \frac{55 + 34}{2}$$

soit à :

$$34 \quad 39 \quad 44,5$$

Dans les poutres droites, où les pièces travaillent à peu près par moitié à la traction ou au flambement, les efforts moyens des trois métaux seraient donc égaux aux moyennes arithmétiques des chiffres correspondants de la première et de la dernière ligne ci-dessus, c'est-à-dire à :

$$34 \quad 41,5 \quad 49,7$$

ou à :

$$1 \quad 1,22 \quad 1,44.$$

C'est ce que nous avons admis dans le calcul des poids.

*Essais des aciers.* — Nous adoptons pleinement l'avis formulé sur ce point par MM. Hallopeau et Lantrac. Nous ajoutons que, pour l'acier ayant 55 kilogrammes de résistance, on peut exiger une limite d'élasticité comprise entre 28 et 32 kilogrammes, une contraction de la section de rupture de 38 p. 100 et un allongement de rupture de 18 p. 100, mesuré sur 200<sup>m</sup>/<sub>m</sub> de longueur.

Telles sont les propriétés caractéristiques de l'acier que nous sommes d'avis d'adopter dans les constructions, ou, au moins, dans les ouvrages de moyenne et surtout de grande portée.

Il importe de démontrer que ce métal ne présente pas plus de dangers que le fer ordinaire.

*Fragilité.* — Dans les constructions rivées, les ruptures ne peuvent se produire que dans les sections dangereuses. Or, si l'on emploie l'acier à 55 kilogrammes de résistance, en forant ou en alésant les trous de rivets, de manière à faire disparaître l'altération causée par le poinçonnage, la résistance des sections dangereuses sera réduite dans la même proportion que ces sections elles-mêmes, soit de 20 p. 100 en moyenne. Les parties entières des barres supporteront donc des efforts égaux aux  $\frac{80}{100}$  de leur résistance à la rupture, avant que les sections dangereuses puissent se briser.

Au contraire, dans les barres de fer simplement poinçonnées, la résistance des sections dangereuses est réduite d'abord de 20 p. 100 par la perte de matière, puis de 20 à 28 p. 100 par l'altération du métal, suivant la nature de l'assemblage, de telle sorte que la rupture a lieu par les trous de rivets, lorsque l'effort est des  $(1 - 0,20) (1 - 0,20) = \frac{64}{100}$  aux  $(1 - 0,20) (1 - 0,28) = \frac{58}{100}$  de la résistance des parties entières.

Si l'on étudie les courbes de déformation, on verra qu'en moyenne l'acier, soumis à un effort égal aux  $\frac{80}{100}$  de sa résistance à la rupture prend un allongement au moins quatre à cinq fois plus grand que le fer, qui supporte une charge égale aux  $\frac{64}{100}$  de sa résistance.

Comme c'est de l'allongement avant rupture que dépendent la ductilité de la construction et l'importance du travail résistant qu'elle peut fournir avant de se briser, il résulte de ce qui précède qu'un ouvrage d'acier, exécuté dans les conditions indiquées, sera beaucoup moins fragile que les ouvrages en fer établis suivant l'usage général, tant au point de vue des chocs qu'à celui des déformations, qui sont parfois nécessaires dans les poutres à plusieurs travées, pour remédier aux tassements négaux des appuis, et dans les treillis à barres surabondantes, pour y égaliser les efforts.

Il est vrai qu'on aurait encore plus de ductilité avec un métal plus doux, mais l'excès est inutile, s'il faut l'acheter au prix d'un accroissement considérable de dépenses, et personne ne songe à employer le cuivre rouge, quoiqu'il soit encore bien moins fragile que l'acier extra-doux.

*Angles vifs.* — On sait que les angles vifs diminuent la résis-

tance de l'acier, d'autant plus qu'il est plus dur, mais il n'en existe pas dans les constructions rivées, et, en tous cas, il est facile de les éviter complètement dans celles d'acier.

*Trempe.* — La trempe ne se produit que lorsque le métal passe du rouge cerise sombre, au moins, à une basse température. Ce fait ne peut pas se produire dans les ouvrages métalliques, et on ne voit là, par conséquent, aucune raison pour en exclure les aciers à 55 kilogrammes, qui conservent d'ailleurs une ductilité encore bien suffisante après la trempe. En effet, on peut exiger que, dans ces conditions, ils se plient sans déchirure, avec un rayon intérieur égal à deux fois et demie l'épaisseur de la tôle ou barre.

*Forgeage.* — L'acier à 55 kilogrammes est assurément plus difficile à forger que le métal extra-doux ; mais, lorsque le travail est terminé, et la pièce recuite, on n'a plus rien à craindre. D'ailleurs, nous partageons absolument l'avis que l'on doit, en général, exclure les pièces forgées des constructions métalliques en acier.

*Ecrouissage.* — L'écrouissage ne se produit d'une manière sensible que dans le forgeage, continué au-dessous du rouge sombre ; il disparaît dans le recuit.

*Flexibilité.* — Si l'on emploie, au lieu du fer, un métal dont l'effort moyen soit multiplié par 1,44, sans modifier le type de construction, les flèches seront évidemment augmentées dans la proportion de 1 à  $1,44 \times 0,9 = 1,30$ , puisque les coefficients d'élasticité ne diffèrent que d'un dixième ; mais ce fait n'aurait de gravité qu'autant que les forces vives mises en jeu en compromettraient la solidité ; or, nous l'avons établi<sup>1</sup>, l'accroissement que l'emploi de l'acier produit dans la fatigue du métal résultant des mouvements du tablier, est inférieur à 1 p. 100 dans les ponts de 50 mètres de portée et diminue encore, lorsque l'ouverture augmente. Cela est tout à fait négligeable, et nous ne pensons pas qu'il convienne d'accroître notablement la hauteur des poutres, quand on substitue l'acier au fer, car on aug-

*Annales des Ponts et Chaussées*, avril 1885, p. 761.

menterait en même temps l'inconvénient plus réel dont il va être question.

*Augmentation du rapport  $\frac{l}{r}$ .* — On a vu plus haut que, si l'on conserve exactement les mêmes types de construction, en substituant l'acier au fer, on aura des pièces plus grêles, ayant une valeur plus élevée du rapport  $\frac{l}{r}$ , ce qui est défavorable à la résistance au flambement. C'est pour ce motif que nous avons admis, qu'au point de vue de la compression, l'acier a, sur le fer, la moitié seulement de la supériorité qu'il possède pour la résistance à la traction, tandis que cette supériorité en est, en réalité, les 66 p. 100 en moyenne pour l'acier à 55 kilogrammes dans les limites pratiques du rapport  $\frac{l}{r}$  (40 à 80), ainsi qu'il résulte de l'épure n° 9 de la note relative à la résistance à la compression.

Nous avons donc fait la part de l'inconvénient réel, que l'acier présente à ce point de vue, dans le calcul des économies de poids et dans les conclusions qui en ont été déduites.

*Diminution de la masse.* — Nous avons établi théoriquement et par l'expérience<sup>1</sup> que, dans les limites ordinaires de la pratique, la réduction de la masse des ouvrages diminue, au lieu de l'augmenter, la fatigue produite dans le métal par les forces vives, au passage des trains. L'emploi de l'acier ne peut donc avoir que des avantages, en ce qui concerne la diminution de la masse.

*Types de construction.* — Il semble résulter de tout ce qui précède que c'est au point de vue de la résistance au flambement que l'acier avec trous forés ou alésés présente le moins d'avantages. Les constructeurs doivent s'appliquer à atténuer cet inconvénient, en recherchant les formes qui diminuent la valeur du rapport  $\frac{l}{r}$ .

En présence du viaduc de Garabit, de la tour Eiffel, et des charpentes de l'Exposition, il est inutile de montrer le parti que l'on peut tirer, à ce point de vue, des pièces composées elles-mêmes de treillis. Mais il n'est pas sans intérêt d'appeler

<sup>1</sup> *Annales des Ponts et Chaussées*, janvier 1886, p. 67.

l'attention des ingénieurs sur l'utilité des pièces creuses à sections polygonales ou circulaires, que l'on peut former très facilement, et sans aucun forgeage, au moyen de barres profilées, faciles à laminier directement.

Dans les ouvrages de petites dimensions, l'emploi de ces formes fait naître, au point de vue de la peinture et de l'entretien, quelques difficultés, qui ne semblent pas cependant insolubles; mais, pour les grands ouvrages, il ne présente pas d'inconvénients.

Dans la note spéciale sur la résistance à la compression, on a fait remarquer les inconvénients que présenterait l'exagération de la dimension des mailles dans les treillis d'acier; les mêmes considérations semblent devoir faire donner la préférence aux treillis en NN sur ceux qui sont formés de croix de Saint-André, parce que, dans les premiers, les pièces, qui travaillent par compression, étant verticales, donnent la moindre valeur possible pour le rapport  $\frac{l}{r}$ . En ce qui concerne l'acier au moins, l'infériorité théorique, que présente le treillis en NN, paraît largement compensée par l'avantage signalé plus haut.

En outre, on ne doit pas perdre de vue, qu'après avoir donné aux treillis à croix de Saint-André les dimensions nécessaires pour résister à l'effort tranchant, on est amené à y ajouter des montants verticaux, soit pour assurer la rigidité transversale de la poutre, soit pour faciliter l'attache des barres de contreventement et des pièces de pont. C'est un poids supplémentaire que l'on évite avec les treillis en NN.

*Variété des aciers.* — On a signalé l'inconvénient résultant de la facilité avec laquelle les grandes usines produisent, sous les mêmes halles, des aciers dont la résistance varie de 38 à 80 kilogrammes et l'allongement de 2 p. 100, et même moins, à 30 p. 100. Les confusions sont à craindre et on n'est pas suffisamment garanti contre elles par le prélèvement d'échantillons sur un petit nombre de barres. C'est un danger sérieux, que l'on ne peut éviter sans essayer toutes les barres présentées en recettes. On atteint ce résultat au moyen d'un outil pesant deux kilogrammes, que nous soumettrons au congrès; en deux minutes, on peut déterminer, avec une approximation très suffisante, la dureté d'une barre ou tôle d'acier quelconque, sans lui faire subir aucun déplacement.



*Résumé.* — L'emploi d'aciers résistants dans les ouvrages métalliques, de grande portée surtout, permet de réaliser une telle économie, qu'on doit le poursuivre dans les limites où il ne présente pas de dangers.

Quelle que soit la nature de l'acier employé, le forage ou l'alésage des trous s'impose. Il rend les ouvrages formés d'acier à 55 kilogrammes, moins fragiles que ceux en fer poinçonné suivant l'usage actuel, et leur donne une résistance beaucoup plus grande aux chocs et aux déformations.

Cet acier ne présente aucun inconvénient, au point de vue des angles vifs, de la trempe, de l'écrouissage, des flèches et de la diminution des masses.

Si l'on veut chercher des exemples dans les emplois de l'acier, consacrés par une expérience suffisante, on ne saurait les demander aux constructions navales, où la plupart des pièces doivent subir un cintrage ou un forgeage, et où la faculté de se déformer sous les chocs est la qualité la plus importante.

Les éléments des constructions métalliques sont bien moins exposés aux chocs et aux ruptures que les rails, pour lesquels on emploie avec succès des aciers ayant une résistance de 60 à 70 kilogrammes.

Il semble donc que c'est faire bien large la part de la prudence, que d'employer l'acier à 55 kilogrammes dans les ouvrages en question.

Après avoir remercié M. Considère de son intéressante communication, M. le Président donne la parole à M. Hallopeau qui s'exprime en ces termes :

Je n'ai à faire à M. Considère que quelques observations au point de vue pratique.

Vous avez pu constater qu'en somme nous ne sommes pas extrêmement éloignés de nous entendre. Cependant M. Considère a conclu à l'emploi de l'acier à 55 kilogrammes, nous, nous préférons l'acier à 44 kilogrammes, du moins pour les ouvrages ordinaires, car M. Lantrac et moi, nous admettons l'acier à 55 kilogrammes pour les ouvrages de très grande portée ; toutes les fois que la portée dépassera 80 mètres, pour les ponts par exemple, nous sommes d'avis qu'il faut choisir des aciers plus durs.

Avant de donner aucune indication, il y a un détail sur lequel

je voudrais m'expliquer, parce que je crains qu'il n'y ait quelque confusion. M. Considère a reçu de M. Geoffroy quelques résultats d'expériences de pliage sur champ. Les résultats confiés à M. Considère l'ont été sous toutes réserves, parce qu'on a beaucoup de peine à obtenir des renseignements des usines, par conséquent ces résultats ne peuvent pas être concluants.

*Essais de barrettes par pliage sur champ.* — Je donnerai, à titre de renseignements, les résultats obtenus tout récemment dans une première série d'essais au choc, sur champ, exécutés sur des barrettes découpées dans des cornières, fers plats et tôles, en acier extra-doux à 41 kilogrammes et 30 p. 100 d'allongement, ou, pour mieux dire, en fer fondu.

Il n'est pas permis de tirer aucune conclusion de ces résultats, le nombre des barrettes essayées étant encore trop restreint.

Ces essais ont été faits, suivant la demande de M. Geoffroy, ingénieur en chef de la construction des chemins de fer de Paris à Lyon et à la Méditerranée, sur des barrettes de  $200 \times 60 \times 8$ , percées vers la partie inférieure au-dessous de la fibre neutre, d'un trou de 20 millimètres de diamètre, le bord du trou étant à 10 millimètres du bord inférieur.

Dans une partie des barrettes, le trou a été percé au foret.

Pour une autre partie, le trou a été poinçonné.

Les barrettes ont été soumises au choc d'un mouton de 40 kilogrammes, tombant de 0<sup>m</sup>,400 de hauteur.

Pour les cornières, la barrette percée au foret a résisté à 8 coups, en prenant 14 millimètres de flèche; la barrette poinçonnée a résisté à 6 coups, en prenant 13 millimètres de flèche.

Pour les plats, la barrette percée au foret a résisté à 8 coups, en prenant 15 millimètres de flèche; la barrette poinçonnée a résisté à 6 coups, en prenant 12 millimètres de flèche.

Pour les tôles, la barrette percée au foret a résisté à 5 coups, en prenant 10 millimètres de flèche; la barrette poinçonnée a donné les mêmes résultats.

*Influence du coup de tranche.* — L'acier extra-doux (fer fondu) s'impose si on tient compte du phénomène du coup de tranche. Lorsqu'une série de tôles ou fers plats sont superposés pour former les semelles d'une grande poutre de ponts, ou d'une

ferme de grande portée, si les bords extérieurs de chaque lame ne sont pas bien dressés, ce qui est le cas le plus fréquent, on doit les araser en coupant les bords au burin. Cette opération est dangereuse, si elle n'est pas faite avec précaution, et d'autant plus que les aciers seront plus secs, seront plus durs.

*Les aciers extra-doux doivent être choisis de préférence.* — Ce sont les aciers extra-doux ou fers fondus, tels qu'ils sont obtenus depuis 1885 par les procédés de fabrication dits « basiques » sur lesquels M. Hallopeau désire appeler plus spécialement l'attention.

Ces aciers doivent être choisis de préférence, tout au moins pour les constructions ordinaires, c'est-à-dire, par exemple, pour la construction des ponts dont la portée ne dépasse pas 80 mètres.

*Classification de Philadelphie. — Fers fondus.* — Lors de l'Exposition de Philadelphie, la commission internationale a donné un classement des fers et des aciers, qui comprend à l'extrémité de l'échelle, comme métal extra-doux, le fer fondu.

Depuis cette époque, les progrès de la métallurgie permettent de répartir les fers fondus en deux catégories :

*1° Le fer fondu soudable :*

c'est celui à réserver pour l'ossature des ouvrages, ponts, charpentes, réservoirs, gazomètres.

*2° Le fer fondu soudant :*

c'est par excellence le métal pour rivets.

*Classification des aciers.* — Il serait à désirer qu'un accord intervient pour ces classifications, entre les producteurs, de telle manière que les constructeurs fussent bien fixés dans les désignations à adopter dans les commandes aux forges, et de manière à bien délimiter les responsabilités de chacun d'eux. Dans tous les cas, la classification est toujours basée sur le coefficient de résistance à la limite élastique, sur le coefficient de résistance à la rupture et sur le degré d'allongement total au moment de la rupture.

Il y a toujours corrélation entre les résultats des épreuves de

traction, et les résultats des épreuves mécaniques de perçage et de pliage sur plat et sur champ. En pratique, l'opération du poinçonnage est un véritable criterium ; le poinçon est bien un duromètre.

Il y a également une relation constante entre la limite de rupture et la limite élastique.

Cette dernière remarque explique pourquoi dans les marchés on définit plus spécialement les deux quantités suivantes :

Résistance minima à la rupture,

Allongement minimum correspondant.

Il est aussi à désirer qu'un accord intervienne pour fixer les dimensions linéaires des barrettes d'essais.

Certains expérimentateurs prennent une barrette de 100 millimètres de longueur utile. D'autres adoptent la longueur utile de 200 millimètres comme permettant des mesures plus faciles.

La résistance par millimètre carré reste la même, mais le rapport pour cent qui exprime l'allongement est plus petit avec la barrette de 200 millimètres, le rapport  $\frac{A}{L}$  de l'allongement à la longueur primitive étant celui d'une quantité constante à un nombre qui s'accroît.

En pratique, on admet que la barrette de 0<sup>m</sup>,100, donne en moyenne  $\frac{1}{5}$ , soit 20 p. 100 *en plus* pour le nombre qui exprime l'allongement.

*Conditions de résistance des fers misés de construction.* — Les fers misés ordinaires employés couramment dans les constructions métalliques donnent dans les essais de traction, pour la barrette de 100 millimètres de longueur utile, les coefficients à la rupture de :

32 kilogrammes et 6 p. 100, pour l'éprouvette découpée suivant le sens du laminage, c'est-à-dire *en long* ;

26 kilogrammes et 3 p. 100, pour l'éprouvette découpée dans le sens contraire, c'est-à-dire *en travers*.

*Conditions de résistance des fers fondus de construction.* — L'emploi des fers fondus soudables est donc un progrès.

En effet, ces aciers ou fers fondus, non trempants, sont caractérisés par les coefficients de :

1° *en long* : 24 kilogrammes à la limite élastique par millimètre carré, 40 à 44 kilogrammes à la rupture, 25 p. 100 d'allongement.

2° *en travers* : 22 kilogrammes à la limite élastique par millimètre carré, 40 à 41 kilogrammes à la rupture, 22 p. 100 à la limite d'élasticité.

Les charges sont rapportées à la section primitive.

*Conditions de résistance des fers fondus pour rivets.* — Pour les rivets, en employant les rivets en fer misé, qualité chaudière, les coefficients obtenus sont de :

33 kilogrammes et 12 p. 100.

Si on emploie le fer fondu soudant, on obtient les coefficients de :

18 kilogrammes à la limite élastique ;

36 kilogrammes à la rupture ;

30 p. 100 pour l'allongement.

Ces résultats expliquent le succès obtenu depuis ces dernières années pour l'emploi des fers fondus pour les constructions métalliques.

*Action nuisible de la trempe pour les aciers de construction.* — Les tentatives faites avant l'année 1880 pour appliquer aux travaux de constructions métalliques l'acier présentant une résistance à la traction par millimètre carré de 60 kilogrammes et au-dessus, ont donné au contraire de sérieux mécomptes. L'acier de cette nature prenant facilement la trempe, les barres non recuites étaient trop fragiles pour supporter l'action du poinçon. Il faut remarquer que le métal à 60 kilogrammes ne doit pas être travaillé à la température bleue, c'est-à-dire entre 300 et 400°. — On ne peut le forger, sans le recuire, sinon il est très fragile. — Mais le recuit pour les pièces de fortes dimensions, n'est pas une opération pratique.

Cette circonstance exige que le laminage soit entièrement terminé à la température du rouge sombre tout au moins. Il y a un phénomène analogue à celui qui se présente, au rouge pour les fers sulfureux, au jaune pour les fers phosphoreux.

Ceci posé, si l'on recherche comment ont varié, d'une année à l'autre, les conditions des cahiers des charges relatives au choix de la matière au fur et à mesure des progrès si rapides de la métallurgie depuis 1885, il est intéressant de constater qu'il a été fait usage d'un métal se rapprochant de plus en plus,

par le degré de douceur, du fer misé de bonne qualité et sur lequel la trempe est sans action.

Ce résultat est obtenu par la diminution de la proportion de carbone qui, dans le fer fondu, ne dépasse pas un millième (0, 1 p. 100).

*Propriétés des fers fondus.* — Le métal extra-doux, le fer fondu soudable possède toutes les qualités d'un fer misé de qualité supérieure :

Grande ductilité;

Malléabilité très développée avant et après trempe;

Limite d'élasticité élevée;

Limite de résistance à la rupture supérieure à celle du fer forgé, et sensiblement égale en long et en travers ;

Soudabilité.

Le fer fondu est donc assimilable au fer misé, de toutes manières; il ne devient ni dur ni fragile par la trempe.

En fait, d'après les résultats acquis depuis 1885, le constructeur peut considérer les aciers doux et les fers fondus comme des métaux présentant pour l'emploi toute sécurité.

*Rapport de la Commission des ponts sur le Danube.* — Nous trouvons un premier élément d'appréciation dans le rapport de la Commission des ponts sur le Danube, en date du 30 novembre 1887.

M. le ministre de Roumanie, à Paris, avait demandé que le conseil général des ponts et chaussées fût appelé à formuler un avis motivé sur la préférence qu'il y aurait à donner à l'emploi du fer ou d'acier Siemens-Martin, pour le tablier métallique d'un grand pont sur le Danube; une Commission a été désignée par le conseil.

Elle était composée de :

MM. ROBAGLIA, président,

GUILLEMMAIN;

DES ORGERIES;

PROMPT;

RICOUR.

Le pont projeté aura une ouverture libre de 660 mètres

divisée en quatre travées indépendantes d 163 mètres chacune.

La Commission a conclu à l'emploi d'acier obtenu sur sole, défini comme suit :

Limite élastique, 24 kilogrammes par millimètre carré ;

Limite de rupture, en moyenne, 45 kilogrammes ;

Limite de rupture, au minima, 42 kilogrammes ;

Allongement p. 100 pour la barrette de 200 millimètres non recuite, 21 p. 100.

La somme des nombres donnant la charge de rupture et d'allongement ne devra pas être inférieure à 65.

Pour les rivets, le métal devra satisfaire aux conditions suivantes :

Limite élastique, à 38 kilogrammes par millimètre carré ;

Allongement, 28 p. 100.

Les rivets devront être chauffés dans des fours et posés exclusivement à la machine, aussi bien à l'atelier que sur le chantier de montage

Dans les formules employées pour les calculs de résistance, le rapport indique pour la valeur de R des nombres variables, comme il est indiqué ci-après :

Pour les poutres on devra prendre . . .	R = 12 kilogr.
Pour les pièces de pont . . . . .	R = 9 —
Pour les rivets . . . . .	R = 7 —

*Relevé des ouvrages en acier exécutés depuis 1882.* — Les grands travaux exécutés dans le cours de ces dernières années donnent une première preuve à l'appui de notre assertion.

*Pont sur le Forth.* — Je ne rappelle que pour mémoire les conditions dans lesquelles ont été choisis les aciers, par le constructeur du pont gigantesque sur le Forth (Ecosse).

La ville d'Edimbourg est située à 3 kilomètres au sud de l'embouchure du Forth, fleuve qui forme, en arrivant à la mer, un léger estuaire.

Sur un étranglement de cet estuaire, large de 2,460 mètres, on construit, comme vous savez, un pont en acier, pour chemin de fer, dont le tablier doit être suspendu à 50 mètres au-dessus des plus hautes eaux.

Les travaux ont été commencés en 1883. A cette époque, on ne fabriquait pas encore d'une manière assez régulière les aciers

doux non trempants. D'ailleurs les dimensions exceptionnelles de l'ouvrage justifiaient en tous cas le choix d'un acier plus résistant, bien que plus dur, et, comme conséquence, la mise en œuvre a exigé un supplément de dépense tant pour le découpage que pour le perçage.

Il a été fait usage d'acier défini par les coefficients ci-après (barrettes de 200 millimètres) :

1° *Pour les barres comprimées :*

Résistance à la rupture. . . . .	57 kilogr.
Allongement. . . . .	17 p. 100

2° *Pour les barres courantes :*

Résistance à la rupture. . . . .	47 kilogr.
Allongement. . . . .	20 p. 100

Ce sont donc des aciers durs, susceptibles de durcir encore et de devenir fragiles sous l'action de la trempe.

Aussi les trous ont-ils été, pour la totalité, *forés à la mèche*.

Les rivets ont été faits en acier doux non trempant, donnant :

Résistance à la rupture. . . . .	41 kilogr.
Allongement. . . . .	25 p. 100

*Charpente du Palais des machines.* — Pour la construction de la charpente du Palais des machines, lors de la première adjudication qui prévoyait l'emploi de l'acier, le cahier des charges a stipulé les conditions de résistance et d'exécution ci-après désignées :

Charge limite d'élasticité . . . . .	24 kilogr.
Charge de rupture. . . . .	42 à 46 —
Allongement. . . . .	20 p. 100

Les trous devaient être poinçonnés, puis agrandis au foret sur 0<sup>m</sup>,002.

L'acier (fer fondu doux) pour les rivets devait donner :

Charge de rupture. . . . .	34 à 42 kilogr.
Allongement. . . . .	28 p. 100


Enfin en 1887, la compagnie de Lyon a adopté pour la construction des ponts en acier doux (fer fondu) pour les tôles, les



barres profilées et les rivets, les coefficients que j'ai indiqués en premier lieu.

*Pont sur le Rio de Malecco.* — Parmi les exemples les plus remarquables, il convient de citer le viaduc destiné à la traversée du grand ravin du Rio de Malecco, que l'usine du Creusot monte en ce moment pour le compte du gouvernement chilien, à Colipulli, sur la ligne de Renaico à Fuerte-Victoria.

Cet ouvrage (planche I) est entièrement en acier doux. Il comprend un tablier de 347<sup>m</sup>,500 de longueur en cinq travées égales de 69<sup>m</sup>,500, reposant, dans les parties intermédiaires, sur quatre pylones métalliques constitués chacun par cinq colonnes reliées entre elles par des tirants et des entretoises, dans tous les sens.

Chaque colonne est formée de 8 barres à  qui sont rivées par leurs ailes; ces ailes, dirigées suivant les rayons de l'octogone, font saillie à l'extérieur.

Les hauteurs des pylones métalliques sont indiquées ci-après :

Le premier d'une hauteur de . . . . .	43 <sup>m</sup> ,700
Le second — . . . . .	67 <sup>m</sup> ,700
Le troisième — . . . . .	73 <sup>m</sup> ,700
Et le quatrième — . . . . .	43 <sup>m</sup> ,700

Le tablier composé de deux poutres en treillis, à larges mailles, distantes de 5 mètres d'axe en axe, porte une voie placée à la partie supérieure. Les poutres ont une hauteur de 7 mètres entre les plates-bandes et reposent sur chaque pylone, par l'intermédiaire de genouillères en fonte, sur des appareils de dilatation à rouleaux.

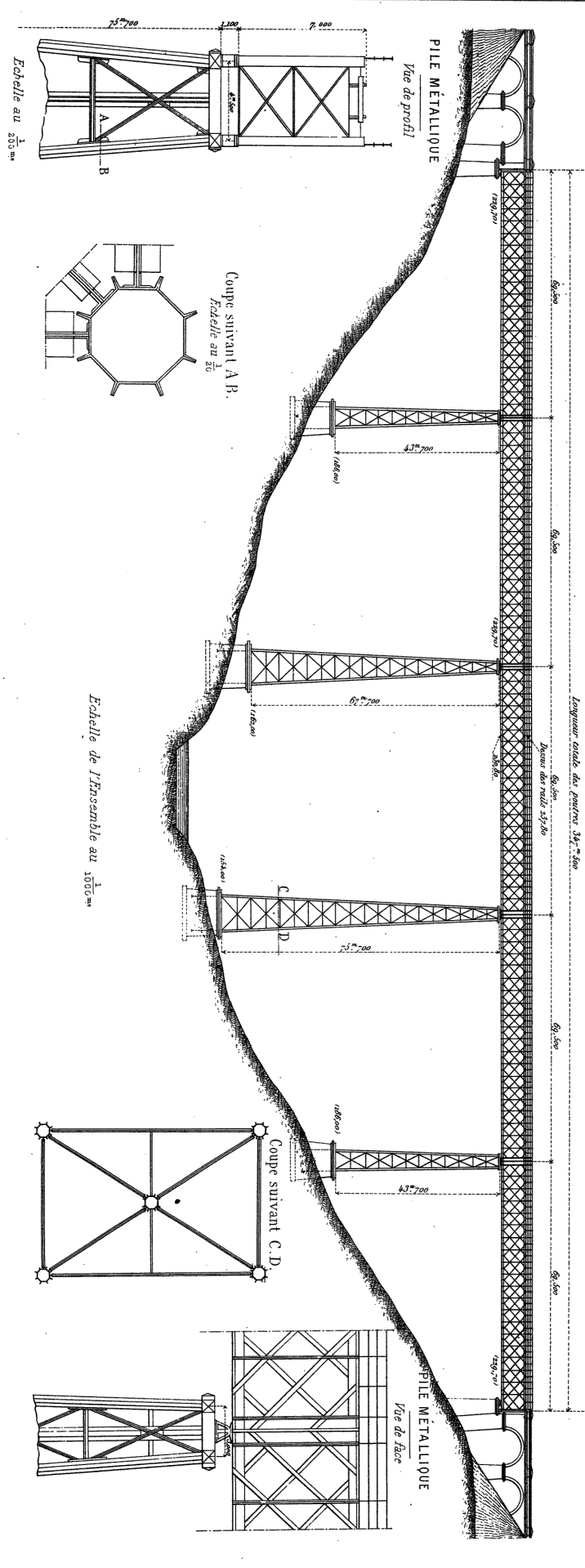
Les pièces de pont ont 0<sup>m</sup>,500 de hauteur, elles sont formées d'une âme en tôle de 8 millimètres et de quatre cornières de  $\frac{100 \times 100}{10}$  et sont espacées de 3<sup>m</sup>,400 d'axe en axe; elles sont reliées par deux cours de longerons de 0<sup>m</sup>,400 de hauteur que supportent les rails et qui sont composées également d'une âme de 8 millimètres et de quatre cornières de  $\frac{70 \times 70}{8}$ . Les longerons reçoivent un plancher en bois sur lequel portent les rails entre les pièces de pont.

L'acier employé dans la construction est caractérisé par les coefficients de :

Résistance minima à la limite de rupture . .	45 kilogr.
Allongement p. 100 de la barrette sur 0 <sup>m</sup> ,100	
de longueur . . . . .	23 p. 100

# VIADUC DE MALLECO

## ELEVATION



Projeté par le Service des Travaux Publics, Paris.

Ing. M. L. L.

Tous les trous ont été poinçonnés sans exception. Les rivets en fer ordinaire ont été posés à l'atelier avec une machine.

Les rivets employés pour l'assemblage au lieu de pose sont également en fer ordinaire.

Ils sont posés à la main.

Le métal des rivets est de la qualité des rivets pour chaudière de locomotives :

Limite de résistance minima . . . . .	35 kilogrammes
(Barrette de 100 millimètres)	
Allongement p. 100 . . . . .	12 à 14 p. 100.

Les divers éléments de l'ouvrage ont été calculés de telle manière qu'en aucune partie le coefficient de résistance (valeur de R) ne dépasse 9<sup>k</sup>,3, même dans les conditions les plus défavorables, et en estimant l'effort du vent à 270 kilogrammes.

Le poids total du tablier est d'environ . . .	726 tonnes
Celui des pylones est de . . . . .	600 —

Soit en totalité . . 1,326 tonnes

La mise en place de ce bel ouvrage, dont un modèle en relief, à petite échelle, figure dans les galeries de l'Exposition du Chili, est poussée activement.

La troisième pile est terminée, la première travée est entièrement montée sur un pont de service en carrière de l'une des culées.

Le tablier tout entier sera avancé progressivement par lancement, au fur et à mesure du montage.

Le gouvernement chilien a inscrit dans le marché relatif à cette entreprise, qu'après la mise en place, le tablier serait soumis aux épreuves fixées par l'État français pour la réception des tabliers métalliques, suivant la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877.

*Divers emplois de l'acier.* — Nous rappellerons encore que, dès 1887, les ingénieurs du génie maritime et ceux des grandes sociétés de navigation, en France, comme dans les autres pays, ont fait emploi exclusivement de l'acier, soit laminé, soit moulé, à tous les degrés de dureté et de douceur.

On obtient ainsi pour les bateaux une grande légèreté, ce qui est un précieux avantage. Il n'est fait exception que pour

les foyers des chaudières, et encore il semble que l'emploi du fer sera bientôt abandonné, même pour cette partie <sup>1</sup>.

*Emploi de l'acier pour les chaudières de locomotives.* — Il y a lieu de noter à ce sujet que la compagnie de Lyon fait usage de tôles d'acier fondu sur sole à 40 kilogrammes par millimètre carré (maximum) et 25 p. 100 d'allongement, non trempant, pour la construction des foyers des locomotives système Compound, dans lesquelles la pression sera de 14 kilogrammes par centimètre carré <sup>2</sup>.

*Emploi de l'acier pour les réservoirs d'eau de 300 mètres cubes.* — En ce qui concerne la construction des réservoirs d'eau de grandes dimensions, c'est en 1888, sur la demande des constructeurs, que plusieurs réservoirs de 300 mètres cubes commandés en tôle de fer ont été exécutés en tôle de fer fondu.

Enfin l'acier doux commence à être employé pour la construction des gazomètres de grandes dimensions, pour la cuve et pour la cloche.

*Résumé.* — En résumé, dans le choix de l'acier pour ponts, il n'y a pas à se préoccuper seulement des résultats donnés par le calcul théorique, et à profiter de toute l'économie que peut donner l'emploi de l'acier au point de vue du poids.

En adoptant plus de 45 kilogrammes pour la limite inférieure de résistance même avec 18 p. 100 d'allongement, le forage des trous est absolument indispensable ; de là résulte une augmentation considérable du prix, et du fait de la matière et du fait de la main-d'œuvre.

De plus, l'essai de tous les échantillons de cet acier dur, ou plutôt de toutes les barres, devient indispensable également. Cet acier prenant la trempe, il suffit d'une barre ou d'une tôle présentant trop de raideur, pour compromettre la solidité de tout un ouvrage, puisque la trempe peut se produire sous l'action d'un simple courant d'air ou du jet d'un liquide quelconque.

<sup>1</sup> Voir les *Comptes rendus de la Société des Ingénieurs civils*, mai 1888. — Mémoire de M. S. Périssé.

<sup>2</sup> Ce sont en effet les aciers sur sole qui doivent être adoptés à l'exclusion des aciers Bessemer et des aciers Thomas pour la fabrication des aciers doux et celle des fers fondus.

C'est une troisième cause de plus-value.

En adoptant un coefficient de résistance plus élevé, on n'obtient donc pas nécessairement une économie bien considérable.

De ce fait, l'acier dur, d'un numéro comparable à celui des aciers pour rails, ne peut convenir.

La rupture d'un rail dans les voies ne peut entraîner aucune conséquence fâcheuse. En est-il de même de la rupture d'un longeron, d'une pièce de pont, et même d'un gousset? Il faut qu'en cas de choc, de déraillement par exemple, ces pièces ployent, qu'elles se déforment. A tout prix, il faut éviter la rupture.

Il ne faut pas perdre de vue que l'emploi du fer fondu ne peut être réellement adopté dans la pratique qu'à la condition de supporter le poinçonnage et le brochage. Le brochage s'impose fatalement dans l'exécution, aussi bien à l'atelier qu'au montage définitif.

*Progrès dans l'emploi des fers fondus.* — Quoi qu'il en soit, l'application des fers fondus à la construction métallique a fait des progrès considérables depuis 1885, et même depuis septembre 1887, alors qu'au Congrès international des chemins de fer à Milan, on faisait encore des réserves. Il a été dit en effet qu'il y avait à exiger certaines précautions dans la fabrication des aciers doux (fers fondus), et dans la construction proprement dite.

On doit constater avec satisfaction que cette dernière appréhension a disparu.

M. LE PRÉSIDENT, après avoir remercié M. Hallopeau de son intéressante communication, exprime l'avis de clore la séance et d'ouvrir la discussion dans une séance supplémentaire; cette discussion, selon toutes probabilités, pouvant être longue.

M. LE PRÉSIDENT propose à cet effet de se réunir le jour même, à 2 heures de l'après-midi, de manière à terminer dans la même journée cette discussion, à la suite de laquelle il demandera s'il n'entre pas dans les vues du Congrès d'en dégager une conclusion quelconque. Car s'il n'est pas possible de conclure sur toutes les questions soumises au Congrès, du moins serait-ce une consécration de travaux faits en commun,

de tirer une conclusion nette sur cette importante question de l'emploi de l'acier dans les constructions.

La séance est levée à onze heures et demie.

SÉANCE DU MARDI SOIR 10 SEPTEMBRE 1889

PRÉSIDENCE DE M. CLERC, VICE-PRÉSIDENT

La séance est ouverte à 2 heures de l'après-midi, sous la présidence de M. Clerc, ingénieur en chef des ponts et chaussées, directeur des travaux de la compagnie des chemins de fer de l'Ouest.

M. LE PRÉSIDENT annonce qu'après l'exposé entendu le matin même, la discussion est ouverte sur les différents points qui ont entraîné, dans les conclusions émises par les auteurs de communications, quelques contradictions.

M. EMILE GODFERNAUX, ingénieur de la société de construction des Batignolles, conteste l'assertion de M. Considère, relative à l'altération que ferait subir le poinçonnage aux pièces en acier, dont la résistance serait altérée de 20 à 23 p. 100 par ce mode de perçage.

M. GODFERNAUX croit que ces résultats ont été obtenus, en essayant des barrettes d'une largeur réduite, dans l'axe desquelles on a percé un trou; qu'on a rompu ensuite ces barrettes par traction et qu'on a divisé l'effort de rupture par la section nette : on a ainsi obtenu la résistance de la section restante de la barre en face du trou par unité de surface. On a opéré, soit en forant le trou, soit en le poinçonnant, et on a comparé les résistances obtenues dans les deux cas : c'est ainsi qu'on a dû trouver l'écart de résistance précité.

Or, dans les ponts métalliques les choses ne se présentent pas ainsi : les trous dans une même section sont en général assez éloignés : dans une semelle de 0<sup>m</sup>,40 à 0<sup>m</sup>,50 de largeur, par exemple, il se trouvera deux trous dans une même ligne transversale, ce qui n'est nullement comparable au cas d'une barrette d'essai de 5 à 6 centimètres de largeur percée d'un trou.

Il aurait donc fallu pouvoir essayer des tôles larges percées de peu de trous, ce que la force limitée des appareils d'essai n'a

pas permis de faire. On a alors opéré comme suit : dans l'axe des barrettes d'essai on a percé deux trous de même diamètre, l'un par forage, l'autre par poinçonnage, et on a essayé ces barrettes à la traction : la rupture a toujours eu lieu en face du trou poinçonné ; le trou foré a été alors agrandi jusqu'à ce que la rupture ait lieu indistinctement, soit en face du trou foré, soit en face du trou poinçonné, et par conséquent alors la résistance de la matière était la même dans les deux cas.

Ce fait s'est produit lorsque le trou poinçonné avait  $20^{\text{m/m}} \frac{1}{2}$  de diamètre, et le trou foré  $27^{\text{m/m}}, 1$  : on peut donc admettre que l'on tiendra compte de l'altération due au poinçonnage d'un trou de  $20^{\text{m/m}} \frac{1}{2}$ , en le remplaçant dans le calcul de la section nette d'une barre par un trou fictif de  $27^{\text{m/m}}, 1$  ; c'est de cette manière qu'on a trouvé qu'une tôle qui travaille à 4,000 kilogrammes de section nette quand les trous sont forés, travaille à 4,032 kilogrammes quand les trous sont poinçonnés, c'est-à-dire que le poinçonnage produit une altération du métal d'environ 3 p. 100.

Dans d'autres expériences, on a opéré sur des barrettes dont la largeur a varié de 35 à 60 millimètres et on a percé encore deux trous dans l'axe de la barrette, l'un par poinçonnage, l'autre par forage. — le trou poinçonné a été ensuite alésé, et quand l'alésage a eu augmenté le diamètre de ce trou de 2 millimètres, la rupture s'est produite indistinctement en face du trou foré ou en face du trou poinçonné et alésé, ce qui semble montrer que l'alésage à 2 millimètres suffit pour faire disparaître les effets du poinçonnage.

A propos de la précision du poinçonnage qui est visée dans la note de MM. Hallopeau et Lantrac, comparée à la précision du forage, M. Godfernaux ajoute que l'expérience lui a montré constamment que le poinçonnage pratiqué par une bonne méthode de travail, donne dans la position des trous une plus grande exactitude que le forage, et exige par suite un alésage ultérieur moindre.

M. CONSIDÈRE prend la parole pour répondre à M. Godfernaux : Si nous considérons, dit-il, une barre de  $0^{\text{m}},060$  de largeur percée d'un trou poinçonné de  $0^{\text{m}},0205$  de diamètre et d'un trou foré de  $0^{\text{m}},0271$ , la résistance est la même dans les deux cas ; par conséquent, il en résulte que  $39^{\text{mm}},5$  de métal se trou-

vant à côté d'un trou poinçonné ont la même résistance que 32<sup>mm</sup>,9 de métal se trouvant à côté d'un trou foré.

La différence de largeur est de  $(39,5 - 32,9) = 6^{\text{mm}},6$ .

Si je divise cette différence par 39,5, je trouve une perte de résistance de 17 p. 100, sensiblement égale à celle qui a été constatée dans les expériences de M. Barba et dans les miennes pour les barres, dont le trou de poinçon prenait le tiers environ de la largeur, comme dans les expériences en question.

M. Godfernaux a dit qu'il aurait fallu faire l'expérience sur des pièces très larges; voici ce que je répondrai :

Une barre ou tôle percée, suivant l'usage ordinaire de trous disposés en un nombre quelconque de lignes parallèles, peut être considérée comme formée d'une série de bandes parallèles, dont chacune est percée suivant son axe d'une seule ligne de trous, qui enlèvent en général de 12 à 20 p. 100 de la section. On rentre donc absolument dans les conditions de la pratique, en essayant des barrettes percées de trous, qui en réduisent la section de 12 à 20 p. 100. Or, dans les expériences de M. Barba, comme dans les miennes, les barrettes essayées dans ces conditions sont précisément celles qui ont donné les pertes de résistances que j'ai indiquées et qui sont bien plus fortes que pour les barrettes dont les trous réduisent la section de 33 p. 100 environ, comme c'est le cas dans les expériences de M. Godfernaux et comme cela n'arrive jamais dans les constructions bien établies.

M. Hallopeau a parlé ce matin d'essais faits sur des cornières; je ne sais pas comment sont faites ces cornières, mais les trous sont probablement en leur milieu et par conséquent les essais dont il a rendu compte ne sont pas concluants, c'est-à-dire que le trou étant dans l'axe ne diminue pas sensiblement la résistance et, pour avoir un bon résultat, il faut percer le trou près de la fibre qui travaille le plus.

M. BELELUBSKY, vice-président, étranger, professeur à l'Ecole impériale des voies de communication de Saint-Petersbourg, présente quelques indications sur l'emploi du métal fondu en Russie, dans les constructions métalliques.

C'est à l'année 1882-1883 que remonte l'admission du fer fondu dans la construction des ponts et, après les études faites par une commission formée d'ingénieurs appartenant aux différentes branches du génie civil, notamment de constructeurs,



de métallurgistes, de chimistes, sous la direction de l'ingénieur général Kerbedz, cette commission a résolu d'admettre le fer fondu ne se trempant pas, soudable, offrant une résistance de 44 à 47 kilogrammes par millimètre carré, un allongement de 20 p. 100 et une teneur en carbone de 10 à 20 p. 100, l'allongement étant compté sur des éprouvettes de 200 millimètres. C'était, en un mot, le métal désigné sous le nom de fer fondu au Congrès de Philadelphie.

Cette décision n'a été prise par la commission qu'après de longues discussions et l'examen minutieux de différents renseignements pratiques et théoriques fournis par les usines de Terre-Noire, par les recherches de Barba, et par les conditions imposées dans le cahier des charges des ponts, alors en construction en Autriche, et, enfin, par l'usage que la marine faisait de ce métal, depuis quelques années.

C'est sur ces différentes données que M. Belebubsky a construit plusieurs ponts, principalement sur la ligne de chemins de fer de Noworossisk.

Peu de temps après, les circonstances changent complètement. Les études du fer fondu préparé par les usines russes, les essais constants faits dans ces usines sous le contrôle du gouvernement et au laboratoire de l'Ecole des voies sous la direction de M. Belebubsky, ainsi que certains accidents dans lesquels le fer assez dur et peu soudable présentait des déchirures, même sans être chargé, contribuèrent à ramener la discussion sur l'emploi du fer fondu et à donner la préférence d'une façon absolue au fer fondu doux avec une teneur en carbone de 10 p. 100 au maximum et de 4 p. 100 en phosphore, présentant une résistance de 35 à 42 kilogrammes par millimètre carré et un allongement minimum de 24 à 25 p. 100.

C'est maintenant sur ces données qu'on prépare dans les usines russes le fer fondu pour la construction des ponts, notamment aux usines d'Alexandrowsk et Pontilosff (Saint-Petersbourg), Briansk (Oural), Strouw (Kolebaki) et de Varsovie. Ce fer fondu doux est employé pour les ponts de 2 mètres à 100 mètres d'ouverture construits sur les trois lignes exécutées par le gouvernement russe pendant les cinq à six dernières années.

Les essais qui se sont continués depuis constatent les excellentes qualités du fer fondu doux dont l'emploi ne présente

plus de risques, même si les conditions du cahier des charges ne sont pas scrupuleusement suivies. Quant à ces dernières, elles stipulent l'alésage ou le recuit des pièces qui ont été soumises au travail du burin. Ce recuit doit être fait pour les pièces entières et tout d'un coup. En effet, des essais poursuivis, au laboratoire de l'Ecole impériale des voies, sur de larges éprouvettes (120 millimètres) ont démontré que, chaque fois que les pièces ne sont pas alésées ou recuites après le travail du poinçonnage ou du burin, leur résistance à la rupture diminue dans une forte proportion ; elles se déchirent assez brutalement sans donner ni striction ni allongement.

La limite d'élasticité du fer fondu doux a été fixée à 0,50 ou 0,55 du coefficient de rupture.

En un mot, M. Belebubsky affirme que, d'après ses expériences et la pratique qu'il a du fer fondu doux, c'est à ce métal et non à l'acier qu'il faut donner la préférence dans la construction. Les nombreux ponts construits tout récemment sur le chemin de fer transcaspien et qui ont fait l'objet d'épreuves très complètes ne peuvent que confirmer l'appréciation de M. Belebubsky.

Passant ensuite en revue l'opinion des autres pays, M. Belebubsky signale la Suisse où la préférence est accordée au métal doux d'une résistance de 36 à 42 kilogrammes. En Allemagne, on a également admis l'emploi du fer fondu doux pour la construction des ponts, et le cahier des charges dressé en 1889 par la Société des métallurgistes prescrit une résistance de 37 à 44 kilogrammes avec un allongement de 20 p. 100. Ce sont là des faits qui confirment complètement le bien-fondé des conclusions admises par les ingénieurs russes depuis plus de neuf ans.

Si, par contre, on passe l'examen de l'emploi de l'acier dur, on peut voir qu'en Hollande la construction des ponts de Leek n'ont pas donné des résultats favorables ; n'en a-t-il pas été de même pour le pont de Saint-Louis en Amérique, qui a été construit avec de l'acier chromé très dur ?

M. Belebubsky cite néanmoins un pont construit en Russie, avec le métal qu'il préconise, mais ayant donné de mauvais résultats. Or, l'expérience a prouvé que l'entrepreneur n'avait pas suivi le cahier des charges et que le métal mis en œuvre ne présentait qu'une résistance de 36 kilogrammes.

En résumé, M. Belebubsky croit qu'en l'état actuel de la question, il faut en rester au fer fondu et chercher ailleurs que dans l'emploi de l'acier dur le moyen d'alléger les constructions importantes. Or, ce moyen n'est-il pas à notre disposition?

En Russie, en effet, on impose au fer fondu doux une résistance de 36 à 44 kilogrammes, chiffre qu'on pourrait aisément porter à 44 kilogrammes, mais qu'on peut admettre à 38 kilogrammes en moyenne; d'autre part, en prenant le rapport des limites d'élasticité du fer fondu doux et du fer puddlé

$$\frac{0,55 \times 38}{16} = \frac{21}{16}$$

et en multipliant cette fraction par le coefficient de sécurité 7,25 par millimètre carré, coefficient depuis longtemps admis en Russie pour le fer puddlé, en supposant la limite d'élasticité à 16 kilogrammes, le fer fondu doux présente donc un coefficient de sécurité de 8<sup>k</sup>,5 à 9 kilogrammes, qui, au dire de M. Belebubsky, satisfait entièrement aux conditions d'emploi du métal tant au point de vue de sa qualité qu'à celui d'alléger les constructions. Ces chiffres, ajoute l'auteur de cette communication, ne s'appliquent qu'au cas d'une charge verticale, et il faut les majorer dans le calcul lorsqu'on fait intervenir l'influence de la pression du vent. C'est ainsi qu'en Russie on admet comme coefficient 7,25 pour le fer puddlé, 8 ou presque 8 pour le fer fondu doux pour les charges verticales et jusqu'à 9 et 10 pour la charge verticale combinée à l'effort du vent.

Enfin le chiffre de 9 kilogrammes, calculé pour les cas ordinaires, pourrait être élevé pour les travées considérables dépassant 100 mètres, par exemple, étant donné les différentes formules basées sur les essais de Wölher, de Swengenberg et surtout de Baushinger. Or, d'après les considérations exposées par Tetmayer fondées sur les formules de Baushinger, il résulte que les pièces n'ont en rien à souffrir si l'effort de tension, même répété un million de fois, ne dépasse pas la limite d'élasticité.

M. Belebubsky termine son exposé en disant que les calculs minutieux sur le coefficient de sécurité à employer pour les petits ponts, ont fait cette année même l'objet de l'attention toute spéciale d'une commission industrielle en Russie, eu égard surtout aux recherches de MM. Résal et Considère sur

l'influence du choc. Cette commission a pensé qu'on pouvait fixer le coefficient de sécurité à la moitié de la limite d'élasticité, c'est pourquoi l'on peut considérer le chiffre de 7 kilogrammes comme un minimum, tout particulièrement pour les pièces des ponts de petite ouverture. C'est d'ailleurs le chiffre adopté également en 1888 par une commission industrielle en Autriche, et qui est augmenté pour chaque mètre d'augmentation dans la longueur de travée.

En Russie, sur la ligne du chemin de fer de l'Oural, au pont de Belaja, qui comptait des travées de 107 mètres d'ouverture, on a admis pour le fer puddlé mis en œuvre le coefficient de sécurité de 8 kilogrammes, qui correspond bien au chiffre précédent proposé pour le fer fondu pur.

M. BELELUBSKY donne, en terminant sa communication, connaissance de la circulaire suivante du ministère des travaux publics russe en date du 25 août 1888 sur l'emploi du fer fondu pour les ponts :

ARTICLE PREMIER. — Le fer fondu est admis pour toutes les parties des ponts, excepté les rivets, qui doivent être faits en fer soudé.

ART. 2 (a). — La teneur en carbone dans le fer fondu peut être au maximum de 0,1 p. 100 et en phosphore de 0,05 p. 100. Pour le fer fondu issu de la fonte russe produite au charbon de bois et contenant une petite quantité de phosphore (0,06 p. 100), cette teneur maximum du phosphore n'est pas limitée.

(b). — La résistance de rupture doit être au minimum de 34 et au maximum de 40 kilogrammes par millimètre carré ; la limite d'élasticité doit être au minimum de 17 kilogrammes par millimètre carré et généralement très proche de la moitié de la résistance de rupture. L'allongement au moment de la rupture est au minimum de 25 p. 100 pour une éprouvette, de 200 millimètres de longueur et 30 millimètres de largeur.

(c). — Le fer fondu ne doit pas se rompre et donner des criques, quand on le courbe à froid au marteau, de manière que les surfaces intérieures des deux moitiés de la pièce courbée se touchent complètement.

(d). — Le fer fondu ne doit pas prendre la trempe afin que les pièces d'essais chauffées au moment où elles se touchent à

moitié ne donnent ni criques ni déchirures. Pour faire les essais imposés au § 2 (*c, d*), on coupe des bandes du fer fondu de 250 à 300 millimètres de longueur et de 340 millimètres de largeur. Les bords de ces pièces doivent être limés.

ART. 3. — En vue de l'altération des qualités du fer fondu sous l'effet du travail mécanique, on doit satisfaire aux conditions suivantes pendant la fabrication du fer :

(*a*). — Le fer fondu de toutes sortes doit être recuit a près le laminage et ensuite refroidi lentement dans le four à recuire ou dans un bain de sable chaud ; au sortir du laminoir, la température du fer doit correspondre à la couleur cerise. Ce recuit doit être produit dans la même usine où l'on prépare le fer. On recuit le fer en pièces entières dans le four dont la dimension doit être suffisante pour que chaque pièce soit soumise à l'action des gaz chauds sur toutes ses faces.

(*b*). — Il est interdit de poinçonner les trous, qui doivent être forés.

(*c*). — On pourra se servir de ciseaux à froid à condition que les pièces coupées avec ces outils soient recuites une seconde fois ou que les bords des pièces soient rabotés au minimum sur 1 millimètre et demi de largeur.

(*d*). — En tout cas, les quatre bords des tôles verticales, des plates-bandes dans les poutres principales, de l'âme verticale dans les longrines et traverses, ainsi que les bords transversaux des tôles horizontales des plates-bandes des croisillons et des cornières doivent-être rabotés sur 1 demi-millimètre de largeur (minimum) après avoir été coupés au burin.

(*e*). — Il faut faire à chaud tous les genres de pliage ; après quoi, les pièces doivent être refroidies lentement. Le recuit mentionné en *c* n'est pas exigé si le coupage au burin a été fait entre le laminage et le recuit indiqué en *a*.

(*f*). — Il est défendu de poser les pièces chaudes sur la terre humide, le plancher en pierre ou en métal, mais on doit les mettre sur le sable sec.

ART. 4. — Pour faire des essais mécaniques (§ 2 *a, c, d*) on prend sur chaque lot d'après le choix de l'inspecteur : au moins deux pièces dont l'une de fer brut et l'autre de fer façonné, si le dernier provient du même lot que le fer brut. Les pièces d'essai à la rupture et les bandes pour les essais à la flexion

et la trempe se préparent avec ces pièces de fer, après leur recuit selon le § 3 (a). On fait avec chaque pièce à essayer au minimum deux essais pour chaque mode d'épreuve, c'est-à-dire pour la rupture, la flexion et la trempe. On prend les pièces d'essai aux côtés opposés du fer à essayer et de préférence en travers du laminage si la largeur de la pièce le permet.

ART. 5. — Indépendamment des essais ci-dessus mentionnés, on fera le contrôle général de la fabrication en choisissant une pièce de fer sur chaque 50 pièces de fer brut et façonné, laquelle sera soumise aux essais suivants. Les pièces d'essais et les bandes prises sur différents points de chaque pièce de fer selon les différents sens devront être essayées selon le § 2 (b, c, d) et le nombre des essais de même espèce pour chaque pièce de fer devra être au moins de 3 pour la flexion et la trempe et 5 pour la rupture. On prend les pièces d'essais pour la rupture au centre de la pièce à essayer et sur les quatre faces de celle-ci en travers du laminage. La différence dans la résistance à la rupture des 5 pièces susdites ne doit pas dépasser 4 kilogrammes par millimètre carré dans les limites indiquées au § 2 (b) et l'allongement doit être au minimum de 25 p. 100.

ART. 6. — Les essais doivent se faire sur des éprouvettes préparées avec le fer fondu dans le même état que celui où s'opère la réception pour la mise en œuvre de la construction; les pièces d'essais doivent être préparées à la lime, la tranche et le foret sans pliage, sans coups de marteau ni de burin, sans chauffage ni recuit.

ART. 7. — Coefficients de sécurité (kilogramme par millimètre carré), fer fondu :

(a). — Dans les ponts jusqu'à 15 mètres d'ouverture inclusivement et dans les pièces de ponts, longrines et traverses, pour les ponts de chaque ouverture.

Extension (net) . . . . .	}	6,50
Et compression (net) . . . . .		
Cisaillement de l'âme verticale . . . . .		3,75

(b). — Dans les ponts d'une ouverture comprise entre 15 et 32 mètres (inclusivement) pour les poutres principales :

Extension (net) . . . . .	}	7,25
Compression (net) . . . . .	}	
Cisaillement de l'âme verticale . . . . .		4,25

(c). — Dans les ponts d'une ouverture au-dessus de 32 mètres pour les poutres :

Extension (net) et compression (moitié net) dans les plates-bandes . . . . .	7,75
Extension, croisillons et montants . . . . .	7,50
Cisaillement des tôles verticales . . . . .	4,75

(d). — Dans les contreventements des ponts au-dessus de 30 mètres :

Extension (net) . . . . .	9,50
Compression (net) . . . . .	8,50

(e). — Dans les contreventements des ponts, au-dessus de 30 mètres d'ouverture (inclusivement) :

Tension (net) . . . . .	}	9,00
Compression (moitié net) . . . . .	}	

f. — Les rivets. (Il est interdit d'employer des rivets en fer fondu) :

Coefficients de sécurité pour les rivets en fer soudé :

Cisaillement des rivets dans les assemblages des traverses avec les poutres principales et des longrines avec les traverses . . . . .	5,00
Cisaillement des rivets dans les contreventements . . . . .	7,50
Cisaillement des rivets dans toutes les autres parties de la superstructure métallique pour chaque ouverture . . . . .	6,00

*Remarque.* — En cas de l'emploi possible du fer fondu soudable dans la même construction, les groupes de parties de même espèce doivent être faits en entier avec du fer de même nature, c'est-à-dire en fer fondu ou en fer soudable, les groupes susdits dans un pont sont les suivants :

- a. — Plates-bandes supérieures et inférieures des poutres ;
- b. — Montants et croisillons des poutres ;
- c. — Traverses, longrines et contreventements.

Les conditions techniques pour les constructions en fer fondu sont données par la circulaire du 5 janvier 1884, numéro 60.

M. LANTRAC prend ensuite la parole :

La question sur laquelle nous ne sommes pas d'accord avec M. Considère est celle qui concerne la nature de l'acier à employer dans les constructions. Il y a aussi un point sur lequel nous différons d'opinion, c'est sur le coefficient limite à adopter ; mais sur tous les autres points nous sommes parfaitement d'accord.

En ce qui touche la nature de l'acier en usage dans les constructions ordinaires, M. Considère estime qu'il est préférable d'employer l'acier à 55 kilogrammes au lieu de celui à 45 kilogrammes que nous avons proposé. Il appuie sa manière de voir sur les avantages que présente cet acier et qui, d'après lui, sont les suivants :

Cet acier à 55 kilogrammes se présenterait au même prix que l'acier de résistance moindre, il permettrait une économie de poids qui varie de 14 à 27 p. 100 sur l'emploi de l'acier à 45 kilogrammes. Son emploi présente les mêmes conditions de sécurité que l'emploi de l'acier à 45 kilogrammes enfin, les plus grandes déformations auxquelles il peut donner lieu par suite du coefficient plus élevé auquel on le fait travailler ne présentent pas d'inconvénients.

Je vais examiner un à un ces motifs et voir quel en est, à mon avis, le bien-fondé.

Pour justifier que l'acier à 55 kilogrammes pouvait se produire au même prix que le fer fondu, M. Considère nous a donné connaissance de plusieurs lettres de producteurs d'acier, entre autres une du Creusot, une de Saint-Chamond et une des forges et aciéries de la marine.

Saint-Chamond est une forge qui produit des aciers spéciaux et qui ne produit pas le fer fondu tel qu'on le fabrique dans l'Est.

Les forges et aciéries de la marine ont voulu dire que dans leur genre de fabrication ils pouvaient livrer au même prix des aciers de 55 kilogrammes et des aciers d'une résistance moindre, mais elles n'ont pas voulu dire évidemment que leur prix de production d'acier à 55 kilogrammes pouvait être comparé à celui de l'Est où on produit d'une autre façon l'acier et le fer fondu.

En ce qui concerne le Creusot, il dit que l'acier à 55 kilogrammes peut être produit dans de bonnes conditions de prix, mais il ne précise pas, il ne dit pas que ce prix soit plus ou



moins élevé que celui du fer fondu, et conformément à cette manière de voir, nous avons un exemple cité par M. Hallopeau, c'est la construction du viaduc de Maleco exécuté par le Creusot.

Le Creusot a eu toute liberté pour fixer les conditions de l'acier employé ; il pouvait donc, s'il l'avait jugé de son intérêt, employer l'acier à 55 kilogrammes.

Il n'a pas fait ce choix et il a choisi précisément l'acier à 44 ou 45 kilogrammes.

Voilà qui montre d'une façon bien topique que l'avis du Creusot n'est pas pour l'emploi avantageux de l'acier à 55 kilogrammes.

Je crois en outre que, si on comparait les prix qu'on peut obtenir dans les forges qui produisent le déphosphoré, telles que celles du Nord et de l'Est, généralement, on trouverait une grande différence de prix avec les forges et aciéries de la marine qui ne produisent pas d'acier employé d'une façon courante dans les constructions de ponts.

Je persiste donc à croire qu'il y a une différence notable entre le prix du fer fondu de celui de l'acier doux à 55 kilogrammes ; par conséquent, c'est un élément dont il faut tenir compte dans la comparaison de l'emploi de l'un et de l'autre.

Pour ce qui est de l'économie de poids, je ne crois pas non plus que l'économie indiquée par M. Considère puisse être réalisée parce que, dans la comparaison qu'il établit, on suppose que dans toutes les parties de la poutre, le métal travaille au maximum qu'on s'est donné comme limite, ce qui n'est pas. Dans une poutre il y a des parties qui sont forcément condensées et irréductibles ; par conséquent, on ne peut pas établir la comparaison simplement en comparant la surface du métal utile dans l'un et l'autre cas ; il faut tenir compte de ces parties condensées et l'économie, au lieu d'être de 14.2 à 27.2, peut être beaucoup moindre.

Cette économie est très difficile à déterminer ; on ne peut y arriver qu'en établissant des projets complets, par exemple, pour un pont répondant à une ouverture et à des conditions identiques.

Donc, je crois qu'il faut diminuer l'économie signalée et dans tous les cas si elle est encore d'une certaine importance, il faut examiner si elle n'est pas compensée par la différence entre

le prix de l'un et l'autre métal, indépendamment de toute autre considération.

Or supposons qu'elle soit par exemple de 10 p. 100 pour des ouvertures ordinaires, 10 p. 100 pour un métal dont la valeur peut être représentée par 20 francs les 100 kilogrammes, cela fait 2 francs d'économie pour 100 kilogrammes employés.

Elle sera donc compensée s'il existe une différence de 2 francs par 100 kilogrammes dans le prix des métaux ; cette différence, si elle n'existe pas aujourd'hui, existera dans un avenir prochain.

Donc dans ce cas-là je ne crois pas qu'il y ait avantage à substituer le métal plus résistant au fer fondu.

Maintenant, l'acier que propose M. Considère présente-t-il la même sécurité dans son emploi que le fer fondu ?

M. Considère pense qu'il en est ainsi et il s'appuie, pour justifier son opinion, sur ce fait, qu'il est entendu que dans les constructions établies avec ce métal, on évitera l'emploi des pièces forgées et que le métal, n'étant pas chauffé, ne pourra être altéré ; par conséquent s'il est livré par la forge dans un état d'équilibre moléculaire qui assure sa résistance, il y restera.

J'admets bien qu'il en soit ainsi, mais qui prouvera dans quel état se trouve l'acier, au moment où on le livre ? Je ne pourrai connaître cet état que par un contrôle plus ou moins sérieux, exercé par des agents réceptionnaires.

Je ne puis donc, moi constructeur, garantir une construction dont le métal pourra avoir été altéré avant sa livraison ; il suffira que le travail en forge ait été fait dans une situation anormale pour un certain nombre de barres, pour que le métal ne réponde pas aux conditions qui devaient être réalisées.

Cette altération du métal peut parfaitement échapper au contrôle, attendu qu'en général l'acier ne s'altère pas sur une zone très étendue, de sorte que, si l'appareil d'essai n'est pas précisément en travers de la fissure, elle passera complètement inaperçue.

Je ne vois donc pas que le métal présentant cette résistance soit aussi favorable que le métal fondu dans lequel en général les causes ci-dessus n'existent pas, au moins d'une façon aussi marquée.

M. Considère estime que les plus grandes déformations qui

correspondent à l'emploi d'un métal plus résistant sont sans inconvénient.

A ce point de vue-là, je ferai remarquer que, dans un pont pour chemin de fer, il n'est pas indifférent que la flèche passe du simple au double, parce que la flexion du pont entraîne la flexion de la voie et la déformation latérale et par conséquent l'ébranlement de toute la voie. Déjà il est assez difficile de maintenir la voie en bon état sur un terrain ferme et cela devient encore plus difficile sur un pont d'une grande mobilité. En outre, une construction qui a trop de flexibilité me paraît présenter l'inconvénient d'ébranler les rivets qui assemblent les pièces. On a remarqué dans l'entretien des pièces métalliques que les rivets qui s'arrachent sont ceux qui assemblent les pièces soumises aux vibrations ; par exemple, si deux pièces sont superposées et attachées par des rivets, et que l'une d'elles soit flexible, il y aura arrachement de la tête du rivet qui les réunira. Donc, plus les constructions seront flexibles, moins la rivure se maintiendra bien et l'ouvrage flexible aura une moins bonne tenue que l'ouvrage plus stable.

Voilà les raisons que j'ai à opposer aux considérations qu'a émises M. Considère.

Dans l'appréciation qu'a faite M. Considère de l'économie de poids qui résulte de l'emploi de l'acier plus résistant, il y a une considération dont il n'a pas tenu compte, à mon avis, c'est la plus grande longueur des assemblages. On ne peut pas avec un acier très résistant employer des rivets présentant une augmentation de résistance analogue ; on est obligé d'employer des rivets qui sont les mêmes que ceux qui correspondent aux ponts en fer ou en métal fondu ; par conséquent, on doit en conclure que les pièces d'assemblage seront plus longues et qu'il y aura une augmentation de poids d'une certaine importance, qui vient encore réduire l'économie qu'on suppose être réalisée.

J'ajouterai que dans les constructions destinées à des services publics, on ne saurait trop s'entourer de précautions dans le choix de la matière et que, s'il y a doute entre deux métaux au point de vue de la sécurité, le choix doit être donné au métal qui présente le plus de sécurité et dans ce cas, je le répète, c'est le fer fondu qui paraît devoir être préféré.

D'ailleurs, cet avis me paraît être celui de M. Bebelubsky, ingénieur russe ici présent, et aussi l'avis de toutes les per-

sonnes qui se sont occupées de cette question au point de vue pratique.

M. Considère a aussi émis l'avis qu'il ne fallait pas imposer de mode de fabrication de l'acier que le constructeur voulait employer.

Il est certain que le constructeur n'a pas la compétence nécessaire pour s'immiscer dans la méthode de fabrication, mais il a le droit et même le devoir de n'employer qu'un métal dont il est maître de vérifier la qualité d'une façon complète.

Le procédé de fabrication par le four Martin permet de prélever des éprouvettes à chaque instant et de se rendre compte de la marche de l'opération ; il permet, en outre, d'avoir exactement le métal qu'on désire obtenir, tandis que dans le procédé Bessemer, on n'est pas libre de prendre des éprouvettes à un moment quelconque ; on est réduit à prendre des éprouvettes, quand la coulée est faite, sur le lingot coulé et à rejeter ou à accepter toute la coulée. Mais n'est-il pas à craindre qu'il s'introduise, dans les pièces, de ces lingots rejetés, et cela par suite d'un manque de surveillance ? C'est encore une raison qui plaide en faveur de l'extension du four Martin seul, et du rejet du procédé Bessemer.

Quant à la qualité des produits, lorsqu'on a atteint le même résultat, je ne crois pas qu'il y ait de différence bien sensible.

Dans une note que m'a remise M. le Président, les mêmes considérations se trouvent développées et, au point de vue des coefficients de résistance, M. le Président émet l'avis que le coefficient de résistance ne pouvait pas être fixé, que ce coefficient devait augmenter avec la portée, parce que dans les travées de petite ouverture, on est certain que la surcharge d'épreuve sera toujours réalisée et on peut même dire que la surcharge officielle imposée actuellement jusqu'à 50 mètres de portée est toujours dépassée. Au delà d'une certaine portée, au delà de 150 mètres par exemple, c'est tout le contraire qui arrive. Il est exceptionnel que les trains puissent couvrir toute la longueur de l'ouvrage, et, en tout cas, l'influence du poids de la locomotive n'est pas aussi grande que dans les ponts à petite portée.

M. Considère dans la détermination des coefficients limites, fait entrer des considérations qui se rapportent aux efforts de compression. Je fais observer à cet égard qu'il est de règle, dans les calculs des pièces métalliques, de toujours considérer à part

les pièces des ouvrages soumises à la compression ; mais, au contraire, on ne sépare pas, dans une pièce infléchie, les parties soumises à la compression des parties soumises à la flexion ; on les calcule avec le même coefficient, et avec raison, je crois.

M. CONSIDÈRE, prenant la parole à son tour, répond en ces termes aux objections qui lui sont faites :

Les arguments présentés jusqu'à présent contre l'emploi de l'acier dur peuvent se diviser en deux catégories absolument distinctes : celle où l'on fait appel à l'autorité des choses existantes et des sociétés qui ont fait tel travail, et celle où l'on discute des faits et des données.

Pour la première catégorie, mon rôle est bien ingrat, je ne suis pas seul, mais nous sommes cependant en minorité. Je suis obligé de revenir à cette question pour montrer que les habitudes des constructeurs n'ont peut-être pas toute la valeur qu'on croirait. D'abord, un fait certain, c'est que si dans la marine on a adopté l'acier doux et de plus en plus doux, c'est afin d'avoir des coques de navires qui se déforment sans ruptures. J'en ai vu des lettres d'ingénieurs de la marine qui le disaient. Il y a donc là une condition absolument spéciale ; comme cette condition n'existe nullement dans les travaux publics, je crois qu'on a fait fausse route en produisant cette expérience comme base.

M. LANTRAC. — Justement les pièces de pont, par exemple, sont soumises dans le transport à des manutentions, à des chocs très susceptibles de les déformer et d'altérer le métal. Les pièces de pont ne se transportent pas toutes par le chemin de fer, elles se transportent aussi par navires, par charrettes ; les pièces peuvent tomber, se couder absolument comme les pièces d'un navire ; dans le déchargement, on ne prend pas non plus toutes les précautions nécessaires pour éviter les chocs. Les pièces peuvent être précipitées du haut en bas d'un remblai, on les redresse, mais après avoir fait subir au métal des déformations qui peuvent l'altérer.

M. CONSIDÈRE. — J'avoue être peu sensible à cet argument, parce que, si une pièce a été déformée, on n'a qu'à la refuser.

D'ailleurs l'expérience prouve que l'infériorité dont il s'agit pour l'acier n'existe jamais. En effet, que l'on prenne un morceau de fer ordinaire, percé, suivant l'usage, d'un trou de poinçon non alésé et un morceau d'acier à 55 kilogrammes de

résistance, percé d'un trou de poinçon alésé, comme je recommande de le faire avec la plupart des ingénieurs, le morceau d'acier pourra supporter sans rupture, ni crique, des flexions, déformations et redressements trois ou quatre fois plus forts que le morceau de fer. Cela résulte de nombreuses expériences que j'ai faites sur des métaux provenant de quatre usines différentes.

L'acier alésé présente d'ailleurs, au point de vue de la résistance aux chocs, la même supériorité sur le fer poinçonné qu'au point de vue des déformations.

Par conséquent, à tous égards, on aura bien moins à craindre la rupture pendant les transports et les bardages, pour les pièces d'acier alésées que pour les pièces de fer poinçonnées que l'on emploie couramment.

M. LANTRAC. — A condition que l'acier soit redressé à froid.

M. CONSIDÈRE. — Je crois avoir prouvé dans le mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées*, en avril 1885, que le travail de l'acier ne l'altère que s'il se prolonge au delà du rouge cerise un peu sombre.

Je passe à la question de savoir si l'on peut produire l'acier à 55 kilogrammes, dans les mêmes conditions que l'acier plus doux. D'après le Creusot, cette fabrication n'est pas plus chère au Bessemer acide et au four Martin à sole acide que celle du fer plus doux.

M. LANTRAC. — Quand on demande des tôles dépassant 45 kilogrammes, les usines répondent : notre acier ne donne pas cette résistance.

M. le PRÉSIDENT. — Quels sont les prix comparatifs entre les aciers à 45 kilogrammes et au-dessus ?

M. LANTRAC. — Les aciers les plus élevés sont les plus chers.

D'ailleurs il est très difficile de faire de l'acier déphosphoré à 55 kilogrammes.

M. CONSIDÈRE. — Je suis d'un avis contraire. Mais je reviens aux raisons qui ont fait adopter par le Creusot l'acier à 45 kilogrammes pour le viaduc de Malecco. Cela est bien naturel ; on vient demander à une usine de faire un pont ; elle trouve beaucoup plus simple de se conformer à l'usage que de se lancer dans des choses nouvelles, qui n'ont pas encore été prévues par l'État en France.

Pour passer à un autre point de vue, M. Lantrac disait qu'une

augmentation de flèche de 100 p. 100 n'est pas indifférente. Ce n'est pas à 100 p. 100 que j'arrive, mais à 30 p. 100. Cela résulte de ma communication écrite.

M. LANTRAC. — C'est d'après vos bases que j'ai dit cela.

M. CONSIDÈRE. — Le chiffre auquel j'arrive est à peu près le même que celui qu'obtient M. Lantrac. Il propose en effet 8,50 et moi j'arrive à 8,60. La seule différence, c'est qu'il emploie le fer à 45 kilogrammes et que je préfère le fer à 55 kilogrammes.

M. le PRÉSIDENT demande si le Congrès veut émettre un avis sur le sujet qui vient d'être traité.

Le Congrès n'émet pas d'avis.

La séance est levée à 4 heures trois quarts.

#### SÉANCE DU MERCREDI MATIN 11 SEPTEMBRE 1889

##### PRÉSIDENTE DE M. DURAND-CLAYE

La séance est ouverte sous la présidence de M. Eiffel qui, après avoir annoncé que l'ordre du jour appelle la discussion sur les chaux, ciments et mortiers, cède la présidence à M. Durand-Claye, ingénieur en chef des ponts et chaussées, professeur et directeur du laboratoire de l'École nationale des ponts et chaussées.

M. Durand-Claye, avant d'aborder la discussion présente au Congrès le mémoire suivant, qu'il a rédigé avec la collaboration de :

M. H. LE CHATELIER, ingénieur au corps des mines, professeur et directeur-adjoint du laboratoire à l'École nationale des mines ;

M. H. BONNAM, conducteur des ponts et chaussées, membre de la Société des ingénieurs civils de France, directeur des usines de chaux hydraulique de Malain et de Pont-de-Passy.

Et de M. DEBRAY, ingénieur des ponts et chaussées, professeur-adjoint et directeur-adjoint du laboratoire de l'École des ponts et chaussées.

Les différentes questions dont l'étude a été soumise aux ingénieurs ci-dessus dénommés ont été classés par eux sous cinq titres, conformément au programme ci-après :

A. *Classification.* — Produits naturels, artificiels. — Chaux grasses et hydrauliques, ciments, pouzzolanes. — Classification d'après la rapidité de

la prise; d'après la composition chimique; d'après le mode de fabrication.

**B. Fabrication.** — Chaux grasse, chaux hydraulique naturelle ou artificielle. — Fours à chaux. — Extinction. — Grappiers. — Blutage. — Silotage. — Ensachage. — Ciments rapides ou romains. — Ciments demi-lents. — Ciments lents ou portlands. — Mélange humide ou sec. — Fours. — Broyage, mouture, blutage, silotage.

Ciment de laitier.

**C. Emploi.** — Pâtes pures.

Mortiers. — Confection des mortiers. — Influences diverses sur la qualité des mortiers. — Dosage des mortiers. — Influence des milieux. — Altération des mortiers.

Bétons.

**D. Essai des chaux et ciments.** — Analyse chimique. — Etude microscopique. — Densité absolue et densité apparente. — Finesse de mouture. — Prise. — Variabilité de volume. — Adhérence. — Résistance à l'arrachement, à l'écrasement, à la flexion. — Essais comparatifs à dosages variables.

Résistance à l'action de l'eau de mer.

**E. Théorie.** — Explication de la prise, du durcissement et des altérations des chaux, des ciments et des mortiers.

#### A. CLASSIFICATION

Le produit que l'on obtient par la cuisson ou la calcination des roches naturelles, ou des mélanges artificiels de carbonate de chaux et d'argile présentent des propriétés très différentes, suivant la composition physique et chimique des matières soumises à la cuisson, et suivant les conditions de fabrication.

Au commencement du siècle, un illustre ingénieur, dont les travaux sur les chaux, ciments et pouzzolanes sont restés classiques, L. Vicat, a fixé d'une manière magistrale les caractères distinctifs de ces différents produits. Il ne sera peut-être pas inutile de les résumer au début de ce rapport.

**Chaux.** — Si l'on prend à la sortie des fours, où l'on vient de calciner des calcaires naturels ou des mélanges de calcaires et d'argiles, les pierres cuites d'où l'acide carbonique a été éliminé, et si, après avoir immergé pendant quelques instants ces pierres dans un vase rempli d'eau, on les abandonne ensuite à l'air, on constate des résultats variables.

Dans certains cas, les pierres se gonflent, décrépitent et



tombent en poudre en donnant lieu à un dégagement de chaleur. Additionnées d'une quantité d'eau convenable pour prendre la consistance d'une terre argileuse, récemment travaillée, elles donnent une pâte onctueuse ou grasse au toucher et se dissolvent à peu près en entier dans une eau continuellement renouvelée ; ce sont les chaux grasses.

D'autres, dans les mêmes circonstances, se mettent plus lentement et plus difficilement en poudre, forment une pâte moins onctueuse et ne donnent lieu qu'à un départ partiel d'éléments solubles ; elles acquièrent sous l'eau, au bout d'un certain temps, une dureté suffisante pour ne plus céder sous la pression du pouce poussé avec la force moyenne du bras ; ce sont les chaux hydrauliques.

Suivant la rapidité de leur prise sous l'eau et le degré de dureté qu'elles acquièrent à la longue, Vicat les subdivisait en *chaux faiblement hydrauliques*, *chaux moyennement hydrauliques*, *chaux hydrauliques proprement dites* et *chaux éminemment hydrauliques*.

*Ciments.* — Certaines pierres cuites ne sont pas susceptibles de s'éteindre sous l'action de l'eau, et pour les réduire en poudre, on a recours à des moyens mécaniques.

Leurs poudres gâchées en pâte font prise sous l'eau en quelques minutes ou au plus en quelques heures, et elles acquièrent une dureté plus grande que les chaux ; ce sont les ciments.

Au moment où L. Vicat a commencé ses études, on ne connaissait que des *ciments à prise prompte* souvent désignés sous le nom de *ciments romains*.

*Chaux limites.* — Entre les ciments et les chaux éminemment hydrauliques, l'illustre ingénieur avait indiqué une catégorie de chaux anormales dites *chaux limites*, qui faisaient prise à la façon des ciments, mais se désagrégeaient par la suite.

*Chaux maigres.* — On peut enfin citer les *chaux maigres* qui se comportent comme les chaux grasses, mais laissent un résidu notable lorsqu'on les dissout dans une eau renouvelée.

*Pouzzolanes.* — On se sert aussi, moins souvent aujourd'hui que dans la première partie de ce siècle, de divers produits

naturels ou artificiels qui, gâchés isolément avec de l'eau, ne sont pas susceptibles de donner des pâtes faisant prise sous l'eau, mais communiquent cette propriété aux chaux grasses avec lesquelles on les mélange dans des proportions convenables. Ces corps sont désignés sous le nom de *pouzzolanes*.

*Découvertes de Vicat.* — Vicat eut le mérite de démontrer que l'hydraulicité des chaux hydrauliques et des ciments résulte de ce qu'il existe, dans les calcaires d'où proviennent ces produits, de l'argile en proportions variables; il prouva que l'argile est bien la cause de l'hydraulicité des chaux et des ciments en composant des mélanges artificiels de carbonate de chaux ou de chaux et d'argile, qui, par la cuisson, lui donnaient des chaux hydrauliques ou des ciments, suivant les proportions d'argile et de chaux employées.

Vicat fut donc l'inventeur de la fabrication des *chaux hydrauliques artificielles*, qui prit immédiatement une grande importance.

*Ciments de Portland à prise lente.* — Sur la fin de sa vie, il eut la satisfaction de voir cette fabrication artificielle produire d'excellents ciments à prise lente, qu'on a dénommés *ciments de Portland*, en raison de la similitude de teinte que les enduits faits avec ces ciments présentent avec la pierre de Portland (Angleterre). Vicat avait du reste prévu la possibilité de cette fabrication dans ses études sur les *ciments brûlés*. Bien que faisant prise plus lentement, ces ciments acquièrent une dureté supérieure à celle des ciments romains.

*Grappiers.* — Lorsqu'on cuit des calcaires dont la nature est susceptible de varier dans des limites plus ou moins étendues, suivant les divers bancs exploités dans la carrière et quelquefois même dans un même banc, ou bien lorsque toutes les pierres ne subissent pas les mêmes conditions de cuissons, on obtient des produits dont les propriétés ne sont pas exactement les mêmes.

C'est ainsi que, dans la fabrication des chaux hydrauliques, se présentent certaines pierres ou certaines parties de pierres rebelles à l'extinction qu'on désigne sous le nom de *grappiers*. On les distingue en *incuits*, où l'acide carbonique n'est pas

entièrement éliminé, et en *surcuits* ou *biscuits*, qui sont des pierres durcies par une cuisson exagérée.

Dans une bonne fabrication, il y a peu d'incuits, et les grappiers représentent presque toujours des surcuits

Les fabricants de chaux hydraulique ont cherché depuis longtemps les moyens d'utiliser les grappiers, soit en les mélangeant avec la poudre de chaux obtenue par l'extinction de la masse des fournées, soit en les traitant à part et les livrant sous des noms divers : *chaux lourdes*, *ciments de grappiers*, *ciments portlands* ou *ciments à prise lente*.

*Ciment portland à prise demi-lente.* — Dans la fabrication des ciments romains ou à prise rapide, on constate aussi que certaines pierres se sont plus ou moins rapprochées du degré de cuisson qui caractérise la fabrication des portlands. Si l'on en fait le triage et qu'on les traite à part, on peut obtenir un produit dont la prise se fait dans des conditions intermédiaires entre le ciment romain et le ciment portland proprement dit ; ce produit est quelquefois présenté à part comme *ciment portland naturel à prise demi-lente*.

*Ciments mixtes.* — On a d'ailleurs imaginé de ralentir la prise de ce ciment en le mélangeant avec des proportions variables de grappiers de chaux hydrauliques, qui, traités isolément, auraient donné des ciments à prise très lente. Ces mélanges, présentés quelquefois sous le nom de *ciments portlands artificiels*, ont reçu de quelques constructeurs la dénomination spéciale de *ciments mixtes*.

*Ciments de laitiers de hauts fourneaux.* — Enfin dans ces dernières années, on a songé à utiliser pour la fabrication des ciments les laitiers de hauts fourneaux, qui, traités d'une façon convenable, présentent à un haut degré des propriétés pouzzolaniques, en les mélangeant intimement avec de la chaux grasse ou hydraulique. On obtient ainsi des produits qui se comportent à la façon des ciments portlands, et qui sont connus sous le nom de *ciments de laitier* ou *ciments pouzzolanes*.

*Classification : 1° D'après la durée de la prise.* — Au cours de ses études, Vicat a proposé successivement diverses classifi-

cations basées sur la façon dont les produits à examiner se comportaient, notamment d'après le temps plus ou moins long nécessaire pour que les pâtes mises sous l'eau y acquièrent une dureté suffisante pour supporter sans dépression la charge résultant de l'application, à la surface des pâtes, d'une aiguille à tricoter de 0<sup>m</sup>, 0012 de diamètre, limée suivant un plan perpendiculaire à son axe et chargée d'une masse de plomb qui portait son poids à 300 grammes.

La section de l'aiguille étant 0<sup>m</sup>0.00000113, cette charge équivalait à une pression de 26 kilogr. 5 par centimètre carré.

2° *D'après la composition chimique.* — Comme on l'a dit plus haut, Vicat reconnut une corrélation intime entre la rapidité de la prise des chaux et ciments et la composition chimique des calcaires leur ayant donné naissance. Il les classait suivant une échelle ascendante d'après le rapport de la dose d'argile contenue dans les calcaires à la somme des doses d'argile et de carbonate de chaux ; la considération de ce rapport est encore fort en usage chez les fabricants.

La plupart des ingénieurs considèrent de préférence ce qu'on appelle l'*indice d'hydraulicité*, c'est-à-dire le rapport de la somme de la silice et de l'alumine à la quantité de chaux, ou quelquefois à la somme de la chaux et de la magnésie, le rôle de la magnésie dans les chaux et ciments n'étant pas très nettement établi.

La classification de Vicat peut être résumée dans le tableau suivant où sont rapprochés les deux systèmes usités pour apprécier la composition chimique soit des calcaires crus, soit des produits cuits.

Le tableau ci-contre ne correspond plus d'une façon absolue à la situation actuelle de l'industrie des chaux et des ciments, qui a dans ces derniers temps subi des modifications profondes.

La composition chimique n'est pas le seul élément qui influe sur la nature des produits ; le mode de fabrication y intervient pour beaucoup. C'est ainsi que la limite inférieure d'indice d'hydraulicité des ciments à prise lente a pu être abaissée de 0,50 à 0,44 dans certaines usines.

On comprend, en effet, que la température de cuisson fasse varier dans des limites assez étendues les réactions susceptibles

de s'opérer entre les divers corps (silice, alumine, peroxyde de fer, chaux, magnésie, etc.) qui existent dans les calcaires.

DÉSIGNATION DES PRODUITS		PROPORTION SUR 100 DE CALCAIRE		INDICES D'HYDRAULICITÉ
		ARGILE	CARBONATE DE CHAUX	
Chaux	grasse ou maigre.	De 0,0 à 5,3	De 100,0 à 94,7	De 0,00 à 0,10
	faiblement hydraulique. . . . .	De 5,3 à 8,2	De 94,7 à 91,8	De 0,10 à 0,16
	moyennement hydraulique. . . . .	De 8,2 à 14,8	De 91,8 à 85,2	De 0,16 à 0,31
	hydraulique proprement dite. . . . .	De 14,8 à 19,1	De 85,2 à 80,9	De 0,31 à 0,42
	éminemment hydraulique. . . . .	De 19,1 à 21,8	De 80,9 à 78,2	De 0,42 à 0,50
Ciment	limite ou ciment à prise lente . . . . .	De 21,8 à 26,7	De 78,2 à 73,3	De 0,50 à 0,65
	à prise rapide. . . . .	De 26,7 à 40,0	De 73,3 à 60,0	De 0,65 à 1,20
	maigre. . . . .	De 40,0 à 62,6	De 60,0 à 37,4	De 1,20 à 3,00
Pouzzolane. . . . .		Au-dessus de 62,6	Au-dessous de 37,4	Au-dessus de 3,00

Les traitements divers qu'on fait subir aux matières après cuisson, avant de les livrer à la consommation, ont aussi une grande importance sur la valeur des produits.

3° *D'après le mode de fabrication.* — Les ingénieurs et les savants du nord et de l'est de l'Europe, qui s'occupent des questions de chaux et de ciments, ont, dans des conférences tenues à Munich du 22 au 24 septembre 1884, et à Dresde les 20 et 21 septembre 1886, arrêté pour la nomenclature qui devrait être recommandée en Russie, dans l'Allemagne du Nord, en Autriche et en Suisse, les principes suivants<sup>1</sup> :

1° « Les chaux hydrauliques sont des produits qui sont obtenus par la cuisson de calcaires plus ou moins riches en argile

<sup>1</sup> Comptes rendus des conférences de Munich et de Dresde dressés par une Commission de rédaction composée de :

MM. BACHINGER, professeur à l'Académie technique de Munich ;

BERGER, directeur des travaux de la ville de Vienne ;

G. EBERMAYER, conseiller à la direction générale des chemins de fer à Munich ;

Le docteur HARTIG, professeur à l'Académie technique de Dresde ;

L. TETMAYER, professeur à l'Académie technique de Zurich.

Parmi les personnes, ayant pris part à ces travaux, qui sont plus particulièrement connues en France, on peut citer :

(ou silice) et qui, mouillés avec de l'eau, se réduisent en totalité ou en partie en poudre.

2° « Les ciments romains sont des produits qui sont obtenus par la cuisson de terres marno-calcaires au-dessous du point de ramollissement et ne se désagrègent pas sous l'action de l'eau ; il faut employer des moyens mécaniques pour les réduire en poudre.

3° « Les ciments portlands sont des produits qu'on obtient de terres marno-calcaires naturelles ou de mélanges artificiels contenant de l'argile et du carbonate de chaux en poussant la cuisson jusqu'à ramollissement et en broyant ensuite jusqu'à finesse de farine ; pour 1 partie en poids de facteurs hydrauliques ils contiennent au moins 1,7 de chaux. Pour régulariser des propriétés techniques importantes, on peut additionner des matières étrangères jusqu'à 2 p. 100 en poids, sans changer de dénomination.

4° « Les gangues hydrauliques (pouzzolanes) sont des matières naturelles ou artificielles qui, en général, ne font pas prise quand elles sont employées seules, mais seulement lorsqu'elles sont mélangées avec de la chaux, ainsi les terres de Pouzzoles, de Santorin, le trass retiré du tuf formé volcaniquement, des scories de hauts fourneaux, des argiles cuites à la température convenable.

5° « Les ciments pouzzolanes sont des produits obtenus par le mélange le plus intime de chaux hydratée (éteinte) en poudre avec des pouzzolanes pulvérisées très finement.

6° « Les ciments mixtes sont des produits qui sont obtenus par le mélange le plus intime de ciment avec des corps appropriés. Il y a lieu d'indiquer expressément les éléments employés à la composition de ces produits. »

On remarquera que la nomenclature proposée ne comprend pas de définition des chaux grasses ou maigres, ne fait pas de distinction entre les chaux plus ou moins hydrauliques et ne

MM. N. BÉLELUBSKY, professeur et directeur du laboratoire des essais à l'Institut des ingénieurs des ponts et chaussées de Saint-Petersbourg ;  
le docteur BOHME, directeur de la station impériale d'essais des matériaux de construction à Berlin, Charlottenbourg ;  
Rud. DYCKERHOFF, fabricant de ciment portland à Amöneburg, par Biebrich am Rhein ;  
P. KAYSER, architecte, directeur de la station d'essais des matériaux à l'Ecole de construction de Dresde ;  
le docteur W. MICHAELIS, *Cementtechniker* à Berlin ;  
SCHULATSCHEK, professeur à l'Académie des ingénieurs à Saint-Petersbourg.

parle pas des *chaux lourdes* ni des *ciments de grappiers* qu'on peut obtenir comme produits accessoires dans la fabrication des chaux hydrauliques.

Elle laisse confondus ensemble les ciments portlands obtenus par la cuisson de roches naturelles et ceux qui se fabriquent au moyen de mélanges artificiels ; elle pose une limite supérieure (0,60) à l'indice d'hydraulicité de ces ciments, mais n'indique pas d'indice minimum.

Elle ne se préoccupe pas d'ailleurs autrement de la composition chimique des matières.

Les pouzzolanes, à peu près abandonnées en France, sauf dans les ports de la mer du Nord où l'on fait usage du strass de Hollande, paraissent tenir une place importante dans les préoccupations des ingénieurs du nord et de l'est de l'Europe, puisqu'ils ont cru devoir les définir nettement.

Il est intéressant de noter les deux dernières classes signalées dans la nomenclature ci-dessus, celle des ciments pouzzolanes, dont le ciment de laitier paraît le type, et celle des ciments mixtes, qui englobe tous les mélanges quelconques, lorsque les proportions dépassent la tolérance admise par l'article 3.

## B. FABRICATION

Les procédés de fabrication des chaux et ciments sont, dans leurs lignes générales, extrêmement simples ; ils ont d'ailleurs été exposés dans des publications nombreuses. Il ne semble pas qu'il y ait lieu d'entrer dans des détails circonstanciés sur les principes et les applications de l'art du chauxournier.

On n'indiquera que ce qui paraît essentiel pour se rendre compte des qualités des produits livrés aux constructeurs.

### 1° Chaux.

En général, les chaux sont obtenues par la cuisson de calcaires naturels ; la fabrication des chaux hydrauliques artificielles, qui avait pris un certain développement lorsque Vicat en eut exposé les règles et la méthode, n'est plus guère usitée, en France du moins, que dans un petit nombre d'usines où les conditions sont exceptionnellement favorables ; il suffit de rappeler que les chaux

hydrauliques artificielles s'obtiennent par la confection de pâtes de carbonate de chaux et d'argile (procédé de la simple cuisson) ou de chaux et d'argile (procédé de la double cuisson).

Il paraît inutile d'insister sur la préparation des pierres avant leur introduction dans les fours. L'extraction dans les carrières, le transport et le concassage des matériaux sont des opérations qui ne présentent rien de particulier.

*Fours à chaux.* — Les fours où se fait la cuisson sont de formes très variables : ils peuvent se répartir en quatre catégories, suivant que le combustible employé est à longue flamme (bois) ou à courte flamme (charbon) et que la fabrication est continue et intermittente.

Les combustibles à longue flamme ne sont plus guère employés qu'exceptionnellement pour les installations temporaires. Aussi n'y a-t-il lieu de considérer réellement que les deux types à courte flamme : les fours continus ou coulants, et les fours discontinus ou intermittents.

Les fours continus sont d'ailleurs à peu près seuls en usage pour la fabrication des chaux. Les pierres réduites en fragments de grosseur convenable sont mélangées par couches alternatives avec le charbon ; au fur et à mesure que la cuisson s'opère, on défourne à la partie inférieure les pierres cuites, et l'on recharge le four à la partie supérieure par de nouvelles couches de calcaire et de combustible.

La section des fours est presque toujours circulaire, cette forme étant la plus favorable à la descente régulière du combustible et des pierres. Il y a une grande variété dans les gabarits, ce qui se comprend d'ailleurs, vu l'extrême variété des matières à cuire et des combustibles.

Le type primordial, recommandé par Vicat, était un tronc de cône renversé que l'on a jugé utile de surmonter, afin de diminuer la déperdition de la chaleur, d'une cheminée droite ou rétrécie par le haut. En adoucissant par des courbes les angles que comportent ces gabarits, on est arrivé à la forme ovoïde, qui est à peu près universellement adoptée, mais avec des hauteurs et des diamètres très variables.

*Extinction, chaux grasses.* — Lorsque le calcaire soumis à la cuisson est peu argileux, les pierres cuites extraites du four



présentent au plus haut degré la propriété de s'éteindre, c'est-à-dire de se gonfler, de décrépiter et de tomber en poudre après avoir été immergées, ou aspergées, puis abandonnées à l'air. L'activité du phénomène est développée lorsqu'on réunit ces morceaux en tas. Le volume de la poudre est notablement supérieur au volume des morceaux de pierre employés; il y a foisonnement. Si l'on ajoute, soit aux morceaux de pierre cuite, soit à la poudre obtenue par l'extinction, une quantité d'eau suffisante, on forme une pâte qui, mélangée avec le sable, constitue le mortier.

Vicat a fait cette remarque importante que le volume de pâte à bonne consistance, qu'on peut obtenir avec un volume ou un poids déterminé de pierres de chaux grasse, varie non seulement avec la nature des chaux expérimentées, mais encore avec la méthode employée pour obtenir la pâte. Si l'on ajoute immédiatement toute l'eau nécessaire pour constituer la pâte, on obtient un volume de pâte plus grand que si l'on avait d'abord éteint la chaux en poudre.

C'est ce qui explique que, malgré les difficultés spéciales du transport des chaux en pierre, les constructeurs préfèrent généralement recevoir les chaux grasses en pierres et les réduire directement en pâte. Il est donc rare qu'on trouve, à côté des fours à chaux grasse, des installations pour l'extinction et le blutage.

*Chaux hydraulique.* — Il en est autrement des chaux hydrauliques, dont l'extinction se fait beaucoup moins rapidement qu'avec les pierres à chaux grasse, mais qui fournissent à peu près la même quantité de pâte, quelle que soit la méthode employée pour y incorporer l'eau. Ces chaux se livrent en poudre et s'expédient dans des sacs ou des barils, dont le transport à pied d'œuvre se fait sans difficulté.

Une usine à chaux hydraulique comporte donc des fosses pour l'extinction, des appareils pour le blutage des poudres, des magasins pour la mise en sacs et en barils.

L'extinction se fait ordinairement par aspersion. Les pierres cuites, au sortir du four, sont mises en tas et arrosées, puis transportées immédiatement dans des fosses, où elles tombent peu à peu en poudre. Elles sont ensuite reprises dans les fosses pour être portées aux blutoirs.

*Grappiers.* — La composition des calcaires varie toujours dans les carrières, non seulement d'un banc à l'autre, mais aussi, entre certaines limites, dans un même banc. Le triage des bancs présentant des compositions différentes n'est pas le plus souvent pratiquement possible. La température des fours ne peut être absolument uniforme dans toutes leurs parties, quelles que soient leurs dispositions, et, pendant la cuisson, quelques morceaux de pierres restent en contact avec les parois chauffées au rouge ou avec les cendres du combustible et les entraînent en se combinant avec elles. Il résulte de là que toutes les pierres cuites ensemble dans un même four ne se comportent pas de même à l'extinction.

Il se présente des incuits qu'on distingue et qu'on écarte facilement. D'autres parties surcuites ou modifiées dans leur constitution chimique sont plus ou moins paresseuses à l'extinction. Elles forment les grappiers proprement dits. Les grappiers, soumis de nouveau à l'action d'une certaine quantité d'eau, surtout s'ils sont préalablement broyés, finissent néanmoins par s'éteindre en grande partie.

Pendant longtemps, on a pensé que les grappiers ou chaux non fusées qui ont résisté à l'extinction devaient être écartés systématiquement ; mais, depuis nombre d'années déjà, on a trouvé divers moyens d'en tirer parti sans inconvénient.

On les réduit en poudre par moyens mécaniques, ordinairement au moyen de meules semblables à celles de la meunerie. Ces poudres sont quelquefois livrées au commerce à part, ainsi qu'il a été dit plus haut.

D'autres fois, les matières des tas d'effusement, élimination faite des incuits, sont versées, poudre et grappiers ensemble, dans des appareils de broyage et de mouture, et constituent des *chaux tout-venant*.

Le plus souvent, après avoir préparé par blutage la fleur de chaux des grappiers, on introduit ultérieurement dans la fleur de chaux une partie des grappiers préalablement réduits en poudre. Suivant les proportions des mélanges, on peut obtenir ainsi, en fin de compte, des produits plus ou moins hydrauliques, plus ou moins lourds, et donnant pour un même poids de matière des volumes de pâte différents. On a proposé de désigner ces produits sous le nom de *chaux à réincorporation fractionnée de grappiers*.

*Blutage.* — Pour séparer la fleur de chaux des parties fines des grappiers qui n'ont pu être triées à la main, on soumet les poudres à un blutage qui se fait quelquefois à l'aide de ventilateurs projetant à des distances différentes les poussières de densité différente, le plus souvent au moyen de tamis cylindriques appelés blutoirs. Les grappiers broyés sont blutés de la même façon. Pour obvier aux inconvénients qui résultent, dans l'emploi, de la paresse de l'extinction, on a reconnu la nécessité d'employer des toiles de plus en plus fines à mesure que cette paresse est plus prononcée. Il paraît inutile d'entrer dans le détail de l'installation des blutoirs.

*Silotage.* — La présence de grains d'extinction trop lente dans les chaux présente de graves dangers, si on les emploie immédiatement. Ces grains finissent par fuser et peuvent produire alors une désagrégation des mortiers. Il est donc prudent de les laisser digérer pendant un certain temps dans des conditions appropriées, afin de leur permettre de subir une extinction spontanée. A cet effet, on accumule les produits qui contiennent des grains rebelles à l'extinction dans des chambres ou magasins que l'on nomme silos, où on les laisse reposer le temps nécessaire.

*Ensachage.* — La mise en sacs ou en barils des chaux fabriquées ne donne lieu à aucune observation, et il paraît inutile de décrire les procédés employés.

## 2° Ciments à prise prompte ou ciments romains.

La fabrication des ciments dits romains ou à prise rapide ne diffère en général de la fabrication des chaux hydrauliques que par ce fait que les pierres cuites n'étant pas susceptibles de se désagréger sous l'aspersion d'une certaine quantité d'eau, il faut, pour les amener à l'état de poudre, employer des moyens mécaniques.

La plupart des ciments à prise prompte sont obtenus par la cuisson de roches naturelles ; il est fort rare qu'on trouve intérêt à recourir à des mélanges artificiels pour leur fabrication.

La cuisson se fait généralement dans des fours continus à

courte flamme, à une température relativement modérée, de telle façon qu'on n'atteigne pas le point de fusion ou de ramollissement.

Dans ces conditions, les morceaux cuits de ciment à prise prompte sont assez facilement broyés en poudre ; l'on emploie à cet effet des appareils fort divers ; les plus en usage sont des meules verticales circulant sur des auges.

Le ciment à prise prompte est bluté après mouture de façon à écarter les parties trop grossières qui sont ensuite soumises à un nouveau broyage.

On admet généralement que le ciment à prise prompte doit être embarrillé ou ensaché directement sans séjour en silos et qu'il faut éviter de le laisser vieillir au contact de l'air.

Cependant dans certaines usines on croit devoir mettre en silos les ciments destinés à des usages spéciaux, considérant que le silotage aurait pour effet de diminuer les chances de fendillement, dans les enduits notamment.

### 3° *Ciments à prise demi-lente.*

Dans certaines usines, notamment dans la région de Grenoble, on trouve intérêt à diriger la cuisson des calcaires à prise prompte dans des fours et avec des poids de combustible tels qu'une partie des pierres subissent un commencement de fusion et de ramollissement. Ces parties, reconnaissables à leur couleur et à leur densité, sont alors triées, moulues et blutées séparément ; elles fournissent un ciment dit *ciment à prise demi-lente* et désigné quelquefois sous le nom de *ciment portland naturel*. Ce ciment doit reposer en silos pendant un certain temps avant d'être employé.

Afin de diminuer la rapidité de sa prise et de régulariser ses propriétés, on a imaginé d'y mélanger, avant mouture, des grappiers provenant de la fabrication de chaux hydrauliques naturelles. Suivant les proportions différentes, on obtient des produits à prise plus ou moins lente et aussi de couleur plus ou moins foncée. Ces produits, présentés sous le nom de *ciment portland artificiel*, rentrent dans la catégorie des *ciments mixtes* établie par les Congrès de Dresde et de Munich.

#### 4° Ciments à prise lente ou portlands.

Les premiers ciments à prise lente, auxquels on a donné le nom de ciments de Portland, étaient obtenus par la cuisson, jusqu'à commencement de ramollissement, de mélanges artificiels de carbonate de chaux et d'argile en proportions convenables.

Ce qui caractérisait cette fabrication, c'était d'une part la régularité de composition des pâtes soumises à la cuisson, et d'autre part un degré de cuisson tout à fait exceptionnel.

Actuellement certaines usines fabriquent du ciment portland naturel au moyen de calcaires présentant une composition suffisamment uniforme ; mais la plus grande partie des portlands sont obtenus par la cuisson jusqu'à commencement de ramollissement de mélanges artificiels de chaux ou de carbonate de chaux et d'argile.

*Mélange des matières premières.* — Il y a donc lieu d'indiquer les divers moyens employés pour faire ces mélanges artificiels ; on peut les ranger en deux catégories :

1° Procédés par voie humide, l'eau intervenant au début des opérations pour faciliter le mélange des matières ;

2° Procédés par voie sèche, l'eau n'intervenant qu'en fin d'opération pour agglomérer le mélange fait avec des matières sèches.

*Voie humide.* — Le procédé de la voie humide est employé lorsqu'on dispose de marnes argilo-calcaires ou de calcaires faciles à broyer et à mettre en pâte.

La pratique le plus généralement usitée, du moins en Angleterre et dans la région du Boulonnais, consiste à faire arriver dans de grandes cuves ou des bassins circulaires les matières premières, marne, craie, argile, en proportion convenable pour obtenir la composition désirée ; les matières sont noyées dans une grande quantité d'eau, quelquefois un peu chauffée, et elles sont triturées par des râpeaux ou des herse à fortes dents qui se meuvent avec une grande vitesse et forment une boue très claire. Ces bassins sont dits *bassins mélangeurs*. Lorsque le mélange des matières est terminé, la boue qui en résulte est

dirigée dans de grands bassins d'évaporation à air libre ; elle est plus tard reprise pour être portée sur des séchoirs spéciaux, où elle perd la plus grande partie de l'eau employée à la confection de la pâte.

Dans la plupart des usines françaises, on interpose, entre les bassins mélangeurs et les bassins d'évaporation, des *bassins doseurs*, où l'on vérifie et où l'on rectifie en tant que de besoin la composition chimique de la boue, afin que la proportion d'argile et de carbonate de chaux soit aussi constante que possible.

Quelquefois on diminue considérablement la quantité d'eau dans les bassins mélangeurs ; les matières en sortent à l'état de morceaux ou de pâte ferme et sont dirigés sous des meules dites *meules humides*, où s'achève la trituration et le mélange de l'argile et du carbonate de chaux. La pâte fluide qui sort des meules est conduite directement sur des séchoirs, où elle perd promptement la quantité d'eau, relativement faible, qui a servi à sa confection.

*Voie sèche.* — Dans le procédé de la voie sèche, on n'a recours à l'eau que pour agglomérer les poudres et les mettre à l'état de pains.

Dans ses premiers essais pour la confection des chaux hydrauliques, Vicat avait imaginé de cuire d'abord des calcaires à chaux grasse pour mélanger ensuite la poudre obtenue par extinction avec la proportion convenable d'argile. Le mélange était aggloméré par une quantité d'eau convenable de façon à faire des boulettes, et ces boulettes desséchées étaient introduites dans des fours. Ce procédé, dit de la double cuisson, est employé dans diverses usines, notamment dans celles que le fils de Vicat a installée près de Grenoble.

La marne fortement argileuse dont on fait usage est cuite à la façon des calcaires à ciment prompt et réduite en poudre. On la mélange en proportion déterminée avec de la chaux éteinte ; le mélange, additionné d'une petite quantité d'eau, est façonné en forme de briques plates qui sont desséchées à l'air libre et portées ensuite aux fours. La composition chimique des pains est préalablement vérifiée dans un laboratoire.

Dans plusieurs usines nouvelles en France et à l'étranger, on emploie un procédé différent de mélange par voie sèche. On ne

pousse pas la cuisson des roches calcaires jusqu'à décomposition du carbonate ; on se contente de les dessécher ou de les chauffer de telle façon qu'elles soient facilement broyées en poudre sous les meules. Les matières desséchées sont amenées aux broyeurs dans les proportions convenables pour que la poudre résultant du mélange ait la composition désirée. Cette poudre est mise en tas dans des magasins, puis reprise par une petite quantité d'eau pour être agglomérée en briquettes propres à être introduites dans les fours.

*Fours.* — Pendant longtemps on a employé pour la cuisson des pâtes à portland des fours de forme ovoïde surmontés d'une cheminée en forme de dôme et connus en conséquence sous le nom de *fours à dôme*.

Dans ces fours, la cuisson s'opère d'une façon discontinue au moyen de combustible à courte flamme mélangé par couches alternatives avec les fragments de pâte. La marche continue est difficile à réaliser avec des matières qui doivent être cuites jusqu'à commencement de fusion et dont la descente est fort irrégulière.

Vu l'importance de la question de cuisson, on a fait de nombreuses études et de nombreux essais pour améliorer ces fours. La tendance actuelle est de les surélever afin d'activer le tirage, et de recueillir les gaz chauds de la combustion, au lieu de les laisser perdre dans l'atmosphère, de façon à les entraîner dans des carneaux disposés pour chauffer des séchoirs à pâtes. On a aussi cherché à substituer à ce genre de fours des types plus avantageux, notamment d'obtenir la cuisson continue dans des fours coulants ou dans des fours Hoffmann.

Il ne peut entrer dans le cadre de ce rapport de décrire tous les types essayés.

*Broyage, mouture et blutage.* — Au sortir des fours, les roches de Portland doivent être triées pour écarter les parties qui, n'ayant pas été portées à la température convenable, n'ont point été scorifiées ou au contraire ont été vitrifiées ; afin de faciliter ce triage, on laisse parfois les roches exposées quelque temps à l'air, les parties insuffisamment cuites étant susceptibles de se réduire spontanément en poudre, de telle sorte que les roches bien cuites soient plus facilement reconnaissables. Ce triage se fait à la main.

La mouture des ciments portland constitue une opération fort importante pour la qualité des produits.

L'étude des différents appareils employés pour cet objet offre le plus grand intérêt pour les fabricants de ciment portland, mais ce rapport ne saurait s'étendre sur ce sujet particulièrement délicat en raison des compétitions commerciales. Il suffira d'indiquer que les roches, c'est-à-dire les morceaux de ciment triés, sont d'abord réduites en menus fragments au moyen de concasseurs divers, à noix, à laminoirs, etc. ; puis réduites en poudre fine, le plus souvent sous des meules, quelquefois par des laminoirs ou dans des sortes de tonnes à boulets.

La poudre la plus fine, qui seule est livrée au commerce, est séparée des grains trop grossiers au moyen de blutoirs présentant des dispositions diverses, dont la plus usitée est celle de cylindres tournants entourés de toile suffisamment fine.

*Silotage.* — Le ciment portland est généralement conservé un certain temps en silos avant d'être mis en sacs ou en barils pour être expédié aux consommateurs.

Le silotage est une opération relativement onéreuse tant parce qu'elle exige d'une part des hangars ou magasins assez vastes, que parce que, d'autre part, les fabricants doivent attendre un temps plus ou moins long avant de vendre leurs produits.

Aussi a-t-on cherché les moyens de supprimer le silotage, notamment en additionnant les roches de ciment portland, au moment de leur mouture, des matières étrangères destinées, suivant l'expression des procès-verbaux des conférences de Dresde et de Munich, à régulariser les propriétés de ces ciments. Les ingénieurs du nord de l'Europe ont admis que les fabricants pourraient ajouter aux roches de ciment 2 p. 100 de matières étrangères, sans que cette addition entraînât un changement de dénomination des produits. Les ingénieurs français sont en général hostiles à l'addition de matières étrangères. Cependant divers techniciens français ont entrepris, dans ces derniers temps, des études en vue de se rendre compte de l'influence de cette addition.

### 5° *Ciments de laitier.*

La fabrication des ciments de laitier est une industrie relativement récente.



On sait depuis longtemps que certains laitiers de hauts fourneaux ont des propriétés pouzzolaniques ; mais ce n'est que dans ces dernières années qu'on a trouvé le moyen de mettre à profit ces propriétés en les exaltant par un traitement particulier : la granulation, qui a aussi pour résultat de faciliter le broyage et la mouture des laitiers.

A cet effet, on les refroidit brusquement en les immergeant dans des cuves pleines d'eau ; au lieu de se prendre en masse compacte, comme cela se produit quand on les abandonne à l'air, les laitiers se divisent en gravillons poreux qu'on recueille et qu'on dessèche ensuite au moyen de séchoirs ou d'appareils spéciaux.

Lorsqu'il est desséché, le laitier granulé est réduit en poudre fine et bluté. On le mélange ensuite en proportion déterminée avec des chaux en poudre dans des appareils appelés *homogénéisateur*, qui sont en général des broyeurs du type des tonnes à boulets. Ces homogénéisateurs jouent un rôle fort important dans la fabrication des ciments de laitier, l'expérience ayant prouvé qu'il fallait que le mélange de farine de laitier et de poudre de chaux fût bien intime pour que le ciment produit se comportât bien.

Suivant la composition chimique des laitiers et des chaux, suivant les proportions des mélanges, suivant la finesse du blutage, les ciments de laitier jouissent de propriétés différentes ; on a cherché d'ailleurs à régulariser ces propriétés par des additions de matières appropriées.

Il y a là une question nouvelle dont bien des points restent à élucider.

### C. EMPLOI

Les chaux et surtout les ciments sont quelquefois gâchés et appliqués à l'état de pâte ferme, sans addition de matières étrangères notamment pour les enduits et les dallages ; mais, le plus souvent, il sont employés à l'état de mélange avec du sable et de l'eau, pour former des *mortiers*. Les mortiers additionnés de cailloux cassés ou de graviers constituent les *bétons*.

*Pâtes pures.* — L'emploi des pâtes pures est assez délicat. Aussi les usines de ciment ont-elles l'habitude, qu'on ne sau-

rait trop encourager, d'indiquer dans leurs prospectus les précautions nécessaires pour obtenir le meilleur résultat possible. Il convient notamment de proscrire le lissage des enduits ; il faut apporter une attention toute particulière aux reprises lorsque les ouvrages ne peuvent être exécutés d'une seule fois ; il est nécessaire de maintenir pendant les premiers temps une certaine humidité sur les enduits ou sur les dallages. Enfin, dans le cas particulier des dallages, il est prudent de quadriller la surface par des joints.

*Confections des mortiers.* — Lorsqu'on emploie de la chaux grasse pour faire des mortiers, c'est ordinairement par économie, et l'on cherche à diminuer le plus possible l'importance de la fourniture de chaux. On a déjà expliqué pourquoi, dans ce but, on préfère approvisionner la chaux grasse en pierres non éteintes. La chaux hydraulique est quelquefois en pierres, mais presque toujours elle est livrée par le commerce ou réduite sur le chantier à l'état de chaux éteinte en poudre.

La chaux en pierre est mise en pâte avec de l'eau, et le mortier s'obtient par le malaxage de la pâte et du sable.

Quand la chaux est en poudre, on mélange à sec la chaux et le sable, et l'on ajoute ensuite l'eau nécessaire. Sur les petits chantiers, les mortiers de chaux hydrauliques sont souvent corroyés à la main sur des aires planes à l'aide de pelles et de rabots.

Sur les chantiers plus importants on se sert de machines spéciales. Pendant longtemps on a employé de grands manèges formés de lourdes roues roulant sur des auges circulaires dans lesquelles la chaux et le sable étaient jetés à la pelle et arrosés ; le passage des roues broyait les matières et les mélangeait intimement. Ces appareils encombrants et d'une installation coûteuse ont été remplacés par des tonneaux broyeurs ou malaxeurs, où les matières sont corroyées au moyen d'un double système de râteaux armés de dents verticales, les uns fixés aux parois des tonneaux, les autres mis en mouvement de rotation par un arbre ; le mortier obtenu s'égoutte par une porte inférieure sous l'action de la pesanteur. Ce système est plus rapide et plus économique que les manèges à roues, mais il donne un mortier moins compact. Dans ces dernières années, on a imaginé des broyeurs qui réunissent les avantages des deux procé-

dés anciens. Ce sont des sortes de petits manèges, où les auges, d'un diamètre restreint, sont tournantes et mises en mouvement par un arbre vertical, tandis que les roues sont montées sur des essieux fixes.

Les ciments romains ou à prise rapide durcissent trop vite pour qu'on puisse opérer de la même façon. On n'en doit préparer à la fois qu'une très petite quantité, celle qu'on peut employer dans le délai très court de la prise. On a recours pour cela à des dispositions spéciales, sur lesquelles il n'y a pas lieu d'insister. Cet inconvénient a eu pour résultat de faire abandonner ces mortiers, sauf pour quelques travaux spéciaux où la rapidité de la prise s'impose, comme pour la construction des égouts dans les villes ou pour les revêtements provisoires dont on recouvre les maçonneries à prise plus lente dans les mers à marée.

La confection des mortiers de ciment à prise lente ou portlands s'opère par les mêmes procédés que celle des mortiers de chaux hydraulique, et c'est une des raisons pour lesquelles on les préfère aux mortiers de ciment romain sur les chantiers de quelque importance.

*Influences diverses sur la qualité des mortiers.* — Les mortiers ont des qualités variables suivant la nature des éléments qui les composent et suivant les circonstances de leur fabrication et de leur emploi.

La nature de la chaux ou du ciment est l'élément principal de leur valeur au point de vue de la solidité. Le mortier participe nécessairement aux propriétés de cet élément. Avec les chaux grasses, il est onctueux, mais ne durcit pas sous l'eau et se désagrège, en ne laissant que le sable comme résidu, si l'eau est constamment renouvelée. Les mortiers de chaux hydraulique durcissent sous l'eau au bout d'un temps variable suivant l'hydraulicité de la chaux. Les mortiers de ciment durcissent de même, mais plus rapidement.

La nature du sable intervient aussi dans la qualité des mortiers. On estime qu'à grosseur égale. Le sable anguleux donne des mortiers plus résistants que le sable rond, le sable fin fournit des mortiers moins résistants que le sable un peu grossier. La porosité et la perméabilité des mortiers sont aussi influencées par la forme et la grosseur des grains du sable. Enfin l'espèce

minéralogique du sable paraît aussi avoir une certaine influence sur la cohésion des mortiers.

Si l'on remplace le sable par de la pouzzolane, les mortiers prennent des propriétés nouvelles, et ceux de chaux grasse durcissent eux-mêmes sous l'eau.

La nature de l'eau de gâchage n'est pas non plus indifférente. La présence de sels particuliers en dissolution dans cette eau semble avoir pour effet de retarder la prise des mortiers, et aussi de réagir sur certaines parties des chaux ou des ciments de façon à les améliorer dans certains cas, et à les altérer profondément dans d'autres cas.

Le mode de fabrication a une grande influence sur la compacité des mortiers. Quand le malaxage est énergique et prolongé, on obtient un mortier plus homogène et plus serré.

Enfin, les soins apportés dans l'emploi des mortiers sont d'une importance capitale pour la conservation et la solidité des maçonneries. Si l'on se contente de jeter à la truelle des masses de mortier dans les joints béants des pierres, si l'on n'a pas soin de serrer fortement le mortier et d'assujettir vigoureusement les pierres sur les lits de mortier, la maçonnerie forme une masse spongieuse accessible à tous les agents de destruction qui peuvent l'attaquer.

*Dosage des mortiers.* — La proportion des trois éléments qui constituent un mortier, la chaux ou le ciment, le sable et l'eau, doit être réglée avec le plus grand soin, afin que ce mortier réponde le mieux possible aux conditions de son emploi.

Le but à atteindre n'est pas du reste le même dans toutes les constructions. La solidité suffit pour les ouvrages en élévation ; pour les sous-sols et les soubassements, il faut éviter la porosité. Pour les constructions hydrauliques, surtout en eau de mer, la principale qualité est l'imperméabilité.

Pour les travaux d'une certaine importance, il est nécessaire d'étudier d'une façon spéciale les matières dont on dispose, afin d'en déterminer le meilleur dosage.

A cet effet, on recherche par des expériences spéciales :

1° Quel est le volume des vides que présente un mètre cube du sable à employer ;

2° Quel est le rendement de la chaux ou du ciment, c'est-à-

dire la quantité nécessaire pour obtenir le volume de pâte correspondant aux vides d'un mètre cube de sable.

La détermination du volume des vides du sable est facile. On remplit une caisse étanche, de capacité connue, avec le sable à expérimenter, puis on verse successivement dans cette caisse, par fractions déterminées, la quantité d'eau qui peut se loger dans le sable jusqu'à ce que le niveau de l'eau affleure les bords de la caisse. Le volume d'eau qu'on a pu introduire ainsi représente le volume des vides qui existaient dans le sable : mais cette expérience laisse toujours une certaine incertitude qui dépend du degré de tassement du sable. Ce tassement résulte non seulement de la façon plus ou moins brusque avec laquelle le sable a été versé, mais aussi de la finesse et de la forme des grains et du degré d'humidité du sable.

Le rendement se détermine en faisant, avec une quantité mesurée de chaux ou de ciment, de la pâte semblable à celle qui entoure les grains de sable dans le mortier, et en mesurant la quantité de pâte obtenue.

Autrefois, lorsque les chaux étaient livrées en pierres, on entendait pratiquement par « *rendement d'une chaux* » le rapport du volume de chaux en pâte au volume initial de chaux en pierre ; pour apprécier le rendement, on broyait mécaniquement les pierres de chaux, et le rendement était le rapport entre le volume de pâte et le volume de poudre qui l'avait produite.

Actuellement, les chaux hydrauliques et les ciments étant généralement livrés en poudre après extinction, et l'usage s'étant établi de les doser au poids, on comprend sous le mot de rendement le volume en litres de pâte donné par 1 kilogramme de poudre.

Suivant les proportions d'eau que l'on emploie pour le gâchage, on obtient des volumes de pâte variables. Le plus souvent, on se contente d'indiquer que la pâte a été amenée à l'état de bonne consistance ; mais cette consistance n'est pas suffisamment définie et les résultats obtenus par les différents expérimentateurs ne sont pas toujours les mêmes.

Dans la pratique des chantiers, on éprouve, encore plus que dans les laboratoires, des difficultés à régler la dose d'eau d'une façon régulière. Il y a une tendance à exagérer cette dose par la double considération que la confection du mortier est plus

facile et qu'on obtient un plus grand volume de mortier quand on augmente la proportion d'eau.

Quelques ingénieurs pensent même que les mortiers mous, en se moulant plus facilement sur les pierres, permettent d'obtenir des maçonneries plus compactes que les mortiers fermes.

L'importante question du meilleur dosage des mortiers est donc encore loin d'être élucidée, malgré les travaux intéressants d'un grand nombre d'ingénieurs à ce sujet. Il faut remarquer d'ailleurs que cette question est liée à celle de l'économie, qui conseille de réduire la proportion de la chaux ou du ciment, l'élément le plus coûteux, jusqu'aux limites les plus basses.

*Influence des milieux.* — Les milieux où sont placés les mortiers après leur emploi ont une grande influence sur leur conservation. A l'air libre, ils durcissent par suite de la dessiccation, et aussi, mais très lentement, par l'action de l'acide carbonique, qui ramène à l'état de carbonate la chaux libre qu'ils peuvent renfermer. Dans l'eau, l'acide carbonique en dissolution produit un résultat semblable, mais cet effet, extrêmement lent, laisse le champ libre aux autres actions plus rapides. Ainsi, lorsque l'eau est constamment renouvelée, comme dans les eaux courantes, la chaux libre est dissoute et entraînée bien avant qu'elle ait eu le temps de se carbonater. Les mortiers de chaux grasse ne peuvent donc s'y conserver, à moins qu'on ne les ait mélangés de pouzzolane.

Dans l'eau de la mer, qui contient des sels en dissolution, les mortiers sont en outre soumis à des réactions chimiques qui sont une cause de destruction énergique.

*Altération des mortiers.* — Les mortiers sont sujets à des altérations dont les causes peuvent résider, soit dans la nature propre de la chaux ou du ciment, soit dans les milieux où ils se trouvent, tels que l'eau de la mer.

On constate assez souvent dans les laboratoires que des briquettes de chaux hydraulique pure mises dans des bacs d'eau douce peu de temps après leur confection, alors qu'elles ont déjà fait prise, sont susceptibles de se fissurer ou de se craqueler. Certains ciments sont eux-mêmes sujets à cet accident. L'addition de sable diminue l'intensité du phénomène et l'annule même souvent.

Lorsque des briquettes restent exposées à l'air, dans des conditions telles qu'elles puissent subir des alternatives de sécheresse et d'humidité, ou des variations étendues de température, elles manifestent parfois des phénomènes de désagrégation.

On remédie à ces inconvénients, qui paraissent dus à la présence, dans les chaux ou les ciments, de parcelles dans un état défectueux, auxquels on a proposé de donner le nom d'*expansifs*, soit en amortissant ces parcelles, soit par un broyage et un blutage très fin, ou par la pratique du silotage, soit en les neutralisant par l'addition de matières étrangères.

Les sels de magnésie que contient l'eau de la mer sont une cause d'altération redoutable pour les mortiers. Par suite d'une réaction chimique, la magnésie se substitue à la chaux libre ou faiblement combinée et donne naissance à des dépôts sans consistance et à des sels qui, en se déposant, produisent un gonflement. Les mortiers s'appauvrissent et se désagrègent lorsque l'eau de mer dont ils s'imbibent est fréquemment renouvelée. Les mortiers de Portland et les mortiers de chaux et pouzzolane, sont ceux qui résistent le mieux à cette action destructive, mais aucun mortier n'y échappe à la longue, quelle que soit la nature de ses éléments. Le seul moyen de maintenir des maçonneries dans l'eau de mer, c'est de prendre toutes les précautions possibles pour que l'eau ne puisse pénétrer dans les mortiers, ni surtout les traverser par un courant soit continu, soit alternatif. La disposition des ouvrages, la compacité des mortiers obtenue par un bon dosage et par un malaxage énergique et intime, les soins apportés dans l'emploi des mortiers ont ici une influence prépondérante, et la nature des matières employées ne vient qu'au second plan. Néanmoins on attache avec raison une grande importance au choix de ces matières et à leur fabrication irréprochable. Certains ciments s'altèrent en effet moins rapidement que les autres dans les mêmes conditions, ou fournissent, aux mêmes dosages, des mortiers moins perméables. Si aucun mortier ne peut résister d'une façon absolue ni indéfiniment à l'action de l'eau de la mer renouvelée, les effets de cette action peuvent être considérablement retardés par la qualité du ciment employé.

**Bétons.** — On emploie fréquemment les chaux hydrauliques et les ciments à prise lente à la confection des bétons, c'est-à-

dire de mélanges de mortier avec des cailloux ou des pierres cassées. Les bétons étant généralement employés dans les endroits humides, on les fait rarement en chaux grasse. Les ciments à prise rapide ne conviennent pas non plus en raison de la difficulté de les préparer et de les employer dans les délais de la prise.

La question de savoir s'il vaut mieux, pour la confection des bétons, employer des cailloux roulés ou des pierres cassées, a été souvent discutée sans être jamais résolue d'une façon définitive. On a aussi longuement disserté, sans arriver à des conclusions fermes, sur l'influence que la nature des pierres pouvait avoir sur la valeur des bétons.

Les bétons sont quelquefois employés comme remplissage, par exemple sur les voûtes de ponts ; dans ces conditions, on diminue autant qu'il est possible la proportion de mortier à incorporer dans le béton auquel on ne demande qu'une résistance à la compression très facile à obtenir. Mais quand les bétons doivent être employés sous l'eau, on force généralement la dose de mortier pour obtenir que tous les vides entre les cailloux ou les pierres soient remplis par du mortier ; il y a lieu d'ailleurs d'employer des précautions spéciales pour éviter le délavage des bétons et pour chasser la laitance qui se produit à la surface des bétons immergés dans l'eau.

Les bétons sont fabriqués soit à l'aide de griffes et de pelles sur des aires planes convenablement disposées à proximité du lieu d'emploi ; soit à l'aide d'appareils connus sous le nom de *bétonnières* ou *couloirs à béton*. Ce sont généralement des coffres verticaux en bois ou en fer, pourvus à l'intérieur de plans inclinés ou de barres de fer dont les directions se contrarient. Les matières premières, mortier et cailloux, sont versées à la partie supérieure, et tombent pêle-mêle en se mélangeant à travers les obstacles qu'elles rencontrent.

Dans l'eau de mer, les bétons sont sujets aux mêmes accidents que les maçonneries. Mais, comme on ne les emploie guère que pour les fondations, ils sont généralement peu exposés. On trouve cependant quelques constructions où les murs sont formés de béton avec revêtement en maçonnerie. Dans ce cas, il faut des précautions minutieuses dans le choix et dans l'emploi des matériaux.

Le béton est employé actuellement sur une vaste échelle



dans les travaux militaires pour la protection des forts. Il demande, pour cette application spéciale, des propriétés particulières sur lesquelles ne peuvent s'étendre, vu leur incompetence, les auteurs du présent rapport.

#### D. ESSAI DES CHAUX, CEMENTS ET MORTIERS

On a, depuis longtemps, senti la nécessité de se rendre compte, par des expériences rapides faites au laboratoire, de la qualité des chaux et des ciments qui sont présentés pour l'exécution des travaux, et des mortiers qu'ils peuvent fournir. Vicat a, le premier, indiqué le parti que l'on peut tirer des essais de laboratoire. Outre les analyses chimiques, il faisait des essais sur la rapidité de la prise, au moyen de l'aiguille qui a conservé son nom, et sur la résistance des chaux et des mortiers à l'écrasement, à l'arrachement et à la flexion.

Pendant longtemps, les ingénieurs, pour être assurés d'une bonne qualité des produits employés dans leurs travaux, s'adressaient uniquement à quelques usines éprouvées et trouvaient toute sécurité dans le soin jaloux que ces usines mettaient à conserver leur bonne réputation. Mais, depuis quelques années, afin de permettre à la concurrence de s'exercer en toute liberté, sans compromettre les garanties que l'on trouvait antérieurement dans le choix des fabriques, on a songé à établir pour les essais des règles assez fixes pour permettre de distinguer les bons produits, quelle que fût leur marque d'origine. Les conférences de Munich et de Dresde, pour l'Allemagne, le cahier des charges pour les fournitures de ciment aux ports de Boulogne et de Calais, pour la France, ont fixé ces règles d'une façon assez précise. La plupart des nations de l'Europe ont adopté les mêmes principes, à quelques variations près.

Il faut remarquer que la plupart des essais prescrits ont plutôt pour but de s'assurer que les produits ont été fabriqués dans des conditions convenables, que de constater qu'ils possèdent telle ou telle qualité de résistance qui n'est mise en jeu qu'à un faible degré dans les constructions. Pour ne citer qu'un exemple, la résistance à la traction, qui est considérée comme un des principaux moyens de reconnaître la qualité des chaux et des ciments, n'intervient pour ainsi dire pas dans les cons-

tructions, où l'on s'arrange pour que les mortiers ne soient soumis qu'à la compression, et encore à une compression modérée.

*Analyse chimique.* — Vicat attachait une importance capitale à l'analyse chimique des chaux et des ciments ; ses immortels travaux l'avaient conduit à établir une relation intime entre leur composition chimique et leur qualité.

Le degré de cuisson des matières et la préparation des produits peuvent, il est vrai, en modifier profondément les propriétés ; néanmoins l'expérience prouve que les produits similaires ont une composition chimique peu différente, et il est d'ailleurs reconnu que l'un des principaux caractères des bonnes fabrications, c'est l'homogénéité chimique : on sait tous les soins que prennent pour y arriver les usines en renom.

L'analyse chimique paraît donc devoir rester un des moyens de contrôle les plus efficaces : le cahier des charges de la fourniture de ciments pour les ports de Boulogne et de Calais a stipulé des limites quant à la proportion des divers éléments qu'elle révèle.

Les graves accidents survenus par l'usage de ciments fortement magnésiens suffiraient pour justifier cette intervention de l'analyse chimique.

En Allemagne, on ne semble pas convaincu de son utilité ; dans leurs règles normales, les ingénieurs n'y ont recours que pour fixer à 1,7 au moins, contre 1 de facteurs hydrauliques, la dose de chaux entrant dans la définition des portlands.

Il faut reconnaître, en effet, que l'examen chimique ne peut suffire, car il donne peu d'indications sur les procédés de fabrication, sur le degré de cuisson et de blutage et sur l'addition de matières étrangères pouvant altérer les qualités des produits sans en modifier notablement la composition chimique élémentaire. Aussi est-il nécessaire de compléter l'analyse chimique par des recherches physiques.

*Etude microscopique.* — On a essayé l'examen micrographique des roches de ciment et des ciments ayant fait prise au moyen du microscope polarisant. On espérait pouvoir déterminer ainsi les combinaisons qui se produisent dans les différentes phases. Mais cette méthode, qui est d'ailleurs un procédé délicat de

laboratoire, inapplicable sur un chantier, ne paraît avoir donné de résultats utiles que pour quelques cas tout particuliers, et elle n'est pas entrée dans la pratique courante.

*Densité.* — Pendant longtemps on a attaché une grande importance à la densité des produits hydrauliques, spécialement à la densité apparente du ciment portland, et l'on considérait qu'un ciment était d'autant mieux cuit qu'un litre de sa poudre, rempli dans des conditions déterminées, pesait davantage. Mais la densité apparente d'une même poudre varie énormément suivant qu'elle est plus ou moins tassée. Ce renseignement est donc sans aucune valeur si l'on ne définit pas de la façon la plus rigoureuse la méthode à suivre pour déterminer la densité.

Les dispositions du cahier des charges de Boulogne et de Calais sont très explicites à ce sujet. Toutes les précautions sont prises pour que les essais soient comparables et fassent connaître la densité minima, c'est-à-dire celle qui correspond au minimum de tassement. Les congrès de Dresde et de Munich ne paraissent pas avoir résolu la question.

D'autres procédés ont été proposés pour mesurer la densité de la poudre soumise à un tassement soit complet, soit partiel, mais bien déterminé. Mais aucun d'eux ne paraît aussi précis que celui du cahier des charges de Boulogne.

On s'est préoccupé aussi de déterminer à l'aide de volumètres la densité absolue des roches dont sont faits les grains de ciment. Les différences ont été trouvées très faibles entre des roches ayant subi des degrés très différents de cuisson.

*Finesse de mouture.* — On a constaté que les ciments moulus le plus fin étaient ceux qui donnaient le plus de résistance à la traction, au moins dans les premières semaines, mais que la différence allait en s'atténuant avec le temps. On n'est donc pas encore fixé sur l'intérêt qu'il peut y avoir à exiger des fabricants une mouture plus ou moins fine, et le cahier des charges de Boulogne ne fixe aucune limite à cet égard. On a fait remarquer que les fabricants étaient portés à exagérer la finesse de mouture afin d'obtenir, dans les essais, des casses plus élevées, et qu'il n'y avait pas à craindre de leur part une négligence de ce côté. Dans d'autres pays, on exige une certaine finesse de mouture, caractérisée par les résidus laissés sur des tamis déterminés.

Pour les études de laboratoire, on continue à se rendre compte de la finesse des poudres mises en expérience. On se sert à cet effet de tamis de diverses grosseurs. Les tamis réglementaires sont ordinairement celui de 900 mailles et celui de 5000 mailles par centimètre carré. Cette expérience n'a peut-être pas une précision absolue parce que, si le nombre des fils des tamis est indiqué, la grosseur de ces fils n'est pas toujours spécifiée, et parce qu'il est difficile d'avoir des toiles métalliques d'une régularité absolue. Les mailles fournissent d'ailleurs de la poudre pour ainsi dire indéfiniment, les grains de ciment s'usant par frottement dans les mouvements qu'on imprime aux tamis.

Le tamisage est une opération longue et fastidieuse. On a essayé de le faire exécuter mécaniquement par des machines à secousses ou au moyen de ventilateurs.

*Prise.* — On sait que c'est d'après le temps nécessaire à la prise des pâtes que Vicat avait établi sa classification primordiale en chaux plus ou moins hydrauliques et en ciments, et qu'il avait défini le phénomène de la prise d'une façon très précise. Ce procédé est encore en usage.

Malheureusement le phénomène de la prise est influencé par de nombreuses circonstances. Il y en a dont les opérateurs sont maîtres, telles que la température du ciment, la proportion et la température de l'eau de gâchage, le temps employé au malaxage, la forme des éprouvettes, les dispositions et le poids de l'aiguille; il est relativement facile de s'entendre sur ces conditions, et c'est ce qu'on a essayé de faire. Mais la prise des pâtes hydrauliques dépend aussi de circonstances qui échappent aux expérimentateurs, comme le temps écoulé depuis la fabrication jusqu'à l'essai et les conditions dans lesquelles les produits se sont trouvés pendant cette période de temps. On n'a souvent sur ce point que des renseignements incertains. C'est ainsi que des ciments portlands récemment fabriqués peuvent faire prise en quelques minutes seulement et sembleraient, d'après l'épreuve de l'aiguille, devoir être rangés parmi les ciments à prise rapide; si on les laisse vieillir quelque temps en silos ou au contact de l'air, le temps nécessaire à la prise augmente considérablement.

C'est surtout au chantier, au moment de l'emploi, que ce genre d'essai peut rendre service.

Les expérimentateurs qui ont recours à l'essai au moyen de la prise ne se contentent plus, comme Vicat, de constater le temps nécessaire à une pâte pour faire prise, c'est-à-dire pour résister sans dépression à une aiguille portant une charge définie. Ils étudient l'allure de la prise en mesurant, à divers instants, la quantité dont l'aiguille s'enfonce dans une masse de pâte de forme et de profondeur données, et se servant, au besoin d'aiguilles à charge variable. Ils distinguent surtout de la prise proprement dite le commencement de la prise, qui a lieu, par exemple, lorsque l'aiguille ne peut plus pénétrer de 4 centimètres dans la pâte.

*Variabilité de volume.* — On sait combien le gonflement ou le retrait des mortiers peut être dangereux pour la conservation des ouvrages. On constate la propriété qu'une chaux ou un ciment peut avoir de varier de volume, en étendant sur une plaque lisse, en verre par exemple, une couche mince qui ne doit manifester dans la suite aucune fissure ou plissement. Mais ce n'est souvent qu'au bout d'un temps très long que les phénomènes de gonflement ou de retrait des pâtes se produisent.

On a essayé divers systèmes susceptibles de donner plus rapidement les indications désirées, notamment de mettre les galettes de pâte dans des réservoirs d'eau maintenue à une température élevée. La chaleur favorise l'évolution des parcelles susceptibles de se gonfler. Cette tendance paraît diminuer lorsqu'on ajoute aux mortiers diverses substances étrangères; des études sont entreprises dans ce sens par divers techniciens.

*Adhérence.* — Les conférences de Munich et de Dresde ont institué des essais particuliers pour déterminer la force d'adhérence des mortiers aux pierres ou aux briques. Ce genre d'essais est d'une application assez délicate.

*Résistance à la compression, à la traction et à la flexion.* — L'essai le plus usuel, celui auquel on attache ordinairement le plus d'importance, consiste à déterminer la résistance à la rupture par compression et surtout par traction de briquettes en pâte pure ou en mortier, moulées suivant des formes déterminées.

Les essais à la compression semblent se rapprocher davantage des conditions de la pratique et donner des résultats plus intéressants que les essais à la traction. Mais ceux-ci sont d'une exécution plus facile et sont par conséquent plus généralement usités, bien que les mortiers aient rarement à travailler de cette manière.

Il importe de remarquer d'ailleurs que dans les constructions les efforts que les mortiers ont à supporter sont insignifiants par rapport à ceux qui produisent la rupture; cette épreuve ne doit donc être considérée que comme un moyen de contrôle de bonne fabrication, et non comme une mesure des charges que l'on peut faire supporter aux matériaux dans les constructions.

Les prescriptions pour la confection des éprouvettes ont été établies d'une façon très stricte par le cahier des charges des ports de Boulogne et de Calais, et par les décisions des conférences de Munich et de Dresde, tant pour les éprouvettes de pâtes pures que pour les éprouvettes de mortier au dosage en poids de 1 de produit hydraulique pour 3 de sable normal bien défini. Grâce à ces conventions, si les règles indiquées sont rigoureusement suivies, on peut espérer obtenir des résultats à peu près comparables dans les divers essais, malgré l'influence qu'exerce sur ces résultats le tour de main particulier à chaque expérimentateur.

Du reste, la résistance à la traction et à la compression varie suivant les conditions dans lesquelles les éprouvettes sont conservées, à l'eau douce, à l'eau de mer ou à l'air, dans un local où la température est constante ou subit des variations, et surtout suivant l'âge des briquettes, c'est-à-dire suivant le temps écoulé depuis leur fabrication.

L'usage s'est établi de faire sur un même échantillon une série d'essais de rupture les uns après six jours, les autres après vingt-huit jours, puis après un, deux, trois, six mois, un an, deux ans et davantage.

Bien que les essais de résistance à la compression et surtout à la traction soient de beaucoup les plus usités, quelques personnes seraient disposées à revenir à un mode d'essai employé par Vicat, c'est-à-dire à la rupture par flexion de prismes à section carrée ou rectangulaire encastrés ou posés sur deux appuis. La confection des éprouvettes serait plus simple, et les

expériences seraient plus faciles à diriger; il y aurait seulement à interpréter les résultats par un calcul un peu plus compliqué que celui que l'on doit appliquer à l'essai par traction ou par compression pour ramener les nombres bruts à l'unité de surface.

*Essais comparatifs à dosages variables.* — On a entrepris, dans certains laboratoires, d'étendre ces essais à des mortiers confectionnés avec des doses variables de sable, afin de se rendre compte de la proportion qui correspond au maximum de résistance, ou bien, à résistance sensiblement égale, au minimum de dépense.

*Résistance à l'action de l'eau de la mer.* — Les chaux hydrauliques et les ciments, principalement les portlands, sont fréquemment employés pour des constructions à la mer; les mortiers, dans ces conditions, ont fréquemment subi des altérations plus ou moins profondes, qui sont de véritables désastres, vu l'importance des constructions. Vicat a démontré que ces altérations étaient dues aux sels de magnésie contenus dans l'eau de la mer et que la magnésie, apportée par cette eau dans les mortiers, s'y substitue à la chaux en se déposant sous forme d'une pâte sans consistance. La chaux est entraînée à l'état soit de chlorure de calcium, soit de sulfate de chaux. Vicat ne distinguait pas les résultats dus à ces deux sels et concluait seulement à un appauvrissement des mortiers, presque insensible dans l'eau stagnante, mais qui peut finir par les désagréger complètement si l'eau de mer est fréquemment renouvelée dans les maçonneries. Des études récentes ont constaté que le sulfate de chaux se produit en quantité suffisante pour n'être pas entraîné en entier par l'eau qui se renouvelle, et qu'il reste dans les mortiers, où il produit des effets de gonflement redoutables.

L'intensité des phénomènes étant en raison de la facilité avec laquelle l'eau de la mer pénètre et traverse les mortiers, il y a le plus grand intérêt à déterminer leur porosité et leur perméabilité.

Des expériences ont été instituées dans ce but dans différents laboratoires. Les dispositions adoptées sont variables, mais ont toutes le même objet, qui est de faire traverser par

un courant continu d'eau de mer, ou d'eau chargée de sels magnésiens, des mortiers moulés sous des formes appropriées, et d'examiner les phénomènes qui se manifestent, la rapidité avec laquelle l'eau filtre, les altérations qui se produisent, les ruptures dues au gonflement des mortiers, etc. En faisant varier la nature des chaux ou des ciments et du sable, le dosage des éléments des mortiers, l'intensité du malaxage, la charge sous laquelle l'eau pénètre, la nature de cette eau, on a obtenu des résultats qui permettront sans doute bientôt de fixer les conditions particulières à imposer aux chaux et aux ciments destinés à être employés à la mer.

#### E. THÉORIE

Pour compléter l'étude des questions qui se rattachent aux chaux, ciments et mortiers, il resterait à rendre compte des théories émises sur les causes de la prise et du durcissement des produits hydrauliques et des altérations qu'ils subissent quelquefois.

Les phénomènes observés sur les mortiers de chaux hydraulique ou de chaux grasse et de pouzzolane, qui durcissent sous l'eau, alors que les mortiers de chaux grasse et de sable y restent, pour ainsi dire, indéfiniment mous, ont dès l'origine attiré l'attention des constructeurs et des savants, et l'on a cherché à les expliquer, c'est-à-dire à les rattacher à des lois plus générales.

Depuis l'hypothèse de la cristallisation confuse énoncée par Vicat jusqu'aux recherches micrographiques et aux études thermochimiques entreprises dans ces derniers temps, la théorie des mortiers a exercé la sagacité de bien des savants et des techniciens, tels que Rivot, Frémy, Fuchs, Heldt, Michaëlis, Tetmayer, et tant d'autres que l'on pourrait citer tant en France qu'à l'étranger.

Il n'a pas paru possible, sous peine de donner à cette partie du rapport un développement exagéré, de passer en revue les diverses théories proposées qu'il serait le plus souvent téméraire de résumer en quelques mots. On se contentera de renvoyer les hommes d'étude aux nombreuses publications qui ont paru sur ce sujet.



Il n'est pas d'ailleurs vraisemblable que le Congrès international entre largement dans la discussion de ces théories, dont il y aurait, en l'état actuel, peu de parti à tirer pour la pratique ; car, par leur nature même, les explications proposées sont restées dans le domaine de l'hypothèse, ou sont basées sur des expériences nécessairement incomplètes, laissant une grande marge à l'interprétation individuelle.

#### CONCLUSION

On peut imaginer, par l'exposé qui vient d'en être fait, combien est vaste le champ des questions qui se rattachent aux chaux, ciments et mortiers.

Sous peine de s'égarer, il est nécessaire que le Congrès limite son action aux parties qui présentent l'intérêt le plus général et pour lesquelles il est à désirer qu'il se fasse une entente internationale.

La classification des produits livrés au commerce paraît être une des premières questions qui s'imposent. Il serait fort utile qu'une nomenclature unique fut adoptée dans les divers pays d'Europe, et devint pour ainsi dire obligatoire pour les fabricants.

On peut espérer quelques communications intéressantes sur la fabrication des chaux hydrauliques, au point de vue surtout de l'utilisation des grappiers, sur le dosage des mortiers ; sur les altérations que les chaux ou ciments subissent dans diverses circonstances ; sur les considérations doctrinales qui se rattachent à ces questions.

La fabrication, l'emploi et les qualités des ciments de laitiers sont des sujets nouveaux, bien dignes de retenir l'attention du Congrès.

Il serait fort intéressant que la question des bétons, au point de vue de la protection des ouvrages de défense, fût traitée par un ingénieur militaire.

Enfin, le Congrès international tiendra sans doute à fixer d'une façon définitive les règles qui, dans tous les pays, doivent être admises pour le contrôle et la réception des chaux et des ciments.

M. PRÉVOST père, fabricant de ciments à Avallon, prend

ensuite la parole pour donner connaissance d'un travail préparé par M. Bonnami en vue du Congrès, et qu'il intitule : « *Données positives sur les produits hydrauliques dans l'hypothèse des expansifs.* »

On sait, dit l'auteur d'après Vicat, que l'hydraulicité d'une chaux est due à la présence de la silice et de l'alumine dans les calcaires ; il en est de même des ciments.

On admet généralement qu'un produit est d'autant meilleur que le rapport  $\frac{\text{argile}}{\text{chaux}}$  ou *indice d'hydraulicité* est plus grand et comme la prise à l'aiguille, correspondant à 26\*,50 par centimètre carré, est ordinairement d'autant plus rapide que l'indice est plus grand et qu'il est beaucoup plus facile d'apprécier la prise que de déterminer l'indice, l'habitude de mesurer un produit par sa prise s'est partout répandue.

À part les cas particuliers qui nécessitent absolument une prompte solidification, l'allure d'un produit ne doit pas être considérée dans les premiers jours de sa mise en œuvre, mais bien dans l'avenir.

Tous les produits hydrauliques sont susceptibles de se désagréger dans un temps plus ou moins long suivant les milieux où ils sont placés, et il y a lieu de considérer deux sortes de désagréations :

1° *Désagréation causée par les agents extérieurs ;*

2° *Désagréation causée par un travail moléculaire intérieur.*

1° La désagréation par les agents extérieurs est due, d'une part, à l'action dynamique des intempéries, et, d'autre part à l'action dissolutive de l'eau.

Les gangues et mortiers hydrauliques périront d'autant plus rapidement qu'ils sont plus susceptibles d'être attaqués par les agents extérieurs et on conçoit dès lors, que pour déterminer la valeur d'un produit, en ce qui concerne l'avenir, il faut, non seulement connaître sa résistance, mais encore son *indice de porosité*  $\left(\frac{\text{vides}}{\text{pleins}}\right)$  ; car, en définitive, la surface de contact avec les agents destructeurs sera d'autant plus grande que l'indice de porosité sera plus grand.

Par ces quelques lignes, on voit immédiatement que, dès qu'on considère un produit au point de vue de l'avenir, l'indice de porosité joue un rôle au moins aussi important que la résis-

tance effective qui seule, d'habitude, sert à déterminer la valeur d'un produit. Ainsi, dans un même milieu, un mortier à faible indice de porosité et à faible résistance pourra périr beaucoup moins rapidement qu'un mortier à fort indice de porosité et à forte résistance.

Des expériences faites sur la résistance des produits hydrauliques en eau de mer, il résulte que le plus sûr moyen d'éviter la décomposition des mortiers est d'empêcher qu'ils ne soient pénétrés par l'eau magnésienne ; or, la décomposition qui s'opère sous l'action du sulfate de magnésie, qui se transforme en sulfate de chaux en abandonnant la magnésie, est la même que celle qui s'opère en eau douce : la chaux est séparée de la silice et de l'alumine, mais la décomposition, qui n'est pas activée par une affinité chimique (lois de Bertholet), est beaucoup plus lente.

2° La désagrégation due à un travail moléculaire intérieur est, sous l'eau, beaucoup plus fréquente qu'on le pense.

Des observations nombreuses prouvent, *indépendamment de toute théorie sur la cuisson et sur la prise*, que tout produit hydraulique sortant des fours renferme une certaine quantité de matière (*expansifs*) susceptible de travailler sous l'action de l'eau, en développant de la chaleur comme la chaux anhydre<sup>1</sup>.

Le temps après lequel chaque molécule entre en activité (*période d'inertie*) et le temps pendant lequel elle travaille (*période d'activité*) varient avec plusieurs circonstances.

La période d'inertie est d'autant plus longue que la cuisson est plus forte et l'indice d'hydraulicité plus élevé et inversement ; elle est d'autant plus courte que l'état de division de la matière est poussé plus avant et l'eau plus abondante ; il en est de même de la période d'activité.

Sous l'influence de la cuisson qui peut être mesurée par un poids  $\pi$  d'un même combustible brûlé par tonne de calcaire, la pierre passe par différents états, faciles à observer, et qu'on peut classer comme suit :

1° Expulsion plus ou moins complète de l'acide carbonique, de l'eau hygrométrique et de combinaison ;

2° Fritte ;

<sup>1</sup> Voir notre *Mémoire complet sur les expansifs*, qui paraîtra prochainement. Librairie Gauthier-Villars, à Paris.

3° Vitrification ;

4° Scorification.

L'observation prouve que, pour obtenir le même état, le poids  $\pi$  est d'autant plus faible que l'indice  $I$  est plus fort ; c'est-à-dire que si un poids  $\pi$  produit l'expulsion totale de l'acide carbonique dans un calcaire d'indice  $I$ , ce même poids  $\pi$  produira la vitrification dans un calcaire d'indice  $2.I$  par exemple.

Une faible cuisson pour un faible indice sera une forte cuisson et même une surcuisson pour un fort indice.

Dans les ciments et les chaux, la prise est due fréquemment en grande partie à l'action des expansifs<sup>1</sup> ; on explique ainsi plus de vingt anomalies dont, jusqu'à ce jour, on ignorait la cause et les irrégularités fournies si fréquemment par les produits, en ce qui concerne leur prise et leur résistance.

Tout produit hydraulique doit être considéré, au moment de l'emploi, comme formé de deux parties :

1° Matière active donnant naissance à la force de cohésion  $P^2$  ;

2° Matière expansive donnant naissance à la force de désagrégation  $Q$ .

Il y a cependant une exception pour les chaux à indice inférieur à 0,42, convenablement traitées, qui présentent une résistance continuellement croissante jusqu'à la résistance finale.

La résistance et l'indice de porosité d'un produit dépendent du rapport  $\frac{P}{Q}$  ; si les expansifs travaillent pendant la prise, celle-ci sera prompte, mais il y aura dérangement moléculaire ; la résistance initiale sera relativement grande, mais la résistance ultérieure sera très compromise.

La relation qui existe entre  $\frac{P}{Q}$ , la cuisson, l'indice d'hydraulicité, le blutage, le temps, la proportion d'eau disponible, permet d'expliquer simplement :

1° Pourquoi la résistance d'un produit augmente d'abord avec le temps de silo et diminue ensuite, si ce temps est trop prolongé, pour tendre vers une pouzzolane si son indice est assez

<sup>1</sup> Tous les moyens proposés pour accélérer la prise (Loriot, Guyton de Morveau, etc.) consistent à introduire de la chaux plus ou moins vive dans les mortiers, au moment de l'emploi.

<sup>2</sup> Affinité chimique, affinité capillaire, force cristallographique ou empâtement par l'argile gélatineuse.

élevé (ce fait observé journellement en pratique détruit complètement la théorie du mélange) ;

2° Le phénomène présenté par les produits dits « chaux limites » ;

3° Pourquoi par une surcuisson, on transforme en chaux limite un calcaire à indice moyen (accélération de prise par surcuisson) ;

4° Comment il se fait que par une surcuisson on transforme une chaux limite en portland ;

5° Pourquoi la surcuisson ralentit la prise des ciments prompts et augmente leur résistance ultérieure (ralentissement de prise par surcuisson) ;

6° Pourquoi les chaux à forts indices et à prise rapide n'atteignent pas sous l'eau une résistance égale à celle à l'air et sont susceptibles de se désagréger (*relâchement*) ;

7° Pourquoi les ciments prompts atteignent rapidement leur résistance maximum toujours inférieure à la résistance finale des portlands et pourquoi ils se désagrègent à l'humidité (cette désagrégation est aussi favorisée par l'absence de chaux libre en excès) ;

8° Pourquoi un ciment prompt modérément cuit, comme les chaux limites, ne se désagrège pas comme ces dernières peu de temps après la prise ;

9° Pourquoi la résistance d'un portland naturel passe souvent, par une suite de maximum et de minimum relatifs, avant d'atteindre la résistance finale sensiblement constante<sup>1</sup> ;

10° Pourquoi on perd en résistance finale ce qu'on gagne en résistance initiale ;

11° Pourquoi les chaux avec réincorporation de grappiers ou les mélanges de chaux et de ciment peuvent donner d'excellents ou de très mauvais résultats ;

12° Pourquoi on ne peut pas établir un rapport, même approximatif, entre la résistance à l'arrachement et la résistance à l'écrasement, etc., etc.

Si les expansifs travaillent pendant la prise, la porosité sera considérablement augmentée ; si on a continuellement  $Q > P$ , la gangue ne pourra pas acquérir la cohésion à partir de laquelle

<sup>1</sup> Il est probable que la teneur en eau des briquettes soumises aux épreuves a une influence sensible sur la résistance. Nous exécutons, en ce moment, des expériences à ce sujet ; nous en ferons connaître les résultats ultérieurement.

elle ne peut plus changer de forme sans se briser (solidification).

Si, au contraire, la solidification peut s'opérer, la désagrégation partielle ou totale se produira lorsqu'on aura  $Q > P$ , et le fendillement caractéristique en carte des départements aura lieu<sup>4</sup>; le produit, dès lors, périra infailliblement s'il reste en contact avec l'eau.

On peut avoir continuellement  $Q < P$ , mais l'action de  $Q$  n'en existe pas moins à l'état latent, et c'est précisément cette action latente, qu'il est facile de mettre en évidence, dont jusqu'ici on n'avait pas tenu compte.

Le rôle des mortiers consiste à répartir les pressions et à réunir les matériaux entre eux; aussi la désagrégation causée par le travail intérieur est d'autant plus à redouter que, non seulement à elle seule elle peut compromettre la stabilité, mais, dès qu'elle commence, elle ouvre une large voie aux agents extérieurs dont l'action destructive vient s'ajouter à la première.

Le travail intérieur ne s'effectue que sous l'action de l'eau; c'est pourquoi, dans tous les cas, il est toujours bon de chercher à obtenir un faible indice de porosité.

Nous ne parlons pas des fendillements par retrait ou évaporation, de la diminution de résistance ou de l'altération générale causée par une dessiccation trop rapide, du gel, etc., phénomènes qui peuvent se produire à l'air sur des produits se comportant parfaitement sous l'eau.

Mais tel produit, qui à l'air sec est resté intact pendant des mois, se désagrège très rapidement lorsqu'on le soumet à une hydratation suffisante, si l'eau de gâchage combinée et évaporée n'a pas suffi pour annuler l'énergie des expansifs qui, comme nous l'avons vu, varie avec la quantité d'eau disponible; des périodes d'inertie et des périodes d'activité peuvent donc exister alternativement.

On doit donc avant tout se préoccuper de n'employer que des produits dans lesquels les expansifs ne travaillent pas pendant la prise, et dès lors ceux qui doivent offrir le plus de garantie pour l'avenir sont les chaux hydrauliques proprement dites

<sup>4</sup> Il est probable que pour une surface donnée de produit solidifié, le nombre des petites surfaces déterminées par les fendillements est d'autant plus grand que la proportion d'expansifs est plus forte.

et les portlands qui proviennent de calcaires permettant, par des précautions particulières, d'éviter l'action des expansifs pendant la prise, ou du moins d'annuler définitivement Q avant la prise ou de faire en sorte que Q soit toujours très petit par rapport à P.

Mais, comme en cherchant à éviter le travail des expansifs pendant la prise on court le danger d'avarier le produit par la carbonatation, etc., il faut non seulement que les expansifs ne concourent pas à la prise, mais encore que celle-ci soit suffisamment prompte et que la poudre ne renferme pas des excès de carbonate de chaux et d'insolubles, qui diminueraient considérablement l'énergie des mortiers.

Les chaux à forts indices pourront donner de bons résultats en augmentant la période d'inertie par un excès de cuisson, mais alors elles seront presque complètement irréductibles en poudre par hydratation; on devra les traiter comme les ciments, mais avec des soins minutieux, et le prix de revient augmentera considérablement.

On sent immédiatement qu'il doit exister une certaine catégorie de produits qui tiennent à la fois de la chaux et du ciment et pour lesquels il sera, sinon impossible, du moins très difficile d'augmenter, par la cuisson, suffisamment la période d'inertie, ou de la diminuer par des artifices basés sur la théorie afin d'éviter, dans l'un et l'autre cas, le travail pendant la prise.

Les calcaires dont l'indice est compris entre 0,42 et 0,48, en raison des difficultés de fabrication en grand et de l'alternative où l'on se trouve placé d'avarier le produit pour annuler les expansifs, ou de laisser subsister ces derniers, qu'on les appelle chaux éminemment hydrauliques, chaux limites ou portlands, donneront toujours des produits artificiels douteux, à moins de les traiter en partie comme des produits artificiels (fabrication mixte); au-dessus de 0,48, ils pourront donner de bons portlands; mais, traités et vendus comme chaux, leur décomposition future sera presque certaine<sup>1</sup>.

Il faut observer que, malgré leur résistance relativement faible dans les premiers temps, les chaux à indice plus petit que 0,42, bien traitées, présentent sur les ciments un avantage

<sup>1</sup> Il est à remarquer que Vicat indique comme chaux éminemment hydrauliques, celles dont l'indice est compris entre 0,36 et 0,40.

incontestable en ce qui concerne la décomposition ultérieure : elles ne renferment plus d'expansifs susceptibles de troubler la continuité de la résistance effective et, de plus, elles contiennent une notable proportion de chaux libre qui, en se transformant à l'air et sous l'eau en carbonate de chaux *insoluble*, diminue sensiblement l'indice de porosité, de sorte qu'un tel produit offre une très grande résistance à l'action des agents extérieurs et devient finalement presque complètement inattaquable.

Les chaux hydrauliques en pierre, quel que soit du reste leur indice, employées directement, doivent être écartées de tout chantier sérieux ; éteintes spontanément, elles perdent toutes leurs propriétés, même celle de durcir à l'air ; éteintes par un autre procédé, elles renferment toujours, au moment de l'emploi, une forte proportion d'expansifs qu'il est facile de mettre en évidence.

On connaît toutes les précautions qu'il est nécessaire de prendre pour arriver à faire un enduit en chaux hydraulique (effusement spécial de la chaux, tamisage de la chaux, fortes proportions d'eau et de sable, etc., etc.), pour obtenir le plus souvent un travail médiocre ; ordinairement, ces difficultés sont dues à la présence des expansifs, et, si l'enduit était continuellement hydraté, il est probable que les résultats seraient plus mauvais encore.

L'indice d'un ciment en poudre bien fabriqué est égal à l'indice du calcaire qui lui a donné naissance.

Pratiquement, l'indice  $i$  d'une chaux en poudre bien traitée est inférieur à l'indice  $I$  du calcaire générateur ; pour les chaux, l'idéal de la fabrication serait d'obtenir une poudre donnant  $i = I$  et ne renfermant, au moment où commence la prise, ni expansifs, ni insolubles, ni carbonate de chaux.

Quant aux ciments artificiels, ils ne peuvent être comparés aux ciments naturels sous le rapport des expansifs ; car ici la silice et l'alumine peuvent être engagées dans des combinaisons facilement décomposables par l'eau et on arrivera probablement à annuler les expansifs avant la prise ; si on trouve en même temps le moyen de diminuer l'indice de porosité déjà très faible, après la solidification, ce sera le desideratum !

Les ciments grappiers BIEN TRAITÉS renferment une proportion d'eau très favorable à la résistance ultérieure ; aujourd'hui on les emploie naturellement avec hésitation, mais ils ne tar-



deront pas à attirer l'attention des constructeurs par les résultats remarquables qu'ils fourniront; ils renferment une notable quantité de chaux libre et constituent, comme les ciments artificiels, une exception à ce que nous avons dit à propos des produits à indice compris entre 0,42 et 0,48 obtenus directement.

La détermination de la valeur d'une chaux comprendra donc :

1° Détermination de l'instant où cesse la période d'activité du produit placé dans les conditions de la pratique;

2° Détermination de l'allure de la prise au moyen de l'aiguille d'enfoncement à poids variable<sup>1</sup>;

3° Détermination de la proportion d'insolubles dans les acides;

4° Détermination de la proportion de carbonate de chaux  $(CaO, CO^2) = (28 + 22)$ .

Si une chaux, dont la période d'activité cesse avant la prise, fait prise en moins de trois jours et ne renferme pas plus de 1 1/2 pour 100 d'insolubles et moins de 4 pour 100 d'acide carbonique, sa prise sera progressive et l'avenir des mortiers obtenus avec elle sera assuré, si le coefficient de porosité n'est pas trop fort.

On pourra, si on le juge à propos, procéder aux expériences de résistance à différents dosages, mais pour obtenir des résultats comparables, il est nécessaire que les briquettes de chaque mortier soient toutes de même densité; l'opération est délicate et réclame un agent exercé et un système de traction bien compris.

Lorsqu'on sera certain d'éviter la désagrégation ultérieure due au travail intérieur, par l'emploi d'un produit dont l'énergie des expansifs s'annule avant la prise ou dont les expansifs ne travaillent qu'après la prise en offrant toujours une différence  $P - Q$  suffisamment grande, il faudra en outre se mettre en garde contre les agents extérieurs en confectionnant un mortier au minimum de porosité et au maximum de résistance. Le desideratum dans ce cas serait d'obtenir en pratique un mortier qui, à consistance d'emploi, renfermerait :

1° Une quantité d'eau qui, par rapport au poids de poudre

<sup>1</sup> Chez A. Lasselannes, constructeur d'instruments de précision, 42, rue des Rosiers, à Paris.

introduit, correspondrait au maximum d'énergie de la pâte<sup>1</sup>,

2° Une quantité de pâte au moins égale au volume minimum des vides du sable;

3° Et présenterait le maximum de densité au tassement de son poids.

La réalisation de ces conditions deviendrait très onéreuse avec les ciments portlands; on remplit, au contraire, très économiquement et très facilement les première et troisième et à fortiori la deuxième avec les chaux hydrauliques proprement dites bien fabriquées qui présentent une énergie relativement grande et un fort rendement en pâte (volume de pâte au maximum d'énergie obtenu avec 1 000 kilogrammes de poudre); mais dans l'établissement du dosage, il y a lieu de tenir compte de la proportion d'insolubles et de carbonate de chaux<sup>2</sup>.

Toutefois, le rapport du poids de poudre au poids d'eau qu'il est nécessaire d'introduire pour obtenir l'énergie maximum augmentant sensiblement avec le poids du mètre cube de poudre au tassement naturel, le volume réel de poudre contractée, c'est-à-dire le volume de matière solide obtenu après gâchage, est sensiblement plus fort avec 1 000 kilogrammes de ciment, qu'avec 1 000 kilogrammes de chaux; ceci tient à ce que le poids du mètre cube de chaux ou de ciment au tassement dit naturel varie de 600 à 1 600 kilogrammes, tandis que la densité des poudres ne varie que de 2,50 à 3,10; les bons ciments peuvent donc fournir un faible indice de porosité, mais il faut observer que dans les chaux solidifiées la quantité d'eau de combinaison est plus forte que dans les ciments.

L'indice de porosité diminue naturellement lorsque la densité augmente; à l'eau, un mortier confectionné avec une chaux dont la période d'activité cesse avant la prise est d'autant plus résistant que son indice de porosité est plus faible; c'est pourquoi les sables irréguliers conviennent parfaitement pour les travaux immergés.

A l'air, la diminution de l'indice de porosité n'entraîne pas toujours, pendant les premiers mois, une augmentation de résistance, car le durcissement par la carbonatation est d'autant

<sup>1</sup> Nous supposons un sable siliceux ne renfermant aucune matière étrangère pouvant diminuer l'adhérence.

<sup>2</sup> Voir la notice et le graphique sur le dosage rationnel des mortiers, donnés par l'auteur.

plus lent que l'indice de porosité est plus faible ; c'est pourquoi, au bout de deux ou trois mois, des briquettes confectionnées avec une chaux pure sans expansifs et d'indice suffisamment élevé donnent, à l'eau, des résultats supérieurs à ceux obtenus à l'air ; tandis que des briquettes en chaux et sable ne donnent, à l'eau et à l'air, des résultats égaux qu'au bout d'un temps double ou triple. Or, l'indice de porosité des briquettes en chaux pure est excessivement faible, tandis que celui des mortiers est beaucoup plus fort lorsqu'ils ont perdu, par évaporation, l'excès d'eau qu'on a été obligé d'introduire pour obtenir la consistance d'emploi ; c'est pourquoi il est bon d'employer, à l'air, des sables réguliers.

#### CONCLUSION

De tout ce qui précède il résulte que la valeur d'un produit d'indice convenable dépend principalement de sa fabrication.

M. le PRÉSIDENT remercie M. Prévost père d'avoir bien voulu se charger de prendre la parole au nom de M. Bonnami et regrette que ce dernier soit retenu loin du Congrès par l'état de sa santé. Sa compétence, connue de tout le monde, dans les questions des chaux, ciments et mortiers, aurait certainement apporté dans la discussion de cette branche importante des procédés de construction quelques critiques originales dont se seraient enrichis les travaux du Congrès.

La parole est donnée à M. Candlot, ingénieur-chimiste de la Société des ciments français à Boulogne-sur-Mer, qui présente le rapport suivant touchant certaines considérations sur l'emploi des ciments de Portland à l'eau douce et à l'eau de mer.

Selon que l'on fait du ciment Portland un emploi judicieux ou que l'on néglige de prendre toutes les précautions que commande l'expérience, on obtient des résultats tout différents. Bien souvent un insuccès n'est dû qu'à un manque de soins ou à une ignorance des propriétés du ciment et des conditions dans lesquelles il faut se placer pour en retirer tous les avantages que l'on est en droit d'en attendre. Aussi croyons-nous utile d'indiquer, aussi brièvement que possible et sans entrer dans des

détails que les praticiens connaissent parfaitement, quelles sont les principales règles à observer dans l'emploi des mortiers de ciment sur le chantier. C'est ainsi que nous aurons à parler de l'influence de la nature du sable, du dosage, du gâchage et de la mise en place du mortier.

On est d'accord pour demander que le sable à employer dans un mortier possède les qualités suivantes : Il doit être autant que possible composé de grains siliceux, à angles vifs, ni trop gros, ni trop fins ; il ne doit pas contenir d'impuretés. Quand ces conditions sont remplies, on a évidemment un sable de très bonne qualité ; malheureusement on ne s'attache pas toujours suffisamment à rechercher un pareil sable, peut-être parce que ces avantages n'en ont pas été suffisamment mis en lumière.

La composition chimique du sable n'a pas une grande influence ; il importe surtout que les grains ne soient pas friables, comme cela se présente quand ils sont composés de calcaire tendre. Il faut éviter cependant, pour les travaux à la mer, principalement, les sables feldspathiques qui sont susceptibles de se décomposer.

La qualité d'un sable dépend principalement de la dimension des grains qui le composent. On sait que les sables fins donnent des mortiers bien moins résistants que les sables à gros grains ; de nombreux essais l'ont démontré. Nous avons constaté personnellement qu'un mortier de sable fin présentait des résistances à la compression inférieures de plus de 50 p. 100 à celles que l'on obtient avec des sables de grosseur moyenne.

Mais cette insuffisance de résistance des mortiers de sable fin, qui peut être très importante dans certains cas particuliers, n'est pas le défaut le plus saillant qu'on puisse leur reprocher ; ils présentent deux inconvénients plus graves, celui d'avoir une adhérence très faible aux matériaux et, en second lieu, de contenir toujours une grande quantité de vide même avec des dosages élevés en ciment.

Il faut employer un excès d'eau considérable pour qu'un mortier fait avec du sable fin soit suffisamment consistant ; généralement le mortier reste sec et dans ce cas son adhérence aux matériaux qu'il est destiné à relier est très imparfaite. Une fois mis en place, le mortier ne se tasse pas et une grande quantité d'air reste emprisonnée dans la masse. De ce fait, et par suite de la grande quantité d'eau qu'il est nécessaire d'employer au

gâchage, le mortier est extrêmement poreux. Nous reviendrons bientôt sur cette question.

Quand les grains du sable sont assez volumineux pour être retenus par le tamis n° 30, de 120 mailles au centimètre carré, la résistance du mortier est bien plus satisfaisante. Mais il y a lieu de faire une distinction à cet égard entre les sables naturels et les sables artificiels. Nous avons exécuté une série assez considérable d'essais sur des sables de diverses provenances et qui ont tous été amenés au même degré de finesse ; on avait éliminé les gros grains restant sur le tamis n° 20, de 60 mailles au centimètre carré, et les grains fins passant à travers le tamis n° 30. Ces sables ont été comparés au sable normal artificiel provenant du concassage du quartz et passé aux mêmes tamis. Nous avons constaté que la résistance à la compression était à peu de chose près la même avec tous les sables quand ils étaient siliceux ; les sables contenant une proportion appréciable de calcaire tendre donnent des résultats un peu inférieurs. A la traction le mortier de sable normal artificiel est notablement supérieur à tous les autres. Ainsi un mortier de sable naturel donnant à la compression la même résistance que le mortier de sable normal peut lui être inférieur de 20 p. 100 à la traction. Il est intéressant de constater ces différences quand il s'agit d'essais de laboratoire qui ont surtout pour but de comparer des produits entre eux ; ils font voir la nécessité de se servir toujours du même sable pour les essais à la traction. En pratique, les mortiers ont rarement à supporter des efforts de traction, et il n'y a pas lieu d'établir de distinction entre le sable naturel et le sable artificiel.

Quand les grains de sable ont des dimensions supérieures à celles du sable normal, la résistance ne paraît pas non plus en être beaucoup influencée. Mais les sables à gros grains et les graviers peuvent avoir d'autres inconvénients. Un mortier confectionné avec du gros sable demande que l'on emploie une quantité d'eau strictement nécessaire pour le gâchage ; avec le moindre excès d'eau le mortier se délaie et il perd toute homogénéité. Ce fait est surtout à craindre quand le mortier contient de faible quantité de ciment. Avec les dosages riches les gros sables peuvent donner de très bons résultats. Mais, en général, il est préférable d'employer du sable de grosseur moyenne qui produit un mortier plus facile à travailler et à

employer et qui ne nécessite pas un grand excès d'eau de gâchage.

Ainsi le choix du sable, quand il s'agit de travaux importants, demande un examen très attentif, nous verrons bientôt que dans les travaux à la mer principalement cette question a une importance considérable.

Pour déterminer le dosage d'un mortier, il est utile de connaître tout d'abord : 1° le poids d'un volume déterminé de sable ; 2° le vide existant entre les grains. Ces éléments varient beaucoup avec les sables. On se sert généralement d'une mesure de un litre pour déterminer la densité et le vide du sable. Plus celui-ci est fin et moins le poids du litre est élevé ; par contre, le volume du vide existant entre les grains est plus considérable. Ainsi un litre de sable très fin pèse 1 230 grammes et renferme 526 centimètres cubes de vide, un sable de même nature, mais de moyenne grosseur, donne 1 418 grammes pour le poids du litre et le volume du vide n'est plus que de 455 centimètres cubes. Enfin le gros gravier qui reste sur le tamis n° 6, de 4 mailles au centimètre carré, pèse 1 585 grammes et ne contient que 390 centimètres cubes de vide. Cette différence très marquée, quand il s'agit de sables naturels, l'est beaucoup moins avec les sables artificiels. On a, par exemple, pour le sable artificiel très fin : poids du litre 1 480 grammes, vide 549 centimètres cubes ; pour le sable moyen : poids du litre 1 300 grammes, vide 506 centimètres cubes, pour le gros gravier : poids du litre 1 390 grammes, vide 472 centimètres cubes. Quand un sable est composé de grains de différentes grosseurs il pèse davantage sous le même volume, et le vide est moins élevé. Avec le sable artificiel mélangé de gros et de fin, on arrive à un poids de 1 560 grammes au litre et le vide ne s'élève plus qu'à 406 centimètres cubes.

La densité du sable est moins élevée quand il est humide : la différence entre le poids d'un même volume de sable sec et de sable humide est d'autant plus élevée que le sable est plus fin ; elle atteint 200 et 300 grammes par litre pour les sables fins et seulement 25 à 30 grammes pour les gros sables ; mais c'est surtout quand les sables sont mélangés de parties fines et de gros graviers qu'elle devient très importante. Nous avons constaté qu'elle pouvait atteindre 412 grammes par litre. Le sable étant rarement sec sur le chantier, nous conseillons de déterminer le poids du litre de sable sec et le poids du litre de

sable humide et de prendre une moyenne entre les deux pour établir le dosage ; on évite ainsi que celui-ci ne présente des écarts trop considérables.

Quand on cherche à obtenir un mortier plein, il faut évidemment mélanger au sable une quantité de poudre telle, qu'une fois celle-ci réduite en pâte les vides du sable soient complètement remplis. Toutefois le mortier n'est jamais absolument plein, parce que dans la mise en place il reste des bulles d'air emmagasinées dans la masse ; si le mortier est bien employé par petites portions et en le tassant fortement on peut réduire ce vide à un minimum. Mais avec les sables fins il est toujours assez élevé ; il peut atteindre alors 10 p. 100 du volume total ; avec de gros sable il ne s'élève qu'à 2 ou 3 p. 100 seulement, même quand le mortier n'est pas fortement tassé.

Le poids d'un litre de sable et le volume du vide qu'il renferme étant connus, il ne reste plus qu'à chercher le volume de pâte que donne un poids déterminé de ciment. Supposons que nous voulions savoir quel volume de pâte on peut obtenir avec 1 kilogramme de ciment. Le poids spécifique du ciment étant en moyenne de 3,05, 1 kilogramme de poudre occupe un volume absolu de 327 centimètres cubes ; le rendement en pâte devrait donc être de 327 centimètres cubes plus le volume de l'eau employée pour le gâchage. En fait, on trouve un chiffre un peu plus élevé à cause des bulles d'air qui restent emprisonnées dans la pâte. L'expérience indique que, si l'on a employé, par exemple 250 centimètres cubes d'eau de gâchage, au lieu d'avoir  $250 + 327 = 577$  centimètres cubes, on a 580 centimètres cubes environ ; et si, au lieu de gâcher avec 250 centimètres cubes, on s'est servi d'une quantité d'eau plus élevée, le rendement augmente du volume de l'eau ajoutée en plus. On peut donc admettre que le volume absolu de 1 kilogramme de ciment étant de 330 centimètres cubes, on obtiendra le volume de pâte d'un poids quelconque de ciment en multipliant ce poids par 0,33 et en ajoutant au résultat le volume de l'eau de gâchage.

Il reste ensuite à déterminer quelle est la quantité d'eau nécessaire pour réduire le mortier en pâte ; on ne peut la connaître que par une expérience directe, car elle peut varier avec une infinité de circonstances. On fait donc un mortier composé de 500 à 600 grammes de ciment pour 1 litre de sable et on ajoute de l'eau jusqu'à la consistance voulue. Nous admettons

que toute l'eau employée est utilisée pour réduire le ciment en pâte ; on pourrait aussi bien diviser l'eau en deux parties : l'une, toujours la même, serait destinée au ciment, soit 250 centimètres cubes environ pour 1 kilogramme de ciment ; l'autre pourrait varier avec le dosage et la nature du sable. Mais les deux procédés donnent des résultats identiques et le premier nous a paru plus simple.

Pour déterminer le dosage normal avec un sable donné, le calcul est très simple. Prenons, par exemple, un sable pesant 1 300 grammes au litre et dont le vide est de 506 centimètres cubes, l'eau de gâchage s'élève à 50 p. 100 du poids du ciment ; 1 kilogramme de poudre gâchée avec 500 centimètres cubes d'eau donne un volume de pâte de 830 centimètres cubes. Comme il faut obtenir 506 centimètres cubes de pâte pour remplir les vides la quantité de ciment nécessaire sera de  $\frac{506}{830} + 1000 = 610$  gr. Si par ailleurs nous avons examiné quel était le poids de 1 litre du sable humide et que nous ayons trouvé 1 049 grammes le poids moyen est de 1 159 grammes. Le dosage devra donc être fixé à 543 kilogrammes de ciment pour 1 mètre cube de sable.

En calculant de cette manière la quantité de ciment nécessaire pour obtenir un mortier plein avec des sables de différentes grosseurs, nous avons été amenés à conclure que dans presque tous les cas le dosage variait entre 500 et 600 kilogrammes par mètre cube de sable. Un sable mélangé de parties fines et de gros sable demande une quantité de ciment moins élevée, elle peut descendre à 450 kilogrammes. Mais dans ce cas la proportion d'eau de gâchage est assez élevée et il y a intérêt à forcer un peu le dosage pour que le mortier ne soit pas trop poreux.

Il ne suffit pas, en effet, de remplir les vides du sable pour que le mortier soit absolument plein ; outre le défaut de tassement, qui peut être assez important, comme nous l'avons fait remarquer, surtout pour les sables fins, il faut observer que la quantité d'eau employée pour le gâchage est généralement supérieure à celle qui serait nécessaire pour que l'hydratation de l'agglomérant soit complète ; une partie de l'eau de gâchage se trouve fixée au moment de la prise et pendant le durcissement, l'autre partie, qui n'était utile que pour la réduction du mortier, se trouve éliminée en pâte par la suite en laissant des



vides disséminés dans la masse du mortier. La nature du sable, a une influence considérable sur la valeur de ce vide, comme nous allons le faire voir.

Il résulte d'expériences assez nombreuses que la quantité d'eau que peut fixer un ciment s'élève en moyenne à 20 p. 100 du poids du mortier, soit 25 grammes d'eau pour 100 grammes de ciment. Si nous examinons la quantité d'eau qui doit être employée pour le gâchage quand il s'agit du mortier de sable fin, nous voyons qu'un mélange de 650 grammes de ciment pour 1 litre de sable, par exemple, demande 350 centimètres cubes d'eau de gâchage ; le mortier, une fois mis en place, occupe un volume de 1<sup>l</sup>, 120. En calculant le volume absolu du sable, du ciment et de l'eau, ce qui se fait très facilement quand on connaît la densité du sable, on trouve que la différence entre le volume et celui observé est de 99<sup>cc</sup>, 5. Ce chiffre représente la quantité de vide existant au moment de la mise en place du mortier et provenant de l'insuffisance de tassement. Si nous calculons maintenant quelle est la quantité d'eau qui est susceptible d'être fixée par le ciment, nous trouvons qu'elle peut atteindre 162<sup>cc</sup>, 5 ; 187<sup>cc</sup>, 5 d'eau doivent donc se trouver éliminés en laissant le même volume de vide. Celui-ci sera alors, en totalité, de 287 centimètres cubes, soit 25 p. 100 du volume du mortier.

Prenons maintenant le même dosage avec un sable un peu gros ; il ne faut plus que 240 centimètres cubes d'eau pour réduire le mortier en pâte et cette pâte se tassant facilement, la différence entre le volume absolu du mortier et le volume observé ne s'élève plus qu'à 11<sup>cc</sup>, 5. La quantité d'eau fixée par le ciment est toujours de 162<sup>cc</sup>, 5 et le volume de l'eau éliminée n'est plus que de 77<sup>cc</sup>, 5, en totalité le vide atteindra 89 centimètres cubes, soit 9 p. 100 du volume total au lieu de 25 p. 100 dans le cas du mortier de sable fin.

L'influence de la grosseur du sable est donc extrêmement importante en ce qui concerne la porosité des mortiers. M. l'ingénieur en chef Alexandre a fait voir dans une série de recherches très intéressantes que le vide avec les sables fins et un dosage faible en ciment pouvait atteindre 33 p. 100 du volume du mortier. Avec un gros sable et un dosage de 550 kilogrammes par mètre cube, le vide ne s'élève plus qu'à 13 p. 100. Pour les mortiers de chaux, le vide ne peut s'abaisser au-dessous de 24 p. 100 et il atteint 33 p. 100 avec les sables fins.

A la suite d'expériences exécutées sur trois sables de grosseur différente et avec des dosages variant de 350 à 1 000 kilogrammes par mètre cube nous avons trouvé que le volume total du vide, pouvait s'élever, avec des sables fins et un dosage de 350 kilogrammes à 34 p. 100 du volume du mortier ; à 650 kilogrammes on a 25 p. 100 de vide et le dosage de 1 000 kilogrammes en donne encore 18 p. 100. Avec le sable moyen on a, pour le dosage à 350 kilogrammes 26 p. 100 de vide, le mortier à 650 kilogrammes n'en donne plus que 19 p. 100 et le mortier à 1 000 kilogrammes 12 p. 100. Enfin le mortier à 350 kilogrammes de ciment avec du gros sable présente également 26 p. 100 de vide, mais à 650 kilogrammes il ne s'élève plus qu'à 9 p. 100 et à 1 000 kilogrammes à 6 p. 100.

Quand le mortier est fortement comprimé, comme cela se pratique dans la confection des pierres artificielles, le volume du vide est beaucoup moins élevé, car, d'une part, le vide par insuffisance de tassement est réduit au minimum et, d'un autre côté, la quantité d'eau de gâchage est beaucoup moindre. Ainsi en reprenant les mêmes dosages, nous avons pour le sable fin : au dosage de 350 kilogrammes 19 p. 100 de vide, à 650 kilogrammes 9 p. 100, à 1 000 kilogrammes 2 p. 100. Avec le sable moyen : dosage de 350 kilogrammes, 17 p. 100 de vide, dosage de 650 kilogrammes 4 p. 100, dosage de 1 000 kilogrammes 2 p. 100. Avec le gros sable à 350 kilogrammes 16 p. 100 de vide, à 650 kilogrammes 2 p. 100 et à 1 000 kilogrammes le mortier est absolument plein.

Cette importance du vide contenu dans les mortiers peut être d'ailleurs plus ou moins grande ; dans bien des cas, il n'y a pas à s'en préoccuper, car un mortier poreux n'est pas nécessairement perméable, comme l'ont fait voir MM. Durand-Claye et Debray, dans un article sur ce sujet. Ainsi un mortier confectionné au même dosage avec du sable fin ou avec du gros sable et présentant le même volume de vide laisse passer l'eau d'une façon toute différente, comme le démontre l'expérience suivante : Deux vases en mortier au dosage de 350 grammes, de ciment pour un litre de sable étaient disposés de manière à être traversés par un courant d'eau provenant d'un réservoir placé à 1 mètre au-dessus ; le mortier était composé de sable fin, pour l'un des vases et pour le second de gros sable. Le premier a laissé passer par heure, 16 litres d'eau et le second 350 litres pendant le

même temps. Mais celui-ci, au bout de quelques jours, était devenu presque imperméable, tandis que le mortier au sable fin laisse toujours passer une certaine quantité d'eau. La répartition diffère, en effet, complètement dans un mortier de sable fin et de gros sable. Dans l'un, le mortier est rempli de cellules très petites, mais extrêmement nombreuses, dans l'autre l'eau peut passer plus rapidement à la vérité, parce que les vides sont plus volumineux, mais ils sont beaucoup moins nombreux, la pâte de ciment se trouve bien moins divisée et le colmatage s'opère plus rapidement.

Ceci nous amène à parler de la question de la perméabilité, des mortiers employés à la mer. On sait qu'un mortier parcouru par l'eau de mer est susceptible de se décomposer, quelle que soit la nature de l'agglomérant ; la décomposition arrive seulement plus ou moins rapidement. Des expériences extrêmement intéressantes ont été faites dans divers laboratoires en vue de constater dans quelles conditions s'opérait la décomposition des mortiers traversés par l'eau de mer, notamment à Dieppe par M. l'ingénieur en chef Alexandre et à l'école des ponts et chaussées par MM. Durand-Claye et Debray. Nous nous occupons également depuis longtemps de cette question. Dans tous ces essais un fait bien saillant s'est manifesté, c'est que les mortiers de sable fin se décomposent très rapidement, cela était d'ailleurs facile à prévoir quand on se rend compte de l'extrême division de la pâte de ciment dans de pareils mortiers et de leur grande porosité. Dans tous les travaux à la mer on est maintenant d'accord pour proscrire absolument l'emploi du sable fin.

Il serait intéressant également de s'avoir si un mélange de gros sable et de sable fin présente le même inconvénient ou du moins quelle est la proportion de parties fixes que l'on peut tolérer ; nous avons entrepris une série d'essais dans ce sens. Nous pensons qu'un sable à grains réguliers et de moyenne grosseur est toujours préférable, car il permet d'obtenir un mortier plus homogène.

Depuis Vicat, on a toujours admis que la décomposition des mortiers à la mer était due à l'action des sels magnésiens de l'eau de mer sur la chaux des ciments ; partant de ce principe, on a pensé qu'une solution de sulfate de magnésie contenant une quantité de ce sel à peu près équivalente à celle qui doit se trouver dans l'eau de mer donnerait des résultats analogues ;

les recherches de Vicat ont été exécutées de cette façon. Dans tous nos essais nous avons étudié à la fois l'action de l'eau de mer et celle de la solution de sulfate de magnésie et il en est ressorti très nettement que celle-ci ne donne pas du tout les mêmes résultats que l'eau de mer. En effet, des blocs de mortiers soumis à la filtration du sulfate de magnésie, quand ils sont suffisamment perméables, se décomposent presque tous dans un temps variant de quelques jours à plusieurs mois, tandis que les mêmes mortiers traversés par l'eau de mer résistent parfaitement. Si nous en exceptons les mortiers de sable fin, qui se décomposent aussi bien dans les deux cas, de tous les échantillons faits avec du sable moyen ou du gros sable que nous avons en expérience et quelques-uns sont soumis à l'action de l'eau de mer depuis près de deux ans, aucun ne présente la moindre trace d'altération, cependant quelques échantillons, au dosage très faible de une partie de ciment pour neuf de sable, laissent encore passer l'eau en assez grande quantité, et ces mêmes mortiers ont été décomposés en quelques jours par la solution de sulfate de magnésie. Cette différence essentielle entre le sulfate de magnésie seul et l'eau de mer semblerait indiquer que celle-ci contient beaucoup moins qu'on ne pense de sulfate de magnésie ; l'acide sulfurique se trouverait plutôt à l'état de sulfate de soude et la magnésie à l'état de chlorure de magnésium ; or, ce dernier sel est beaucoup moins à redouter que le sulfate de magnésie et ses effets sur les mortiers sont loin d'être aussi destructeurs.

Quelques expérimentateurs ont constaté avec des filtrations d'eau de mer des décompositions de mortiers à des dosages relativement élevés ; cela tient probablement tantôt à l'emploi de sable fin, tantôt à ce que le sable était mélangé et contenait des parties fines en trop grande quantité. Enfin il faudrait dans ces essais de filtration tenir compte d'un point sur lequel nous reviendrons plus tard, nous voulons parler de la manière dont le mortier est gâché et mis en place.

Quand il s'agit de travaux à l'eau douce, la perméabilité n'est plus à craindre et on peut très bien employer des mortiers à des dosages très faibles de ciment. C'est ainsi que des mortiers aux dosages de 200 à 350 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable ont été adoptés pour des travaux très importants et ils ont toujours donné d'excellents résultats. M. Le Chatelier, ingé-

nieur des ponts et chaussées, a signalé à propos de travaux exécutés au bassin de la Villette et au canal Saint-Denis un avantage très précieux de ces mortiers à faible dosage. Cet ingénieur s'exprime ainsi :

« L'usage des mortiers maigres en ciment pour maçonnerie à l'eau était surabondamment justifié par une expérience favorable sur les 2 500 mètres de murs de quai du bassin de la Villette. L'objection qu'on y fait généralement vise le défaut d'étanchéité. Il est certain qu'un mortier à 350 kilogrammes de ciment ne peut être autre chose qu'un crible du moment qu'il en faut 500 à 600 kilogrammes, rien que pour remplir les vides du sable ; mais un mortier de ciment Portland non étanche a la propriété très importante de boucher spontanément les vides lorsqu'ils sont parcourus par l'eau. Dans les mêmes conditions la chaux hydraulique se délave ; la différence tient à ce que la quantité de chaux abandonnée par le mortier à l'eau chargée d'acide carbonique qui le traverse, puis déposée à l'état de carbonate, est moindre pour le ciment que pour les chaux, en raison des combinaisons chimiques et des caractères physiques qui différencient le ciment et la chaux. L'attaque d'un mortier de ciment par les eaux chargées d'acide carbonique est assez lente pour que le carbonate de chaux puisse entrer en dissolution et aller cristalliser à distance de son point de production en masse compacte et adhérente, tandis que le mortier de chaux ne donne lieu qu'à la précipitation sur place d'une masse confuse de carbonate. »

Pour les maçonneries à l'air ou immergées en eau douce le mortier de 200 à 350 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable peut donc donner les meilleurs résultats à tous les points de vue. La prise est assez lente pour que le travail soit très facile, et le durcissement étant déjà important dès les premiers jours, la stabilité des maçonneries est immédiatement assurée. La résistance de pareils mortiers est d'ailleurs largement suffisante et dépasse toujours de beaucoup les exigences.

Pour tous les travaux qui, sans nécessiter une grande résistance, demandent une imperméabilité aussi complète que possible on doit prendre le dosage qui assure le remplissage des vides du sable ; ce cas se présente par exemple quand il s'agit d'enduits de réservoirs ; avec un sable assez gros et un dosage de 500 à 600 kilogrammes, on est assuré d'avoir un mortier bien étan-

che. Enfin, quand on recherche une résistance très grande telle que pour les dallages ou pour les ouvrages en béton des fortifications le dosage de 1 000 à 1 300 kilogrammes est celui qui convient le mieux. Pour les dallages, il est nécessaire d'employer un sable moyen et bien régulier; pour les bétons on peut se servir d'un sable plus gros, mais le sable fin est à éviter autant que possible.

Il résulte de nombreux essais exécutés sur des mortiers à différents dosages que le mortier de 1 000 kilogrammes à 1 300 kilogrammes par mètre cube de sable peut atteindre une résistance de 500 à 600 kilogrammes par centimètre carré, à la compression, le mortier de 650 kilogrammes donne 400 à 500 kilogrammes de résistance à la compression, enfin avec les mortiers maigres de 200 à 350 kilogrammes on peut compter sur une résistance de 200 à 250 kilogrammes, par centimètre carré. Ces chiffres évidemment n'ont rien d'absolu et ne peuvent être exacts que dans le cas où toutes les précautions sont prises pour la confection du mortier et quand le sable est de bonne qualité et bien régulier.

Nous avons fait quelques expériences au sujet du dosage du béton qui nous paraissent intéressantes à rapporter. En nous servant d'une mesure de 1 hectolitre nous avons trouvé pour le poids de ce volume de pierres cassées à la dimension ordinaire des matériaux d'empierrement un poids de 144 kilogrammes; le vide était de 46<sup>l</sup>,4. Avec des cailloux roulés de même dimension le poids de l'hectolitre était de 162 kilogrammes et le vide ne s'élevait plus qu'à 87<sup>l</sup>,7. Il en résulte que pour avoir un béton plein, il faudrait mélanger à un mètre cube de pierres cassées 460 litres de mortier, ce qui correspond en forçant un peu, à 1 volume de mortier pour 2 volumes de pierres. Avec les gallets il suffirait de 380 litres de mortier par mètre cube ou 1 volume de mortier pour 2,5 volumes de cailloux. Nous ferons observer, en passant, que l'emploi du béton serait avantageux dans bien des cas pour remplacer la maçonnerie, notamment dans les travaux à la mer. Le prix du mètre cube de béton est souvent très sensiblement inférieur au prix du mètre cube de maçonnerie et, ce qui est plus important, il présente une homogénéité et une résistance bien plus grandes; les résultats obtenus dans les travaux de fortifications sont concluants à cet égard.

Le gâchage du mortier et sa mise en place ont une très grande influence sur la dureté qu'il peut acquérir. La proportion d'eau à employer pour le gâchage est, comme nous l'avons dit, extrêmement variable suivant la nature du sable et le dosage du mortier. Aussi est-il impossible de donner des chiffres précis à ce sujet; pour un mélange donné, la proportion d'eau de gâchage ne peut être déterminée que par un essai direct.

En règle générale, il est préférable de gâcher avec un excès d'eau que d'en employer trop peu. M. Alexandre a fait voir que des mortiers gâchés mou, c'est-à-dire avec excès d'eau, durcissent lentement et arrivent au bout de quelques mois à une résistance peu inférieure à celle des mortiers gâchés à la consistance normale. Quant aux mortiers gâchés ferme, c'est-à-dire avec un dosage d'eau insuffisant, ils donnent une résistance d'abord élevée, mais qui, par la suite, va en diminuant et peut devenir inférieure de plus de moitié à celle des mortiers de consistance normale.

Mais la résistance du mortier n'est pas seulement à considérer quand celui-ci est gâché avec trop peu d'eau; un mortier trop sec présente, en effet, le défaut de manquer d'adhérence; de plus, il se tasse beaucoup moins facilement que les mortiers à consistance normale et il est de ce fait beaucoup plus poreux.

Quand on parle d'insuffisance d'eau de gâchage, il ne faudrait d'ailleurs pas prendre ce terme dans un sens trop absolu, et il y a lieu de tenir compte, en même temps, de la façon dont le mortier est employé. Ainsi un mortier gâché avec la quantité d'eau strictement nécessaire et mis en place sans qu'on lui ait fait subir la moindre compression sera bien inférieur au même mortier gâché avec 4 à 5 p. 100 d'eau en plus. Mais si, dans le premier cas, on tasse le mortier de manière à le rendre bien compact, il sera certainement plus résistant que le mortier gâché avec excès d'eau.

Comme principe général, on peut dire qu'un mortier doit être gâché avec une quantité d'eau suffisante pour que, tassé aussi complètement que le permet le genre de travail à exécuter, l'eau reflue à la surface et qu'il présente une certaine plasticité. Plus le tassement doit être considérable, moins il faut employer d'eau; dans les maçonneries ordinaires la compression du mortier est très faible, elle n'est donnée que par quelques coups du plat de la truelle ou par le poids des matériaux; il faut donc gâcher

avec le maximum d'eau. Quand il s'agit de mortiers comprimés fortement à la dame, on doit gâcher le mortier assez sec, sans quoi l'eau reflue dès les premiers coups et la compression n'est plus possible.

Depuis quatre années nous avons exécuté un grand nombre d'essais pour nous rendre compte de l'influence de la quantité d'eau de gâchage sur la résistance des mortiers, on pourra les trouver en entier dans les nouvelles *Annales de la construction* qui publient actuellement une série d'articles dont cette communication n'est que le résumé. Nous ferons remarquer seulement combien il est facile de se rendre compte de la valeur d'un mortier en examinant sa densité. Ainsi un mortier gâché avec 8 p. 100 d'eau et n'ayant pas été tassé suffisamment avait une densité de 1,90 ; le même mortier comprimé jusqu'à ce que l'eau ait commencé à paraître à la surface a présenté une densité de 2,14. La résistance à la compression, au bout d'un an, était de 147 kilogrammes par centimètre carré, pour le premier, et de 310 kilogrammes pour le second. Trois autres mortiers gâchés avec 8,10 et 12 p. 100 d'eau et ayant des densités de 1,97 — 2,05 et 2,11 ont donné respectivement au bout d'une année : 180 — 190 et 260 kilogrammes par centimètre carré.

Il nous reste maintenant à entrer dans quelques détails au sujet d'une question sur laquelle les opinions sont assez partagées, nous voulons parler du regâchage ou du rebattage des mortiers. Il arrive bien souvent sur le chantier que, le ciment prenant trop vite ou la quantité de mortier étant trop considérable, on est arrivé à employer du mortier ayant déjà fait prise et que l'on réduit de nouveau en pâte par l'addition d'une petite quantité d'eau. Tantôt on prétend que cette opération n'a aucun inconvénient, tantôt au contraire on soutient qu'un mortier regâché n'a plus aucune valeur. La vérité est que dans certains cas le rebattage n'altère en rien les qualités du mortier, tandis que dans d'autres il peut donner des résultats très défectueux.

Cette question méritait donc d'être étudiée et depuis plus d'une année nous avons exécuté de nombreuses expériences sur ce sujet ; nous en donnerons seulement, quant à présent, les points les plus saillants.

Quand un ciment gâché pur a fait prise et qu'il n'est pas encore assez dur pour qu'on ne puisse pas le réduire de nouveau



en pâte par l'addition d'une certaine quantité d'eau, on observe que cette pâte est beaucoup plus plastique et qu'elle ne rejette pas l'eau en excès, comme cela se produit quand le ciment est gâché normalement. De plus, la deuxième prise est beaucoup plus lente que la première ; même quand celle-ci est assez rapide, de 30 à 40 minutes, par exemple, la prise du mortier regâché ne se produit qu'après huit à dix heures

Mais, pourvu que le temps écoulé entre le moment où la première prise s'est produite et celui où le regâchage a été opéré n'ait pas été trop considérable, qu'il n'ait pas dépassé huit à dix heures, par exemple, le ciment fait toujours prise de nouveau et acquiert une dureté relativement élevée. Toutefois cette dureté est toujours très inférieure à celle du ciment gâché normalement ; la différence peut atteindre 20 à 25 p. 100. Mais elle tient beaucoup plus au degré de compacité du mortier qu'à une altération des propriétés du ciment. En effet, nous avons constaté qu'un mortier de ciment pur gâché normalement avait une densité de 2,16, le même mortier regâché ne présentait plus qu'une densité de 1,99. Cette différence de compacité provient de ce que la pâte de ciment pur regâché ne se tasse pas d'elle-même en expulsant l'eau en excès. Quand on examine l'influence du rebattage sur du mortier 1 : 3 tel qu'on le fait pour les essais de réception des ciments, on observe que la diminution de résistance est, dans la majorité des cas, à peu près nulle si le mortier est gâché à l'eau douce. Sur 78 séries de briquettes faites dans ces conditions sur des ciments de diverses provenances, nous n'avons constaté que des différences insignifiantes entre les résultats obtenus avec des mortiers gâchés normalement et avec ceux qui avaient été regâchés. La quantité d'eau qui a été ajoutée en plus pour regâcher le mortier a varié de 2 à 3 p. 100 du poids du mortier. Mais la densité des briquettes a été sensiblement la même ; le mortier regâché étant plus plastique, plus gros, si nous pouvons nous exprimer ainsi, se comprime en effet plus facilement quand le tassement est énergique, et on obtient ainsi une plus grande compacité.

Il en est autrement quand le mortier n'est pas comprimé, comme cela se passe dans les maçonneries ordinaires ; le mortier, s'il est assez riche en ciment, présente le même caractère que la pâte de ciment pur ; il conserve absolument le volume qu'il possède au moment de la mise en place et sa densité est moindre

que celle du mortier non regâché qui possède plus de fluidité. En examinant l'influence du rebattage sur des mortiers plus ou moins riches en ciment, nous avons reconnu que les mortiers riches, comme cela se produit pour le ciment pur, présentent une résistance sensiblement moins élevée quand ils ont été regâchés. Pour les mortiers maigres à 250-350 kilogrammes par mètre cube de sable, le rebattage paraît au contraire être plutôt avantageux et les résistances de ces mortiers regâchés sont généralement plus élevées que celles du mortier gâché normalement. C'est là un fait dont on peut tirer parti, quand on n'a pas à se préoccuper de la durée de prise, pour la confection des bétons maigres par exemple.

Les mortiers gâchés à l'eau de mer, même s'ils ont été comprimés fortement, donnent des résistances moins élevées quand ils ont été regâchés; mais la différence ne s'élève qu'à quelques kilos. En définitive, si on ne considère que la résistance des mortiers, il n'y a d'inconvénient au regâchage des mortiers que pour les dosages riches en ciment et quand on demande au mortier une grande dureté, dans la majorité des cas, le mortier acquiert toujours une résistance suffisante, même après un troisième gâchage. Ainsi un mortier 1 : 3 gâché normalement a donné  $23^k,3$  au bout de six mois, le même mortier après avoir été regâché a donné  $23^k,8$ ; gâché de nouveau après avoir fait prise une seconde fois il a présenté dans le même temps une résistance de 20 kilos.

Mais les mortiers regâchés présentent plusieurs inconvénients assez sérieux. Ainsi, surtout pour les mortiers riches, on constate que l'adhérence aux matériaux est beaucoup plus faible. Pour nous rendre compte de ce fait, nous avons exécuté l'expérience suivante : un certain nombre de briquettes de mortier 1 : 3, qui avaient été rompues, ont été soudées avec du ciment pur; pour une partie des briquettes, on a employé du ciment gâché normalement et pour une autre partie le ciment avait été regâché. La même opération a été répétée sur neuf échantillons différents. Les briquettes ont été rompues de nouveau et on a constaté en moyenne les résistances suivantes : 1° pour le ciment gâché normalement : à 7 jours  $14^k,2$  par centimètre carré, à 28 jours  $17^k,6$ ; 2° pour le ciment regâché à 7 jours  $9^k,2$  et à 28 jours  $12^k,6$ , soit une différence de près de 30 p. 100.

Un autre défaut du mortier regâché provient de ce qu'il

prend du retrait ; c'est à cela qu'il faut attribuer les fendillements des enduits qui ont été lissés, opération qui produit le même effet que le regâchage.

Dans les travaux à la mer le rebattage du mortier paraît devoir être évité soigneusement. Nous avons reconnu, en effet, que les mortiers confectionnés dans ces conditions se décomposaient rapidement quand ils étaient traversés par l'eau de mer. Si le mortier est à fort dosage en ciment et, s'il est bien tassé, il n'y a pas grand inconvénient à employer du mortier rebattu, car dans ce cas il est plutôt moins perméable. Mais généralement le mortier subit une très faible compression et il reste alors au contraire beaucoup plus poreux. Nous avons expérimenté plusieurs séries de mortiers, les uns gâchés normalement, les autres regâchés ; toutes les fois que le mortier est suffisamment perméable, ceux-ci sont décomposés, tandis que les premiers n'ont aucune trace d'altération. Quand nous parlons de mortiers regâchés, nous entendons toujours que le mortier, ayant déjà fait prise, est malaxé de nouveau avec addition d'eau et amené à la consistance qu'il avait primitivement. Quand le mortier est rebattu sans addition d'eau, après avoir fait prise, les résultats sont absolument mauvais ; cela ne nous paraît pas discutable. Il est d'ailleurs très facile d'éviter le rebattage dans les travaux à la mer ; comme cela ne se produit la plupart du temps que par suite d'une prise trop rapide du ciment, il suffit d'employer de l'eau de mer pour le gâchage ; on est alors assuré, même avec des ciments prenant rapidement à l'eau douce, que le mortier ne commence pas à prendre avant plusieurs heures. L'emploi de l'eau de mer n'a pas le moindre inconvénient par ailleurs. Si le mortier gâché à l'eau douce et immergé en eau douce est plus résistant que le mortier gâché à l'eau de mer et immergé à l'eau de mer, l'eau de gâchage n'a plus aucune influence quand le mortier doit être conservé dans l'eau de mer.

Quand on mélange le ciment avec du sable humide assez longtemps avant le gâchage le mortier, peut se trouver dans des conditions analogues à celles des ciments regâchés. Le sable est presque toujours humide sur le chantier et il est bien rare que l'on y attache de l'importance ; c'est ainsi que l'on mélange souvent de grandes quantités de sable et de ciment avant le gâchage et le contact du ciment avec le sable humide

est assez prolongé ; nous allons voir combien la prise se trouve influencée par cette opération et cela rend bien compte des différences souvent inexplicables qui se produisent à cet égard avec un même mortier de ciment traité en apparence de la même manière. Entre autres expériences nous exposerons la suivante, qui est très concluante : un ciment prenant en pâte pure en dix minutes a été mélangé avec 3 parties de sable sec, puis le mortier a été gâché à la consistance ordinaire avec 13 p. 100 de son poids d'eau ; la prise du mortier était complète au bout de vingt minutes. On a fait d'autre part le même mélange, mais le sable contenait 3 p. 100 d'eau ; on a laissé le sable et le ciment en contact pendant dix minutes, puis le mortier a été gâché de manière à arriver à la même consistance que pour le premier échantillon ; la prise ne s'est produite qu'au bout de cinq heures. Le même essai a été répété avec un autre ciment dont la prise, en pâte pure, était de deux heures vingt-cinq minutes. Le mortier composé de sable sec a fait prise en trois heures environ, et le mortier fait avec du sable humide a pris également en trois heures.

Ainsi, si l'on ne tenait pas compte de l'influence du mélange avec le sable humide, on arriverait à ce résultat paradoxal qu'un ciment prenant, en pâte pure, en quelques minutes, donne un mortier prenant plus lentement qu'un ciment dont la prise à l'état pur est de deux heures.

Ces faits peuvent s'expliquer très simplement si l'on admet la théorie de M. Le Chatelier sur la prise et le durcissement des ciments. Dans ses recherches si remarquables sur les mortiers hydrauliques, M. Le Chatelier a fait voir que la prise et le durcissement des ciments étaient dus à deux sels, l'aluminate et le silicate de chaux ; l'aluminate de chaux s'hydrate rapidement et il détermine ainsi la prise, mais comme il se trouve dans le ciment Portland en faible quantité, il ne concourt que très peu au durcissement qui est produit surtout par le silicate de chaux dont l'hydratation est beaucoup plus lente. Si, par conséquent, l'aluminate de chaux se trouve, par une raison quelconque, hydraté avant le gâchage, la prise n'est plus déterminée que par la cristallisation du silicate de chaux et elle est très lente. C'est ainsi que les mortiers regâchés et comprimés fortement prennent lentement et arrivent à la même dureté que s'ils avaient été gâchés normalement.

La même chose se produit pour le mélange de ciment avec du sable humide. Si le ciment prend rapidement, cette prise est due à l'hydratation de l'aluminate de chaux ; l'eau contenue dans le sable hydrate l'aluminate, si le contact est suffisamment prolongé ; mais comme la masse est très divisée, la prise ne peut se produire évidemment. Puis, quand a lieu le gâchage, le silicate reste seul pour produire la prise et le durcissement. Un séjour prolongé du ciment à l'air humide produit absolument le même effet ; aussi un pareil ciment dans lequel l'aluminate de chaux a été déjà neutralisé n'éprouve-t-il aucune modification quand il est mélangé avec du sable humide.

Nous avons dit que dans le cas où on laissait quelque temps en contact du ciment prenant rapidement avec du sable humide le mortier fait avec ce mélange présentait les mêmes caractères qu'un mortier regâché. C'est que le même effet se produit et pour la même cause ; afin ne pas donner à cette communication un développement déjà trop considérable nous ne ferons que le signaler aussi brièvement que possible.

M. Le Chatelier a fait voir que l'adhérence et par suite la résistance du mortier sont intimement liés à la forme allongée des cristaux et à leur mode de répartition. L'allongement des cristaux est d'autant plus grand qu'ils se précipitent d'une dissolution plus fortement sursaturée et que le nombre des centres de cristallisation se produisant dans la liqueur est plus petit ; moins il y a de cristaux et plus ils s'allongent. M. Le Chatelier attribue à cette dernière cause les mauvais résultats obtenus par les ciments éventés dans lesquels quelques centièmes seulement des éléments actifs sont hydratés et qui, cependant, ont perdu une grande partie de leur qualité. Nous pensons que c'est à cette cause également que l'on doit attribuer les phénomènes que nous avons signalés précédemment au sujet des mortiers regâchés.

On observe, en effet, qu'avec les ciments purs ou les mortiers riches, si l'on emploie pour le gâchage des solutions contenant des sels susceptibles de retarder la prise, la résistance est très élevée ; les cristaux prennent alors un grand développement et comme la quantité de matière hydraulisante est très grande, les cristaux sont nombreux et volumineux, toutes les circonstances favorables à un durcissement élevé se trouvent réunies. Si, une fois les premiers cristaux formés, on malaxe de nouveau la pâte

de ciment, les cristaux se trouvent brisés ; ils sont redissous en partie et il se forme alors une infinité de petits cristaux, ce qui a pour effet de rendre la masse spongieuse et semblable à la pâte de chaux grasse.

Quand il s'agit de mortiers maigres, la production de cristaux allongés n'est plus aussi favorable au durcissement, parce qu'ils sont en trop petit nombre et qu'ils se trouvent isolés. Au contraire, les petits cristaux très nombreux entourent mieux les grains de sable, ils les empâtent et la cohésion est plus grande. La quantité d'eau de gâchage joue également un rôle à cet égard et les cristaux sont d'autant plus petits que la proportion d'eau de gâchage est plus faible ; or, il faut 25 à 30 p. 100 d'eau pour gâcher le ciment pur, tandis qu'on en emploie 50, 60 p. 100 et même davantage pour les mortiers maigres.

La décomposition plus rapide à l'eau de mer des mortiers regâchés se comprend également très bien, car l'eau de mer doit avoir une action très active sur une masse spongieuse de petits cristaux.

Nous ne pouvons qu'indiquer ici sans entrer dans les détails, les considérations qui nous ont été suggérées par nos expériences sur la prise et le durcissement des mortiers, nous espérons que nous aurons réussi à attirer l'attention sur des points auxquels on n'attachait peut-être pas assez d'importance.

Cette exposition des règles générales à suivre dans l'emploi des mortiers de ciment et dans laquelle nous nous sommes inspirés des travaux des ingénieurs et des savants qui se sont occupés de cette question, aussi bien que de nos recherches personnelles, est évidemment très incomplète. Nous avons cherché surtout à mettre en lumière les éléments dont l'influence est capitale et à indiquer leur véritable importance. L'emploi du ciment Portland peut paraître délicat au premier abord, mais quand on a envisagé tous les termes du problème ; que, principalement, on s'est bien pénétré des qualités qu'il s'agit de rechercher on reconnaît que les précautions à prendre sont bien simples et que l'on peut retirer facilement les avantages les plus précieux d'un produit qui a rendu déjà de grands services, mais qui peut-être n'est pas suffisamment connu et apprécié.

M. LE PRÉSIDENT donne la parole à M. QUINETTE DE ROCHEMONT, ingénieur en chef des ponts et chaussées, qui s'exprime en ces termes :

Chargé, de 1871 à 1875, d'exécuter un ensemble de travaux assez considérables au Havre, j'ai eu l'occasion d'employer une grande quantité de ciment de Portland et de faire des expériences. Le nombre de briquettes préparées était assez grand pour qu'il en reste encore aujourd'hui une certaine quantité. Les essais de ciment et de mortier ont été faits surtout à l'extension, quelques-uns l'ont été à la compression. Les plus âgées de ces briquettes ont aujourd'hui près de dix-sept ans.

Les ciments employés ont été reçus dans les conditions imposées à cette époque. La densité des ciments mesurée à l'hectolitre devait être comprise entre 1 350 kilogrammes et 1 450 kilogrammes.

Des expériences ont été faites pour déterminer la relation entre la densité ainsi mesurée à l'hectolitre et celle mesurée au litre comme cela se fait maintenant. On a trouvé que le poids de 1 250 kilogrammes mesuré au litre correspond à 1 350 kilogrammes mesuré à l'hectolitre.

La quantité de résidu ne devait pas dépasser le dixième dans un tamis de 180 mailles par décimètre de longueur.

La résistance demandée était de :

5 kilogrammes	au bout de	2 jours
10	—	5 —
19	—	1 mois

Les expériences ont porté sur des ciments fournis par MM. Démarle et Lonquety, par M. Famchon et par une maison anglaise, la compagnie Wouldam.

Ces trois ciments ont donné à peu près les mêmes résistances, c'est-à-dire qu'on est arrivé à avoir une résistance d'environ 29 à 30 kilogrammes au bout d'une période variant de six à sept mois. La résistance a ensuite decru de manière à tomber à 12 ou 13 kilogrammes au bout d'une période d'environ sept ans. Puis, à partir de ce moment, la résistance s'est de nouveau mise à croître. Je ne saurais vous en dire la raison et j'avoue que j'ai été très étonné quand j'ai tracé les courbes.

Aujourd'hui, après une période de dix-sept années pour les ciments Démarle et Lonquety, la résistance atteint près de 19 kilogrammes, alors qu'elle n'était que de 12 kilogrammes au bout de sept ans.

Pour les ciments Famchon, la résistance est de 15 kilo-

grammes au bout de treize ans et demi, alors qu'elle n'était que de 12 kilogrammes au bout de six ans.

Il en est de même pour les ciments Wouldam.

J'ai essayé également des briquettes de deux autres maisons anglaises, Burham et West-Kent ; mais ces expériences ont été très peu nombreuses ; je n'ai eu que deux chargements de la première maison et un de la deuxième. Ces deux ciments ont présenté d'une manière générale la même allure, seulement le minimum est tombé à 3 kilogrammes au lieu de 12 kilogrammes. Sa résistance, après une période de dix ans, n'est que de 5 à 6 kilogrammes.

Les briquettes avaient une section de rupture de 16 centimètres avec une section carrée de 0,04 sur 0<sup>m</sup>,04. Par conséquent, si on donnait aux briquettes la forme actuelle, on aurait trouvé pour ces ciments des casses plus élevées. Des expériences montrent, en effet, que la forme de la briquette a une grande influence sur les résistances et que celles-ci peuvent avec certaines formes bien appropriées être augmentées de moitié.

Il y a encore une autre considération dont il faut tenir compte, c'est que la section était de 16 centimètres carrés et qu'aujourd'hui on opère avec 10 et 5 centimètres, ce qui augmente encore la résistance.

Les chiffres que j'ai pour la résistance à la compression sont beaucoup moins nombreux parce que je n'avais pas commencé à essayer les briquettes de cette manière. La question de la résistance à la compression est peut-être moins intéressante au point de vue du laboratoire, si elle l'est plus au point de vue des faits.

La résistance à la compression paraît atteindre au bout de trois ou quatre ans une résistance qui se maintient ensuite sans diminution appréciable. J'ai bien pour un ou deux ciments une légère diminution après une longue période, mais je n'y attache pas une grande importance, le phénomène étant rare. Je crois qu'il faut admettre que la résistance à la compression pour le ciment de Portland reste la même une fois qu'elle a atteint son maximum.

En dehors des expériences sur le ciment du Portland, j'ai fait des essais assez nombreux sur les mortiers. J'ai opéré de deux façons, soit en faisant préparer les mortiers au laboratoire soit en prélevant sur le chantier, périodiquement et sans prévenir



la fabrication, des échantillons de mortiers employés aux travaux. Ces derniers étaient au dosage de 400 et 800 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable.

Certains de ces derniers mortiers ont quatorze ans et demi d'existence, tous ont augmenté de résistance pendant une période d'environ six ans ; le mortier de 800 kilogrammes est arrivé ainsi à une résistance à l'extension de 20 kilogrammes par centimètre carré et celui de 400 kilogrammes à une résistance de 16 kilogrammes.

Les casses se maintiennent aux mêmes chiffres pendant une période d'environ deux ans, ensuite elles ont une légère tendance à diminuer, mais cette diminution est infiniment moindre que pour le ciment de Portland pur, puisque pour le mortier de 400 kilogrammes elle est à peine de deux kilogrammes par centimètre carré.

Pour les mortiers faits au laboratoire, j'ai opéré sur des dosages variant de 200 à 1 400 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable. Ces mortiers ont été faits avec deux sables siliceux de grosseur différente, mais d'excellente qualité. L'un est un peu fin, l'autre appelé sable de lime, assez gros, donne un excellent mortier.

Les résistances, comme l'indique M. Candlot, sont bien supérieures dans les mortiers faits avec gros sable. A deux ou trois reprises différentes, j'ai essayé sans succès de faire des mortiers à 200 kilogrammes avec du sable fin ; le mortier fait avec la même quantité de sable de lime, au contraire, se comportait assez bien.

Le nombre des briquettes ainsi préparées n'a pas été aussi grand qu'avec le ciment pur ; les essais n'ont alors été poursuivis que pendant cinq ou six années.

Leurs résultats montrent que la résistance s'accroît au fur et à mesure qu'augmente la proportion de ciment. L'accroissement est très régulier avec le sable fin ; le mortier à 1 400 kilogrammes est notablement plus résistant à l'extension que ceux à 1 200 et à 1 000 kilogrammes ; la différence est d'environ 2 kilogrammes pour 200 kilogrammes dans le poids du ciment. Dans les mortiers faits avec du sable de lime, au contraire, la résistance pour les briquettes au dosage de 1 400 kilogrammes ne dépasse pas sensiblement celle des briquettes à 1 000 et 1 200 kilogrammes.

La résistance à l'extension dans les mortiers continue à s'accroître pendant cinq ans au moins ; mais, après cette période, les mortiers les plus riches commencent à donner des casses un peu moindres.

De même que pour le ciment pur, la résistance à la compression croît pour les mortiers jusqu'à un maximum, puis elle se maintient ensuite sans diminuer. Je n'ai pu déterminer exactement le moment où la résistance devient constante, les essais à la compression n'ayant été entrepris qu'au bout d'une période déjà trop longue. Avec les sables du Havre, les mortiers à 400 kilogrammes arrivent à supporter sans s'écraser une charge de 85 à 100 kilogrammes par centimètre carré et les mortiers à 800 kilogrammes une charge de 160 à 170 kilogrammes.

Un certain nombre des briquettes de ciment pur et de mortier présentent des traces de décomposition. Quelques-unes d'entre elles ont gonflé, mais ce phénomène est assez rare ; la plupart des briquettes ne paraissent pas avoir augmenté notablement le volume, elles entrent encore dans les griffes de la machine qui sert à les rompre. Les briquettes attaquées commencent généralement par se couvrir de vermiculures, puis il se produit de légères fentes à peu de distance des arêtes et en dernier lieu des écailles se soulèvent. Le ramollissement ne se voit que dans les cas tout à fait exceptionnels et pour des ciments qui, dès les premiers moments, s'étaient mal comportés.

Je dois signaler à ce sujet un fait dont je n'ai pu trouver l'explication, ce sont les plus anciennes briquettes qui sont dans le meilleur état.

Tous les ciments fournis par MM. Demarle et Louquety (71 *chargements*) de 1871 à 1875, ne sont pas décomposés ; à peine quelques briquettes sont-elles très légèrement atteintes. Au contraire, les ciments fournis depuis 1875 par cette maison et par d'autres se comportent généralement moins bien ; la proportion des briquettes atteintes est plus grande dans ces fournitures plus récentes.

Mais depuis un certain temps, les briquettes ainsi atteintes dont les arêtes s'épaufraient restent dans le même état ; il ne se produit plus de nouvelles écailles. Il semble que la décomposition s'est arrêtée en même temps que la résistance à l'extension augmentait à nouveau.

J'indique tous ces faits sans en tirer aucune conséquence au point de vue théorique et sans pouvoir les expliquer.

Les briquettes sont placées verticalement dans des bacs en fonte, ayant une profondeur un peu supérieure à leur hauteur ; l'eau est renouvelée assez fréquemment. Dans toutes les briquettes la partie supérieure est en meilleur état que la partie inférieure. Je pense que ceci doit être attribuer au mode de remplissage et de vidange des bacs. Quoi qu'il en soit, et pour voir ce qui se passera, j'ai récemment retourné toutes les briquettes.

Quelques recherches ont été faites sur l'influence de la température ; elles ont montré que si les briquettes sont faites et conservées à une température un peu basse, la résistance est moindre surtout pendant les premiers temps ; l'effet est inverse par une température élevée. Dans ces essais, les différences de température n'ont d'ailleurs pas dépassé quelques degrés.

J'ai également recherché quelle était l'influence de la densité, mais comme le disait tout à l'heure M. Candlot, cette question est aujourd'hui sans intérêt.

Lors de la confection des mortiers, il était tenu une note exacte du poids du ciment et du volume du sable ainsi que du volume du mortier produit. Ces renseignements ont permis d'établir que, pour obtenir un mètre cube de mortier, il faut environ 1,30 de matières si l'on emploie du sable fin et un peu plus, de 1,32 à 1,40 si l'on emploie du sable de lime. La proportion est beaucoup plus constante avec le sable fin qu'avec le sable de lime ; avec ce dernier, le volume des mortiers augmente avec la richesse du dosage.

Pour faire un mètre cube de mortier à 400 kilogrammes. dosage le plus employé au Havre, il faut un mètre cube de sable et 400 kilogrammes de ciment.

Le sable fin et le sable de lime gâchés avec un peu d'eau diminuent de volume, la réduction est de 8 p. 100 du volume initial. Le ciment non tassé perd au contraire 25 p. 100 de son volume quand on le pétrit avec de l'eau.

Le béton est fait avec des galets pris sur la plage. Ces galets doivent passer en tous sens dans un anneau de 0<sup>m</sup>,06 de diamètre et ne pas passer dans un autre de 0<sup>m</sup>,02 de diamètre. Malgré leur forme ronde ces galets donnent un béton excellent car il se forme entre leur partie extérieure et le mortier une certaine réaction chimique qui fait que le mortier adhère très

fortement au galet. Les galets se cassent plutôt que de se séparer de la gange qui les entoure.

Les vides que les galets laissent entre eux atteignent de 35 à 36 p. 100 du volume total. Pour faire un mètre cube de béton, le dosage habituellement employé est de 0<sup>m</sup>,80 de galets et de 0,46 de mortier, ce qui donne 1,26 pour le volume total des matières.

M. le président remercie M. Quinette de Rochemont de sa très intéressante communication.

La séance est levée à onze heures et demie.

#### SÉANCE DU MERCREDI SOIR 11 SEPTEMBRE 1889

La séance est ouverte sous la présidence de M. Belebubski, vice-président étranger qui cède la présidence à M. Quinette de Rochemont.

La parole est à M. Candlot, qui communique au Congrès le mémoire suivant sur la détermination de la qualité des ciments et l'unification des méthodes d'essais :

Tous les matériaux de construction sont soumis à des essais divers en vue de déterminer leurs qualités. Le ciment Portland, en raison de l'importance des travaux auxquels il est destiné, a toujours été soumis à de nombreuses épreuves de réception. Malheureusement, jusqu'en ces dernières années, il n'y avait aucune règle précise à ce sujet, les cahiers des charges présentaient des exigences souvent contradictoires et qui n'étaient basées sur aucune donnée exacte. M. Guillaïn, ingénieur en chef des ponts et chaussées, a fait cesser en grande partie cet état de choses ; à la suite d'études approfondies dans lesquelles il a été secondé par M. l'ingénieur en chef Vétillart, il arriva à constituer un cahier des charges dans lequel les procédés d'essais étaient minutieusement décrits et dont les exigences étaient toutes justifiées par les résultats de nombreuses expériences. Mais ce cahier des charges ne peut être appliqué que pour une certaine catégorie de travaux ; ce sont les plus importants, à la vérité, puisqu'il s'agit de toutes les constructions à la mer, mais on ne doit pas moins souhaiter vivement que d'autres prescriptions plus générales soient établies pour tous

les travaux qui doivent être exécutés à l'eau douce ou à l'air. Il est à désirer surtout que l'on arrive à une méthode uniforme pour l'exécution des expériences et que celles-ci soient décrites bien clairement afin qu'il ne puisse y avoir aucun sujet de contestation sur les résultats.

Tout d'abord il n'est pas inutile de donner une définition exacte du ciment Portland. On désigne sous ce nom une foule de produits dont la fabrication, la composition et les propriétés diffèrent souvent d'une façon très sensible. On peut appeler d'une manière générale ciments à prise lente les matériaux hydrauliques susceptibles de faire prise sous l'eau en quelques heures et d'acquies en peu de jours une grande dureté. Mais par ciment Portland il faut entendre spécialement le résultat de la cuisson jusqu'à vitrification d'un mélange intime, en proportions constantes, de carbonate de chaux et d'argile. Il n'est pas admissible que l'on appelle portland artificiel aussi bien un ciment régulièrement dosé avant cuisson et présentant toujours la même composition, et un ciment provenant de calcaires naturels plus ou moins réguliers qui, après surcuisson sont mélangés avec des grappiers de chaux; à certains points de vue ils pourront peut-être rendre les mêmes services, mais il est indispensable d'établir une distinction et de laisser au portland son véritable caractère qui est d'être essentiellement un produit chimiquement et physiquement homogène dans toutes ses parties.

Les épreuves que l'on fait subir au ciment ont porté jusqu'à présent sur les points suivants : densité apparente, finesse de mouture, composition chimique, prise, résistance à la traction.

*Densité.* — On a attaché pendant bien longtemps une grande importance à la densité, et cependant cette épreuve était une de celles qui donnait lieu au plus grand nombre de contestations. On négligeait en effet de bien définir ce que l'on entendait par la densité d'un ciment. Quand on parle de déterminer la densité d'un ciment il faut entendre que l'on veut obtenir le poids d'un volume de ce ciment mesuré sans tassement. Or on exigeait généralement un poids déterminé du mètre cube de poudre non tassée; et comme on ne pouvait mesurer un mètre cube on prenait tantôt un litre, tantôt un hectolitre pour exécuter l'expérience, et on multipliait le résultat par 1000

ou par 10. Les expériences n'étaient nullement concordantes. Un ciment qui donne 1<sup>k</sup>,300 par exemple pour le poids du litre, ne donne pas 130 kilogrammes pour le poids de l'hectolitre mais 150 ou 160 kilogrammes, de même il ne donnerait de 110 ou 120 grammes pour le poids de 100 centimètres cubes. Dire qu'un ciment a une densité de 1, 2 ou de 1, 3 n'a donc aucune signification, il faut pour être exact, s'exprimer ainsi : tel volume de ciment mesuré sans tassement pèse tant.

Ces faits sont aujourd'hui assez connus pour qu'il soit inutile d'insister, et l'accord se fera facilement sur ce point.

Quand on verse la poudre dans la mesure il y a certaines précautions à prendre de manière à obtenir toujours le même degré de tassement. Le cahier des charges des ponts et chaussées prescrit de verser le ciment au sommet d'un plan incliné à 43° et ayant 50 centimètres de longueur; il y a moins de chance d'erreur de cette façon, mais on peut encore arriver à des écarts assez sensibles selon que l'on verse la poudre vite ou lentement. On pourrait peut-être indiquer que le litre doit être rempli dans un temps donné.

La détermination de la densité sur le ciment tel quel a un inconvénient sérieux c'est qu'elle ne renseigne que très imparfaitement sur la qualité que l'on cherche à mettre en lumière. On admet que plus un ciment est fortement cuit et plus sa densité est élevée, ce qui n'est pas absolument exact, car c'est la finesse plus ou moins grande de la poudre qui fait varier surtout la densité, et non la cuisson.

Il y a quelques années on n'attachait pas une grande importance à la finesse de mouture; comme les ciments très cuits sont difficiles à moudre le résidu sur le tamis de 5000 mailles par centimètre carré atteignait souvent 45 et 50 p. 100. La poudre avait alors une densité élevée, qui dépassait généralement 1300 grammes pour le poids du litre. Les ciments peu cuits, au contraire, se réduisent facilement en poudre et on produit alors, sans le vouloir pour ainsi dire, du ciment fin ne laissant que 25 à 30 p. 100 sur le tamis de 5000 mailles. La densité, de ce fait seul, s'abaisse de 1450 à 1200 grammes. L'importance que l'on attachait à la densité se justifiait ainsi très bien et il était logique d'admettre que les ciments légers étaient peu cuits. Aujourd'hui que la mouture fine est de règle et que, même les ciments les plus durs sont réduits en poudre assez fine pour ne

pas laisser plus de 25 à 35 p. 100 de résidu sur le tamis de 5000 mailles, on ne peut plus exiger le poids de 1300 grammes au litre; le même ciment moulu de manière à laisser 50 p. 100 sur le tamis de 5000 mailles et, donnant 1350 grammes au litre, ne donnera plus que 1200 grammes s'il est moulu de manière à ne laisser que 25 p. 100 de résidu. Depuis longtemps ce fait nous avait frappé et nous avons été amené à déterminer la densité sur le ciment passé préalablement au tamis de 5000 mailles; l'influence du résidu était ainsi écartée. Dans le cahier des charges des ponts et chaussées la densité se détermine de cette façon; mais le chiffre exigé n'est pas fixe, on fait un essai à l'usine sur du ciment choisi spécialement et le résultat trouvé est adopté comme base avec une tolérance de 100 grammes.

Nous avons reconnu depuis que même dans ces conditions l'influence de la cuisson n'était pas suffisamment mise en lumière par la densité.

Ainsi de deux ciments l'un imparfaitement cuit et l'autre très cuit, le premier donne par exemple, après tamisage, 1050 grammes et le second, dans les mêmes conditions, 1080 grammes; l'écart est insignifiant. Il n'existe une différence notable que si le ciment contient des proportions assez élevées de cendres de combustible, ou s'il est falsifié par l'introduction de matières étrangères. A cet égard la détermination de la densité peut donner, par conséquent, un renseignement utile et il faut en tenir compte. L'essai, selon nous, doit être fait conformément aux prescriptions du cahier des charges des ponts et chaussées.

En Allemagne, on fait l'épreuve de la densité en tassant le ciment à refus dans la mesure, on atteint alors des poids de 1500 à 1800 grammes au litre. Ce procédé est plus long et ne nous paraît pas présenter une plus grande exactitude.

Jusqu'à présent, on ne s'est pas occupé, autrement qu'au point de vue d'expériences spéciales, du poids spécifique des ciments. Pour le déterminer, on ne possédait pas, il est vrai, d'instrument pratique; le voluménomètre de Schumann s'emploie couramment en Allemagne; cet appareil donne de bons résultats, mais il nous a paru encore un peu difficile à manier et nous avons réalisé une autre disposition qui permet de constater facilement et rapidement le poids spécifique d'une poudre. On pourrait peut-être remplacer la détermination de la densité

apparente par celle du poids spécifique ; celle-ci présente l'avantage de pouvoir se faire sur le ciment tel quel, l'influence du résidu étant nulle, et de plus elle ne présente aucune incertitude, les résultats sont rigoureusement exacts. Le poids spécifique des ciments varie de 3,05 à 3,15 et ici encore il faut renoncer à obtenir une indication sur la cuisson ; puis à la sortie du four un ciment tout à fait incuit donne 3,10 et un ciment très cuit 3,15 ; la différence est trop faible pour qu'elle puisse donner une indication suffisamment précise. Mais l'introduction de matières étrangères dans le ciment est aussitôt décelée par la détermination du poids spécifique et, à ce titre, elle rendrait le même service que la densité apparente.

S'il s'agissait du poids spécifique, on pourrait exiger 3,05 comme minimum. Quant à la densité apparente, on se contente, comme nous l'avons dit plus haut, de constater la densité d'un échantillon type et on admet une tolérance de 100 grammes sur le résultat trouvé.

Les chiffres que l'on obtient en examinant la densité apparente sur le ciment non tamisé, ont amené à penser que tel ciment pouvait, toutes choses égales d'ailleurs, avoir une densité différente d'un ciment fabriqué dans une autre usine. Nous ne pensons pas qu'il en soit ainsi et, à finesse absolument semblable, nous sommes persuadés que tous les ciments doivent donner à très peu près les mêmes résultats. On pourrait donc adopter un poids minimum pour le litre de poudre non tassée ; l'expérience indique que ce chiffre doit être de 1 000 grammes environ.

On exigeait autrefois, et quelques cahiers des charges contiennent encore cette clause, que le résidu sur le tamis de 180 mailles au décimètre de longueur, ou de 324 mailles par centimètre carré, ne soit pas supérieur à 10 p. 100. Il n'existe pas actuellement de ciment qui ne puisse répondre largement à cette condition. On a reconnu que la finesse de mouture augmentait la qualité du ciment et les fabricants ont monté des appareils permettant de réduire les roches scorifiées en poudre assez fine pour passer complètement à travers le tamis de 324 mailles. Le cahier des charges des ponts et chaussées n'indique aucune prescription au sujet de la finesse de mouture ; il est inutile, en effet, d'imposer une finesse déterminée si l'on exige des résistances assez élevées du mortier sableux normal,



ces résistances ne pouvant être atteintes que si le ciment est assez finement moulu. Dans le cas où l'on ne ferait pas d'essais de résistance, on pourrait exiger que le résidu sur le tamis de 900 mailles par centimètre carré, ne dépassât pas 10 p. 100, et qu'il soit nul sur le tamis de 324 mailles.

*Composition chimique.* — En ce qui concerne la composition chimique, on se contentait autrefois uniquement d'imposer un maximum de 1 p. 100 pour la teneur en acide sulfurique. On a toujours beaucoup redouté en France la présence de quantité notable de sulfate de chaux dans les chaux et les ciments et surtout, pour les travaux à la mer. Nous n'avons pas à discuter ici si cette opinion est justifiée, mais comme il est rare que des ciments contiennent plus de 1 p. 100 d'acide sulfurique il n'y a pas à s'en inquiéter et on peut laisser subsister cette prescription sans inconvénient. M. Guillaud a introduit dans un cahier des charges une nouvelle clause beaucoup plus intéressante ; il a prescrit que le rapport de la silice et de l'alumine à la chaux, ne pourrait pas être inférieure à 0,44. Nous ferons observer en passant qu'il ne serait pas inutile de définir exactement l'indice d'hydraulicité. On est généralement d'accord pour ne faire entrer dans le calcul de l'indice que la silice, l'alumine et la chaux, les travaux de M. Le Chatelier ont fait voir que le fer n'avait pas d'action sur le durcissement et qu'il ne devait pas être compté avec la silice et l'alumine.

Quand l'indice d'hydraulicité d'un ciment descend au-dessous de 0,44, on peut être certain qu'il contient de la chaux libre et c'est le défaut le plus grave que puisse présenter un ciment. L'indice des ciments de bonne qualité est généralement compris entre 0,46 et 0,50.

A la vérité, l'analyse d'un ciment moulu ne renseigne pas exactement sur sa composition réelle ; on ne possède en effet aucun moyen de reconnaître dans quelles combinaisons sont engagés les éléments que l'on dose séparément. Si les pâtes destinées à la cuisson sont dosées irrégulièrement, les opérations qui suivent la cuisson, c'est-à-dire la mouture, le blutage, la mise en magasin et la reprise au moment de l'expédition peuvent remédier en apparence au défaut d'homogénéité. Aussi le service des ponts et chaussées attachant, avec raison, une importance capitale à la régularité du dosage, a-t-il pris le parti de

faire exercer un contrôle à l'usine, contrôle dont le rôle principal est de s'assurer que les pâtes sont toujours régulièrement dosées. C'est là une mesure excellente et qui constitue une garantie sérieuse, non seulement pour le service des ponts et chaussées tout entier, mais encore pour tous les consommateurs.

*Prise.* — La durée de prise du ciment, dont nous avons maintenant à nous occuper, a toujours été de toutes les conditions imposées, celle qui a présenté le plus de difficultés. C'est en effet un élément que le fabricant ne peut modifier à son gré. Les circonstances extérieures ont une telle influence sur la prise qu'il est impossible de prévoir à l'avance et, à coup sûr, quel résultat on doit obtenir. La nature de l'eau de gâchage, principalement, peut faire varier la prise dans des limites très étendues. Quand l'eau contient en dissolution certains sels sans action chimique sur la chaux, tels que le chlorure de calcium ou le sulfate de chaux, ou quand ces sels se trouvent formés par le produit d'une décomposition comme celle du sulfate de magnésie et du chlorure de magnésium qui, en présence de la chaux, donnent du sulfate de chaux et du chlorure de calcium, la prise est ralentie. Nous avons fait voir que dans ce cas la dissolution du sel qui détermine la prise, c'est-à-dire l'aluminate de chaux, est beaucoup plus lente que dans l'eau pure.

Il faut une quantité de sel assez considérable, pour que la prise soit sensiblement influencée. Ainsi l'eau de rivière, de source, de puits et d'une manière générale l'eau potable, donne des résultats absolument semblables et comparables à ceux que l'on obtient avec de l'eau distillée. L'eau de mer, au contraire, retarde beaucoup la prise parce qu'elle contient en notable proportion du sulfate de magnésie et de chlorure de magnésium. Cette circonstance a permis d'imposer pour les travaux à la mer, une durée de prise assez considérable. Le cahier des charges des ponts et chaussées demande que le début de la prise, c'est-à-dire le moment où l'aiguille Vicat ne peut plus traverser complètement le mortier, ne se produise pas avant trente minutes et que la fin de prise, c'est-à-dire le moment où l'aiguille ne laisse plus de trace, ne se manifeste pas avant trois heures. Ces conditions ont été déterminées à la suite de nombreuses expériences exécutées sur un ciment de bonne qualité. En général, un bon ciment peut, en effet, répondre à ces exi-

gences. Mais il faut bien se garder de voir dans la prise un indice de la qualité d'un ciment, principalement au point de vue de la cuisson. Contrairement à ce que l'on croit généralement, ce ne sont pas les ciments les plus cuits qui doivent prendre le plus lentement. Cette opinion pouvait être vraie autrefois, quand les ciments étaient grossièrement moulus et pour une raison analogue à celle que nous invoquions tout à l'heure au sujet de la densité. Un ciment de grosse mouture prend bien plus lentement que s'il est moulu finement, cela se conçoit sans peine. Mais actuellement, avec la mouture fine, des ciments très fortement cuits prennent tout aussi vite que s'ils avaient atteint une cuisson imparfaite.

On doit demander uniquement à l'essai de la prise une indication au point de vue de l'emploi du ciment sur le chantier. Dans les travaux à la mer, la lenteur de prise a une importance très grande et les ciments peuvent répondre en général aux exigences du cahier des charges.

Quand il s'agit d'eau douce, la difficulté est plus grande, car un ciment de très bonne qualité à tous les points de vue peut très bien prendre en dix minutes à l'eau douce. Le fabricant est impuissant à produire un ciment prenant dans un temps déterminé ; on peut bien fabriquer à coup sûr du ciment prenant rapidement, mais on ne peut pas diriger la fabrication de manière à obtenir un ciment qui fera certainement prise au bout de deux ou trois heures. Il n'y a qu'un seul moyen d'arriver à une prise lente, c'est de laisser le ciment au contact de l'air pendant assez longtemps ; mais ce procédé est peu pratique et il peut avoir des inconvénients au point de vue de la résistance.

En Allemagne, les fabricants ont tourné la difficulté en introduisant, après cuisson, du sulfate de chaux dans le ciment ; les règles pour la réception du ciment indiquent d'ailleurs que les ciments à prise lente sont ceux qui prennent en plus de deux heures. Pour la raison que nous avons exposée précédemment, on ne peut en faire autant en France. Pour obtenir une prise plus lente, on peut également arroser le ciment en rocher avant la mouture, mais ce procédé peut avoir une influence fâcheuse à certains points de vue.

Nous avons proposé l'emploi de solutions faibles de chlorure de calcium pour gâcher le mortier ; on se trouverait alors dans

le cas de l'emploi de l'eau de mer et on serait toujours assuré d'avoir une prise assez lente.

Nous dirons aussi quelques mots de l'ensilage qui est généralement préconisé pour ralentir la prise. Il y a là encore une erreur qui provient de ce que l'on confond le portland avec les ciments naturels et avec les ciments mélangés que l'on désigne à tort sous le nom de portland. Ces ciments contiennent presque toujours de la chaux non combinée; la mise en silo est alors indispensable pour assurer l'extinction de cette chaux avant l'emploi du ciment; celui-ci se modifie plus ou moins profondément pendant un séjour en silo. Avec le portland artificiel rien de semblable ne se produit; il ne contient jamais de chaux libre, à moins d'erreur de fabrication; si on le conserve pendant plusieurs mois en magasin, et en vrac, il n'éprouve aucun changement, la durée de prise reste la même; celle-ci ne se trouve ralentie que si le contact de l'air humide a été assez prolongé pour qu'une partie du ciment ait été hydratée. Le portland donne d'aussi bons résultats, qu'il soit employé peu de temps après la sortie des meules ou qu'il soit resté plusieurs mois en magasin.

Il semble donc assez difficile d'arriver à fixer une durée de prise qui permette de concilier les intérêts du consommateur et du fabricant. Mais cela tient en grande partie à la manière de procéder pour examiner la durée de prise. En effet, l'expérience consiste à gâcher le ciment pur et en pâte forme, c'est-à-dire avec 24 à 28 p. 100 d'eau; cela ne représente nullement ce qui se passe en pratique. Les mortiers les plus riches contiennent au moins une partie de sable pour une partie de ciment; il faut compter qu'un pareil mélange demande environ 18 à 20 p. 100 de son poids d'eau de gâchage. Cela fait donc pour le ciment seul, 36 à 40 p. 100 d'eau. Un mélange de 1 de ciment pour 3 de sable se gâche avec 12 à 14 p. 100 d'eau, ce qui fait 48 à 56 p. 100 d'eau du poids du ciment. La prise d'un ciment gâché avec 35 p. 100 d'eau est bien plus lente que si l'on avait employé 25 p. 100 d'eau; il n'est donc pas logique de faire l'essai de la prise sur le ciment pur gâché avec très peu d'eau. On ne peut pas déterminer bien exactement la prise d'un mélange de sable et de ciment, mais on pourrait très bien admettre que le ciment pur doit être gâché avec 30 à 35 p. 100 d'eau, c'est-à-dire en bouillie liquide; il serait possible alors d'imposer une durée de

prise assez grande, de trente minutes, par exemple ; pour le début de la prise, on pourrait admettre 10 à 15'. Même en gâchant le ciment pur avec 35 p. 100 d'eau, on est certain d'obtenir une prise plus rapide qu'avec un mélange de ciment et de sable ; le ciment pur, gâché avec une pareille quantité d'eau, rejette assez rapidement une partie de cette eau et il se tasse dans le récipient qui contient la pâte ; le mélange de sable et de ciment garde au contraire presque toute l'eau de gâchage.

*Essais de résistance.* — Nous avons à parler maintenant des essais de résistance, c'est à ces essais que l'on attache généralement le plus d'importance. Jusqu'à présent, en France, on ne s'est occupé que des résistances à la traction ; en Allemagne, en Suisse et dans d'autres pays, on fait également des essais à la compression. On sait que la section et la forme des briquettes d'essais joue un rôle important dans la résistance à la traction, M. l'ingénieur en chef Durand-Claye en a donné l'explication ; il est donc indispensable d'arriver à ce que l'on emploie partout la même forme de briquette et la même section. En général, on emploie maintenant la briquette de 5 centimètres carrés de section de rupture. Cette briquette donne de bons résultats, il y a donc lieu de s'y tenir et on doit désirer vivement qu'elle soit adoptée partout. On ne comprendrait pas que l'on persiste, par exemple, à continuer l'emploi des briquettes de 16 centimètres carrés qui, outre les difficultés d'exécution, présentent des résultats très irréguliers et exigent pour la rupture des appareils encombrants et sans précision.

En ce qui concerne la manière de confectionner les éprouvettes, on peut s'en tenir à la description du cahier des charges des ponts et chaussées ; elle est aussi complète qu'on peut le désirer ; le temps indiqué pour le gâchage du ciment pur est peut-être un peu long ; avec des ciments prenant un peu vite on n'a pas le temps de gâcher pendant cinq minutes ; trois minutes suffiraient largement, comme cela est prescrit dans les règles allemandes.

La confection des briquettes de mortier est assez délicate ; il faut que l'ouvrier soit bien exercé et consciencieux pour arriver à comprimer suffisamment le mortier dans les moules. Aussi est-il bon de pouvoir contrôler la manière dont les briquettes ont été faites ; le meilleur moyen consiste à prendre le poids

des éprouvettes. En Allemagne, on prend généralement la densité des éprouvettes et ce renseignement est indiqué en même temps que les résultats des expériences de résistance. Ce système est excellent, car la densité du mortier a une grande influence sur la résistance et les expériences ne peuvent avoir de valeur que si toutes les circonstances dans lesquelles se sont faits les essais se trouvent relatées.

On a préconisé également, pour faciliter la confection des éprouvettes et pour obtenir plus de régularité, des moyens mécaniques; c'est ainsi que l'on emploie des appareils dans lesquels un pilon frappe un nombre de coups déterminé sur le mortier. Ces procédés sont assez compliqués; nous avons essayé de confectionner les briquettes en pilonnant le mortier à la main. A cet effet le moule est surmonté d'un guide présentant en creux la même forme que la briquette et ayant 12 centimètres de hauteur; le pilon a la forme de la briquette et présente une surface un peu plus faible. Le guide est fixé par deux fourches s'introduisant dans les parties saillantes du moule; il se pose et s'enlève sans effort et sans que l'on ait besoin de toucher au moule. Cette manière de faire nous a donné de très bons résultats; l'opération est plus rapide qu'avec la spatule; il n'y a aucun tour de main et les briquettes sont comprimées bien également.

Ces essais de résistance ne peuvent pas évidemment être destinés à donner une indication sur la valeur du mortier sur le chantier, ce sont des expériences de comparaison et il est, par conséquent, absolument nécessaire de se placer toujours dans des conditions identiques; c'est pourquoi pour le mortier 1 : 3 il faut que le degré de tassement soit maximum et, pour y parvenir, la quantité d'eau de gâchage doit être aussi faible que possible. Un mortier contenant trop d'eau ne peut pas se comprimer, le degré de tassement est très variable et les vides ne sont pas répartis uniformément; le mélange lui-même ne reste pas homogène. La quantité d'eau de gâchage qui convient pour presque tous les ciments est de 10 p. 100 du poids du mélange. Dans ces conditions, le mortier comprimé doit avoir au moins une densité de 2, 10. Bien entendu, il faut prendre la précaution de ne pas laisser dessécher le mortier avant d'en prendre le poids. On pèse les briquettes, qui ont été maintenues dans un milieu humide, au moment où on vient de les sortir des moules.

Comme on le sait, la nature du sable joue un rôle considérable dans les essais de résistance des mortiers, c'est pourquoi on doit employer toujours un sable identique.

Les services des ponts et chaussées et du génie ont adopté, comme sable normal, le quartz concassé et passé aux tamis de 60 et 120 mailles par centimètre carré. Ce sable artificiel est absolument régulier et toujours identique à lui-même.

Si l'uniformité peut être réalisée en ce qui concerne la forme des briquettes et la manière de les confectionner, si principalement, on s'attache à contrôler la densité des éprouvettes, on arrivera certainement à obtenir partout des résultats comparables. On n'en sera plus réduit, comme on l'est encore trop souvent, en France, à constater des différences considérables d'un laboratoire à un autre. Quand les essais sont conduits avec méthode, on arrive à une concordance très suffisante ; c'est ce qui se passe actuellement pour le laboratoire de l'Ecole des ponts et chaussées et pour les principaux laboratoires des ponts et chaussées et du génie militaire : on doit désirer vivement qu'il en soit bientôt partout ainsi.

Il faudrait s'entendre maintenant sur les résistances à demander au ciment pur et au mortier 1 : 3.

Tout d'abord nous devons protester contre l'interprétation que l'on donne aux essais de résistance. On veut reconnaître dans l'allure du durcissement ; par exemple, un indice sur la cuisson ou sur la composition du ciment, on cherche même à préjuger d'après deux ou trois résultats la façon dont le ciment se comportera dans l'avenir. Rien n'est plus inexact, comme nous allons nous efforcer de le démontrer.

Nous nous occupons depuis cinq ans de suivre l'allure de la résistance des ciments et pour cela nous les avons placés dans différentes conditions ; c'est ainsi que sur un même échantillon de ciment nous confectionnons une série de briquettes de ciment pur gâché à l'eau douce et qui sont immergées dans l'eau douce, et une autre série de briquettes de mortier 1 : 3 également à l'eau douce. Pour deux autres séries de briquettes, l'une de ciment pur et l'autre de mortier 1 : 3, on emploie pour le gâchage de l'eau de mer et les briquettes sont conservées dans l'eau de mer. Enfin sur un grand nombre d'échantillons ces mêmes séries ont été répétées, mais les briquettes ont été conservées à l'air. Les briquettes sont rompues au bout de

sept jours, vingt-huit jours, trois mois, six mois, un an, puis tous les ans jusqu'à cinq ans.

Nous avons expérimenté de cette façon, jusqu'à ce jour 143 ciments de diverses provenances ; sur 50 d'entre eux nous possédons des résultats jusqu'à quatre années ; sur 34 autres échantillons les ruptures n'ont été constatées que jusqu'à trois ans. Nous avons groupé tous ces résultats de manière à prendre la moyenne de tous les échantillons qui présentaient la même nature ; ainsi nous avons réuni tous les ciments composés de roches choisies ; ce sont des échantillons qui se font en petites quantités et qui représentent le maximum de ce que l'on peut obtenir en fabrication. Un deuxième groupe comprend les ciments de fabrication courante moulus fixement, un troisième les ciments de fabrication courante moulus grossièrement, enfin dans un quatrième groupe, nous avons réuni les ciments de deuxième qualité.

Les briquettes de mortier des échantillons dont les résistances ont été constatées jusqu'à quatre années, ont été faites avec du sable naturel simplement passé aux tamis de 60 et 120 mailles par centimètre carré. Aussi les résultats sont-ils inférieurs à ceux que l'on obtient maintenant, avec le sable normal composé de quartz concassé et tamisé. Pour les séries de briquettes conservées à l'air, et qui ont été faites sur trente échantillons de ciments, on a employé ce même sable naturel.

Dans la deuxième série d'essais qui comprend les échantillons essayés jusqu'à trois ans, les briquettes de mortier ont été faites avec du sable normal.

Nous n'avons d'essais à la compression que sur 21 échantillons de ciment et les ruptures n'ont été constatées que jusqu'à trois ans.

Les résultats de ces essais sont consignés dans le tableau. Planche 2 et 3

D'une façon générale, on remarque que le ciment pur à l'eau douce atteint son maximum de résistance entre six mois et un an, puis il paraît rester stationnaire. Le ciment pur à l'eau de mer, après avoir donné des résistances plus élevées qu'à l'eau douce, présente une allure décroissante au bout de quelques mois, et il arrive généralement à donner des résistances assez faibles.

Nous insistons tout particulièrement sur cette différence essentielle entre les résistances des briquettes à l'eau douce et à



l'eau de mer. Presque toutes les recherches qui ont été faites en France avant ces dernières années, ont porté sur des essais faits à l'eau de mer; les résultats en ont été généralisés, et l'opinion que les ciments diminuaient de résistance au bout de quelques mois, s'est ainsi accréditée. Quand il s'agit d'essais à l'eau douce, il n'en est pas ainsi, comme nos essais le démontrent.

Les mortiers ont tous une allure croissante, mais on observe que le mortier à l'eau de mer dans le cas où il est inférieur au mortier à l'eau douce dans les premières périodes, tend à le dépasser sensiblement au bout de quelques années. Cela se remarque principalement sur les ciments fins de fabrication courante. Avec les ciments grossièrement moulus les mortiers gâchés à l'eau de mer diffèrent très peu des mortiers gâchés à l'eau douce, même dès le début; au bout de quelques années, ils leur sont notablement supérieurs. Il y a lieu de remarquer également que l'influence de la finesse de mouture sur la résistance des mortiers est beaucoup moins sensible à l'eau de mer qu'à l'eau douce. Les ciments de deuxième qualité sont ceux dont l'allure, au ciment pur, paraît la plus satisfaisante; les résistances du mortier à l'eau de mer sont plus élevées que celles du mortier à l'eau douce; cependant elles restent bien inférieures à celles des ciments fins. Mais ces ciments de deuxième qualité, par le seul fait qu'ils sont moulus finement, donnent des mortiers plus résistants que des ciments supérieurs comme qualité, mais grossièrement moulus.

Tous ces résultats, en ce qui concerne le ciment pur à l'eau douce et les mortiers à l'eau douce et à l'eau de mer, sont en résumé très satisfaisants. L'allure du ciment pur à l'eau de mer pourrait seule inspirer des inquiétudes. Il n'y a cependant aucune importance à attacher à ces résistances décroissantes, et il ne faut y voir nullement l'effet d'une altération du ciment; les briquettes ne présentent aucune trace de décomposition, l'analyse n'indique aucun changement dans la composition chimique; l'aspect physique seul s'est modifié; la cassure, au lieu d'être nette, comme cela a lieu pour les briquettes à l'eau douce, est irrégulière et rarement la rupture se produit à la plus faible section. Nous attribuons ce fait à un développement exagéré de la cristallisation. Nous avons déjà dit que l'eau de mer retardait la prise parce que la dissolution des sels qui concourent à la prise et au durcissement est plus lente que dans l'eau douce.

M. Le Chatelier a fait voir que, dans ces conditions les cristaux étaient moins nombreux et prenaient un plus grand développement; il en résulte pendant les premiers temps un accroissement de résistance; mais, par la suite, les cristaux ne trouvant plus de place à se loger, il en résulte un état de tension qui favorise la rupture, surtout quand celle-ci ne se produit pas absolument sans choc et sans torsion, comme cela a lieu même avec les meilleures machines à la traction ou à la compression. Ce développement des cristaux ne peut pas être apprécié en ce qui concerne l'aluminate et le silicate de chaux, mais il est très facile de le vérifier sur l'hydrate de chaux; les cristaux de ce sel qui atteignent rarement des dimensions appréciables dans les briquettes de ciment pur et immergées en eau douce, arrivent à avoir plusieurs millimètres dans les briquettes immergées en eau de mer. Il est rationnel de penser que pour les autres sels il en est de même.

Pour les mortiers les mêmes raisons n'existent pas, puisque les cristaux trouvent facilement à se loger dans les vides. Il est à remarquer, en outre, que les ciments qui manifestent le plus rapidement cette chute de résistance sont les ciments de première qualité moulus finement, c'est-à-dire ceux qui contiennent la plus grande proportion de sels attaquables par l'eau.

Ainsi l'opinion qu'un ciment donnant des résistances décroissantes est dangereux et pourra se décomposer par la suite, n'est pas justifiée. Quand un produit est de mauvaise qualité, les choses se passent presque toujours autrement. D'une manière générale, un ciment n'est absolument mauvais que s'il contient de la chaux libre non combinée susceptible de s'hydrater après la prise; il peut avoir par ailleurs d'autres défauts tels que prise trop rapide ou trop lente, durcissement insuffisant; mais ces inconvénients se manifestent immédiatement et ne sont pas de nature à compromettre un ouvrage dans l'avenir. La chaux en excès, seule est à redouter parce que ses effets ne se produisent quelquefois que longtemps après le gâchage et la mise en place du mortier. Au point de vue particulier des travaux à la mer, outre la chaux en excès un ciment peut, par insuffisance de cuisson, contenir, en quantité notable, de l'aluminate de chaux facilement attaqué par les sels de magnésie contenus dans l'eau de mer.

On pense généralement que si la cuisson est insuffisante, une

partie de la chaux reste en liberté; nous ne partageons pas cette manière de voir; un ciment même très peu cuit, n'ayant subi qu'une température de 1 200 à 1 300° par exemple, se comporte, une fois gâché, d'une façon différente des ciments dont la teneur en chaux est exagérée. Selon nous, la réaction de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer sur la chaux se produit en même temps que le départ de l'acide carbonique. Si l'on prend un ciment absolument incuit dans lequel l'acide carbonique a été expulsé, mais sans qu'il y ait eu le moindre commencement de vitrification, on a un composé de silicate de chaux, d'aluminate et de ferrite de chaux, ces deux sels étant en quantité prépondérante; mais il n'existe pas de chaux non combinée si le ciment est bien dosé.

Quand un ciment contient un excès de chaux, et si cet excès est assez considérable, le mortier présente des fissures au bout de très peu de temps et la résistance devient nulle, aussi bien à l'eau douce qu'à l'eau de mer. Dans le cas où l'excès est assez faible, le mortier gonfle légèrement, mais trop peu pour que l'on puisse s'en apercevoir, et les résistances qui sont alors généralement élevées restent stationnaires au bout de quelque temps.

Si le ciment est insuffisamment cuit, les résistances à l'eau douce peuvent être assez élevées dès les premiers jours, puis elles restent stationnaires, mais rien d'anormal ne se manifeste. A l'eau de mer le même fait que pour la chaux libre se produit. Si la quantité d'aluminate de chaux est assez élevée, dans le cas d'une cuisson très imparfaite, le mortier se désagrège rapidement, l'attaque par le sulfate et le chlorure de magnésium étant très énergique. Si la désagrégation ne se produit pas au bout de quelques jours, la résistance reste normale. En un mot, si la décomposition n'est pas rapide, le mortier conserve une résistance comparable à celle des produits de bonne qualité. On pourrait penser que si la résistance reste suffisante et que les briquettes ne paraissent pas s'altérer, il n'y a pas de raison pour que le ciment soit dangereux. Mais il n'en est pas ainsi; quand il s'agit de la chaux libre, les briquettes peuvent rester intactes en apparence tout en ayant subi un gonflement qui n'est pas appréciable sur d'aussi petites quantités de mortier, mais qui pourraient avoir des inconvénients dans de grandes masses. Un ciment imparfaitement cuit et résistant bien à l'eau

de mer, quand il n'est pas traversé constamment par elle, serait susceptible de se décomposer rapidement dans les ouvrages à la mer où les mortiers sont exposés presque toujours à être parcourus par l'eau.

Enfin un ciment peut se décomposer lentement à l'eau de mer et avoir malgré cela une allure de résistance satisfaisante, c'est le cas des ciments contenant un excès de chaux, mais celle-ci étant éteinte avant le gâchage. Ainsi un ciment contenant en excès 10 p. 100 de chaux éteinte, immergé à l'eau de mer, a donné les résistances suivantes : à sept jours  $34^k,5$ , à vingt-huit jours  $43^k,2$ , à un an  $47^k,2$  et à deux ans  $63^k,5$ . Cependant les briquettes présentent des traces très nettes d'altération, la surface s'écaille et les bords s'effritent.

Pour toutes les raisons que nous venons d'exposer, nous nous refusons à voir dans les variations de résistance des indices de l'altération des mortiers. Les essais sur la résistance ne peuvent donner par conséquent aucune indication précise sur la nature du ciment et il faut renoncer à y trouver une indication sur la manière dont se comportera un mortier dans l'avenir. Mais, en définitive, quand un mortier a donné de bons résultats pendant les premiers mois, à part le cas de la chaux libre ou dans les cas particuliers tels que l'emploi des ciments magnésiens ou pour les travaux à la mer, on peut être assuré qu'il ne se produira aucun accident. C'est là un avantage incontestable du ciment portland, car, même en admettant une cuisson très imparfaite, la quantité d'aluminate de chaux qu'il peut renfermer est toujours assez faible et n'est jamais suffisante pour que les causes extérieures qui ont une influence si fâcheuse sur les produits alumineux, comme les ciments prompts, puisse compromettre sa solidité.

La détermination de la résistance doit donc avoir pour seul but de constater le durcissement que le ciment peut présenter dans un temps déterminé ; la résistance à exiger doit être telle, que la sécurité des ouvrages soit largement assurée dès les premiers jours, mais il est inutile d'aller au delà. Comme le dit très bien M. Le Chatelier : Une analogie faussement établie entre les constructions métalliques et les constructions en maçonnerie fait généralement attribuer aux essais de résistance une importance tout à fait exagérée. Il est très intéressant, pour un fer que l'on fera travailler normalement à 10 kilogrammes

par millimètre carré, de savoir si sa limite d'élasticité est à 15 ou 25 kilogrammes. Mais pour un ciment auquel on ne demandera jamais un effort de 10 kilogrammes par centimètre carré à l'écrasement, qu'importe qu'il donne aux essais des résistances de 300 ou de 500 kilogrammes?

Il est des cas cependant où une résistance élevée n'est pas inutile; dans les revêtements en béton des ouvrages de fortifications, par exemple, la résistance du mortier ne sera jamais trop grande. Pour les dallages également il y aurait une grande différence entre un ciment donnant 300 kilogrammes au bout d'un mois ou un autre qui en donnerait 500.

Il est utile, par conséquent, de contrôler le degré de dureté qu'un ciment est susceptible d'acquérir, mais pour cela des essais à longues périodes sont inutiles; il suffit de constater la résistance à sept jours et à vingt-huit jours; les essais à trois mois ne paraissent en rien justifiés. Nous ne voyons pas non plus que l'on doive exiger une allure croissante de la résistance, comme cela est prescrit dans le cahier des charges des ponts et chaussées. Il est bon de ne pas demander une trop grande résistance à sept jours et une résistance plus élevée à vingt-huit jours, mais si un ciment atteint à sept jours la résistance qu'il doit avoir à vingt-huit, il ne faut y voir rien d'anormal. Les ciments peuvent donner couramment aujourd'hui 25 kilogrammes par centimètre carré au bout de sept jours et 35 kilogrammes après vingt-huit jours.

En ce qui concerne les résistances à exiger du mortier normal composé de 1 partie de ciment pour 3 de sable, nous ne pensons pas qu'il soit nécessaire d'exiger des chiffres trop élevés. Plus le ciment est fin et plus la résistance du mortier est grande; mais s'il est incontestable que la finesse de mouture améliore le ciment, il ne faudrait pas s'exagérer son importance; c'est ce que l'on fait précisément parce que l'on ne tient compte que des résultats donnés par le mortier 1 : 3, tel qu'on le fait au laboratoire. Il faut voir dans la finesse de mouture autre chose que la résistance du mortier. Quand celui-ci est riche en ciment, les vides du sable sont remplis et au delà, et la mouture plus ou moins fine n'a presque pas d'influence. Ainsi le ciment pur, qu'il soit finement ou grossièrement moulu, donne des résultats à très peu près semblables. Un ciment fin n'est réellement avantageux que pour les mortiers maigres, car alors il emplit

mieux les vides du sable, il donne un mortier plus compact, plus facile à travailler et plus liant. Quant à la résistance en elle-même, même avec un ciment assez grossièrement moulu, elle est toujours suffisante, les ouvrages faits avec de pareils ciments et ayant plus de cinquante ans d'existence le prouvent surabondamment.

Ainsi donc, bien que les ciments de bonne qualité donnent au moins 12 à 15 kilogrammes à sept jours et 20 à 25 kilogrammes à vingt-huit jours, on peut très bien se contenter d'exiger 10 kilogrammes à sept jours et de 18 à 20 kilogrammes à vingt-huit jours, dans le cas où l'on emploie de l'eau douce pour le gâchage.

Les essais à la compression donnent des résultats plus précis que les essais à la traction, parce que les éprouvettes sont plus faciles à faire et que la masse du mortier sur laquelle on opère est plus considérable. Ils permettent également de se rendre compte plus exactement de la valeur des produits. Ainsi des ciments de qualité inférieure peuvent donner à l'arrachement des résultats aussi élevés que des ciments de première qualité; la différence est au contraire très sensible à la compression. Avec les bons ciments, on peut compter que la résistance à l'écrasement est au moins dix fois celle de la traction. C'est ainsi qu'en Allemagne on demande 16 kilogrammes par centimètre carré à la traction pour le mortier 1 : 3, et 160 kilogrammes pour la résistance à la compression. Il serait à désirer que l'on s'occupât davantage, en France, des essais à l'écrasement. La détermination de l'adhérence serait également très utile.

Si nous résumons les considérations que nous venons d'énoncer, nous voyons que par la constatation de la densité ou du poids spécifique, on peut se rendre compte si le ciment n'est pas falsifié par l'introduction de matières étrangères; l'analyse peut déceler un excès de chaux ou de sulfate de chaux; la prise indique si on peut employer facilement le ciment sur le chantier; enfin par la résistance on peut apprécier l'énergie du ciment. Ces résultats à eux seuls permettent de se faire une idée suffisante du produit dont on veut connaître la qualité. Mais il peut rester cependant un doute au sujet de la chaux libre, surtout si on n'a pas le moyen de connaître la composition chimique, et même dans ce cas nous avons fait voir que si le ciment provient de pâtes irrégulières l'analyse n'a aucune valeur.

C'est alors qu'un autre essai permet de se prononcer en toute sûreté; nous voulons parler de l'épreuve à l'eau chaude.

En Allemagne, on a proposé, il y a quelques années, d'essayer les ciments à l'eau bouillante, mais dans le but de constater la résistance et d'obtenir, en quelques jours, les résultats que l'on aurait eus dans les conditions ordinaires, après plusieurs années. C'était là une prétention que l'expérience n'a pas justifiée et nous ne pensons pas que l'on puisse obtenir dans cette voie d'indication bien nette. Mais M. Le Chatelier a fait voir que l'essai à l'eau chaude à 70-80° était absolument concluant en ce qui concerne la présence de la chaux libre. En effet, des ciments contenant un excès de chaux libre assez faible pour que les briquettes ne se désagrègent pas dans l'eau douce, mais suffisant pour que sur des masses assez importantes de maçonnerie un mouvement très sensible puisse se produire, ces ciments, disions-nous, se désagrègent complètement au bout de quelques heures d'immersion dans l'eau à 70-80°. C'est donc là un moyen très simple de s'assurer qu'un ciment offre tout sécurité; si, en effet, immergé dans l'eau chaude aussitôt la prise faite, le mortier conserve sa forme et qu'on ne voie pas de fissures se produire, on peut être absolument certain que le produit est de bonne qualité et qu'il ne donnera lieu à aucun mécompte. Cet essai ne donnerait pas évidemment une garantie suffisante si, comme nous l'avons déjà fait remarquer, le ciment portland contenait une trop grande quantité d'alumine. Les ciments alumineux peuvent, en effet, tenir très bien à l'eau chaude et, malgré cela, ils sont susceptibles d'être détruits par les variations de température, les alternatives d'humidité et de sécheresse. Le portland artificiel a cela de précieux qu'étant un produit absolument défini, sa composition ne peut différer que dans des limites très étroites. L'excès de chaux seul est à craindre et, comme nous venons de le voir, rien n'est plus facile que de s'assurer qu'un ciment n'en contient pas.

Quant à l'insuffisance de cuisson qui peut très bien ne pas être mise en lumière par l'essai à l'eau chaude, nous ferons remarquer que pour tous les travaux à l'eau douce et à l'air, il n'y a pas beaucoup à s'en préoccuper. Pour les travaux à la mer le contrôle de la cuisson à l'usine donne toute garantie à cet égard.

De tout ce que nous venons d'exposer on peut conclure que

RÉSISTANCE PAR CENTIMÈTRE CARRÉ																	OBSERVATIONS			
DÉSIGNATION des CIMENTES	Poids du litre non tassé	RÉSIDU sur le tamis 324 <sup>m</sup> 900 <sup>m</sup> 5000 <sup>m</sup>	CIMENT PUR								MORTIER 1,3									
			7 jours	28 jours	3 mois	6 mois	1 an	2 ans	3 ans	4 ans	7 jours	28 jours	3 mois	6 mois	1 an	2 ans		3 ans	4 ans	
Première série.																				
I. Ciments de roches choisies. — Mou- ture fine. . . . .	1213	0	32,5	43,8	45,9	47,4	48,0	50,9	49,0	47,1	12,30	17,5	18,6	20,4	21,5	22,4	23,1	23,6	Moyenne de 20 échantillons.	
			40,5	56,7	62,0	55,3	40,1	27,5	17,7	18,5	13,8	15,8	16,5	17,8	18,5	20,2	20,1	20,9		
II. Ciments de fabri- cation courante. — Mouture fine. . . . .	1222	0	28,5	38,8	46,1	48,7	51,5	51,6	49,1	50,4	10,1	12,4	13,2	15,0	16,8	18,2	18,8	18,8	Moyenne de 14 échantillons.	
			31,3	42,7	55,5	56,1	58,5	44,9	28,3	28,8	11,0	12,2	13,4	14,3	16,1	17,2	19,1	21,0		
III. Ciments de fabri- cation courante. — Grosse mouture. . . . .	1246	6,3	18,5	41,4	27,5	40,0	49,3	52,2	53,8	40,9	30,0	32,6	7,6	9,9	11,5	12,0	12,5	14,5	16,0	Moyenne de 12 échantillons.
			17,2	24,5	32,9	38,7	44,4	47,8	44,8	48,4	4,0	7,0	9,3	10,8	12,1	13,6	12,7	16,0		
IV. Ciments de dixième qualité. . . . .	1170	0	17,9	26,9	40,2	45,4	44,6	41,0	42,4	37,2	5,6	8,7	10,9	12,8	13,6	14,6	19,2		Moyenne de 4 échantillons.	
Deuxième série.																				
I. Ciments de roches choisies. — Mou- ture fine. . . . .	1241	0	32,70	49,2	48,7	48,2	47,5	48,7	46,5	16,1	25,2	30,9	32,9	34,2	34,2	36,8	36,8	36,8	Moyenne de 13 échantillons.	
			44,2	59,6	55,3	52,7	22,1	12,9	9,6	17,6	22,5	25,0	24,5	26,2	26,7	29,3	29,3	29,3		
II. Ciments de fabri- cation courante. — Mouture fine. . . . .	1230	0	29,8	40,2	46,9	48,1	47,6	49,5	49,5	12,6	19,7	25,8	29,4	31,3	29,5	31,0	31,0	31,0	Moyenne de 18 échantillons.	
			32,9	47,0	53,9	46,5	29,5	14,1	14,3	12,6	17,7	21,6	22,8	23,4	25,8	28,2	28,2	28,2		
III. Ciments de fabri- cation courante. — Grosse mouture. . . . .	1207	5,2	15,7	38	26,6	37,6	48,5	37,9	28,5	30,8	15,8	7,5	12,8	19,1	21,7	22,9	23,0	27,4	Moyenne de 3 échantillons.	
			24,8	34,5	42,9	46,4	47,5	44,8	50,6	7,7	13,4	18,9	23,9	25,4	34,7	25,9	31,2	31,2		
Briques conser- vées à l'air. . . . .		»	25,2	34,2	40,3	50,1	55,9	58,4	56,6	10,1	14,8	22,2	27,5	30,2	31,4	36,3	36,3	36,3	Moyenne de 30 échantillons.	
		»	25,7	37,1	44,0	52,6	57,8	61,4	56,6	13,3	18,5	25,8	33,4	37,4	39,6	39,6	39,6	39,6		
Essais à la compres- sion. . . . .		»	230	385	460	596	572	613	640	90	133	166	201	208	238	250	250	250	Moyenne de 21 échantillons.	
		»	205	307	385	445	423	392	313	80	112	149	163	165	174	198	198	198		

NOTA. — Les résistances à l'eau douce sont inscrites en chiffres ordinaires et les résistances à l'eau de mer en chiffres gras.

Nota. — Les résistances à l'eau douce sont inscrites en chiffres ordinaires et les résistances à l'eau de mer en chiffres gras.



les expériences à exécuter sur un ciment pour en éprouver la qualité doivent être relatives à la densité ou au poids spécifique, à la composition chimique, à la prise à l'eau douce ou à l'eau de mer, à la résistance à la traction, enfin à l'épreuve à l'eau chaude.

Tous ces essais, à part ceux relatifs à la composition chimique et qui ne sont pas indispensables, sont faciles à exécuter et demandent une installation très peu compliquée.

Et, en définitive, on voit qu'il n'est pas bien difficile d'arriver à apprécier la qualité d'un ciment. Si nous sommes entrés dans des détails qui ont paru peut-être un peu longs, c'est que nous nous sommes efforcés de donner à chaque essai la valeur exacte qu'il doit avoir et à réduire à de justes proportions les éléments qu'il importe de mettre en lumière.

Il ne nous reste plus qu'à exprimer le vœu de voir nos propositions examinées et nous aurons atteint le but que nous poursuivons, si le faible tribut de notre expérience a pu être utile à une cause qui intéresse à la fois les consommateurs et les fabricants.

**M. LE PRÉSIDENT.** — M. Candlot vient de parler des diverses conditions dans lesquelles il faut se placer pour avoir des résultats comparables pour la résistance des briquettes. J'estime qu'il faudrait y ajouter l'obligation de se servir toujours de machines d'un même type pour déterminer la rupture. Les différences dans les casses sont, en effet, très grandes suivant le mode de fonctionnement des machines employées. Avec un même ciment et deux machines différentes, les résistances ont été de 28<sup>k</sup>, 4 et de 39 kilos pour des briquettes en ciment pur et de 16<sup>k</sup>, 47 et 23<sup>k</sup>, 44 pour des briquettes en mortier au dosage de 3 pour 1. Je crois qu'il est bon d'appeler l'attention sur ce point.

**M. BELELUBSKY.** — Il faudrait également rendre uniforme la manière de peser les charges.

**M. LE PRÉSIDENT.** — Il est un point sur lequel je ne suis pas d'accord avec M. Candlot, c'est lorsqu'il assure qu'il est suffisant de s'arrêter au début à une résistance déterminée et que, pourvu que cette résistance soit obtenue, il n'y a pas lieu de se préoccuper de la manière dont le ciment se comporte par la suite. Il arrive parfois que des ciments atteignent au bout de

sept jours des résistances considérables et qu'ils en ont une analogue ou même une plus faible après une période de vingt-huit jours; le plus souvent alors, la résistance diminue assez rapidement après un délai assez court. Il me semble donc utile que dans un cahier des charges type on stipule que la résistance doit progresser dans une certaine limite; autrement il y aurait lieu de redouter que, si la résistance augmente trop rapidement au début, elle ne tarde pas à décroître.

M. NIVET. — A la mer, les mortiers maigres sont unanimement condamnés : deviennent-ils étanches à l'eau douce ? D'après la communication de M. Candlot, le colmatage serait dû à une formation rapide de carbonate de chaux, qui comblerait les vides.

Le carbonate de chaux se forme lentement, de plus, sa production ne détermine pas d'augmentation de volume : si cela était, dans les mortiers compacts, sa formation produirait des dilatations qui les feraient éclater, ce qui n'a pas lieu avec de bons ciments.

Dans les ciments magnésiens surcuits, c'est peut-être justement à la carbonatation, qui ne commence qu'après un ou deux ans, qu'il faut attribuer les déclarations qui ont donné lieu à tant d'accidents.

Les mortiers maigres à l'eau douce ne doivent se colmater que mécaniquement, et leur étanchéité n'est pas assurée, surtout lorsque les maçonneries sont faites dans une eau très pure.

M. COIGNET. — Je crois que cette question de colmatage est une question mécanique; qu'il y a simplement un transport de certaines parties du ciment ou de la chaux qui colmatent, non pas la partie interne, mais la partie externe. J'ai vu des tuyaux en aggloméré, qui, au début, étaient poreux et qui devenaient étanches par suite de transports de la partie interne à la partie externe. Je crois donc qu'il y a là une question mécanique jouant un rôle considérable.

La parole est à M. NIVET pour parler de son appareil sur l'essai des chaux et des ciments à la traction.

M. NIVET. — Les ciments sont soumis par les divers constructeurs qui les emploient à des épreuves basées pour la plupart sur leur résistance à la traction.

Le cahier des charges des ponts et chaussées pour les travaux

à la mer prévoit que ces essais doivent se faire sur des briquettes de cinq centimètres carrés de section.

Pour les chaux on impose généralement des épreuves basées sur la vitesse de prise constatée par l'aiguille de Vicat. Ce système tend à être complété, avec raison, par des essais de rupture à la traction. En effet, pour hâter le temps de prise, certains fabricants étaient conduits à livrer après une extinction insuffisante des produits à prise rapide qui se fendillaient au bout de quelques jours.

Pensant qu'il y avait avantage pour les ingénieurs et les fabricants eux-mêmes, à multiplier et faciliter les expériences, j'ai fait construire et présente au Congrès une trousse complète d'essai des chaux et ciments, véritable appareil de chantier enfermé dans une boîte pesant de 5 à 6 kilogrammes. Cet instrument est facile à transporter, d'un maniement simple et d'un prix peu élevé.

Les appareils actuellement en usage sont ou très volumineux, ou très délicats : ils sont coûteux. Ce sont de véritables instruments de laboratoire.

La trousse que j'ai construite contient deux moules à briquettes, une aiguille de Vicat et l'appareil d'essai à la traction.

La briquette à essayer a une section de 5 centimètres carrés ; on la place horizontalement sur le fond métallique de la boîte qui sert de bâti à l'appareil (fig. 1).

Cette briquette est saisie par deux mâchoires dont l'une est actionnée par une vis. La seconde mâchoire agit sur un dynamomètre elliptique, soit pour les petites forces par compression, suivant le petit axe de l'ellipse en tendant à rapprocher les deux branches du ressort, soit par traction, suivant le grand axe pour les grandes forces.

Dans le second cas comme dans le premier, le petit axe tend à diminuer, et les deux branches du ressort, en se rapprochant, engagent une petite crémaillère dans une gaine où elle rencontre un pignon sur l'axe duquel se trouve calée une aiguille qui parcourt un cadran.

Lorsque la rupture a lieu, le ressort reprend sa position naturelle sans entraîner la crémaillère qui reste fixe ainsi que l'aiguille.

Le cadran porte une double série de divisions correspondant aux deux modes d'action.

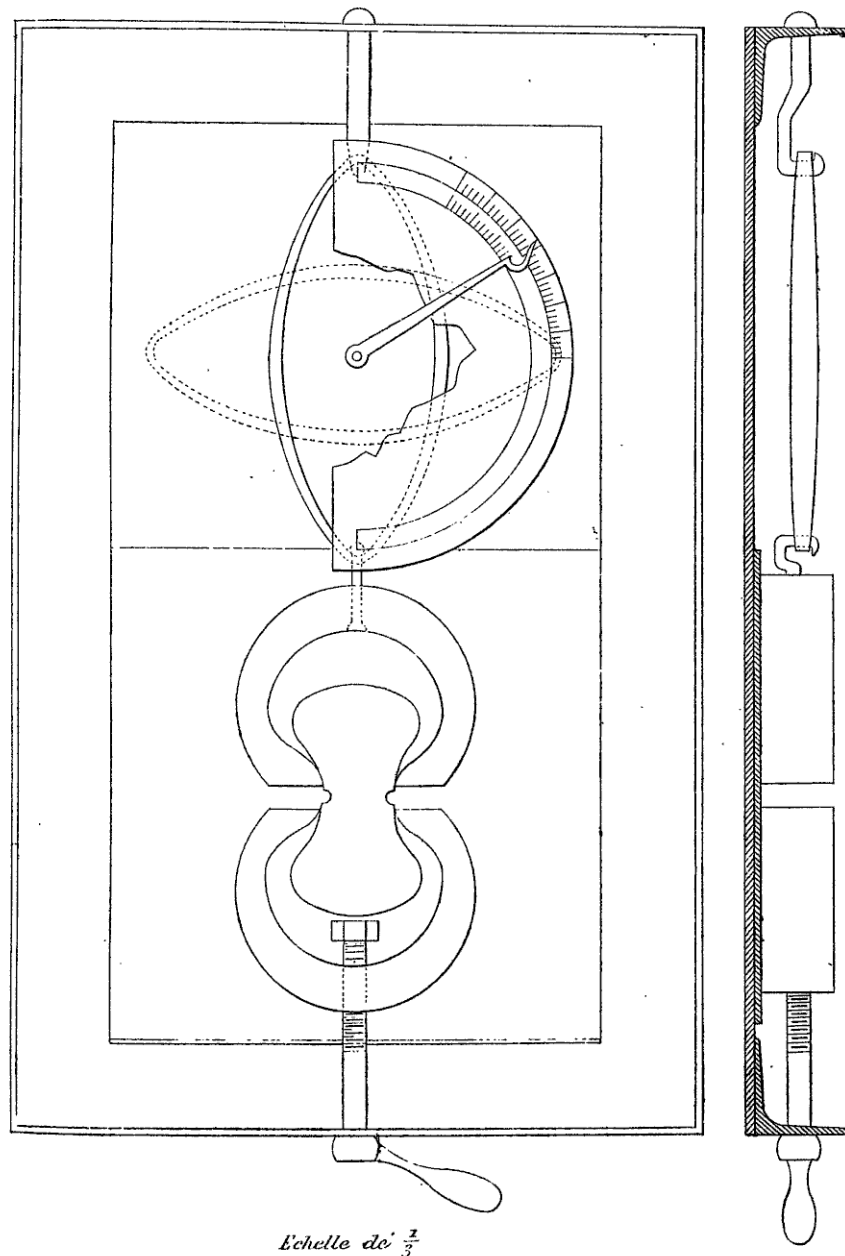


Fig. 1. — Appareil Nivel. — Essai des chaux et ciments à la traction.  
Echelle 0<sup>m</sup>,5 pour 1 mètre.

Le dynamomètre a été gradué soit directement par l'addition de poids sur un plateau, soit en faisant agir sur lui le petit levier d'un appareil de pesage.

La briquette d'essai ayant 5 centimètres carrés de section, on a inscrit en face de chaque division le cinquième du poids réel, de sorte que la lecture indique sans calcul la charge de rupture par centimètre carré.

La traction s'opère suivant l'axe de la briquette; les deux mâchoires ont un jeu suffisant pour que la briquette puisse se placer entre elles, de façon à ne subir aucun effort de flexion.

L'une des divisions indique les charges par centimètre carré de 0 à 25 kilogrammes : elle correspond à la première position du dynamomètre : dans ce cas, la pression s'exerce suivant le petit axe et est transmise au ressort par deux tiges, l'une placée dans l'axe, l'autre formant fourchette entre les branches de laquelle passe la première.

Chacune de ces tiges porte, d'un côté, un anneau qui s'accroche l'un au bâti fixe de la machine, un autre à la mâchoire. Les autres extrémités des tiges sont recourbées de façon à embrasser et rapprocher les deux branches du ressort. Lorsque la charge dépasse 25 kilogrammes sans produire la rupture on desserre la vis, on dégage le dynamomètre, et on le place dans la deuxième position à 90°. Le dynamomètre est alors pris directement à l'une des extrémités du grand axe par un crochet fixé au bâti, à l'autre par le crochet de la mâchoire. La graduation qui correspond à cette deuxième position va de 0 à 80 kilogrammes par centimètre carré.

La vis s'appuie sur le bâti par un collet dont la surface est un élément de calotte sphérique permettant un certain jeu; elle se termine à l'extérieur de la boîte par une partie carrée sur laquelle se place une manette qui sert à la manœuvrer.

Lorsque la rupture se produit, la mâchoire liée au dynamomètre devenue libre pourrait être projetée, mais elle est arrêtée par deux bornes en caoutchouc.

Cet instrument donne, de 0 à 25 kilogrammes la charge de rupture à 0<sup>re</sup>,025 près, au delà, on peut lire cette charge avec une approximation de 0<sup>re</sup>,25.

La charge est enregistrée au moment exact ou la rupture se produit, tandis que dans les appareils à écoulement de mercure ou de plomb en grenaille, une certaine quantité passe après

rupture pendant le temps de chute qui détermine la fermeture automatique.

Cette surcharge n'est pas constante, elle est proportionnée au temps de chute, qui est d'autant plus long que la charge de rupture est plus faible. Cette cause d'erreur n'existe pas dans mon appareil.

Après la description de son appareil M. Nivet procède à différents essais sous les yeux des membres du Congrès.

La parole est donnée à M. DEBRAY, ingénieur des ponts et chaussées, qui s'exprime en ces termes :

M. l'ingénieur en chef Durand-Claye vient de me donner un nouveau témoignage de sa bienveillance ordinaire, en me confiant l'honneur de vous fournir quelques explications sur les expériences que nous poursuivons au laboratoire des ponts et chaussées sur la question des chaux, ciments et mortiers.

Je vous demanderai tout d'abord la permission de lui adresser tous mes remerciements pour la mission qu'il m'a confiée.

Je vous demanderai également la permission de profiter de cette occasion, pour rendre publiquement témoignage de l'excellent concours que nous trouvons au laboratoire des ponts et chaussées chez M. Klein, chef du dépôt, que la plupart d'entre vous connaissent, et dont ils ont pu apprécier toutes les qualités, et chez son adjoint M. Gérard.

Je ne dirai rien des analyses chimiques qui se font à l'Ecole des ponts et chaussées afin d'apprécier la composition des chaux, des ciments et des mortiers qui nous sont adressés. En effet, nous n'avons rien de particulier à dire au sujet de ces analyses dont le procédé est indiqué avec tous les développements voulus dans le cours de chimie appliquée de M. Durand-Claye.

C'est à l'annexe de l'école des ponts et chaussées, qui est malheureusement située loin de l'école, 3 avenue d'Iéna, près du Trocadéro, que nous faisons toutes nos expériences des chaux, des ciments et des mortiers, à la seule exception des analyses chimiques qui se font au laboratoire de l'école.

Nous espérons que demain, après le déjeuner à la tour Eiffel et la visite de la classe 63 et du pavillon du ministère des travaux publics, quelques-uns d'entre vous, qui s'intéressent particulièrement aux questions des chaux et ciments, voudront bien, en sortant de l'Exposition, nous faire l'honneur d'une petite visite au laboratoire annexe de l'école des ponts et chaussées.

M. Durand-Claye et moi, assistés de nos collaborateurs, nous nous ferons un plaisir de leur montrer toutes nos installations et toutes nos expériences.

M. Durand-Claye vous a exposé ce matin, et M. Candlot vous a rappelé cette après-midi, les règles qui sont adoptées en France pour les essais courants du ciment portland.

Nous faisons, au laboratoire de l'école des ponts et chaussées, nos expériences du ciment portland en suivant, d'aussi près que possible, les règles qui sont fixées dans le cahier des charges des fournitures de ciment portland pour les ports de Boulogne et de Calais.

Quant aux essais des ciments à prise rapide et des chaux, nous nous inspirons des mêmes principes, avec quelques modifications résultant de la nature des produits que nous avons à expérimenter.

Je ne crois pas qu'il soit utile de retenir l'attention du Congrès sur ces expériences courantes. Il y a certainement des perfectionnements à y apporter. M. Candlot vous a présenté quelques observations à ce sujet. Si nous voulions entrer dans le détail de toutes les conditions générales des fournitures de ciment, étudier le cahier des charges pour les fournitures de ciment à prise rapide, et des chaux, il est évident que l'après-midi d'aujourd'hui n'y suffirait pas.

Nous croyons d'ailleurs que, dans ces derniers temps, on a peut-être attaché une trop grande importance aux essais des ciments à la résistance, à l'arrachement et à l'écrasement, et, sur ce point, nous nous trouvons d'accord avec M. Candlot, comme aussi avec beaucoup d'ingénieurs qui se sont occupés de cette question en France. Nous nous trouvons aussi d'accord avec les observations qui ont été présentées au Congrès de Munich. Ainsi dans le compte rendu des conférences de Munich et de Dresde, nous lisons dans les considérations générales à propos des produits hydrauliques, que comme on n'utilise pas dans les travaux publics, et à fortiori dans les travaux privés, toute la résistance que les ciments purs ou employés en mortiers peuvent présenter dans les essais à l'arrachement ou à la compression, il n'y a pas intérêt, actuellement du moins, toutes réserves faites pour l'avenir, à rechercher toujours des ciments de plus en plus résistants.

A côté de la résistance des ciments aux épreuves d'arrachement

et de compression, il y a d'autres circonstances qu'il faut considérer, par exemple la variabilité de volume et ensuite la résistance des ciments et des mortiers à l'action des milieux dans lesquels ils sont placés, soit par exemple à l'action de l'eau de mer pour les ciments employés dans les travaux maritimes.

Des accidents, qui sont survenus dans ces dernières années en France, ont appelé notre attention sur l'importance de ces observations : variabilité de volume des ciments, décomposition à l'eau de mer.

Nous avons dû, au laboratoire de l'école des ponts et chaussées, nous occuper de faire des expériences spéciales en vue d'étudier ces phénomènes et, c'est de ces expériences spéciales dont je vais vous dire un mot. Mais auparavant, je vous prierai de me permettre de vous présenter encore, comme observation de principe, ce qui n'est peut-être qu'une requête personnelle.

Souvent les ingénieurs qui ont la bonne fortune de diriger des chantiers très importants et qui peuvent se parer, à juste titre, du nom de constructeurs, ont une tendance à écarter de leurs chantiers les gens de laboratoire, les théoriciens; ils considèrent à priori que les expériences de laboratoire n'ont que des rapports plus ou moins indirects avec les circonstances des chantiers; la pratique des travaux leur semble déjà assez compliquée sans qu'ils y soient exposés à des critiques et à des observations d'un théoricien, qui, sous prétexte d'expliquer les choses, brouillerait peut-être les notions acquises.

Quand les théoriciens se présentent dans les usines pour se rendre compte de la fabrication des chaux et des ciments, ils ne sont pas non plus toujours accueillis absolument à bras ouverts; on se figure que leur visite va provoquer de nouvelles exigences de la part des administrations, et naturellement les fabricants désirent que leurs produits soient admis d'une façon courante ou avec le moins de difficultés possible.

Cependant, Messieurs, je pense que les théoriciens, tout en étant curieux, car on ne saurait être homme de laboratoire si on n'avait pas une certaine dose de curiosité, peuvent ne pas l'être assez pour être indiscrets. Aussi, permettez-moi d'exprimer le vœu que les théoriciens, les constructeurs et les usiniers continuent à vivre dorénavant comme ils vivent maintenant, c'est-à-dire en bonne harmonie en se rappelant tous le proverbe : L'union fait la force.



Messieurs, comme je vous l'ai dit, je vais vous rendre compte spécialement des expériences que nous avons faites au point de vue de la dilatation, de la variabilité de volume des chaux et des ciments, et au point de vue de la décomposition des mortiers sous l'action de l'eau de la mer.

L'attention du ministère des travaux publics français a été appelée sur la question de la variabilité de volume des ciments par des accidents qui sont survenus en divers points de la Bretagne. Nous pouvons dire maintenant le nom du ciment qui a provoqué ces accidents. C'est le ciment de Campbon.

Le ciment Campbon avait donné d'assez bons résultats dans des expériences pratiquées à Saint-Nazaire ; en expérimentant le ciment sous forme de prismes, on avait trouvé qu'il donnait des résistances très considérables et souvent même supérieures à celles du ciment portland de bonne marque, de Boulogne par exemple ; mais les expériences faites sur ces prismes qu'on rompait par flexion au moyen d'une charge appliquée au milieu de la portée, n'impliquaient pas la vérification de la mesure de la section du prisme au moment de l'essai et, on ne s'était pas aperçu au laboratoire de Saint-Nazaire, que le ciment Campbon augmentait de volume au bout d'un certain temps, d'ailleurs assez long.

Quoi qu'il en soit, l'emploi du ciment Campbon a été autorisé dans un certain nombre de travaux publics, notamment pour plusieurs ponts sur la ligne de Questembert à Ploërmel.

Nous avons rendu compte des accidents produits dans ces ouvrages, dans une note insérée en 1886 aux *Annales des Ponts et Chaussées* (1<sup>er</sup> semestre, page 845).

« Dès la fin de 1882, c'est-à-dire un an après la mise en exploitation de la ligne de Questembert à Ploërmel, on remarqua dans les voûtes de ces ponts des mouvements tout à fait anormaux : des fissures se produisaient parallèlement aux têtes ; les bandeaux de têtes étaient décollés du corps de la voûte, et celle-ci se partageait elle-même en plusieurs fragments ; la tablette du couronnement des tympans était soulevée et rejetée en dehors au droit de la clef de chacune des voûtes, et, en même temps, les culées se renversaient au-dessus de la naissance des voûtes. »

M. l'ingénieur Résal, chargé du contrôle de l'exploitation des chemins de fer d'Orléans, et qui a bien voulu nous donner des

renseignements très circonstanciés sur les accidents qui se sont produits, n'hésita pas à attribuer ces accidents à un gonflement des mortiers, à une dilatation des voûtes.

Du reste, cette dilatation des mortiers de ciment Campbon a été constatée dans divers autres ouvrages ; on l'a notamment constatée dans un pont construit par M. Résal sur le raccordement des deux gares de Nantes sur l'étier de Mauves, dans les fondations duquel on avait employé une certaine quantité de ciment Campbon. Pour l'une des culées on avait employé du ciment Campbon et pour l'autre du ciment Portland. Or, au bout d'un certain temps, on s'est aperçu que les deux culées n'étaient plus au même niveau ; l'une d'elles restait à son niveau de construction et l'autre se relevait, c'était celle dans laquelle on avait employé du ciment Campbon.

En même temps que nous nous occupions au laboratoire de l'école des ponts et chaussées de ces questions, M. Lechartier, professeur à la faculté de Rennes, avait aussi à s'occuper d'accidents survenus dans la construction d'une maison centrale à Rennes, et dont les effets les plus remarquables ont été observés dans les dallages, et voici ce qu'en disait M. Lechartier dans son rapport :

« Sous des arcades au pourtour d'une cour intérieure, le dallage en ciment de Campbon a chassé hors de l'alignement du mur de face des blocs en granit mesurant 2<sup>m</sup>,93 de longueur sur 0<sup>m</sup>,35 de hauteur et 0<sup>m</sup>,72 de largeur ; ces pierres, soulevées et déversées, ont entraîné avec elles une portion du mur en moellons, et plusieurs des piédroits en granit des arcades ont été rompus et détachés de la masse.

« Dans une cantine également dallée en ciment de Campbon, au rez-de-chaussée de la même maison, deux pierres du socle en granit ont été disjointes et déplacées d'un demi-centimètre vers l'extérieur ; le dallage, coupé en 1880 tout au pourtour, sur une largeur de 5 centimètres, s'est dilaté à tel point qu'en mai 1884 les saignées étaient presque complètement bouchées.

« Voici enfin un dernier fait qui se rattache directement aux travaux publics.

« Le ciment de Campbon a été employé concurremment avec du ciment de Boulogne dans la construction des petites voûtes en briques qui réunissent les poutres d'un pont en fer établi

par les soins du service vicinal sur la Scène, entre Donges et Savenay (Loire-Inférieure). Dans la moitié droite du pont, où l'on a fait usage de ciment de Boulogne, les voûtes sont parfaitement intactes et leurs joints se conservent en bon état; tandis que, dans la moitié gauche, le mortier en ciment de Campbon qui réunit les briques, a subi des dilatations et des mouvements d'expansion tels qu'il s'est produit des fissures dans les maçonneries, un soulèvement des voûtes et un renversement des bords du trottoir. »

Je dois d'ailleurs dire immédiatement que la France n'a pas le monopole de ces accidents. Je trouve, par exemple, dans le compte rendu de la réunion de l'association des fabricants de ciment allemands qui a été tenue au mois de février dernier, un rapport fort intéressant de M. Dyckerhoff, un des grands fabricants de ciment de l'Allemagne, sur des accidents de dilatation de mortiers de ciment qui se sont produits en Allemagne, notamment au palais de justice de Cassel.

Les analyses faites à l'école des ponts et chaussées sur divers échantillons de ciment Campbon, notamment sur des échantillons qui avaient figuré à l'Exposition en 1878, avaient démontré que le ciment Campbon contenait des doses considérables de magnésie. Suivant les analyses, on avait trouvé des doses variant de 16 à 28, 15 p. 100, ce qui avait motivé de la part de M. l'ingénieur en chef Durand-Claye des réserves formelles.

Ces analyses ont été vérifiées du reste par les analyses de mortiers provenant des ouvrages de la ligne de Questembert à Ploërmel. Elles ont été vérifiées aussi dans les analyses faites par M. Lechartier sur des échantillons pris à la maison centrale de Rennes.

Nous avons pensé, M. Durand-Claye et moi, que les phénomènes constatés provenaient de la présence de la magnésie et nous avons fait une série d'expériences sur lesquelles je n'insiste pas.

Pour voir si des pâtes de ciment de Boulogne mélangées avec de la magnésie calcinée donnaient lieu à des phénomènes de gonflement, nous avons d'abord introduit des pâtes du mélange dans de petits tubes de verre; nous avons constaté qu'au bout d'un certain temps ces tubes se fissaient par suite de la dilatation des pâtes de ciments magnésiens.

A la suite de ces expériences, nous avons voulu examiner

spécialement et pouvoir apprécier l'influence de la dilatation qui se produirait dans les pâtes de ciment portland. Pour cela, nous avons adopté un système assez simple qui pourrait être imité facilement dans les laboratoires des services des ponts et chaussées. Ce système a été combiné par M. Klein. Voici en quoi il consiste :

On fait, avec des précautions particulières, des baguettes rectangulaires de ciment qui ont une longueur d'environ 0<sup>m</sup>,80 ; lorsqu'elles ont fait prise et qu'elles offrent déjà une certaine résistance, on lime avec précaution une des extrémités de chaque baguette, de façon à déterminer un arrondi ; à l'autre extrémité, on perce un petit trou dans lequel on introduit une goupille en cuivre qui est scellée avec du ciment de même nature que celui qu'on expérimente.

On prend d'autre part un tube présentant un diamètre supérieur à la diagonale de la baguette ; ce tube en verre est fermé à sa partie inférieure, il porte un petit ajutage qu'on peut fermer ou ouvrir à volonté ; à la partie supérieure du tube on a scellé une douille en cuivre qui tient d'une part un talon également en cuivre, s'élevant un peu au-dessus du niveau de la douille, et, d'autre part, un secteur en zinc recouvert d'une feuille de papier. A l'extrémité de la douille, au talon, on fixe invariablement une aiguille *qui est un simple morceau de zinc*.

On introduit alors la baguette de ciment dans le tube en verre en ayant soin d'agir avec précaution, de façon à ne pas casser le tube ni la baguette et l'on fixe, au moyen d'une petite goupille en cuivre, le piston qui surmonte la baguette à l'extrémité de l'aiguille.

On a pris ici des dimensions telles que la longueur totale de l'aiguille soit dix fois la longueur comprise entre la partie fixe est la partie susceptible de s'élever si la baguette a un mouvement de dilatation.

L'appareil étant ainsi préparé, on peut le placer le long d'un mur. On verse périodiquement soit de l'eau douce, soit de l'eau avec du sulfate de magnésie si on veut déterminer l'action de l'eau de la mer, et périodiquement on va constater le mouvement de l'aiguille qui, au fur et à mesure que la baguette s'allonge, se déplace sur le secteur et peut parcourir un espace plus ou moins considérable.

Nous avons rendu compte d'une partie de ces expériences

dans un numéro des *Annales des Ponts et Chaussées* de 1888 et dans un rapport lu la séance de la commission, le 24 novembre 1888, et enfin nous y sommes revenus dans notre rapport lu à la séance du 5 juin 1889 et que nous avons eu l'avantage de vous distribuer.

Si vous voulez bien vous reporter aux pages 18 et 19 de ce dernier rapport, vous verrez des courbes qui représentent les allongements constatés dans les baguettes dont l'une est en ciment de Boulogne d'une très bonne marque, qui pur donnerait de bons résultats, mais que nous avons additionné de 25 p. 100 de magnésie.

L'extrémité de l'aiguille, du 9 juin 1886 au 24 juin 1888, a parcouru tout le secteur, ce qui correspond à un développement de 208 millimètres et par conséquent à un allongement réel de  $20^{\text{mm}} 8$  pour une longueur de  $0^{\text{m}}, 80$ . L'appareil a été remis au 0 le 24 juin 1888, après qu'on a eu rogné un peu l'extrémité inférieure de la baguette. La courbe vous indique les mouvements produits depuis cette époque, ses ordonnées ayant été amplifiées pour correspondre à une longueur de 1 mètre.

Vous voyez que dans ces conditions, comme du reste les courbes vous le montrent, les phénomènes de dilatation sont fort appréciables.

Voici une baguette de ciment Campbon faite avec un reste de ciment Campbon, que nous avons rapporté de l'Exposition de 1878.

La courbe inférieure des pages 18 et 19 montre les allongements de cette baguette, mais je dois présenter une observation : ces allongements ne représentent pas complètement toute la dilatation de la baguette. En effet, lorsqu'on fait ces expériences, il arrive que l'eau que l'on met dans les tubes dissout toujours une certaine quantité de chaux; il se forme le long des parois une petite pellicule de carbonate de chaux qui empêche de voir la baguette.

Après avoir fait nos expériences jusqu'au mois de juin dernier, nous avons pensé qu'il pourrait être intéressant d'exposer cette baguette à l'Exposition. Nous avons alors démonté l'appareil pour nettoyer le tube et nous avons retiré la baguette; mais, en la retirant, nous nous sommes aperçus qu'elle était loin d'être rectiligne; elle a pris des mouvements de torsion considérables, de sorte que l'allongement que nous avons

mesuré ne représente pas, tant s'en faut, toute la dilatation du ciment Campbon.

Du reste, voici une autre baguette du même ciment Campbon que nous avons préparée un peu différemment et qui a aussi manifesté des dilatations considérables; il y a eu un allongement total de 16 millimètres du 9 avril 1886 au 14 juillet 1889. Cette baguette est complètement fissurée.

Ces expériences montrent que les ciments magnésiens sont susceptibles de se dilater dans une très grande mesure.

Il n'y a pas du reste que les ciments magnésiens qui se dilatent de cette façon. Nous avons trouvé quelques ciments portlands ne contenant pas de magnésie, mais contenant un excès de chaux, dont l'indice d'hydraulicité était inférieur à 0,44 et qui présentait aussi des phénomènes de dilatation assez considérables.

Pour quelques échantillons, nos expériences ont été faites directement sur des baguettes de 1 mètre de longueur. Au moment de la confection de la baguette on mettait aux extrémités deux petits repères en cuivre et périodiquement on venait mesurer la longueur entre les deux repères. Nous avons constaté que certaines baguettes de ciment se dilataient d'une façon considérable en même temps que le ciment se tordait. Nous avons aussi voulu faire des expériences sur des baguettes de ciment de plus petite longueur, de 0<sup>m</sup>,20, que nous avons mises dans de l'eau chaude, de façon à activer le phénomène de la dilatation.

Comme nous le disons à la page 4 de notre rapport du 5 juin 1889, nous avons trouvé par exemple que deux ciments portant les numéros de laboratoire 3853 et 3867 de même provenance que des échantillons déjà douteux, nous avaient donné des allongements considérables à raison de 25<sup>mm</sup>,8 et 25<sup>mm</sup>,2 au bout de quarante-huit heures.

L'un de ces ciments, n° 3853, a été soumis à des essais de filtration au sulfate de magnésie, qui ont donné des résultats désastreux.

Nous ne faisons pas en effet les expériences d'allongement des baguettes spécialement pour mesurer l'allongement de ces baguettes de ciment, mais nous pensons qu'il y a une certaine corrélation entre l'activité de dilatation des baguettes de ciment et l'activité de décomposition des mortiers de ces ciments, lorsqu'ils sont soumis à des filtrations de sulfate de magnésie.

Vous pouvez le voir par les chiffres donnés au tableau 3 *bis*, qui se trouve aux pages 26 et 27.

Ces ciments avaient donné de bons résultats comme finesse de mouture, comme poids du litre non tassé, comme prise (prise cependant un peu rapide) et enfin comme résistance aussi bien à l'arrachement qu'à l'écrasement.

Ainsi, le ciment n° 3853 avait donné :

Au bout de 7 jours	28,83	} pour des briquettes en ciment pur.
— 28	44,37	
— 84	46,60	

et 13,47 ; 19,03, et 22,37 pour des briquettes en mortier.

Peut-être y aurait-il quelque intérêt à ce que ces expériences sur la dilatation des ciments soient poursuivies dans d'autres laboratoires que celui de l'école des ponts et chaussées. Nous pensons qu'il n'y aurait aucune difficulté à les appliquer par exemple au laboratoire des ponts et chaussées de Boulogne et successivement, dans d'autres laboratoires français et étrangers.

En outre des courbes des pages 18 et 19, nous avons donné pages 22 et 23 des tableaux indiquant les dilatations des divers ciments. Les indications sur la composition chimique de ces ciments se trouvent aux pages 26 et 27. On peut faire des rapprochements utiles entre la composition chimique et la dilatation des pâtes de ciment genre portland, notamment pour les ciments n° 3848 et 3853.

Nos expériences sur la décomposition des mortiers par des filtrations de sulfate de magnésie ont été amenées par des accidents très regrettables qui se sont produits dans divers ports français.

Nous avons eu en particulier, à rechercher quelles pouvaient être les causes des phénomènes qui s'étaient produits dans des constructions faites dans un système particulier, avec ce qu'on appelle du béton de sable, c'est-à-dire un mortier dans lequel il y avait 1 de ciment pour 7 de sable, ou 200 kilogrammes de ciment pour 1 mètre cube de sable.

Pour que nous puissions faire les expériences, on nous a envoyé du port où s'était produit l'accident des cubes de mortier de 0<sup>m</sup>,20 environ de côté. On avait fait des expériences dans le port en immergeant de ces blocs dans des bassins. Nous

avons pensé qu'il y aurait intérêt à voir ce qui arriverait si on les soumettait à des *filtrations* latérales de sulfate de magnésie. Nous avons alors fait l'installation suivante : nous avons mis ces blocs de 0,20 dans des cuves présentant une longueur un peu plus grande, et nous avons constitué un joint étanche, soit avec du ciment, soit plutôt avec de la cire à modeler, nous constituons ainsi sur une des faces du cube un réservoir dans lequel nous pouvons mettre une dissolution de sulfate de magnésie à tel dosage que nous jugeons convenable. La partie antérieure du bassin est vide et l'eau qui peut s'écouler de la partie postérieure sur la partie antérieure peut être recueillie dans des récipients quelconques placés devant chaque bassin.

Nous avons constaté tout de suite que, lorsqu'on soumettait ces blocs de béton de ciment à des filtrations de sulfate de magnésie, il arrivait, au bout d'un certain temps, que ces blocs se décomposaient; il se produisait des fissures, et l'écoulement d'eau qui avait d'abord diminué depuis la mise en expérience, prenait tout à coup des proportions considérables. Quelquefois ces fissures étaient assez difficiles à voir, mais en démontant les blocs, on s'en apercevait facilement.

Voici un bloc qui a été soumis à ses filtrations de sulfate de magnésie, et qui à la partie postérieure présente des fissures très apparentes. Ce n'est pas cependant un de nos plus beaux blocs, mais les premiers blocs qui nous avaient donné des résultats très beaux, au point de vue des expériences ont été démolis pour en faire l'analyse chimique. Je regrette de ne pas pouvoir vous les présenter.

A propos de ces expériences, je vous dirai que pour guider l'eau qui s'écoule à travers les blocs, nous mettons un bout de corde dans le tuyau antérieur de l'appareil afin de conduire l'eau dans le récipient placé en contre-bas, pour la recueillir. Nous avons constaté que l'eau, en circulant dans les blocs de mortier entraîne de la chaux qui se trouve dans le mortier. Ainsi vous pourrez voir demain à notre laboratoire un certain nombre de ficelles qui se sont recouvertes de couches concentriques de carbonate de chaux. Nous avons ainsi obtenu de véritables stalactites.

Ce système d'expériences est assez facile lorsqu'on peut se procurer des blocs dans des constructions faites en grand,



mais si l'on veut faire des expériences de laboratoire, la confection de blocs de 0<sup>m</sup>,20 de côté n'est pas sans présenter quelques petites difficultés de pilonnage, on consomme énormément de matière et de temps et le nombre des expériences se trouve très réduit.

Dans une note qui a été insérée aussi aux *Annales des Ponts et chaussées* en 1888, nous avons rendu compte des différents tâtonnements, faits en vue de trouver une forme d'expériences plus simple. Je n'y reviendrai que pour vous signaler une expérience que nous avons faite au point de vue de l'influence que la proportion d'eau de gâchage pouvait avoir sur la perméabilité des mortiers.

Nous avons trouvé que pour chaque composition de mortier il y a un dosage d'eau convenable pour obtenir le mortier le plus étanche.

Dans les mêmes conditions de pilonnage, si l'on emploie plus d'eau ou moins d'eau, le mortier est plus perméable que lorsqu'on emploie la dose d'eau qu'on peut déterminer rigoureusement.

Ces expériences ont été, du reste, renouvelées ou faites en même temps que dans notre laboratoire, dans divers autres laboratoires, notamment dans celui de Boulogne, placé alors sous la direction M. l'ingénieur Monmerqué et on a trouvé des résultats à peu près semblables partout.

Lorsqu'on soumet des blocs à des filtrations, on conçoit que ces blocs laissent filtrer d'abord une grande quantité d'eau ; peu à peu cette quantité d'eau diminue et, suivant une expression généralement adoptée, les blocs se colmatent. Lorsqu'on fait faire des filtrations d'eau douce, le colmatage se continue. Lorsqu'on fait au contraire des filtrations de sulfate de magnésie et d'eau de mer, il arrive un moment où l'eau, ayant décomposé le bloc, il se produit une fissure et les filtrations deviennent encore plus abondantes.

Nous faisons maintenant un assez grand nombre d'expériences au moyen d'un système beaucoup plus simple : nous prenons tout simplement deux petits cubes de 0<sup>m</sup>,07, de côté, que nous fabriquons comme on fabrique les cubes qui servent pour les essais à la compression et nous scellons à la partie supérieur, au moyen de ciment, des tubes en verre que nous appliquons purement et simplement sur la face supérieure. Nous

arrivons ainsi à constituer un système très simple. Dans le tube en verre nous mettons tous les matins, soit de l'eau douce, soit une dissolution de sulfate de magnésie à différents dosages. Nous pouvons mesurer la perméabilité en constatant le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau s'abaisse dans le tube entre deux divisions déterminées et nous voyons les phénomènes qui peuvent se produire au bout d'un temps plus ou moins long.

Ces expériences se poursuivent dans divers laboratoires. On a un système à peu près analogue, au laboratoire des ponts et chaussées de Boulogne, sous la direction de M. l'ingénieur en chef Vetillart et sous la surveillance immédiate de M. Féret; seulement les tubes en verre sont placés dans les cubes de mortier au lieu d'être simplement appliqués à la partie supérieure. Du reste il n'est pas difficile d'imaginer des systèmes qui, pour être basés sur le même principe, peuvent présenter quelques différences.

Nous avons fait aussi un certain nombre d'expériences avec un type particulier de blocs de mortier. Ce type a été imaginé par M. l'ingénieur en chef Alexandre, du port de Dieppe, et a été simplifié et perfectionné par M. Candlot, dont nous avons entendu diverses communications. Il consiste à faire, en pilonnant du mortier dans des moules préparés, des bouteilles présentant au centre une certaine cavité; alors dans ces cavités on introduit un tube de verre qui est muni d'une petite bague en caoutchouc. La conicité de la cavité, le diamètre du tube et l'épaisseur de la bouteille sont déterminés de façon à ce qu'on arrive à avoir un joint à peu près étanche.

Le tube est enfoncé d'une certaine quantité et s'élève par exemple de 0<sup>m</sup>,20 au-dessus de la paroi supérieure de la bouteille.

Lorsque le tube est ainsi placé, on fait un joint, on termine le joint au moyen d'un mastic de ciment et au bout d'un certain temps, — un jour ou deux — on peut mettre ce cube en expérience en mettant périodiquement, tous les matins, par exemple, de l'eau dans le tube et alors cette eau s'écoule successivement en traversant le mortier.

On constate d'abord que les filtrations sont très abondantes, puis elles se réduisent et il arrive un moment, où, si l'on emploie du sulfate de magnésie, le bloc se décompose.

Nous avons fait diverses expériences dont vous trouverez le détail dans notre rapport lu à la séance du 5 juin dernier de la commission des ciments. Je vous demanderai pour ne pas abuser de vos instants, la permission de vous renvoyer à cette brochure<sup>1</sup>.

Voilà, messieurs, les expériences qui sont les plus intéressantes de celles que nous produisons au laboratoire de l'école des ponts et chaussées. Sur tous les autres points, sur ceux-là mêmes, nous avons des émules qui font aussi bien que nous, mieux que nous-mêmes quelquefois, et dont nous serons toujours très aises d'avoir les excellents avis lorsqu'ils voudront bien nous faire visite à notre laboratoire.

M. DURAND-CLAYE, ingénieur en chef des ponts et chaussées, prend ensuite la parole pour compléter la communication de M. Debray par quelques renseignements sur la manière dont se font les expériences et surtout l'explication des phénomènes qui se passent dans les essais.

Ce que je vais vous dire, Messieurs, n'est pas neuf. J'ai publié dans les *Annales des ponts et chaussées*, l'année dernière, un mémoire sur les essais des matériaux. Il y a très longtemps, il y a bientôt vingt-cinq ans, que je fais des expériences de diverses natures sur des matériaux, notamment sur les ciments, et j'ai été appelé à observer, comme tous les expérimentateurs, du reste, certains phénomènes dont j'ai tâché de trouver l'explication.

M. Quinette de Rochemont a eu soin de faire observer que, si la résistance à la traction des échantillons dont il a parlé, paraissaient au premier abord très faible, cela provenait de ce que les expériences avaient été faites sur des briquettes de 16 centimètres carrés de section et de forme défectueuse, et il a ajouté qu'avec ces briquettes-là on obtient des résistances à la traction qui sont beaucoup moindres — dans le rapport de 1 à 1,5 — que celles obtenues sur la même matière avec des petites briquettes.

Il y a là quelque chose qui, au premier abord, paraît inexplicable. J'ai été conduit justement à étudier cette question, qui est très simple. Je vous demande la permission de la résumer en quelques mots.

<sup>1</sup> Ministère des travaux publics. — Commission des ciments. — Documents lus à la séance du 5 juin 1889.

On ne se rend pas toujours compte que, lorsqu'on prend des briquettes et qu'on les place dans un double T serré par des mâchoires, ces mâchoires n'appuient que par quatre points sur les ailes des briquettes.

On tire sur les mâchoires jusqu'à ce que la briquette se rompe, et on dit, il y a un poids  $P$  qui a fait rompre la briquette; celle-ci a une section  $S$ , donc  $\frac{P}{S}$  représente la résistance de la matière à la traction.

Ce résultat n'est pas exact, par ce fait que les efforts qui agissent sur les briquettes sont placés en quatre points isolés; la tension ne se répartit pas uniformément sur la section; il y a des parties plus tendues les unes que les autres.

Ce phénomène est facile à mettre en évidence de la manière suivante : j'ai fait faire des briquettes en caoutchouc sur lesquelles on trace des traits horizontaux et on les soumet à l'action de la machine; ces traits horizontaux se courbent, ce qui indique que la tension sur l'axe est moindre que la tension sur les bords.

Il en résulte qu'au moment où la rupture se produit, la tension qui a lieu sur l'axe de la briquette est moindre que celle qui a lieu sur les bords; or, ce qui fait que la rupture se produit, ce n'est pas parce qu'il y a, sur l'ensemble de la section, une tension moyenne de tant, c'est parce qu'à l'endroit où la tension est maxima on a atteint la limite de résistance de la matière; par conséquent, une briquette se rompt, non pas parce que la pression moyenne  $\frac{P}{S}$  atteint dans la section une certaine valeur, mais parce qu'en un point déterminé sur le bord de la briquette, la limite de résistance de la matière se trouve atteinte.

Il est facile d'évaluer la relation qu'il y a entre la tension moyenne et la tension sur le bord. On trouve que si on appelle  $r$  la tension au milieu,  $R$  la tension limite sur le bord, la tension moyenne

$$\frac{P}{S} = \frac{R + 2r}{3}$$

Par conséquent, la tension moyenne  $\frac{P}{S}$  est inférieure à la limite de résistance de la matière,  $r$  étant plus petit que  $R$ .

Il est facile d'expliquer maintenant comme quoi, lorsqu'il y

a de grandes sections, on arrive à des résultats moindres que lorsque les briquettes sont de plus petite dimension.

Supposons en effet deux briquettes, l'une plus grande que l'autre, et représentons par des ordonnées les tensions qui se produisent lorsqu'on les soumet à la traction.

Au moment de la rupture, on aura sur le contour de chacune des briquettes, précisément la limite de résistance de la matière qui est la même pour toutes les deux.

Il est facile de voir que pour la plus large briquette la courbe descendra moins que pour la plus étroite et que, par conséquent, la tension au milieu sera plus grande sur la petite briquette que sur la grande. La formule  $\frac{R + 2r}{3}$  donnera une tension moyenne plus grande pour la plus petite briquette.

Cela indique la supériorité des petites sections sur les grandes au point de vue des nombres obtenus pour la résistance à la traction.

C'est pour cela qu'on admet maintenant, qu'il est nécessaire, pour avoir des résultats comparables, d'employer toujours des briquettes exactement semblables; malheureusement les anciennes briquettes sont faites avec des moules de dimensions différentes de ceux employés aujourd'hui et les résultats obtenus ne sont pas toujours comparables.

Un autre phénomène qui a attiré mon attention depuis longtemps, c'est la différence qu'on obtient lorsqu'on cherche à déterminer la résistance à la traction des matériaux au moyen de ces briquettes, ou lorsqu'on cherche au moyen de barres maintenues sur deux appuis et qu'on charge au milieu de façon à obtenir la rupture par flexion.

Dans cette dernière expérience, il se produit une flèche; la pièce fléchit jusqu'à ce qu'elle se rompe par la charge qu'on a mise dessus.

Une fois qu'on connaît le poids qui a produit la rupture, on est disposé à appliquer la formule ordinaire de l'élasticité, c'est qu'en appelant  $R$  la résistance de la matière au moment de la rupture, en désignant par  $b$  la largeur, par  $h$  la hauteur du prisme, et par  $M$  le moment des forces extérieures on a

$$\frac{Rbh^3}{6} = M$$

De cette formule on peut déduire la valeur de la résistance  $R$ .

Cette résistance n'est pas du tout la même que celle obtenue par traction directe. Nous avons vu tout à l'heure qu'on obtenait par la traction un résultat inférieur à la résistance de la matière; ici, au contraire, on obtient un résultat qui est au-dessus; de sorte que, si on compare les deux nombres obtenus, ces deux nombres, qui devraient être les mêmes, diffèrent dans une proportion énorme.

Dans des expériences que j'ai faites en 1877 sur un grand nombre de matériaux, plâtre, ciment, mortier, chaux, briques, que M. Muller avait fabriquées spécialement pour ces essais, le rapport était de 1 à 3, c'est-à-dire que la formule, appliquée à la rupture par flexion, donnait des nombres trois fois plus grands que le rapport  $\frac{P}{S}$  obtenu par traction directe.

Dans ces derniers temps, j'ai fait un grand nombre d'expériences sur les ciments, et le rapport entre ces deux nombres n'était pas aussi élevé; il n'était en moyenne que de 1,84. Cette différence tient probablement à ce que, à l'époque des premières expériences, nous nous servions des grosses briquettes de 16 centimètres carrés de section, et de forme vicieuse et que nous exagérions ainsi encore les résultats.

J'ai dit que la seconde méthode donnait un nombre supérieur à la réalité. Rien jusqu'à présent ne l'indique; nous ne savons pas si nous sommes en dessus ou en dessous. Pour arriver à le savoir, j'ai fait un certain nombre d'expériences.

Lorsqu'on soumet des barres à la flexion, tout le monde sait que tant qu'on reste dans les limites d'élasticité de la matière, les flèches qui se produisent sont proportionnelles à la charge, mais si on dépasse la limite d'élasticité, la flèche croît plus rapidement que la charge.

Il s'agissait de savoir si dans les matériaux tels que les ciments, les pierres, les briques etc..., qui cassent brusquement, il y avait une limite d'élasticité, et si les flèches croissaient plus vite que les charges.

Pour cela il fallait étudier la manière dont s'allongent les fibres, pour ainsi dire, de ces prismes sous la charge, c'est-à-dire étudier la loi qui réunit les tensions aux charges.

Malheureusement il est très difficile de s'en rendre compte directement. Dans une pièce fléchie, la partie supérieure est soumise à la compression et la partie inférieure à la tension.

Pour la compression on pouvait espérer arriver à savoir

quelle compression subit la matière sous des charges données parce que ces matériaux-là supportent des charges assez considérables. Et, en effet, j'y suis arrivé grâce à un dispositif que vous avez ici sous les yeux, établi par M. Klein, chef du dépôt de l'école des ponts et chaussées, toujours si habile pour ces dispositions d'expériences.

Voici, par exemple, un bloc de marbre ; il y a deux collerettes fixées par des vis à un intervalle déterminé d'avance, qui est de  $0^m, 125$ , soit  $1/8$  de mètre, en sorte que les variations de longueur du prisme entre les deux collerettes doivent être multipliées par 8 pour être rapportées au mètre linéaire.

Une petite tige métallique, dont la longueur peut varier légèrement grâce à un manchon fileté qui l'entoure en partie, est appuyée d'une part contre la collerette supérieure, d'autre part sur le levier d'un appareil micrométrique adapté à la collerette inférieure. Ce levier fait mouvoir, au moyen d'engrenages, une aiguille dont la pointe parcourt un cadran divisé de façon que chaque division parcourue correspond à un abaissement de  $\frac{1}{100}$  de millimètre de la pointe de la tige.

Quand la charge est suffisante pour rapprocher les deux collerettes de cet intervalle de  $\frac{1}{100}$  de millimètre, l'aiguille avance d'une division.

On peut observer les dixièmes de ces divisions de façon qu'on obtient des millièmes de millimètre et l'on peut se rendre compte de la quantité dont se comprime un bloc semblable à celui que vous avez sous les yeux.

Pour la traction, il ne fallait pas songer à obtenir des résultats de cette manière, attendu que tous les matériaux résistent infiniment moins à la traction qu'à la compression. J'ai eu recours à un procédé indirect, qui consiste à mesurer les flèches d'une barre posée sur deux appuis et supportant des charges données.

Encore, grâce au concours de M. Klein, j'ai pu installer un appareil extrêmement simple.

On place la barre sur deux appuis séparés par un intervalle de 1 mètre. Sur le milieu de la barre on place une petite tige qui soutient une aiguille articulée à une distance fixée au  $\frac{1}{50}$  de sa longueur totale, c'est-à-dire que les déplacements de la pointe de l'aiguille sont cinquante fois plus grands que ceux

de la pointe de la petite tige et par suite que les variations de la flèche de la barre.

La pointe de l'aiguille entraîne un fil vertical enroulé sur une poulie et portant un contrepoids qui en maintient la tension. A ce fil est adaptée une petite branche horizontale à laquelle est fixée une plume Richard.

La torsion du fil applique la pointe de la plume contre un cylindre vertical mu par un mouvement d'horlogerie, sur lequel on colle une feuille de papier.

Au milieu de la barre on suspend un grand seau dans lequel on fait arriver, par un robinet convenablement réglé, de l'eau à pression constante ; de cette façon, le robinet verse dans le seau des quantités d'eau proportionnelles au temps.

D'un autre côté, le cylindre tourne régulièrement et décrit par conséquent des mouvements proportionnels aux quantités d'eau qui arrivent, c'est-à-dire proportionnellement aux charges. On détermine ainsi une courbe dont les abscisses sont proportionnelles aux charges et dont les ordonnées représentent, à une échelle multipliée par 50, les flèches que prend la barre.

On obtient ainsi les courbes de flexion, c'est-à-dire les courbes qui représentent exactement la loi suivant laquelle se produisent les flexions quand les charges augmentent.

Quand on regarde cette courbe, on s'aperçoit qu'à l'origine, pendant un certain temps, la courbe tracée est rectiligne et qu'à partir d'un certain moment, moment où la limite d'élasticité est dépassée, la courbe s'infléchit vers le haut, c'est-à-dire que la flexion augmente plus vite que la charge.

En appliquant la théorie à ces résultats, on reconnaît que, si la barre s'infléchit ainsi, les calculs que j'indiquais tout à l'heure donnaient pour R un nombre supérieur à la réalité.

Ainsi donc, on calcule habituellement la résistance à la traction de briquettes saisies entre des mâchoires en divisant la charge de rupture par la section et l'on obtient alors un nombre inférieur à la réalité, tandis que, si l'on fait l'expérience par flexion et qu'on applique la formule ordinaire de l'élasticité on obtient un nombre supérieur.

Il est probable que la vérité est la moyenne entre ces deux nombres ou cette moyenne multipliée par un certain coefficient résultant d'un grand nombre d'observations.

Ce qui résulte de tout ceci, c'est que, si on veut avoir des



résultats comparables, il faut utiliser toujours les mêmes modèles soit de briquettes, soit de prismes, employer les mêmes mâchoires et opérer toujours d'une façon identique, parce qu'il est rare que dans les laboratoires employant des modèles différents on trouve des résultats identiques, même en opérant sur des échantillons semblables.

M. BÉLELCBSKY demande pourquoi la magnésie a de l'influence sur le ciment portland et n'en a pas sur le ciment romain. Il demande également si on obtient le même produit quand la magnésie se trouve dans la matière première ou quand on l'introduit artificiellement.

M. Durand-Claye répond : Nous pensons que c'est la même chose, que la magnésie soit dans la pâte de ciment ou qu'elle y soit introduite.

Dans l'expérience que nous faisons, nous avons pris de la magnésie calcinée et nous l'avons mélangée aussi intimement que possible avec le ciment de Boulogne et nous avons fait recuire le mélange; nous avons tâché de nous rapprocher le plus possible des conditions de la fabrication du ciment magnésien Camphon. Il s'agissait de faire une démonstration et de prouver que les phénomènes observés sur le ciment de Camphon se reproduisent quand on ajoute de la magnésie à du bon ciment.

L'observation que vous avez faite a été également soulevée par M. Debray. Dans le rapport que je vous citais tout à l'heure, M. Vétillard a notamment indiqué un exemple très topique : Un fabricant de ciment à prise rapide avait un calcaire qui, cuit pour faire des ciments à prise rapide, lui donnait de bons résultats; il a essayé, à un moment donné, de le faire jusqu'à commencement de fusion pour obtenir du portland.

M. Vétillard a eu entre les mains deux échantillons de ce ciment : l'un cuit seulement à une température modérée pour faire du ciment à prise rapide, l'autre cuit à une température très élevée pour faire du portland.

L'échantillon de ciment à prise rapide n'a pas donné lieu à dilatation et l'autre au contraire a donné une dilatation considérable.

J'ai eu l'occasion, dans une tournée d'usines que j'ai faite au mois d'avril dernier, de passer dans une usine où l'on fabriquait une espèce de chaux, qui serait mieux dénommée un

ciment, et qui contient énormément de magnésie, mais qui est cuite à une température modérée. Les ingénieurs de la région, auprès desquels j'ai fait une petite enquête, m'ont dit que cette chaux, cuite à une température modérée, leur donnait de bons résultats, et qu'il n'y avait pas de dilatation. L'industriel a bien voulu m'ouvrir les portes de sa cave où j'ai vu des échantillons de pâtes de ciments faits à une cuisson très élevée, dans le genre du portland ; j'ai remarqué des phénomènes de désagrégation très considérables, comme ceux qui existaient dans le ciment Campbon.

Nous avons pensé trouver l'explication de ce phénomène dans des expériences qui ont montré que, suivant qu'on obtenait la magnésie, par la calcination du carbonate de magnésie à une température modérée ou à une température plus élevée, on obtenait de la magnésie qui présentait une densité différente. Celle obtenue par la calcination à une température très élevée avait une densité de beaucoup supérieure à celle obtenue par la calcination à une température modérée. Par conséquent, on comprend que la magnésie qui, sous le même volume, a une bien plus grande densité, donne des dilatations considérables, tandis que celle qui a une faible densité ne produise pas de phénomène de gonflement.

M. BELELUBSKY. — La société des fabricants allemands a admis 3 p. 100 de magnésie dans le ciment portland.

M. DEBRAY. — Il y a un certain nombre de fabricants allemands qui disposent de calcaires contenant un peu de magnésie et qui protestent contre l'exclusion de la magnésie parce que cela pourrait, sinon amener la fermeture de leurs usines, du moins les empêcher de concourir à certaines adjudications.

M. BELELUBSKY émet plusieurs propositions et fournit divers renseignements.

M. LE PRÉSIDENT. — M. Belelubsky voudrait que le Congrès prît une délibération plus ou moins conforme à celle des Congrès de Dresde et de Munich. Il ne me semble pas qu'une réunion comme celle à laquelle nous prenons part en ce moment puisse voter des conclusions. La composition de ce Congrès manque d'homogénéité, tous les membres ne sont pas également compétents pour se prononcer sur une question déterminée. Certains d'entre nous sont constructeurs, d'autres chimistes ; les uns emploient presque exclusivement le fer et d'autres tout en faisant de la

maçonnerie, n'ont eu que peu d'occasions d'étudier la manière dont se comporte le ciment de Portland. Tout autre était la situation à Dresde et à Munich. Ces Congrès s'étaient réunis spécialement en vue d'étudier tout ce qui touche à la fabrication et à l'emploi du ciment de Portland.

Le Congrès consulté est de l'avis de M. le président.

La séance est levée à cinq heures et demie.

#### JOURNÉE DU JEUDI 12 SEPTEMBRE 1889

Les membres du Congrès, réunis à 8 heures  $3/4$  à la pile sud de la Tour de 300 mètres, font l'ascension de la Tour, dirigés par M. EIFFEL et M. SALLES. Après une courte station au deuxième étage, on se rend à la troisième plate-forme d'où M. Eiffel et M. Salles conduisent les membres du Congrès à l'appartement particulier de M. Eiffel où un lunch leur est servi. Malgré la légère brume répandue sur l'horizon, le panorama qui se développe sous les yeux des visiteurs captive toute leur attention et beaucoup d'entre eux, qui font cette ascension pour la première fois, ne se lassent pas d'admirer la grande cité, qui, vue en plan, de cette hauteur, forme un spectacle des plus attrayants. La visite est complétée par une ascension jusqu'au phare et par l'examen des appareils de toutes sortes installés en vue d'expériences physiques et météorologiques. On s'arrête tout spécialement devant le sismographe installé par la maison Bréguet pour enregistrer les oscillations de la Tour, car on sait toutes les conjectures qui ont été faites sur ces oscillations auxquelles certaines personnes n'ont pas hésité à donner une amplitude de  $0^m,50$  et même plus. Hâtons-nous de dire qu'elles étaient loin de compte ; ces oscillations sont à peine sensibles à l'appareil enregistreur, troublé du reste par la trépidation que produisent les ascenseurs qui n'arrêtent pour ainsi dire pas.

Un temps magnifique favorise cette visite fort intéressante et retient les membres du Congrès jusqu'à midi. M. Eiffel, avec sa bonne grâce habituelle, s'est plu à répondre aux questions nombreuses que lui ont posées les membres du Congrès, tant sur la construction de la Tour que sur les observations qu'il a recueillies à tous les points de vue depuis sa mise en exploitation.

A midi, un déjeuner très bien servi réunit les membres du

Congrès, au nombre de 55 dans les salons du restaurant Brébant. Le repas, où n'a cessé de régner la plus franche cordialité, est présidé par M. Eiffel entouré à la table d'honneur par les vice-présidents étrangers. Au dessert M. Eiffel, dans une courte allocution, souhaite la bienvenue à tous les ingénieurs français qui ont bien voulu prendre part aux travaux du Congrès ; il remercie également les ingénieurs étrangers qui se sont joints à leurs collègues de France pour apporter, dans les discussions des questions inscrites au programme, le concours de leur expérience et de leur savoir. Les travaux qu'accomplira le Congrès, avec les hommes qui le composent, sont destinés à prendre date dans l'histoire des sciences appliquées, l'art de l'ingénieur trouvant ainsi dans sa partie purement technique la place qui lui appartient dans cette grande manifestation du progrès, l'Exposition universelle de 1889.

Le président croit être l'interprète de tous les membres du Congrès en adressant ses félicitations aux auteurs des différentes communications déjà faites dans les premières séances, et parmi lesquelles l'emploi du fer et de l'acier dans la construction tient la première place. Ce premier rang lui est bien dû, car de quelque côté qu'on porte les regards sur le magnifique panorama qui s'étend à l'horizon, on voit que la construction métallique joue le plus grand rôle à l'Exposition.

La Tour de 300 mètres elle-même, sur laquelle est réuni le Congrès, n'est-elle pas une des preuves de l'immense parti que l'ingénieur peut tirer du fer et plus tard de l'acier ? Parlant de la Tour de 300 mètres qu'on a souvent comparée, dans les débuts de sa construction, à la Tour de Babel, M. Eiffel est heureux de constater que si cette dernière a amené la confusion des langues, la Tour de 300 mètres aura amené la confusion des nationalités qui se sont toutes pressées sous ses immenses arceaux, dans un même sentiment d'admiration pour les merveilles étalées à leurs yeux dans toutes les parties de cette Exposition qui manifeste les plus nobles aspirations des hommes : progrès, paix, travail.

Si le public a vu dans ce monument un ensemble qui satisfasse à sa curiosité instinctive, les ingénieurs y ont trouvé les éléments qui permettent la construction d'ouvrages spéciaux sans avoir à se préoccuper des dimensions auxquelles ils doivent répondre ; en en mot, c'est une expérience pratique, concluante, qui don-

nera lieu dans un avenir, peut-être très prochain, à des applications qui se feront alors sans craintes et avec l'assurance d'une réussite complète.

M. Eiffel rend un hommage public aux grands savants français Bresse et Bellanger auxquels on doit ces théories si précises, si nettes, qui ont permis aux ingénieurs le calcul de tous les éléments d'une construction avec le minimum de dépense et le maximum de résistance. C'est l'application de leurs formules qui nous a fourni ces palais métalliques, juste orgueil de la France, et qu'en dépit de tout ce qui a été dit contre nous, l'on est venu admirer de toutes les parties de l'univers.

M. le président porte, en terminant, un toast aux éminents ingénieurs auteurs de tant de merveilles et dont quelques-uns sont membres du Congrès.

Avant de se séparer, M. le président fixe le programme de l'après-midi, qui comprendra une visite à la classe des travaux publics et une visite au laboratoire des ponts et chaussées, où M. Debray veut bien se mettre à la disposition des visiteurs pour leur faire connaître en détail toutes les expériences en cours d'étude et leur montrer les appareils en usage à cet effet.

M. Eiffel propose, avant de se rendre à ces deux visites, de faire une station aux différentes piles de la Tour pour examiner le fonctionnement des ascenseurs et toute la machinerie qui en dépend.

Cette proposition reçoit l'approbation unanime des membres présents.

Après le déjeuner, les membres du Congrès se retrouvent au pied de la Tour à la pile n° 2 où M. Eiffel leur donne toutes les explications sur le fonctionnement des ascenseurs Roux, Combaluzier et Lepape; de là on se rend à la pile n° 3 où se trouve enfermée toute la machinerie appelée à assurer le service de la Tour. Machines à vapeur, chaudières multitubulaires, pompes pour l'alimentation des ascenseurs, machine électrique pour la production de la lumière, sont autant de sujets intéressants sur lesquels M. Eiffel veut bien donner tous les renseignements qui lui sont demandés.

Après cette visite, une partie des membres se porte aux différents points de l'Exposition, qui offrent à chacun des objets d'études spéciales, tandis que d'autres membres se rendent à la classe 64 (Exposition des travaux publics), où M. Heude, ingé-

nieur en chef des ponts et chaussées et membre du Congrès, conduit ses collègues auxquels il fournit les explications les plus étendues tant sur ses travaux particuliers que sur les différentes expositions de la classe 63.

A 5 heures, le Congrès a terminé sa séance, qui laisse à tous un profond sentiment de gratitude à l'égard de M. le président, auquel on doit la plus grande part des attrails qu'a procurés cette journée.

## SÉANCE DU VENDREDI MATIN 13 SEPTEMBRE 1889

PRÉSIDENTE DE M. DURAND-CLAYE

Vice-président : M. BÉLEUSKY.

Secrétaire : MM. Auguste MORAU, G. PETIT.

La séance est ouverte à neuf heures un quart.

M. DE PRÉAUDEAU, ingénieur en chef des ponts et chaussées, présente au Congrès l'étude qu'il a faite avec la collaboration de MM. Hersent et Terrier sur les divers procédés de fondations : pieux à vis, air comprimé, congélation, blocs en béton. Ce travail, formant la troisième question proposée par le Comité d'organisation du Congrès, est développé dans le mémoire suivant :

## TROISIÈME QUESTION

*Étude des divers procédés de fondations, pieux à vis, air comprimé, congélation, blocs en béton, etc.*

## RAPPORTEURS :

MM. HERSENT, entrepreneur de travaux publics, ancien président de la Société des ingénieurs civils.

DE PRÉAUDEAU, ingénieur en chef des ponts et chaussées ;

TERRIER (P.), ingénieur des arts et manufactures.

Les difficultés de fondations se sont rencontrées dans les constructions dès que, pour atteindre un terrain assez solide pour supporter les pressions qui lui étaient transmises, il a été nécessaire de traverser une épaisseur d'eau ou de terrain incon-

sistant, généralement humide, dans des conditions telles qu'on ne pût faire les fouilles au moyen de batardeaux peu importants et d'épuisements faits à bras d'hommes.

L'étude rétrospective des dispositions imaginées avec plus ou moins de succès pour vaincre ces difficultés serait trop longue et souvent trop peu intéressante pour répondre à l'objet de ce rapport.

Présenté à des ingénieurs qui connaissent l'histoire de leur art, il nous a paru devoir être limité aux progrès récents que l'Exposition de 1889 a surtout pour but de mettre en lumière et qui sont la préface des progrès de l'avenir.

Les procédés de fondations peuvent se ranger dans trois catégories principales :

A. Ou les massifs qui doivent supporter les constructions sont établis directement sur le terrain solide ;

B. Ou ils sont élevés au-dessus de ce terrain à une certaine hauteur au moyen de supports descendant jusqu'au solide ;

C. Ou ils sont construits plus ou moins complètement sur le terrain supérieur ou sur des échafaudages et descendus ensuite sur le solide à travers la couche d'eau ou le terrain interposé.

Les deux premières catégories renferment les procédés les plus anciens qui suffisent à l'exécution de travaux ordinaires ; c'est dans la dernière que les progrès les plus importants ont été réalisés ; ils ont permis d'aborder des difficultés considérées jusque-là comme insurmontables.

A. Pour construire directement sur le solide, on peut bâtir à sec, au moyen de batardeaux et d'épuisements ; de notables améliorations ont été apportées dans l'installation des grands épuisements.

On peut également bâtir sous l'eau après déblais à la drague ; le perfectionnement de ces engins a permis l'extension de ce procédé à des fondations profondes pour l'emploi, soit des bétons immergés, soit des blocs naturels ou artificiels avec le précieux concours du scaphandre.

Enfin, on a quelquefois directement construit sur le solide en exécutant la fouille et la maçonnerie dans un caisson mobile à l'aide de l'air comprimé : ce procédé est une des variantes des fondations pneumatiques qui rentrent ordinairement dans la troisième catégorie.

B. Les supports interposés entre la base des fondations et le terrain solide sont le plus souvent des pieux en bois : indépendamment des perfectionnements apportés aux sonnettes à vapeur, on doit signaler les facilités obtenues pour l'enfoncement de ces pieux dans les terrains de sables fins par des injections d'eau.

Les pieux ou les tubes métalliques employés dans les mêmes conditions peuvent être enfoncés : 1° au moyen de l'air comprimé, ce sont les fondations tubulaires ; 2° au moyen d'injections d'eau, comme les pieux en bois ; 3° enfin ils peuvent se terminer par des pointes à vis.

A cette catégorie se rattacherait les supports discontinus en maçonnerie employés notamment à la fondation des murs de quais maritimes, mais comme les procédés d'exécution sont les mêmes que pour la troisième classe, nous n'en parlons que pour mémoire.

C. Dans cette classe se rangent les fondations par massifs de maçonnerie construits sur le terrain supérieur ou sur échafaudages et descendus ensuite jusqu'au solide, au moyen de l'air comprimé, ou par havage à l'air libre, ou par la combinaison des deux procédés, enfin par injection d'eau dans les terrains sablonneux : on peut y comprendre le procédé par congélation, bien qu'il paraisse surtout destiné à faciliter la construction sur place des maçonneries de revêtement lorsqu'on se trouve à des profondeurs que l'air comprimé ne peut atteindre.

Dans les travaux auxquels s'applique l'emploi de l'air comprimé, on doit distinguer la construction des massifs isolés pour ponts et estacades, des massifs continus pour quais, écluses, barrages et formes de radoub.

Dans la construction des massifs isolés, les questions les plus intéressantes à étudier sont les limites de profondeurs et la diminution ou la suppression des éléments métalliques des caissons. On supprime les hausses lorsque l'abondance des eaux et la rugosité du terrain n'y font pas obstacle ; on a supprimé ou diminué les tôles des chambres de travail, lorsqu'on a eu recours à des maçonneries évidées sur rouets ou lorsqu'on s'est borné à conserver l'ossature de la chambre de travail, en n'y ajoutant pas de bordage ; enfin, on a pu dans certains cas supprimer entièrement les fers incorporés dans les maçonneries en construisant les fondations à l'abri des cloches ou de caissons mobiles.



Lorsque les massifs doivent être continus et étanches, on a à discuter la limite des surfaces qu'on peut comprendre dans un seul caisson, suivant que l'enfoncement doit avoir lieu dans l'eau, dans la vase ou dans un terrain résistant.

Lorsque plusieurs caissons doivent être réunis par des jonctions étanches, ces liaisons constituent un problème délicat qui a reçu des solutions diverses.

Enfin, dans les travaux de barrages et d'écluses, les maçonneries de sujétion à exécuter soit dans une chambre de travail ou sous une cloche, soit à l'air libre au-dessus d'un caisson perdu, ne peuvent être entreprises que lorsque le fonçage est terminé et la fondation parvenue à sa cote définitive : il en résulte la nécessité de lester le caisson au moyen de surcharges provisoires et d'agencer les écluses dans les deux premiers cas en vue du passage des matériaux de grande dimension.

Au nombre des progrès principaux réalisés dans l'emploi de l'air comprimé, on peut mentionner, en ce qui concerne les installations :

Son application aux travaux de dérochement ou de réparations (cloches équilibrées de Brest, de Cherbourg et de la Rochelle ; cloche sur bateau de la navigation de la Seine) ; les caissons mobiles pour raccordements ; les machines à air comprimé pour l'extraction des déblais, l'agrandissement des écluses pour le passage des matériaux, pierre, bois ou béton, et le remplissage rapide des chambres de travail ; la simplification du matériel de compression qu'on a été amené à rendre plus mobile au fur et à mesure de la vulgarisation du procédé ; l'éclairage électrique des caissons.

Telles sont les principales questions qui font l'objet de ce rapport : nous devons, sur bien des points, nous borner à signaler au lecteur les procédés nouveaux ou les résultats remarquables qui ont été obtenus en le renvoyant pour l'étude des détails aux monographies ou aux documents que les constructeurs ont bien voulu mettre à notre disposition.

#### A. MASSIFS CONSTRUITS DIRECTEMENT SUR LE TERRAIN SOLIDE

*Grands épuisements.* — La plupart des grands chantiers de travaux maritimes comportent des épuisements généraux dont

l'importance s'accroît au fur et à mesure de l'augmentation des profondeurs exigées pour le niveau du fond des bassins ; en contre-bas on emploie, pour compléter les fouilles à l'emplacement des maçonneries, les divers procédés que nous avons à passer en revue.

A Marseille, de 1876 à 1879, on a construit un batardeau en béton qui a isolé une surface de 4 hectares 36 ares épuisée sous une charge d'eau de 7 à 8 mètres ; une force de 35 chevaux actionnant une noria et une pompe rotative a suffi pour l'épuisement.

Les circonstances étaient toutes différentes à Dieppe, où le terrain désigné pour la construction du chenal du Pollet, destiné à donner accès aux nouveaux bassins est très perméable et traversé par des sources d'eau douce venant du coteau : en 1888, les épuisements tant généraux que partiels employaient pour une surface d'environ 2 hectares, 15 locomobiles de 25 à 30 chevaux capables de fournir 400 chevaux sur lesquels 300 étaient ordinairement utilisés.

Au Havre, pour la construction du bassin Bellot (1880-1885), une installation d'épuisement général a fonctionné pendant quatre années consécutives. Un puisard de 4 mètres de diamètre avait été descendu à 14 mètres en contre-bas des hautes mers de vive eau ; la force totale des machines en batterie atteignait 249 chevaux sur lesquels 165 étaient régulièrement en service ; elles actionnaient des pompes centrifuges Dumont, travaillant avec une hauteur d'élévation de 12 à 15 mètres ; des installations secondaires servaient aux fondations d'ouvrages.

A la Rochelle, les épuisements généraux du bassin de la Palice comprenaient cinq machines demi-fixes de 35 chevaux chacune, dont deux ou trois étaient régulièrement en marche. La surface épuisée était de 12 hectares et demi, et la hauteur d'élévation pouvait atteindre jusqu'à 15 mètres.

*Batardeaux.* — Les batardeaux qui isolent de la mer ces grands chantiers sont des ouvrages importants. Celui de Marseille avait une longueur de 1,069 mètres et était formé d'un cube de 37,500 mètres de béton immergé.

D'autres ont été construits au moyen de l'air comprimé en s'appuyant sur divers travaux exécutés de 1866 à 1876 à Brest, Cherbourg et Lorient pour barrer des bassins au moyen de

batardeaux en partie démontables dont les éléments inférieurs servaient à consolider ou à reconstruire les anciens ouvrages.

A La Rochelle, pour exécuter à sec un cube 120,000 mètres de dérochements, on a barré une passe au moyen de quatre blocs de maçonnerie construits directement sur le fond rocheux au moyen d'une cloche à air comprimé d'après le procédé décrit ci-après. On a ensuite fait des jonctions entre ces blocs en les réunissant à la partie supérieure au moyen de petites voûtes traversées par une amorce de cheminée d'écluse; on avait ainsi deux côtés et le plafond d'une chambre de travail, puis, à l'aide de panneaux en tôle, on constituait les dernières parois de cette chambre; on y pénétrait avec l'air comprimé après avoir descendu ces panneaux jusqu'à la rencontre du sol naturel. Les panneaux opposés étaient maintenus par des boulons et les joints faits au moyen de lutages d'argile et de ciment à prise rapide. Les maçonneries ont été construites dans cette chambre de manière à permettre le dégagement des panneaux qui ont ainsi pu être réemployés.

A Dieppe, lors de la construction de l'écluse du bassin de marée, on a construit un batardeau destiné à renforcer la paroi d'un caisson métallique au moyen d'une ossature en fer et bois remplie par un massif de béton de 5 mètres au pied et de 2<sup>m</sup>,50 au sommet; on a ainsi supporté pendant trois ans des charges d'eau de 8<sup>m</sup>,50 à 11 mètres.

La démolition de ce batardeau a été en partie faite au moyen d'un caisson mobile à air comprimé.

*Dragages.* — Les dragages sont employés soit pour préparer et nettoyer le terrain à l'emplacement des batardeaux, soit pour faire les fouilles destinées à recevoir des bétons immergés, des blocs artificiels ou même des caissons pneumatiques, lorsque ceux-ci sont conduits par flottaison à leur lieu d'emploi.

Nous n'avons pas à indiquer ici les progrès réalisés dans le matériel de dragages en général : on trouvera sur ce sujet des renseignements, en ce qui concerne les engins employés en Amérique qui diffèrent notablement des nôtres, dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (1880) et pour les types français dans la notice sur les travaux de M. Hersent, qui figure à l'Exposition. Pour les fondations d'ouvrages d'art, la profondeur.

de 18 à 19 mètres, atteinte à Toulon pour les fouilles de la forme de radoub, n'a pas été dépassée avec les dragues à godets ; elle exige une élinde de 25 mètres et l'emploi de grands tambours pour empêcher la partie flottante de la chaîne de frotter sur les bords du puisard et pour diminuer la fatigue du tourteau supérieur.

Même à des profondeurs moindres, les dragages laissent après eux une épaisseur qui peut aller jusqu'à un mètre ou deux de matières molles dont le dévasement est difficile et exige l'emploi du scaphandre ou de pompes spéciales.

*Bétons immergés. Emploi de l'air comprimé.* — Ces considérations sont de nature à limiter l'emploi des bétons immergés sous de grandes profondeurs d'eau ; aux procédés ordinaires de coulage des bétons qui ne se sont pas notablement modifiés, on a substitué, dans certains cas, l'emploi de caissons mobiles à air comprimé restreint surtout par la difficulté de produire par jour un cube de plus de 100 à 150 mètres, même avec une installation spéciale ; la production ne peut être plus importante que si la surface du caisson est suffisante pour permettre le fonctionnement simultané de plusieurs écluses spéciales à béton.

*Blocs artificiels.* — Sous de grandes profondeurs d'eau on remplace fréquemment, surtout pour les constructions des jetées et des murs de quais, les bétons immergés par des blocs artificiels.

Ceux-ci, pour constituer le corps des jetées, peuvent être construits directement sur place lorsque l'état de la mer le permet, ou mis en place après un transport sur rails ou sur bateaux. Pour la construction des risbermes ou des murs de quais, il faut toujours les construire sur un chantier spécial en dehors du lieu d'emploi.

Les dispositions, généralement admises pour les jetées en maçonnerie *dans les eaux profondes*, consistent à employer des enrochements tout venant, pour faire le noyau, et à revêtir les talus d'enrochements de dimensions croissantes classés par catégories allant jusqu'à 7 et 8,000 kilogrammes ; on réserve les blocs artificiels pour la construction d'un mur maçonné

au-dessus du niveau de basse mer et d'une risberme du côté du large sur 7 à 8 mètres de profondeur (Marseille, Boulogne).

Ces blocs, dont le cube est le plus souvent compris entre 10 et 20 mètres, ont été portés dans certains ports jusqu'à 40 mètres (La Réunion, 1882).

Lorsque les profondeurs étaient moindres et lorsqu'on devait travailler par des eaux assez calmes, on a pu, par des profondeurs de 10 mètres (port de Douglas, île de Man) poser directement au scaphandre des blocs artificiels sur le fond par assises horizontales. Dès 1864, à Brest, par des profondeurs de 7 à 8 mètres sous la basse mer, on avait fondé un mur de quai au moyen de deux rangs superposés de blocs de 35 à 40 mètres cubes. Enfin, certaines jetées construites soit sur fond arasé, soit sur massifs d'enrochements, présentent des assises inclinées d'environ 70° sur l'horizontale dans le sens de leur longueur (port de Colombo [île de Ceylan]; port de la Réunion).

*Manœuvre des blocs.* — Ces divers modes d'emploi des blocs ont donné lieu à des installations importantes et à la construction d'engins spéciaux.

Lorsque les blocs sont construits à terre, on les dispose par files régulières entre lesquelles passent les montants d'un pont roulant : le bloc soulevé au moyen d'un treuil à vapeur ou de cylindres à eau sous pression, est placé sur un truc qu'une voie de service conduit à l'embarquement (Marseille, Philippeville, Boulogne). Les chalands de transport sur lesquels les blocs sont chargés par des engins analogues sont, ou bien à plates-formes inclinées, lorsque l'immersion doit avoir lieu par glissement, ou bien à évidements, lorsque les blocs sont suspendus par des chaînes ou par des tirants et doivent être employés par assises, au moyen de treuils ou de bigues de manœuvres. A Marseille on a employé des chalands à pont horizontal, sur lesquels les blocs étaient repris par une mâture flottante de 50 tonnes.

Lorsqu'une jetée se construit par avancement, on peut y employer un pont roulant porté par deux palées évidées, entre lesquelles passe la voie d'approche des blocs : les poutres maîtresses du pont se prolongent par des encorbellements d'une portée de 9 à 13 mètres sur lesquels roule le chariot chargé du bloc à mettre en place.

Le même appareil placé transversalement peut servir à poser les blocs de risberme [ports de Kurrachee (Inde) et de Colombo (Ceylan)].

Mais il ne permet pas le papillonnage, et, pour atteindre un point précis, il faut mettre en mouvement l'appareil tout entier : on a obtenu plus de rapidité en montant le pont supérieur sur un pivot et une couronne de galets et, en le transformant ainsi en pont tournant. C'est le système employé aux ports de Sunderland (grue de 50 tonnes et de 12<sup>m</sup>,85 de portée pesant 290 tonnes lest compris), de la Réunion (grue de 110 tonnes avec 6<sup>m</sup>,80 de portée et de 40 tonnes avec 13 mètres de portée pesant 300 tonnes), de Batoum [Asie] (grue de 30 tonnes et de 12<sup>m</sup>,80 de portée), de Funchal (île de Madère), etc. Ces appareils, construits par les usines de Seraing et de Fives-Lille, ont reçu les noms de *Goliath Titan*, *Mammouth*, que plusieurs justifient par leurs grandes dimensions.

#### B. MASSIFS CONTRUITS SUR LE TERRAIN SUPÉRIEUR AU MOYEN DE SUPPORTS DESCENDANT JUSQU'AU SOLIDE

*Pieux en bois.* — Indépendamment de l'extension donnée aux sonnettes à vapeur pour le battage des pieux en bois, notamment aux sonnettes à action directe, nous avons signalé un procédé spécial aux terrains de sable fin qui, après avoir été employé en Angleterre de 1854 à 1860 pour l'enfoncement de pieux en fonte (E. James Brunlees, vice-président de l'institution des ingénieurs civils d'Angleterre, *Congrès du génie civil en 1877*, p. 223), a été appliqué d'un côté par M. Ed. Widmer, à Honfleur en 1874-1875 et de l'autre par MM. Stœcklin et Vétillart, à Calais, en 1877. Il s'agit de l'emploi du jet d'eau pour ameublir le sable autour de l'emplacement du pieu : soit qu'on pratique un avant-trou, comme l'a indiqué M. Widmer, soit qu'on fasse descendre simultanément, comme MM. Stœcklin, et Vétillart, les lances à eau et le pieu appuyé par le mouton on obtient une économie qui dépasse les trois quarts du prix primitif et qui est beaucoup plus forte si on a égard à la réduction des dimensions que le procédé permet d'admettre pour les enceintes ; l'expérience prouve d'ailleurs que la force portante

du pieu n'est pas diminuée pourvu qu'on termine le battage par quelques coups de mouton.

Ce procédé a été largement appliqué aux ports de Calais, de Saint-Malo, d'Anvers et de Dunkerque et y a donné des résultats très avantageux : il a été également employé à des fondations de bâtiments sur pieux (palais de justice de Brunswick, 1882).

*Pieux métalliques.* — Les pieux métalliques, plus employés à l'étranger qu'en France, s'enfoncent par des procédés spéciaux.

Sur les grandes rivières de l'Inde, on a fondé des ponts à plus de 30 mètres de profondeur sur des tubes métalliques dépassant 5<sup>m</sup>,50 de diamètre, enfoncés par chargement de rails et dragage intérieur au moyen d'une drague à mâchoires (pont de l'Impératrice sur le Sutlej, Inde).

Au pont de Hawberbury (Australie), on a atteint la même profondeur au moyen de tubes métalliques à double enveloppe se réunissant à la partie inférieure pour former tranchant; l'intervalle entre les deux enveloppes a été rempli de béton pour charger la colonne, dont l'intérieur a été dragué au moyen d'une drague à trois mâchoires.

L'air comprimé a également été employé pour le fonçage des colonnes métalliques : c'étaient des fondations *tubulaires* qui ne constituent actuellement qu'une des formes de la méthode *pneumatique*.

*Injectons d'eau.* — Nous avons indiqué que les injections d'eau avaient été appliquées aux pieux en fonte avant de servir à l'enfoncement des pieux en bois. On a enfoncé, de 1854 à 1860, par ce procédé, des pieux creux en fonte de 0<sup>m</sup>,15 à 0<sup>m</sup>,18 de diamètre terminés par disque de 0<sup>m</sup> 75 de diamètre; l'eau passait à l'intérieur du pieu dans un tube en fer de 0<sup>m</sup>,05 de diamètre et traversait le milieu du disque inférieur : on consolidait le pieu après l'enfoncement à 6 mètres de profondeur au-dessous de la basse mer par quelques coups de mouton ; l'eau était fournie, soit par une pompe à vapeur, soit par la distribution d'eau de la ville.

*Pieux à vis.* — Enfin, on a employé les pieux métalliques sous forme de pieux à vis : les terrains les moins avantageux

pour ce mode d'enfoncement sont ceux qui conviennent le mieux aux injections d'eau. Les pieux à vis se construisent en fer ou en fonte, pleins ou creux, avec des diamètres variant de 0<sup>m</sup>,07 à 0<sup>m</sup>,30 pour les pieux proprement dits et allant à 0<sup>m</sup>,75 et au delà pour les colonnes creuses : le diamètre de la vis est compris entre 0<sup>m</sup>, 45 et 1<sup>m</sup>,80, la longueur des pieux est décomposée en tronçons de 6 à 8 mètres de longueur assemblés par des manchons qui servent aussi à l'entretoisement des différents pieux. Ceux-ci s'enfoncent ordinairement par cabestan ou bien au moyen d'une roue horizontale calée sur la tête du pieu et qui est actionnée au moyen de vis sans fin montées sur un bâti fixe en charpente.

On a construit dans ce système une jetée sur la Delaware, des jetées au port de Calcutta, un pont sur la Maritza (ligne d'Andrinople à Constantinople); quelquefois, on a, pour l'enfoncement à grandes profondeurs, cherché à s'aider de projections d'eau; au-dessous de l'hélice, les jets d'eau étaient sans influence, ils réussissaient mieux lorsqu'ils étaient employés à la jonction de l'hélice et du pieu.

Les pieux à vis sont fréquemment employés en Amérique pour la fondation des warfs.

#### C. MASSIFS CONSTRUITS SUR LE TERRAIN SUPÉRIEUR ET DESCENDUS JUSQU'AU SOLIDE

Pour pénétrer à travers les terrains vaseux des ports et des estuaires, il serait avantageux, surtout lorsque la construction des bassins comporte un épuisement général au moyen duquel le fond des fouilles est abaissé à une hauteur de 6 à 10 mètres au-dessus du sol de fondation, de construire au fond des fouilles des puits évidés montés sur un rouet en charpente ou en tôle et de les enfoncer jusqu'au solide.

*Puits en maçonnerie construits par havage.* — Dans le plus grand nombre des cas, notamment à Saint-Nazaire et au Havre, le procédé a été employé principalement pour des murs de quais; à Bordeaux, on l'a étendu à des écluses et à des formes de radoub.

Les procédés de havage à l'air libre pour opérer la descente



des puits sont : le déblai par épuisement (de Havre) ; le dragage au moyen d'une chaîne à godets ou d'une drague à cuiller directement montée sur le puits (bassins de Bordeaux) ; les injections d'eau autour du puits avec épuisement central (Calais, Dunkerque).

Le danger du procédé consiste dans les rentrées de vase qui se produisent toujours dans une proportion plus ou moins forte et qui obligent normalement à déblayer un cube de terrassements qui dépasse de 25 à 30 p. 100 le cube de déplacement du bloc.

Aussi le prix du mètre cube de déplacement est-il très variable suivant que les vases sont plus ou moins fluides et a pu être de 7 fr. 35 à Bordeaux, de 12 fr. 46 à Rochefort et de 20 fr. 70 pour les fondations d'un pont sur le Rapti, près de Gorakpur (Indes anglaises).

Pour les murs de quais, les puits foncés par havage servent le plus souvent de supports à des voûtes de 6 à 12 mètres d'ouverture ; pour d'autres ouvrages, on les relie par des maçonneries exécutées dans des enceintes au moyen d'épuisements (le Havre).

Si les rentrées de vase sont abondantes, quand les résistances latérales sont assez fortes pour empêcher la descente, on peut être contraint d'arrêter le travail, même après avoir essayé de surcharges provisoires : dans ce cas, à Rochefort, on a ménagé à 5 mètres au-dessus de la base des puits une rainure pour l'installation d'un sas à air et on a continué le fonçage par l'air comprimé.

Le point critique des travaux de havage à l'air libre est le moment où l'un des côtés du puits touche le solide, lorsqu'il s'agit d'un rocher incliné qu'il est nécessaire de dégrader pour donner au puits une assiette solide. A Saint-Nazaire, on a dû soutenir les puits pendant la fouille du rocher au moyen de pieux battus ou de billots posés sous les maçonneries : on a fait sauter simultanément ces divers supports par la dynamite et, par le fait de l'écrasement des bois et de la compression de la vase, on a obtenu des descentes successives de 1<sup>m</sup>,50 répétées trois et quatre fois pour le même bloc.

A Rochefort, pour redresser un bloc un peu dévié de la verticale, on a, dans l'air comprimé, procédé par chute brusque de pression et le résultat a été satisfaisant.

Au viaduc de Marly (ligne de Saint-Cloud à l'Étang-la-Ville), des caissons métalliques construits en vue de l'emploi de l'air comprimé ont été descendus jusqu'à 24 mètres de profondeur par havage, à l'air libre, à cause de l'imperméabilité du sol.

*Emploi de la congélation.* — C'est à titre de procédé de havage que nous mentionnons ici la congélation du sol, méthode appliquée par l'ingénieur Pötsch en Allemagne et en Belgique, pour foncer des puits de mine à travers des terrains éboulés très mouillés. Dans les limites de profondeurs où l'air comprimé est applicable, il nous paraît certain que son emploi eût été plus simple et plus économique.

Mais en Belgique, dans un fonçage de puits de mines, alors qu'on ne pouvait maintenir le niveau des épuisements à plus de 54 mètres en contre-bas du sol, on trouvait de 62 à 73<sup>m</sup>,50 du sable traversé de sources, au delà de l'argile, et le charbon beaucoup plus bas : la congélation rendait dans ce cas des services qu'on n'aurait pu que difficilement obtenir d'autres procédés.

Mais jusqu'ici cette méthode n'a pas été employée à des travaux de fondations proprement dits : les expériences faites ont montré que le travail dans les masses congelées ne présentait aucune grave difficulté et que la prise des maçonneries de ciment se faisait bien après le dégel du massif, mais elles ont indiqué que la résistance de la glace pure ou d'un mélange de glace et de sable ne dépassait pas 20 kilogrammes par centimètre carré à la compression, ce qui exclut l'emploi de la méthode, lorsqu'on se trouve en présence de fortes pressions ou de charges inégalement réparties.

#### D. FONDATIONS PNEUMATIQUES

Au milieu du développement considérable pris dans les dernières années par les fondations pneumatiques, les modifications apportées aux procédés primitifs ont varié suivant la nature des travaux. Nous sommes donc conduits à diviser d'abord ce sujet en deux parties, suivant qu'il s'agit de construire des massifs *isolés* ou *continus*.

*1° Construction de massifs isolés.*

*Limites des profondeurs.* — Pour la fondation des ponts ou des estacades, la première question qui se présente aux constructeurs est celle de la *limite des profondeurs* auxquelles s'applique le procédé. La limite inférieure s'est beaucoup abaissée dans les dernières années et, à partir de 5 à 6 mètres de profondeur, lorsque les épuisements sont difficiles, on trouve des exemples de fondations de ponts qui ne paraissent pas avoir été plus onéreuses que si elles avaient été faites par les anciens procédés. Quant à la limite supérieure, on se rappelle que le pont Saint-Louis sur le Mississippi a été fondé à 31 mètres en contre-bas des eaux ordinaires, la hauteur d'eau pouvant atteindre 35 mètres.

Ces limites n'ont pas été dépassées ; si, au viaduc de Saint-Léger, sur le chemin de fer de grande ceinture, on est descendu à 36 mètres, c'est par suite de l'emploi successif de l'air comprimé et des procédés de havage et de reprise en sous-œuvre.

Au pont de Cubzac sur la Dordogne (chemin de fer de Cavignac à Bordeaux), la profondeur a atteint 23<sup>m</sup>,60 en contre-bas de l'étiage et 29<sup>m</sup>,10 au-dessous des plus hautes eaux.

En dehors des fondations en rivières, les profondeurs atteintes ne donnent pas la mesure exacte de la pression dans la chambre de travail : en terrain plus ou moins perméable, la pression peut être notablement inférieure à la pression hydrostatique mesurée entre le niveau du sol et le tranchant du caisson ; elle peut être plus élevée en terrain imperméable.

*Précautions hygiéniques.* — La limite pratique de la pression dans la chambre de travail doit être de 4 atmosphères. Lorsqu'on s'en rapproche, des précautions spéciales sont nécessaires pour la santé des ouvriers : des congestions locales peuvent se manifester au moment de la décompression qui produit un refroidissement brusque : des affections rhumatismales sont souvent la conséquence de ces refroidissements périodiques. A Toulon, les ouvriers avaient à leur disposition une piscine d'eau chaude. A Brest et à Cherbourg, dans les travaux de

dérochement où les écluses étaient au-dessus de la chambre de travail, les ouvriers étaient peu exposés aux refroidissements par suite de l'ascension d'un escalier de 16 mètres de hauteur qu'ils avaient à monter pour arriver au sommet de la cloche.

Enfin, les écluses à air ne doivent pas avoir de robinets de trop gros diamètre pour qu'il ne soit pas possible aux hommes de subir une décompression brusque.

*Démontage des batardeaux.* — Pour les fondations en rivière, les caissons sont construits sur échafaudages ou amenés sur place par voie de lançage, après avoir été convenablement lestés. Lorsqu'on a un grand nombre de fondations semblables à exécuter et lorsque les hausses formant batardeau ne doivent pas s'engager très profondément dans le sol, il est possible de les enlever pour les réemployer, soit en relevant tout le batardeau au moyen de vérins sur un échafaudage ou sur des bateaux, soit en le démontant d'abord par panneaux.

En vue du premier procédé employé aux murs de quais d'Anvers, on avait, au bas du batardeau, disposé un couloir où l'on pouvait introduire l'air comprimé de manière à enlever les boulons d'assemblage.

Sur d'autres chantiers, la hauteur étant moindre, on a assemblé le batardeau à la chambre de travail au moyen de deux cornières adossées, traversées par des boulons manœuvrés du haut du batardeau.

Aux barrages de la Seine (Port-Mort, Meulan, Méricourt), les batardeaux étaient formés de grands panneaux en tôles et cornières.

A Rome et à Bordeaux, on a rendu les panneaux de batardeaux démontables au moyen de feuilles de tôles fixées par simple serrage : 1° sur des armatures fixes qui protègent les angles du caisson ; 2° dans une rainure ménagée entre deux fers plats rivés sur les tôles formant la ceinture supérieure du caisson ; 3° entre des fers plats verticaux rivés sur cette ceinture et boulonnés avec interposition de liteaux de bois. Les joints horizontaux sont rendus étanches par du papier feutré, et les joints verticaux, par des liteaux de bois qui se gonflent dans l'eau. Le batardeau, dont ces panneaux constituent les parois, est consolidé par des ceintures horizontales en cornières et par des cadres en charpente qui se démontent au fur et à mesure

de l'avancement des maçonneries : lorsque celles-ci sont sorties de l'eau, on dégage les panneaux en chassant les fourrures en bois et il ne reste, pour démonter les couvre-joints verticaux, qu'à faire sauter deux petits rivets qui les fixent à la ceinture inférieure.

*Suppression des hausses.* — L'application de ces procédés suppose que les hausses ne sont pas engagées sur une grande hauteur dans le terrain de fondation ; lorsque, au contraire, les hausses pénètrent profondément dans le sol et lorsqu'elles doivent être nécessairement perdues on peut chercher à en limiter l'emploi. Dans les terrains de vase ou de sable fin et homogène, on peut, en supprimant les hausses, les remplacer par un enduit en ciment, faire descendre des saucissons d'osier le long des fondations pour diminuer les frottements, rattacher les maçonneries à la chambre de travail par quelques tirants verticaux (pont de Marmande). On s'est aussi contenté quelquefois d'une maçonnerie grossièrement parementée dont les angles seuls sont protégés par des armatures (Rome).

Mais lorsque le terrain est rugueux, manque d'homogénéité ou présente des couches inclinées, on peut craindre que les maçonneries supérieures, retenues par les frottements latéraux ou déplacées par des glissements, ne se décolent, et ces accidents peuvent compenser l'économie espérée et nuire à la bonne marche des travaux.

*Chambres de travail en maçonnerie sur rouets.* — On a été plus loin dans la voie des réductions qu'on peut apporter aux caissons des fondations pneumatiques. Dans la construction du pont de Hohnsdorf (chemin de fer de l'État de Hanovre), en 1876-1877, on a construit des chambres de travail en maçonnerie sur un rouet en tôle auquel étaient superposés trois rangs de madriers jointifs ; des boulons d'ancrage et une plaque portant l'amorce d'une cheminée complétaient l'ossature de ces chambres construites d'abord sur plan circulaire, puis elliptique, enfin rectangulaire à angles arrondis.

Ces dispositions, perfectionnées d'après les résultats de l'expérience, ont été adoptées dans les fondations des ponts de Marmande. Au pont de Hohnsdorf, les premières fondations sur rouets avaient été faites par puits isolés ; puis on forma un massif unique

au moyen de deux sections elliptiques se pénétrant avec un mur transversal au milieu, percé d'une ouverture mettant en communication les deux chambres.

Aux ponts de Marmande, le rouet de la culée a une forme rectangulaire, la voûte est intradosée en ogive de 3 mètres de montée; pour les piles on a remplacé la forme rectangulaire avec avant-becs elliptiques par une double anse de panier à trois centres; la coupe de l'intrados sur le petit axe est une ogive; sur le grand axe, on trouve deux arcs de cercle réunis par une courbe elliptique formant arc de cloître; la hauteur sous voûte des chambres de travail est uniformément de 3<sup>m</sup>,60.

Il résulte des observations faites pendant ces travaux, qu'une maçonnerie de briques bien rejointoyée, d'une épaisseur supérieure à 0<sup>m</sup>,57, est suffisamment étanche à l'air comprimé pour des profondeurs de 10 à 15 mètres.

A Livourne, pour une paroi de chambre de travail construite en béton, on est même descendu à la base jusqu'à 0<sup>m</sup>,35, pour une profondeur d'environ 11 mètres.

Mais le degré de sécurité que présente ce procédé dépend essentiellement de la nature et surtout de l'homogénéité du terrain rencontré; c'est une question d'appréciation sur laquelle on ne peut qu'attirer l'attention des constructeurs,

Au port de Bordeaux, l'économie du métal a été réalisée sous une autre forme, en conservant l'ossature des caissons ordinaires et en supprimant le bordage: l'épaisseur de la maçonnerie au-dessus du sabot en tôle est de 0<sup>m</sup>,45.

Sur d'autres chantiers, on s'est préoccupé de supprimer les parois continues de métal interposées entre le toit et le remplissage de la chambre de travail. Au pont de Château-Thierry (chemin de fer de l'Est) et à Rome, pour la fondation des quais du Tibre, on a remplacé les tôles du plafond par des voûtes en moellons s'appuyant sur les poutres du toit du caisson.

A Bordeaux, on a fait des plafonds démontables en panneaux mobiles boulonnés.

*Caissons-cloches.* — Nous avons indiqué plus haut que des constructions avaient été édifiées directement sur le terrain solide au moyen de l'air comprimé en travaillant dans des cloches ou caissons mobiles: ce procédé a été d'abord employé aux dérochements sous-marins; mais, au point de vue qui

nous occupe, nous ne diviserons pas ces appareils d'après leur fonction : construction, réparations ou dérochements, mais d'après leur installation.

Ces appareils peuvent constituer :

a. Des cloches à plongeur de grande dimension portées sur bateaux ou des cloches équilibrées qui, moyennant un lest d'eau variable, peuvent flotter avec un enfoncement plus ou moins grand ;

b. Des caissons mobiles, démontables ou non, qui s'appuient sur le fond ou sur les maçonneries et qui ne sont pas ordinairement liés à des appareils de flottaison.

Nous distinguons donc les *cloches* qui flottent ou par elles-mêmes ou par un appareil annexe, et les *caissons mobiles*.

*Cloches sur bateaux ; cloches équilibrées.* — a. Après avoir rappelé une fondation de pont faite en 1868 près de Copenhague, dans une cloche à plongeur de 5<sup>m</sup>,77 de diamètre, suspendue à un bateau, et la construction de 1876 à 1878 d'une cloche sur bateau de 5<sup>m</sup>,20 de diamètre pour les travaux de la navigation de la Seine, cloche pourvue d'un lest hydraulique susceptible d'être augmenté ou diminué par l'air comprimé, nous arrivons au type des cloches *équilibrées* qui s'est beaucoup développé depuis que le dérasement du rocher « la Rose » a été effectué à Brest en 1879 et a été suivi de travaux analogues dans les ports de Cherbourg et de Lorient.

La cloche de Brest se compose d'un caisson de 10 × 8 mètres avec 7 mètres de hauteur, dont la partie supérieure *étanche* constitue le flotteur ou chambre d'équilibre : trois écluses à air existent immédiatement au-dessus de la chambre de travail et sont desservies par un escalier tournant placé dans une cheminée centrale. Dans les appareils analogues, suivant leur destination, les écluses ont des formes différentes qui seront décrites ci-après.

Au moyen d'un lest convenable de maçonnerie et au besoin de gueuses en fonte, l'appareil flotte, la chambre d'équilibre étant vide : pour augmenter son enfoncement, il suffit d'ouvrir des vannes percées au-dessus du plafond, ainsi que le robinet de sortie d'air. Pour le relever, on referme ce robinet et l'on chasse l'eau au moyen de l'air comprimé.

Lorsque la manœuvre se fait à l'entrée des ports exposés au

ressac, il importe que le lest hydraulique ne soit pas exposé à des déplacements brusques ; des cloisons divisent dans ce cas la chambre d'équilibre, pour limiter l'amplitude de ces déplacements.

Les appareils de ce type ont, comme nous l'avons dit, été d'abord employés à des dérochements ; à Philippeville, on s'en sert pour niveler le sol, remplir par du béton les inégalités pour l'assiette des blocs des quais, en résumé, faire l'arasement qui, à Marseille, a été effectué au moyen de béton coulé sous l'eau.

A Paimbœuf (1880), à Saint-Malo, et depuis sur une grande échelle à la Rochelle, des cloches équilibrées ont été employées pour construire les maçonneries sous l'eau ; nous indiquerons plus loin, les moyens employés pour la jonction des massifs, les monolithes qu'on a pu établir directement sur le solide n'étaient limités que par les dimensions des cloches,  $22 \times 10$  mètres à la Rochelle.

Lorsque les cloches équilibrées travaillent en eau calme, à niveau constant, il suffit de les amarrer au-dessus de l'emplacement de leur travail et on peut les laisser flotter, sauf à les maintenir en place par des béquilles.

Mais lorsqu'elles sont exposées au ressac ou au jeu de la marée, il est nécessaire qu'elles soient surchargées pour que la sous-pression ne soit en aucun cas prédominante et surtout pour qu'elles ne puissent être déplacées par le choc des lames. De là, la nécessité d'un lest supplémentaire en fonte (La Rochelle) ou en eau amenée par des pompes dans une caisse supérieure. Dans ce cas, pour les manœuvres successives de relevages, on ne peut diminuer le lest et l'on doit employer des vérins appuyés sur les maçonneries.

Les cloches équilibrées sont des engins puissants qui ne conviennent qu'aux travaux importants : on a pu, dans certains cas, les remplacer par des cloches suspendues comprenant seulement une chambre de travail et une cheminée aboutissant à une écluse. Le tout est supporté, au moyen de tiges manœuvrées par des vérins, par une charpente construite entre deux bateaux ; suivant les conditions de l'emploi, on peut ou faire les manœuvres de relevage au moyen des vérins, ou délester l'appareil au moyen de chambres d'équilibre (cloches du port de Gênes,  $20 \times 6^m,50$ ).



*Caissons mobiles.* — *b.* On parvient, au moyen de cloches, à construire sous l'eau des maçonneries dans lesquelles il ne reste pas de métal emprisonné : cette question a surtout préoccupé les constructeurs depuis que la limite inférieure de l'emploi des fondations pneumatiques s'est abaissée, et depuis que cette méthode a été appliquée à des ouvrages qui supportent une retenue d'eau. C'est dans le même ordre d'idées que se sont placés les constructeurs qui ont employé les caissons mobiles aux ponts du Garry et de Mareuil sur la Dordogne, aux barrages d'Evry et du Coudray sur la Seine.

Le fonçage s'est effectué dans tous les cas en chargeant le caisson au moyen d'un lest mobile en fonte ou en matériaux : lorsque les fouilles ont été creusées à profondeur, ou bien on a transformé le caisson en batardeau en créant un joint étanche d'argile autour du tranchant, en enlevant les tôles du plafond et en épuisant à l'intérieur pour travailler à l'air libre ; mais ce n'est là qu'un cas très particulier de la méthode ; ou bien on a maçonné dans l'air comprimé et lorsque la hauteur est devenue insuffisante, on a relevé le caisson au moyen de vérins appuyés sur les maçonneries ou portés sur des échafaudages. C'est au moyen de ce système qu'au port d'Honfleur on a démolé des murs de quais et des radiers en béton, et exécuté des travaux de raccordements de maçonnerie.

## 2° Construction de massifs continus.

*Limite de surface des caissons.* — Nous n'avons envisagé jusqu'ici les fondations pneumatiques qu'au point de vue des travaux ou des constructions qu'on peut exécuter à l'intérieur d'un seul caisson ; les surfaces de ces appareils ont été successivement en croissant, mais lorsque les constructions devaient dépasser les dimensions qui avaient été atteintes jusqu'alors, on a dû se demander s'il valait mieux n'employer qu'un seul caisson, quelle que fût sa surface ou sa forme, ou bien recourir à des caissons multiples en pratiquant entre les différents massifs les jonctions nécessaires.

C'est à Toulon pour les formes de radoub de la darse Missiessy que se sont construits les plus grands caissons connus, de 1876 à 1880. Leur surface était de  $144 \times 41 = 5,904$  mètres

carrés, et leur poids, de 1,850 tonnes : ils étaient mis en place par flottaison dans une fouille préalablement draguée. Si, à Saïgon, pour construire une forme de radoub de dimensions analogues, on a employé deux caissons de 83 mètres de longueur, c'est pour diminuer la durée du travail en raison des circonstances climatiques dans lesquelles il s'exécutait.

Les grands caissons du pont suspendu de Brooklyn de  $52^m,46 \times 31^m,11 = 1,632$  mètres carrés ont également été mis en place par flottaison. Ils présentaient cette particularité d'avoir un plafond de  $1^m,52$  de hauteur constitué par des poutres jointives en sapin boulonnées dans tous les sens; les bois étaient vernis, les joints calfatés et une feuille de fer-blanc avait été intercalée entre deux lits de bois pour assurer leur étanchéité : ce mode de construction avait déjà été employé en 1871 à une culée du pont de Saint-Louis sur le Mississipi : il ne paraît pas avoir été imité en Europe.

Ce sont des caissons entièrement métalliques qui ont été enfoncés dans le sol, sans dragage préalable, pour la construction des écluses :

D'Anvers. . . . .	40,00 $\times$ 23,00 =	920 <sup>m²</sup> 00
De Dieppe. . . . .	35,40 $\times$ 33,50 =	1,185 90
Du Carnet. . . . .	38,50 $\times$ 34,00 =	1,309 00

Le caisson *sur plan parabolique*, de la forme de radoub de Livourne, dont il sera question plus loin, présente une surface de 1 183 mètres, avec  $45^m,15$  de longueur sur  $30^m,80$  de largeur.

Quant au rapport entre les deux dimensions des caissons employés en fondations de quais, il a été à :

Anvers. . . . .	25 sur 9 <sup>m</sup> 00
Honfleur. . . . .	42 5 00
Elbeuf. . . . .	35 5 70
Rome. . . . .	35 5 00

*Jonctions entre les massifs.* — Dans la construction des barrages, des écluses et des formes de radoub, les jonctions entre les diverses parties d'ouvrages ou avec les maçonneries voisines doivent être étanches puisqu'elles supportent directement une retenue d'eau : pour les murs de quais, au contraire, il est possible que les jonctions ne soient effectuées qu'à une cer-

taine hauteur au-dessus du fond, lorsque des enrochements empêchent les remblais de s'écouler par l'orifice inférieur; on arrive ainsi à un type fréquemment employé de murs supportés par des piliers discontinus plus ou moins espacés, dont la continuité à la partie supérieure est établie par des voûtes de 8 à 12 mètres de portée (Rochefort, Bordeaux, Gênes) ou par des linteaux métalliques avec garnissage en maçonnerie (Lisbonne) de 10 mètres de portée.

Quant aux jonctions étanches, lorsqu'elles sont nécessaires, on les réalise par divers procédés :

En constituant des enceintes fermées entre les caissons ou les blocs consécutifs au moyen de pieux et palplanches, et en épuisant dans l'intervalle lorsque le travail peut se faire sous une charge d'eau ne dépassant pas 5 à 6 mètres, les enceintes en bois pouvant être remplacées par des masques métalliques (écluses de Poses, barrage de Port-Mort);

En nettoyant, au moyen des chambres de travail et au besoin au plongeur, l'intervalle entre les caissons dont les parois présentent des rainures destinées à s'opposer aux filtrations, et en le remplissant au moyen de mortier de ciment au fond et de béton de ciment jusqu'au niveau des eaux;

En laissant, entre deux caissons consécutifs, un espace assez grand avec une large rainure accessible à une petite cloche spéciale suspendue sur échafaudage et à l'abri de laquelle on peut faire le nettoyage et le remplissage au béton (Saint-Malo, Fécamp, écluses de Poses);

Enfin, en constituant entre deux blocs consécutifs reliés par une cheminée d'écluse et au moyen de panneaux mobiles en tôle, une chambre de travail dans laquelle on construit les maçonneries de jonction (La Rochelle).

*Élargissement des ponts.* — Enfin, on a réalisé des jonctions d'un autre ordre qui n'avaient pas besoin d'être étanches, mais qui présentaient des difficultés particulières par suite de l'état du sol sur lequel devaient être faits les fonçages, pour l'élargissement des ponts de Charenton et d'Austerlitz à des profondeurs de 5 à 11 mètres sous l'eau, avec remplissage complet des chambres de travail en maçonnerie.

A Honfleur, au contraire, un caisson sur échafaudages a permis d'exécuter des maçonneries étanches de raccordement

entre deux massifs anciens. A Livourne, le problème était analogue sur une échelle beaucoup plus grande : il comprenait le prolongement d'une forme de radoub dans un caisson de 1 183 mètres, dont nous avons déjà parlé, et la jonction entre les deux constructions ancienne et nouvelle. Au moyen d'une cloche sur échafaudages de 7<sup>m</sup>,50 de long sur 1<sup>m</sup>,80 de largeur, on a nettoyé la rainure entre les deux ouvrages et construit un radier de raccordement en béton : on a ensuite fermé par des palplanches la lacune existant derrière les bajoyers et l'on a pu construire par épuisements le revêtement du radier et raccorder toutes les maçonneries.

#### E. OUTILLAGE DES TRAVAUX A L'AIR COMPRIMÉ

Ces divers travaux ont exercé la sagacité des constructeurs, qui ont cherché à adapter leur outillage aux conditions d'exécution qui leur étaient imposées par les circonstances.

Pour les caissons, les renseignements que nous avons donnés ci-dessus indiquent les modifications principales apportées dans leur construction : il est surtout à remarquer que la hauteur des chambres de travail qui était de 3<sup>m</sup>,20 à Kehl varie le plus souvent entre 1<sup>m</sup>,90 et 2 mètres, ce qui diminue la hauteur et par suite la durée du remplissage, le poids des fers et la dimension des échafaudages. La forme des caissons se prête d'ailleurs à toutes les sujétions : depuis les formes rectangulaires des culées des ponts jusqu'au plan parabolique du caisson de Livourne, on rencontre les combinaisons les plus variées. Pour les barrages de la navigation de la Seine, les caissons de piles présentaient une feuillure sur laquelle s'appuyaient les caissons des passes; dans tous les ouvrages à jonctions étanches, les parois transversales des caissons sont munies de rainures ou multiples (écluses de Saint-Aubin) ou uniques (écluse de Saint-Malo) pour augmenter l'adhérence des maçonneries et couper les filtrations. Quant aux écluses à air, nous en parlerons à l'occasion de l'extraction des déblais.

*Exécution des déblais.* — L'exécution des terrassements dans les caissons comporte l'emploi de tous les procédés usités à l'air libre; la mine peut être pratiquée, moyennant quelques pré-

cautions très simples pour empêcher les éclats de perforer les tôles ; on l'a même employée dans les fondations d'un pont sur le Guadalquivir, comme moyen de faciliter la descente du caisson.

A Gênes, on a employé, pour percer les trous dans le dérochement des fouilles des formes de radoub, des perforatrices à rotation Brand, suspendues par des attaches articulées à un chariot roulant sous le plafond du caisson, et actionnées par l'eau sous pression.

Enfin dans les fondations du pont du Forth, pour fouiller un sol d'argile compacte avec conglomérats, on s'est servi d'une pelle hydraulique commandée directement par un cylindre à eau comprimée.

*Extraction des déblais.* — Les machines ou installations relatives à l'extraction des déblais dépendent essentiellement des dispositions adoptées pour les écluses, et les formes de celles-ci diffèrent suivant qu'elles sont principalement ou accessoirement disposées :

- a. Pour le passage des ouvriers ;
- b. Pour l'extraction des déblais ;
- c. Pour l'introduction des matériaux.

a. Dans une cloche dans laquelle un volume d'air notable est emmagasiné et dont toutes les parties sont invariablement liées, il est naturel de mettre l'écluse pour le passage des hommes au-dessus de la chambre de travail ; mais si les écluses à matériaux sont installées mécaniquement, il convient au contraire qu'elles soient toujours au-dessus de l'eau, à la partie supérieure des cheminées. Dans les caissons de fondation proprement dits, il importe de laisser au milieu des maçonneries un vide aussi restreint que possible et de pouvoir facilement démonter les écluses après le travail : de là, la pratique générale de les placer à la partie supérieure en les reliant à la chambre de travail par des cheminées de diamètre compris entre 1<sup>m</sup>,35 et 0<sup>m</sup>,70.

Les écluses à hommes se rattachent, quant à leur forme, à deux types anciens que nous désignons par l'un des ouvrages où on les a employées : le type Argenteuil à deux cylindres concentriques, à deux sas placés dans l'espace annulaire de 2 mètres de hauteur qui entoure la colonne centrale, le type Arles qui comprend également deux sas, mais de dimensions

beaucoup plus restreintes. Mais, tandis que ces anciennes écluses pesaient 7 000 à 8 000 kilogrammes, on est parvenu, par la réduction des dimensions, à construire des écluses courantes de forme analogue de 1<sup>m</sup>,40 et 1<sup>m</sup>,50 de diamètre dont le poids varie de 2 000 à 2 200 kilogrammes.

Pour *monter* les déblais dans ces écluses, on a employé : de petites machines à vapeur placées au-dessus de l'écluse dont l'arbre, muni d'une poulie, pénètre à travers la paroi (Argenteuil) ; des treuils actionnés au moyen d'un câble par une locomobile qui commandait en même temps une série de treuils semblables, ceux-ci pouvant être placés à l'intérieur de l'écluse (cloche de Brest) ou à l'extérieur (Toulon) ; des treuils extérieurs, dont le câble seul traverse la paroi de l'écluse dans un orifice garni de deux rondelles de caoutchouc ; enfin des machines à eau ou à air comprimé.

La Compagnie de Five-Lille emploie, depuis 1880, un treuil à air comprimé placé dans l'écluse, dont l'échappement est réglé à une pression supérieure à celle du caisson. Ce mode de transmission a été utilisé à la Rochelle avec des moteurs Schmidt, placés au-dessus des écluses, à 850 mètres des compresseurs qui les alimentaient.

Pour recevoir les déblais et les écluser, après s'être contenté des sas ordinaires, on a adapté à la base de ceux-ci, dans le plan du treuil, des tubulures inclinées vers l'extérieur de *haut* en *bas*, qui, dans le langage courant, s'appellent *pipes*. Ce sont de petits sas ou *éclusettes* qui reçoivent les déblais par le haut et se déchargent d'eux-mêmes par le poids des matières lorsque, la porte intérieure étant fermée, on ouvre la porte extérieure.

Pour faciliter l'introduction des matériaux de dimensions courantes, et notamment du béton, on a également monté sur certaines écluses des pipes dont l'orifice extérieur est plus élevé.

b. L'extension des procédés et l'agrandissement des ouvrages ont conduit, tant pour économiser l'air comprimé que pour rendre les manœuvres plus rapides, à construire des écluses spéciales, soit pour les déblais, soit pour les matériaux. A Toulon, une petite écluse très légère renfermait deux pipes à déblais de 0<sup>m</sup>,55 de diamètre et une pipe à matériaux de 0<sup>m</sup>,765 ; dans les cloches à décrochement, les pipes à déblais ont un diamètre de 0<sup>m</sup>,750.

A Paimbœuf, à Rome et à la Rochelle, pour augmenter le rendement des écluses et pour rendre possibles l'extraction et l'introduction de matériaux d'un grand volume, on a monté une benne oscillante d'une contenance de 400 litres sur un bâti supporté par un plateau garni, à son périmètre, d'un bourrelet de caoutchouc : le puits de l'écluse a 1<sup>m</sup>,03 de diamètre, sans aucune saillie jusqu'à son extrémité supérieure, où une cornière circulaire arrête le plateau qui porte la benne ; le sas est formé par un cylindre de même diamètre directement superposé au puits, et, lorsque la benne remonte, elle ouvre en temps utile le robinet qui met le sas à la pression atmosphérique ; la porte qui démasque l'orifice de sortie des déblais est fermée par un élément cylindrique mobile sur un chemin de roulement circulaire. Lorsqu'elle est ouverte, on fait basculer la benne qui se vide sans sortir de l'écluse. Celle-ci ne renferme que l'arbre portant, suivant les cas, la poulie d'une courroie métallique ou la noix d'une chaîne Gall à laquelle la benne est suspendue. Le treuil est extérieur ; il est commandé par un petit moteur à air ou à eau. Un seul homme travaillant à l'air libre conduit ce mécanisme et le frein.

Au lieu d'appareils à fonction limitée, on a également cherché à construire des écluses satisfaisant à la fois aux diverses nécessités du travail : on arrive ainsi à des combinaisons toujours compliquées et rarement satisfaisantes. MM. Klein, Schmoll et Gaertner ont appliqué un appareil de ce genre aux fondations d'un pont sur le Danube à Vienne ; cette écluse, qui pèse 7 000 kilogrammes, renferme des compartiments distincts pour le dragage, le déblai, l'introduction des matériaux ; elle ne paraît pas avoir été imitée.

Il n'en est pas de même d'un procédé dont il nous reste à faire mention et qui peut au contraire recevoir des applications nombreuses toutes les fois que la nature et la division du terrain permettent d'y recourir : c'est le siphonnement des déblais. Au pont de Saint-Louis sur le Mississippi, on avait fait usage de pompes à sable constituant des éjecteurs à eau comprimée ; ailleurs, on avait placé une chaîne à godets ou une drague Priestmann dans un puisard descendant plus bas que le tranchant du caisson et débouchant à l'air libre. Mais ce qui, dans bien des cas, dans les terres, sables, vases et graviers, a paru le plus simple, a consisté dans la construction d'un tuyau dont

la partie inférieure flexible plonge, en contre-bas du couteau du caisson, dans le déblai convenablement délayé et dont la partie supérieure débouche au-dessus de l'eau. L'air comprimé tend à faire monter dans ce siphon une colonne d'eau boueuse, dont la densité deviendrait trop supérieure à celle de l'eau et n'arriverait plus à l'orifice supérieur si l'on n'avait la précaution de laisser, à un mètre au-dessus du fond, des trous de quelques millimètres d'ouverture qu'on ouvre dans la mesure nécessaire pour donner passage à une certaine quantité d'air comprimé qui allège la colonne montante et détermine la continuité du mouvement.

Lorsque le terrain s'y prête, c'est sans contredit le moyen le plus simple d'extraction des déblais.

c. La descente des matériaux peut s'effectuer au moyen des engins que nous avons décrits. Dans les travaux ordinaires, le béton de remplissage est introduit par les pipes ou par les sas ordinaires. A Toulon, on avait deux écluses spéciales à béton.

A Gênes, le béton est introduit par des sas spéciaux de grandes dimensions pour desservir une vaste cloche de  $38 \times 22$  mètres, au moyen de laquelle doit se couler le béton des formes de radoub ; le moellon, la brique et les petites pierres de taille descendent par les bennes des écluses décrites plus haut. Dans diverses constructions de ponts, en vue de la pose du socle, on a employé de grandes écluses permettant de faire passer des blocs de 1 mètre  $\times$  0,80  $\times$  0,60 (pont de Mareuil sur la Dordogne).

Lorsqu'on se sert de cloches, on peut aussi, au moment où l'on arrive à une assise de pierre de taille, relever et déplacer la cloche, barder à l'air libre les pierres à leur emplacement approximatif sous l'eau, et revenir ensuite avec la cloche pour les mettre en place (Gênes).

*Remplissage des chambres de travail.* — Les fondations sur caissons perdus aboutissent, comme dernière phase, au remplissage de la chambre de travail : sauf quelques cas exceptionnels, on effectue ce remplissage en béton ; on l'a quelquefois complété au moyen d'un coulis de ciment ayant pour objet de remplir les petites anfractuosités que le bétonnage aurait laissées vides.



Avec les installations ordinaires, on ne dépasse guère 30 mètres cubes de béton employé par jour : à Toulon, avec deux écluses spéciales on atteignait au moins 100 mètres cubes. A Gênes, sous le grand caisson flottant, on compte en employer 250 mètres cubes.

*Matériel de compression.* — Pour terminer sur ce sujet, il ne nous reste plus qu'à donner quelques indications sur les machines de compression les plus employées et sur l'éclairage des caissons.

Les machines de compression appartiennent soit aux types à injection d'eau pulvérisée avec refroidissement extérieur, soit aux types à double enveloppe avec circulation rapide d'eau autour du cylindre.

M. Hersent a fait construire, par les Forges de l'Horme à Saint-Chamond, une machine de ce genre à deux cylindres horizontaux de 0<sup>m</sup>,30 de diamètre et 0<sup>m</sup>,40 de course montée sur bâtis en fer et destinée à être déplacée facilement.

A la Rochelle, l'air était fourni aux caissons par cinq compresseurs des systèmes Roy et Sautter-Lemonnier ; deux petits compresseurs Burckhardt à haute pression fournissaient la force motrice aux treuils des écluses.

Ce qui caractérise essentiellement les machineries récentes, c'est leur mobilité et leur divisibilité. On peut avoir des travaux peu importants à exécuter dans des régions d'accès difficile : si les mêmes engins ont à fonctionner sur un chantier plus considérable, il suffit d'en juxtaposer un assez grand nombre d'éléments.

*Eclairage des caissons.* — Quant à l'éclairage des caissons, les lampes n'ont jamais pu y être employées ; elles donnaient une fumée qui viciait promptement l'atmosphère, et tant qu'on n'y a pas adapté les lampes à incandescence, les bougies étaient le seul mode d'éclairage usité. L'application de l'électricité a constitué un grand progrès, maintenant général sur tous les grands chantiers ; on a commencé par craindre les ruptures de lampes et par les protéger par de doubles enveloppes ou des réseaux métalliques ; l'expérience a montré qu'il suffisait de bien choisir les emplacements pour n'avoir besoin d'aucune précaution spéciale.

## DES PRIX DE REVIENT

Nous n'avons pu que très exceptionnellement, dans ce qui précède, donner des indications relatives aux prix. Les comparaisons à faire à ce point de vue entre les différents modes de fondations sont très délicates, parce qu'il est rare qu'on ait à sa disposition des documents assez complets pour reconnaître si les conditions d'exécution ont été absolument comparables.

Dans les fondations faites sur un terrain dont la solidité n'est pas certaine, on cherche la sécurité dans l'élargissement des bases. Avec l'air comprimé, les massifs sont plus profonds mais moins larges : dès lors, une comparaison au mètre cube de maçonnerie est toujours un peu arbitraire.

Dans les fondations de ponts, lorsque la profondeur dépasse 3 à 6 mètres, si l'on peut avoir à craindre des épuisements difficiles, l'emploi de l'air comprimé peut devenir plus économique que les procédés ordinaires ; mais cela dépend essentiellement du cube total des maçonneries de fondations à exécuter. Le seul point sur lequel il existe des données précises, c'est l'abaissement continu des prix des fondations à l'air comprimé dans les dernières années : jusqu'en 1878, le mètre cube de fondations de pont par l'air comprimé a coûté de 150 à 100 francs ; la multiplicité des chantiers a maintenu les prix voisins de 100 francs jusque vers 1883 ; depuis, ils se sont abaissés jusqu'à 75 francs et 65 francs et pourraient même descendre plus bas pour des ouvrages importants dans des conditions d'exécution favorables ; en dehors de la valeur comparative des procédés, c'est un des motifs principaux pour lesquels l'emploi de l'air comprimé se généralise et doit s'étendre de plus en plus : quant aux travaux hydrauliques et maritimes, il permet d'aborder des problèmes nouveaux pour la solution desquels ce procédé n'a pas de concurrents : la question de dépense n'a donc pas dans ce cas le même intérêt.

## RÉSUMÉ

Si, dans l'ordre que nous avons suivi, nous cherchons à rappeler les procédés de fondations qui se sont fait connaître ou se sont développés depuis 1878, nous trouverons :

Les grands épuisements, notamment dans les travaux des ports maritimes;

Les blocs artificiels construits sur place ou immergés pour la construction des jetées ou des murs de quais des ports;

La pose des enceintes en charpente ou l'enfoncement des blocs de maçonnerie au moyen d'injections d'eau;

L'enfoncement par havage des puits maçonnés dans les terrains vaseux;

Enfin, et surtout, les fondations pneumatiques qui, après avoir été expérimentées d'abord dans les fondations de ponts, se sont successivement étendues à tous les travaux hydrauliques et maritimes.

Parallèlement à ces progrès et pour l'exécution des travaux en général, plutôt qu'en vue des fondations en particulier, l'outillage des travaux publics a pris une extension très rapidement croissante et a permis, au moyen des engins mécaniques de toute sorte mus par la vapeur, l'eau ou l'air comprimé, l'électricité même, d'exécuter mécaniquement un grand nombre de mains-d'œuvre de fouille, transports, bardage de matériaux, exploitation de carrières, etc.

C'est ce qu'on peut faire très simplement ressortir en rapprochant les quantités d'hommes et de chevaux-vapeur employés sur trois des grands chantiers de M. Hersent, dans des conditions favorables à l'usage des machines :

DATES	DÉSIGNATION des CHANTIERS	HOMMES	CHEVAUX - VAPEUR	CHEVAUX - VAPEUR PAR HOMME
1869-1875 . . . . .	Régularisation du Danube.	3 500	2 000	0,60
1876-1882 . . . . .	Port d'Anvers . . . . .	4 200	4 430	1,12
1887. . . . .	Port de Lisbonne . . . . .	4 300	2 500	1,92

Les grands chantiers emploient donc maintenant plus de machines que d'hommes, et les constructeurs prennent une part de plus en plus importante dans les travaux publics. Qu'il s'agisse de l'application des fondations pneumatiques ou de l'outillage des chantiers, nous constatons avec une légitime sa-

tisfaction pour l'honneur de notre pays que la plupart des grands travaux européens ont été et sont encore exécutés par des entrepreneurs français qui commandent aux maisons de construction françaises la majeure partie de leur outillage.

Nous n'aurions pu, sans nous exposer à des inexactitudes ou à des omissions, chercher à faire dans ce rapport la part qui revient à chacun dans la direction des travaux que nous avons mentionnés; il nous a paru plus simple de réunir dans une liste chronologique la désignation des ouvrages cités et des ingénieurs, entrepreneurs et constructeurs qui y ont pris part.

Nous ferons suivre cette liste de la nomenclature des mémoires ou documents à consulter pour compléter les renseignements nécessairement sommaires que comportait le cadre de ce rapport.

DÉSIGNATION DES TRAVAUX MENTIONNÉS DANS CE RAPPORT

OUVRAGES	RIVIÈRES LIGNES OU PORTS	DATES D'EXÉCUTION	INGÉNIEURS	ENTREPRENEURS ET CONSTRUCTEURS
Pont de Saint-Louis. . . . .	Mississipi . . . . .	1868-1874. . .	MM. EADS. . . . .	C <sup>e</sup> de Keystonebridge.
Construction du bassin à flot.	Bordeaux . . . . .	1869-1880. . .	JOLY DE BOISSE, FARGUE, in- génieurs en chefs. . . . . DE LA ROCHE-TOLAY, REGNAULT, BOUTAN, ingénieurs ordi- naires. . . . .	Bernard jeune, Schneider et C <sup>e</sup> .
Pont de Brooklyn. . . . .	New-York. . . . .	1870-1883. . .	JOHN et WASHINGTON RÆBLING.	
Construction du bassin de l'Ouest. . . . .	Dunkerque. . . . .	1872-1876. . .	PLOQ, ingénieur en chef . . . GUILLAIN, ingénieur ordinaire.	Olivier, Puisillieux et Noël.
Construction du bassin de Penhouet . . . . .	Saint-Nazaire . . .	1873-1880. . .	CHATONET, DE CARCADEC, in- génieurs en chef. . . . . REVOL, LEFERME, POCARD-KER- VIER, ingénieurs ordinaires	Bord.
Extension des bassins et construction de formes de radoub . . . . .	Marseille. . . . .	1874-1889. . .	BERNARD (E.), GUÉRARD, ingé- nieurs en chef . . . . . ANDRÉ, GUÉRARD, ingénieurs ordinaires . . . . . SEBILLOTE, faisant fonctions d'ingénieur. . . . .	Dussaud frères, Barthelon, Rabattu, Vaccaro; Michel, Dupuy et Magnac.
Travaux du port . . . . .	Calais. . . . .	1873-1889. . .	STORCELIN, PLOQ, GUILLAIN, VÉTILLART, ingénieurs en chef. . . . . VÉTILLART, CHARGUÉRAUD, in- génieurs ordinaires. . . . .	Varinot, Caville, Bernard.
Bateau-cloche pour les tra- vaux de navigation. . . . .	Seine . . . . .	1876-1878. . .	KRANTZ, DE LAGRENÉ, ingé- nieurs en chef . . . . . CHEYSSON, ingénieur ordinaire	Claparède et C <sup>e</sup> , Boulogne.
Construction d'un batardeau en béton. . . . .	Marseille . . . . .	1876-1879. . .	BERNARD, ingénieur en chef . GUÉRARD, ingénieur ordinaire.	
Agrandissement de l'avant- port du côté sud, achève- ment du bassin de l'Eure et construction de la digue Saint-Jean. . . . .	Le Havre . . . . .	1876-1880. . .	BELLOT, ingénieur en chef. . QUINETTE DE RICHEMONT, RE- NAUD, ingénieurs ordinaires.	
Construction des bassins de radoub de la darse de Missiessy. . . . .	Toulon . . . . .	1876-1882. . .	RAOULX, ingénieur en chef, directeur. . . . . DE MAZAS, ingénieur ordi- naire . . . . .	Hersent.
Construction d'une jetée. . .	Colombo (Ceylan). .	1876-1883. . .		
Viaduc de Saint-Léger (fon- dations). . . . .	Grande Ceinture de Paris . . . . .	1877-1880. . .	ARNAUD, ingénieur en chef. . GEOFFROY, ingénieur ordinaire	Hersent.
Dérochement de la roche la Rose. . . . .	Brest . . . . .	1877-1881. . .	VERRIER, ingénieur en chef. . ÉTIENNE, ingénieur ordinaire	Hersent.
Construction du port de la Pointe des Galets. . . . .	La Réunion . . . . .	1877-1886. . .		Lavalley et Molinos; Joubert et Fleury.
Construction de quais et de digues, creusement et rem- blayement des bassins . .	Anvers . . . . .	1878-1883. . .	DE MATHYS, ingénieur en chef. Baron PRISSE, ingénieur. . .	Couvreux et Hersent.
Batardeau du bassin du Salou; réfections de ra- diers sous l'eau. . . . .	Brest . . . . .	1879-1880. . .	VERRIER, ingénieur en chef . VILLOTTE, ingénieur ordinaire.	Hersent.

220

CONGRÈS INTERNATIONAL.

DES PROCÉDÉS DE CONSTRUCTION

221

OUVRAGES	RIVIÈRES LIGNES OU PORTS	DATES D'EXÉCUTION	INGÉNIEURS	ENTREPRENEURS ET CONSTRUCTEURS
Barrages du Coudray et d'Evry . . . . .	Seine (entre Montreuil et Paris) . . . . .	1879-1881 . . . . .	MM. ROUGEUL, ingénieur en chef . LAVOLLÉE, ingénieur ordinaire . . . . .	Montagnier.
Travaux du port et de la rade . . . . .	Boulogne . . . . .	1879-1889 . . . . .	PLOCO, GUILLAIN, VÉTILLART, ingénieurs en chef . . . . . BARBEAU, MONTMERQUÉ, ingénieurs ordinaires . . . . .	Baratoux (Ch.).
Pont du Garrit . . . . .	Dordogne . . . . .	1880 . . . . .	FARGAUDIE, ROMAN, ingénieurs en chef . . . . . LIÉBEAUX, ingénieur ordinaire.	Moreau et Montagnier.
Construction de quais . . . . .	Paimbœuf (Loire-Inférieure). . . . .	1880-1881 . . . . .	DE CARCARADEC, JOLY, ingénieurs en chef . . . . .	Zschokke.
Pont de Mareuil . . . . .	Dordogne . . . . .	1881 . . . . .	LANTIERES, ingénieur en chef. COUVAT-DESVERGNES, ingénieur ordinaire. . . . .	Moreau et Montagnier.
Écluses et barrages . . . . .	Saint-Malo et Saint-Servan (Ille-et-Vilaine). . . . .	1880-1872 . . . . .	MENGIN, ingénieur en chef. ROBERT, ingénieur ordinaire.	Zschokke.
Construction du bassin Bellot.	Le Havre . . . . .	1880-1887 . . . . .	BÉLLOT, QUINETTE DE RICHEMONT, ingénieurs en chef . WIDMER, DESPREZ, ingénieurs ordinaires . . . . .	Hallier.
Viaduc de Marly . . . . .	Chemin de fer de Saint-Cloud à l'Estang-la-Ville. . . . .	1881-1882 . . . . .	CABARRUS, ingénieurs en chef. LUNEAU, ingénieur ordinaire.	Zschokke.
Pont de Marmande . . . . .	Garonne : chemin de fer de Marmande à Casteljaloux. . . . .	1881-1885 . . . . .	FARAGUET, CHARDARD, PUGENS, PETTIT, ingénieurs en chef. SÉJOURNÉ, GUIBERT, ingénieurs ordinaires . . . . .	Varigard et Mortier.
Barrages de Port-Mort, de Meulan, écluses de Poses Barrage de Méricourt. . . . .	Seine entre Poissy et Rouen . . . . .	1881-1886 . . . . .	DE LAGRENÉ, CAMÉRÉ, ingénieurs en chef . . . . . CAMÉRÉ, CHABERT, CLERC, GARRETA, ingénieurs ordinaires . . . . .	Zschokke. Zschokke et Terrier.
Construction de l'écluse d'aval du bassin de mi-marée et creusement du chenal du Pollet . . . . .	Dieppe . . . . .	1881-1889 . . . . .	BÉLLOT, ALEXANDRE, ingénieurs en chef . . . . . GÉRARDIN, COLMET-DAAGE, ingénieurs ordinaires . . . . .	Moreau et Montagnier.
Création du bassin de la Pallice . . . . .	La Rochelle . . . . .	1881-18 . . . . .	DE BEAUCÉ, POTEL, ingénieurs en chef . . . . . TURNINGER, COUSTOLLE, ingénieurs ordinaires . . . . .	Zschokke et Terrier.
Pont de Château-Thierry . . . . .	Marne : chemin de fer de l'Est. . . . .	1882 . . . . .	CELLIER . . . . .	Zschokke.
Élargissement des ponts de Charenton . . . . .	Seine . . . . .	1882-1883 . . . . .	GARET, DU BOSY, ingénieurs en chef . . . . .	Moreau et Montagnier, Eiffel.
Construction du 3 <sup>e</sup> bassin à flot . . . . .	Rocheport . . . . .	1882 . . . . .	DE BEAUCÉ, POTEL, ingénieurs en chef . . . . . POLONY, CRAHAY DE FRANCHIMONT, ingénieurs ordinaires.	Viguer, Rigault, Hallier.
Pont de Cubzac . . . . .	Dordogne . . . . .	1883-1887 . . . . .	PROMPT, ingénieur en chef. GÉRARD, ingénieur ordinaire.	C <sup>ie</sup> de Fives-Lille; Lebrun et C <sup>ie</sup> , Bonnamy.
Travaux de rectification du Tibre; construction des bassins de radoub; prolongement du bassin de radoub.	Rome, Gènes, Livourne . . . . .	1884 . . . . .	ZUCHELLI, CERUTTI et PEROLI, GIACCONE, LUIGGI, NOVIZIO et INGLESE . . . . .	Zschokke et Terrier.

OUVRAGES	RIVIÈRES LIGNES OU PORTS	DATES D'EXÉCUTION	INGÉNIEURS	ENTREPRENEURS ET CONSTRUCTEURS
Pont du Forth . . . . .	Le Forth . . . . .	1883 . . . . .	MM. FOWLER et BAKER . . . . .	Tancred, Arrol et C <sup>ie</sup> .
Élargissement du pont d'Austerlitz . . . . .	Seine . . . . .	1884-1885 . . . . .	{ BERNARD, CHOQUET, ingénieurs en chef . . . . . GUIARD, ingénieur ordinaire.	Marcadé.
Construction d'un bassin de radoub . . . . .	Saïgon . . . . .	1884-1888 . . . . .	PAVILLIER et GUILLACME . . . . .	Hersent.
Construction de quais, écluses, bassins de radoub, etc . . . . .	Lisbonne . . . . .	1888 . . . . .	LOUREIRO . . . . .	Hersent.
Pont de Hawkesbury . . . . .	Australie . . . . .	1885 . . . . .	ANDERSON et BARR. . . . .	Union Bridge et C <sup>ie</sup> .
Pont de Rouen . . . . .	Seine à Rouen . . . . .	1885-1888 . . . . .	{ LAVOINE, MENGIN, ingénieurs en chef . . . . . JUNCKER, CADART, ingénieurs ordinaires . . . . .	Fives-Lille.
Construction des nouveaux quais de rive gauche . . . . .	Bordeaux . . . . .	1887 . . . . .	{ PASQUEAU, ingénieur en chef. DE VOLONTAT, ingénieur ordinaire . . . . .	Zschokke et Terrier.
Ponts Morand et Lafayette . . . . .	Rhône à Lyon . . . . .	1887 . . . . .	{ GIRARDON, ingénieur en chef. TAVERNIER (R.), ingénieur ordinaire . . . . .	Le Creusot, Fives-Lille, Morand.

## DOCUMENTS A CONSULTER

### A L'APPUI DE CE RAPPORT

---

#### I. PUBLICATIONS PÉRIODIQUES

##### ANNALES DES PONTS ET CHAUSSÉES

Pont de Saint-Louis (Mississippi), Lavoine, 1877, 2<sup>e</sup> semestre.

Note sur un nouveau système de fonçage de pieux, Stœcklin et Vétillard, 1878, 1<sup>er</sup> semestre.

Battage des pieux à Honfleur, Widmer, 1879, 2<sup>e</sup> semestre.

Batardeau en béton de Marseille, Bernard (Émile), 1880, 1<sup>er</sup> semestre.

Fondations à l'air libre et à air comprimé. Emploi du caisson divisible et mobile, Liébeaux, 1881, 1<sup>er</sup> semestre.

Note sur un nouvel emploi du caisson-batardeau à air comprimé divisible et mobile, Liébeaux, 1881, 2<sup>e</sup> semestre.

Viaduc de Saint-Léger (grande ceinture de Paris), Geoffroy, 1882, 2<sup>e</sup> semestre.

Port de Saint-Malo. Note sur la jonction des caissons dans les fondations à l'air comprimé, Mengin, 1883, 1<sup>er</sup> semestre.

Fondation du pont de Marmande, Séjourné, 1883, 1<sup>er</sup> semestre.

Note sur les ouvrages mobiles des barrages de la haute Seine, Lavollée, 1883, 1<sup>er</sup> semestre.

Fondation, par havage, du troisième bassin à flot de Rochefort, Cray de Franchimont, 1884, 1<sup>er</sup> semestre.

Procédé pour le fonçage des puits à travers des couches de sable mouvant, Pötsch, 1884, 1<sup>er</sup> semestre.

Jetée sur pieux à vis à l'embouchure de la Delaware, Cadart, 1884, 2<sup>e</sup> semestre.



Construction de l'écluse aval du bassin de mi-marée (port de Dieppe), Alexandre, 1887, 2<sup>e</sup> semestre.

Bassin Bellot, au port du Havre, Despretz, 1889, 1<sup>er</sup> semestre.

#### ANNALES DES TRAVAUX PUBLICS

Jetée du pont de Calcutta (construction et aménagement des ports de commerce), 1884, n° 60.

Le pont de l'Impératrice sur le Sutlej, aux Indes, 1885, n° 63.

Nouveau système de caisson à air comprimé (système Klein, Schmoll et Gaertner), 1885, n° 63.

Port en eau profonde de Colombo (Ceylan), Société des ingénieurs civils anglais, 1887, n° 91.

Travaux d'amélioration du port de Dieppe, 1888, n° 97.

Les grands travaux métalliques : le pont du Forth, 1888, n°s 101 et 102.

#### GÉNIE CIVIL

Le pont de Brooklyn, 1882, t. III, n° 15.

Le pont du Forth, 1884-1885, t. VI, n° 9.

Le pont de Palma del Rio, sur le Guadalquivir, de Palacio, 1885-1886, t. VIII, n° 12.

Emploi et manœuvres des blocs artificiels en béton dans les travaux maritimes. Grues des ports de Batoum, Kurrachee (Indes), Port-Alfred (Afrique méridionale), G.-L. Pesce, 1886, t. IX, n°s 25, 26 et 27.

Emploi et manœuvres des blocs artificiels en béton dans les travaux maritimes. Sunderland (Angleterre), G.-L. Pesce, 1886-1887, t. X, n° 1.

Système adopté pour les fondations à grande profondeur au port de Hawkesbury (Australie), 1886, t. IX, n° 5.

## II. PUBLICATIONS DIVERSES

1<sup>o</sup> *Notices sur l'Exposition du Ministère des travaux publics.* — Paris, 1878 ; Melbourne, 1880.

Travaux de navigation de la Seine. Ports de Dunkerque, du Havre, de Saint-Nazaire, de Bordeaux et de Marseille.

2° *Congrès international du génie civil, tenu à Paris du 5 au 14 août 1878 :*

Note sur les fondations en lit de rivière et au bord de la mer, James Brunlees, 1854-1860.

3° *Notice sur les fondations à l'air comprimé.* — C. Zschokke, 1879.

4° *Notice sur les fondations à l'air comprimé sans incorporation de fer dans la maçonnerie.* — Moreau jeune et L. Montagnier, 1882 :

Démolition des murs de quais et radiers du port de Honfleur. Pont de Garrit et de Mareuil sur la Dordogne. Barrage du Coudray. Élargissement des ponts de Charenton.

5° *Note sur les travaux du port de la Réunion.* — Joubert et Fleury, 1885.

### III. NOTICES SUR L'EXPOSITION UNIVERSELLE DE 1889

1° *Notices sur l'Exposition du Ministère des travaux publics :*

Élargissement du pont d'Austerlitz. Ports de Calais, Boulogne, Dieppe, Le Havre, Rochefort, La Rochelle, Bordeaux.

2° *Notice de M. Hersent, intitulée : Travaux publics, 1856-1881.*

Bassins de radoub de la darse de Missiessy (Toulon).

Installations maritimes du port d'Anvers.

Construction d'un bassin de radoub à l'arsenal de Saïgon.

Travaux du port de Lisbonne.

Dérochements sous-marins à Brest, Cherbourg, Lorient et Phillippeville.

Caissons de Dieppe, d'Anvers, du Carnet.

Drague du port de Toulon, etc.

3° *Notices de MM. Zschokke et Terrier :*

Travaux sous-marins de l'avant-port de la Palice (La Rochelle).

Travaux hydrauliques et fondations pneumatiques exécutés en Italie de 1883 à 1889 :

Rectification du Tibre à Rome. Construction de bassins de radoub à Gènes. Prolongement du bassin de radoub de Livourne.

Travaux hydrauliques et fondations pneumatiques exécutés en France de 1880 à 1889 :

Quai de Paimbœuf. Ports de Saint-Malo et Saint-Servan. Port de Fécamp. Barrages et écluses sur la Seine. Quais verticaux de Bordeaux.

M. ABADIE, ingénieur civil, communique au Congrès différents grands travaux hydrauliques et pneumatiques exécutés en Italie; il signale en premier lieu ceux ayant trait au port de Gênes que le ministère des travaux publics a mis au concours et dont l'exécution a été confiée à MM. C. Zschokke et P. Terrier.

M. Abadie donne au Congrès des explications détaillées sur les procédés, mentionnés dans un rapport spécial, qui ont été employés par MM. Zschokke et Terrier pour la construction des bassins de radoub de Gênes.

Le sol sur lequel les bassins doivent être fondés est un rocher calcaire stratifié à bancs très inclinés, recouvert de minces couches de sable et de débris rocheux. La dureté des bancs est très variable. L'affleurement de la roche produit une suite de dentelures dont les creux sont remplis de sable et de fragments. Il a donc fallu prendre les mêmes dispositions que si le terrain avait été complètement aquifère et substituer au sol un radier général en béton.

Les travaux sous-marins à exécuter comprennent trois opérations principales :

- 1° Le minage et le sautage du rocher;
- 2° L'extraction du sable et du rocher désagrégé;
- 3° L'exécution des maçonneries sur le fond déblayé.

MM. Zschokke et Terrier ont proposé pour la réalisation de ces travaux une solution qui a été adoptée par la commission technique ministérielle et qui consiste à exécuter le dérochement et les maçonneries sous l'eau dans de grandes cloches à plongeur, munies des appareils nécessaires pour en opérer très vite le déplacement horizontal ou vertical, et des engins les mieux appropriés au minage, à l'extraction des déblais et à l'introduction des matériaux.

Ce procédé permet d'échapper aux risques de déformation et de rupture qui sont toujours à redouter quand on établit les maçonneries de très grands ouvrages sur un caisson unique. Il permet de construire directement, sur le fond déroché à vif, des maçonneries parfaitement homogènes et continues, dans

lesquelles aucune partie de fer ne reste noyée. Il permet enfin de mener de front, avec des appareils indépendants, les diverses parties du travail.

Les appareils employés comprennent un caisson mobile pour le forage des mines, deux autres caissons mobiles pour la construction des murs de quais et des bajoyers des bassins, et un grand caisson flottant pour l'extraction des déblais des bassins et pour la construction des radiers.

Le caisson mobile employé pour le forage des mines a 20 mètres sur 6<sup>m</sup>,50 ; il est suspendu par des chaînes à vérins prenant appui sur une forte charpente qui repose elle-même sur deux bateaux flotteurs munis de tous les appareils nécessaires pour un déplacement rapide. La chambre de travail diffère peu de celle des caissons ordinairement employés. Des gueuses de fonte placées entre les poutres du plafond équilibrent la sous-pression et appuient le caisson sur le fond.

Deux cylindres horizontaux en tôle de 2 mètres de diamètre et de 2<sup>m</sup>,50 de longueur sont fixés au-dessus du poutrage. Ils sont ouverts à leur partie inférieure. Un tuyau les met en communication, quand il y a lieu, avec la conduite d'air comprimé. On laisse monter l'eau dans les cylindres jusqu'à les emplir, lorsque le caisson doit être maintenu sur le fond pour le minage. On refoule l'eau au moyen de l'air comprimé, lorsque le caisson doit être relevé et changé de place.

Le forage des mines est fait par trois perforatrices à rotation du système Brand mues par l'eau en pression à 70 atmosphères. Ces perforatrices sont montées sur autant de chariots roulants dont les chemins sont formés par les ailes inférieures de quatre fers à T disposés dans le sens de la longueur du caisson sous le plafond de la chambre de travail. Chaque outil est fixé sur un chariot au moyen d'une articulation qui peut elle-même se déplacer sur le chariot. On peut ainsi donner aux perforatrices toutes les positions du plan et toutes les inclinaisons. L'eau motrice est envoyée par un accumulateur à vapeur établi sur un bateau avec les machines et les pompes de compression. L'explosif employé est la dynamite gélatine. Quand les trous sont chargés, on les réunit par un fil électrique ; le caisson est déplacé avec les bateaux qui le supportent et on fait sauter au moyen d'une batterie.

Les caissons mobiles pour la construction des bajoyers et des quais sont au nombre de deux. Ils sont construits, lestés et suspendus comme le caisson pour minage.

M. Abadie donne ensuite des indications sur le grand caisson destiné à l'extraction des déblais minés sur l'emplacement des bassins et à la mise en place du béton des radiers. Ce caisson n'est pas suspendu, mais flottant. Au-dessus de la chambre de travail est disposée une chambre de 3 mètres de hauteur appelée chambre d'équilibre que l'on peut à volonté remplir d'eau ou d'air. Sur le plafond de la chambre d'équilibre, des cloisons étanches en tôle constituent quatre réservoirs rectangulaires ouverts à leur partie supérieure qui dépasse toujours le niveau de la mer. On fait à volonté monter et descendre le caisson en substituant l'air comprimé à l'eau dans la chambre et en faisant varier, au moyen de pompes, le niveau de l'eau dans les réservoirs supérieurs. On donne ainsi graduellement à l'appareil le tirant d'eau qui correspond aux divers états du travail.

M. Abadie explique au tableau comment, avec de petits déplacements successifs de cet appareil, on arrive à exécuter à sec sous l'eau par couches de 0<sup>m</sup>,50 un massif continu en béton.

M. Abadie indique ensuite les procédés employés pour le prolongement du bassin de radoub de Livourne. On a commencé par établir en travers de la forme à la limite de la partie conservée et de l'hémicycle à démolir un mur capable de résister à la pression du bassin rempli, ce qui a permis d'effectuer à sec la plus grande partie de la démolition. L'excavation a été remblayée et au-dessus de la plate-forme ainsi constituée, on a monté un grand caisson de 1,183<sup>m²</sup> formé d'une partie rectangulaire et d'une partie parabolique correspondant au nouvel hémicycle.

M. Abadie donne les détails de courbure de ce caisson, dont la chambre de travail a été divisée en cinq compartiments par des poutres transversales équidistantes, armées d'un tranchant placé au même niveau que celui des parois.

Sur ces grandes poutres reposent des poutres, espacées d'un mètre, supportant le plafond qui est formé de voûtes en briques enduites de ciment. La substitution de ces voûtes au plafond ordinaire en tôle présente l'avantage de supprimer un diaphragme métallique qui divise les maçonneries et d'assurer une liaison

parfaite entre le massif supérieur qui constitue le radier et le béton de remplissage de la chambre de travail. En même temps que les bajoyers, on a construit sur le caisson un mur provisoire transversal, parallèle au mur qui fermait provisoirement le bassin.

Le caisson, lesté au moyen de maçonnerie à pierres sèches et de déblais, a été descendu à la cote, 13 mètres.

Pour faire la jonction entre les anciennes maçonneries et les nouvelles, on s'est servi d'un caisson-cloche suspendu à un treuil roulant dont les cheminées étaient établies sur les crêtes des deux murs provisoires. Au moyen de ce caisson, on a déblayé l'espace compris entre les deux murs et coulé le béton de raccord entre les deux radiers. La partie déblayée ayant été ensuite épuisée, on a raccordé les bajoyers et démoli les murs provisoires.

M. Abadie indique ensuite le mode de fondation à l'air comprimé du bâtiment des pompes. La nature du terrain a permis à MM. Zschokke et Terrier de construire des piliers en béton sur des chambres également en béton. Bien que les parois de ces chambres de travail n'eussent que 0<sup>m</sup>,35 d'épaisseur à la base, elles étaient parfaitement étanches. Elles reposaient sur un rouet en fer. Des fers plats rivés de distance en distance au rouet étaient serrés contre la paroi extérieure de la chambre au moyen de boulons noyés dans le béton. Cette armature était destinée à empêcher le déplacement du rouet si le caisson avait rencontré un obstacle. Elle était consolidée par des boulons d'ancrage noyés dans le béton qui rattachaient le sabot à la partie supérieure du bloc.

M. Abadie explique que cette disposition brevetée a permis de réduire au minimum la quantité de fer à abandonner dans les fondations et d'exécuter le travail à un prix dépassant à peine celui des fondations sur pilotis.

M. Heude, ingénieur en chef des ponts et chaussées, communique au Congrès quelques renseignements sur un procédé simple et pratique qu'il a employé pour couler le béton sous l'eau.

Les piles du grand pont construit sur la Loire pour donner passage à la ligne de Blois à Romorantin, dit M. Heude, ont été fondées sur des massifs de béton coulé sous l'eau (1881).

Comme nous n'étions pas certain de la résistance de la marne

blanche sur laquelle le béton devait reposer, il nous avait paru prudent de battre un grand nombre de pieux à l'intérieur de

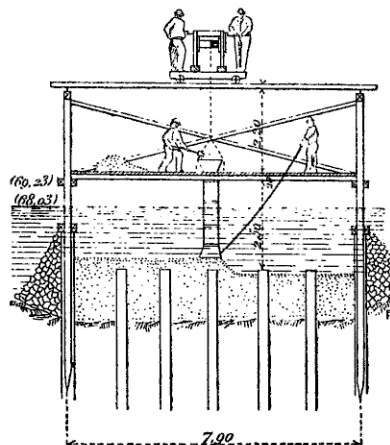


Fig. 2.

l'enceinte et de les noyer entièrement dans le béton, ainsi que le représentent les figures 2 et 3.

Une difficulté s'est alors présentée; comme les pieux ne

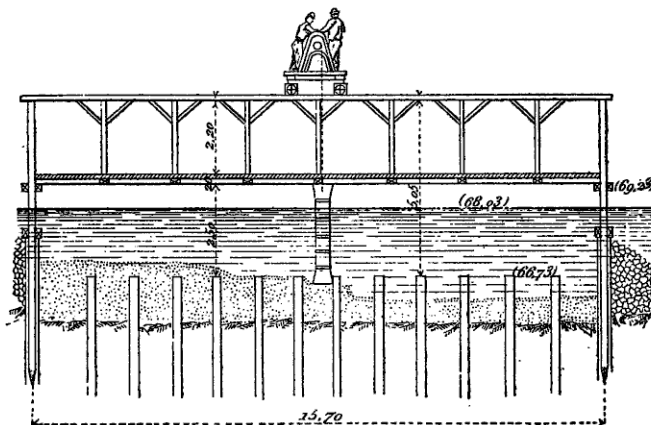


Fig. 3.

devaient être espacés que de 1<sup>m</sup>,20 d'axe en axe et que l'irrégularité du battage les avait souvent rapprochés beaucoup plus, l'emploi des caisses ordinaires serait devenu très difficile, sinon

impossible. J'ai alors employé le procédé suivant, qui n'est qu'un perfectionnement de l'ancienne trémie.

Un tube carré de 0<sup>m</sup>,40 de côté, en simples planches, est descendu verticalement jusqu'au fond de la fouille, de manière que son extrémité supérieure dépasse la surface de l'eau d'environ 1<sup>m</sup>,50. Ce tube peut être soulevé au moyen d'un treuil ; ce treuil roule dans le sens de la largeur de la fouille sur deux madriers solidaires, qui peuvent également se mouvoir d'une extrémité à l'autre de la fouille dans le sens de sa longueur. Le tout est supporté par un bâti établi sur l'enceinte ; une corde ou chaîne est attachée à l'extrémité inférieure du tube pour permettre à un ouvrier de le déplacer en tirant dessus obliquement.

Tout étant ainsi préparé, on remplit le tube de béton jusqu'à sa partie supérieure, la partie inférieure reposant sur le fond. On soulève légèrement le tube à l'aide du treuil ; le béton s'écoule partiellement sur le fond ; on change le tube de place au moyen de la chaîne oblique et, en même temps, on le laisse reposer de nouveau sur le fond, en détournant le treuil ; on remplit la partie supérieure du tube avec du béton, on le soulève en le déplaçant, et ainsi de suite.

Il s'établit de la partie supérieure à la partie inférieure un véritable courant de béton qui traverse toute la couche d'eau et qui, de cette manière, arrive au fond de la fouille sans avoir été mis en contact avec cette eau. Une seule précaution est à prendre, mais elle est essentielle : il faut veiller à ce que, lorsqu'on soulève le tube, la partie supérieure du béton ne descende pas à un niveau inférieur à celui de l'eau.

Lorsque l'on a déplacé l'extrémité inférieure du tube au moyen de la chaîne oblique, le tube revient dans la verticale et le treuil se place de lui-même au-dessus ; l'opération est donc, on ne peut plus simple, et très rapide ; on peut tourner comme l'on veut autour d'un pieu et s'en approcher tout près ; on peut également faire des couches continues de 0<sup>m</sup>,30 à 0<sup>m</sup>,40 d'épaisseur sans la moindre difficulté ; les ouvriers prennent de suite et très facilement l'habitude de ne soulever le tube avec le treuil que de la quantité nécessaire pour écouler une partie du béton et de détourner immédiatement après le treuil, pour faire reposer le tube sur le fond avant que la surface supérieure du béton dans le tube soit au-dessous de l'eau.



On pourrait objecter qu'au début de l'opération il faut jeter le béton dans le tube rempli d'eau et que ce premier béton est délavé; cela est vrai, mais la quantité délavée serait très peu importante. D'ailleurs on peut obvier à cet inconvénient en bouchant l'extrémité inférieure du tube avec une simple planche retenue à la partie supérieure avec des cordes et en descendant le tube au fur et à mesure qu'on le remplit de béton, de manière que la surface de ce béton soit toujours au-dessus de l'eau. Quand la partie inférieure est près du fond de la fouille, les cordes qui soutiennent la planche sont amenées obliquement et servent à retirer cette espèce d'obturateur du dessous du tube; l'opération est commencée et aucune partie du béton n'a été délavée.

*Résultats.* — Pour les piles fondées au milieu du courant rapide de la Loire, nous avons pris la précaution d'établir, à l'amont, des écrans en pieux et palplanches, de manière à supprimer presque entièrement le courant dans nos fouilles. Nous avons pris également toutes nos dispositions pour enlever les laitances; ces dernières précautions ont été inutiles, nous n'avons pas trouvé de laitance et, autour de la fouille, c'est à peine si l'eau était blanchie par la chaux. Enfin, lorsque nous avons posé les socles des piles, nous avons mis le béton à nu et nous avons reconnu qu'il était très gras et qu'il n'avait été nullement délavé.

Les piles de Beuvron, sur la même ligne de Romorantin à Blois, ont été fondées à l'aide du même procédé et comme nous étions à l'amont d'un moulin que nous avons mis en chômage au moment de la pose des socles, j'ai pu également me rendre compte de l'état du béton en en démolissant une partie sur une assez grande profondeur; j'ai constaté qu'il ne laissait rien à désirer.

Au point de vue de la rapidité d'exécution, j'ai coulé jusqu'à 60 mètres cubes de béton par jour et par appareil.

Au point de vue de la dépense, j'ai payé le prix prévu pour le coulage au moyen de caisses, mais mes entrepreneurs, MM. Pecquart et Collignon, qui avaient d'abord hésité à employer mon procédé, m'ont déclaré ensuite qu'il leur était revenu à très bon compte.

Au pont de Blois, la profondeur maximum, sous l'eau, était

de 7 à 8 mètres, mais rien n'empêcherait d'atteindre des profondeurs beaucoup plus considérables. C'est le poids seul de l'appareil qui pourrait limiter cette profondeur, or on peut le diminuer en remplaçant le tube en bois par un tube cylindrique en tôle mince, ainsi que M. Arnodin, ingénieur à Châteauneuf, membre du Congrès, se propose de le faire.

J'estime que l'on pourra atteindre ainsi des profondeurs considérables.

En résumé, M. Heude n'a pas la prétention d'avoir inventé la trémie qui est presque aussi vieille que le béton, mais il croit l'avoir perfectionnée et rendue pratique.

M. Belelubsky, vice-président étranger, professeur à l'École impériale des voies de Saint-Petersbourg, a la parole pour présenter une communication *sur la résistance des terrains sablonneux sous l'effet de la pression verticale exercée par un prisme solide placé à diverses profondeurs dans le terrain.*

L'orateur fait d'abord ressortir l'importance qu'il y a, pour les ouvrages dont les fondations en terrain sablonneux sont fortement chargées, à pouvoir préciser la profondeur exacte à laquelle il faut descendre, pour que la masse de terrain qui entoure la fondation proprement dite, résiste avec une sécurité suffisante aux pressions transmises par l'ouvrage. Tel est le cas par exemple des fondations de culées et piles de ponts présentant une grande hauteur.

On sait que les efforts horizontaux  $q$  (fig. 4) que peut subir une section verticale  $AB$ , supposée faite dans un terrain sablon-

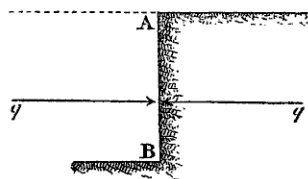


Fig. 4.

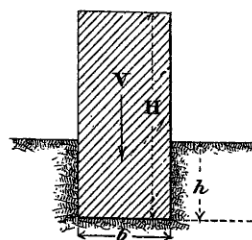


Fig. 5.

neux à surface horizontale, sont déjà assez bien étudiés autant sous le rapport de la théorie (poussée et butée des terres), que par l'expérience (nombreux essais concernant la stabilité des murs de soutènement). Au contraire, la question de la résistance

d'un terrain sablonneux à une pression ou charge quelconque verticale (fig. 5) a été jusqu'à ce jour très peu examinée, malgré la grande importance que présente cette question pour déterminer la profondeur nécessaire à donner aux fondations des édifices ou travaux d'art reposant sur un pareil terrain. Il n'est pas, du reste, difficile de s'expliquer la véritable cause de cette circonstance : elle réside dans les grandes difficultés que présente la résolution du problème, envisagé au point de vue de la nouvelle théorie mathématique de l'équilibre des massifs pulvérulents (sans cohésion). Cette théorie, fondée par Rankine (1857) et développée ensuite dans les travaux de MM. Maurice Lévy, Considère, Boussinesq, Winkler, Mohr et autres, ne s'applique actuellement qu'aux cas les plus simples de la forme d'un massif sablonneux ; ainsi : elle permet de déterminer la valeur et le sens des pressions exercées sur une surface quelconque prise dans l'intérieur du massif pulvérulent indéfiniment prolongé sur les côtés et par le bas et limité à la partie supérieure par un *plan quelconque*, dont l'inclinaison à l'horizon peut varier depuis 0 jusqu'à  $\varphi$ , angle de talus naturel du terrain. Tous les autres cas d'équilibre d'un tassement sablonneux irrégulier, de même que le cas général de la poussée d'un terrain à surface plane sur un mur de soutènement, échappent encore à l'examen de la nouvelle théorie, à cause de la grande difficulté qu'il y a à résoudre, dans le cas général, les équations d'équilibre du massif pulvérulent.

Devant l'impossibilité de trouver une solution exacte et rigoureuse du problème, on a imaginé, et on emploie depuis longtemps (d'après Coulomb, Prony, Poncelet) un calcul approximatif fondé sur l'hypothèse des *prismes de glissement* du massif sablonneux à surfaces de rupture *planes*. Cette hypothèse, comme on le sait, a donné des résultats excellents dans la théorie des murs de soutènement, en permettant d'introduire différentes hypothèses sur la direction des poussées produites par les terres sur le mur.

Le premier essai d'application des principes de Coulomb et de Poncelet à la résolution du problème de la résistance des terrains sablonneux à la pression verticale, appartient à M. Parker (1857), colonel du génie russe, ensuite ministre des voies de communication, lequel, pour résoudre la question, avait combiné (fig. 6) le prisme ABC de la plus grande pression

latérale  $p$  (Coulomb) et le prisme ACD de la plus petite résistance  $r$  au déplacement. Le premier prisme, actionné par la charge  $V$ , tend à descendre et à déplacer latéralement le prisme résistant avec sa surcharge ADEF. En admettant que les réactions  $p$  et  $r$  de deux prismes soient perpendiculaires à la surface de séparation AC et examinant la largeur AB la plus défavorable à l'équilibre limité du système, M. Pauker a déduit, de cet équilibre momentané, le rapport entre la profondeur  $h$ , à laquelle est située la base du prisme agissant  $V$ , et la hauteur maximum  $H$  de ce dernier prisme, réduit au même poids spécifique que le terrain. Sa formule est la suivante :

$$\frac{h}{H} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right),$$

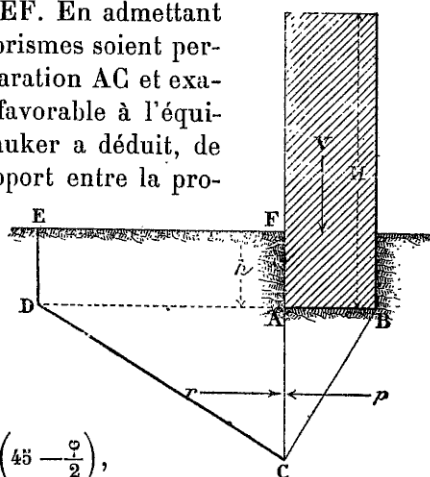


Fig. 6.

où  $\varphi$  désigne l'angle de talus naturel ou l'angle de frottement du terrain sablonneux (sans cohésion). Cette formule ne diffère en rien de celle de Rankine :

$$\frac{h}{H} = \left( \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)^2,$$

laquelle fut déduite presque en même temps, mais de considérations tout à fait différentes et empruntées à la théorie des massifs pulvérulents, fondée par Rankine même. Il est indispensable de remarquer ici, que la théorie de Rankine ne pouvait résoudre la question d'une manière précise, et ce n'est que par analogie que Rankine a été conduit à la formule précédente qui, par suite, ne peut pas être considérée comme exacte. Malheureusement, cette formule était restée très longtemps sans vérification expérimentale ; toutefois, on s'en servait en Russie, pour trouver la profondeur à laquelle on devait descendre les bases des fondations, non seulement dans des terrains sablonneux, mais dans toutes sortes de terrains autres que le rocher.

C'est seulement l'année passée que la formule de Pauker ou Rankine a subi une vérification expérimentale, exécutée au laboratoire mécanique<sup>1</sup> de l'Institut des ingénieurs des voies de communication de Saint-Petersbourg, par l'initiative et avec des appareils de MM. les ingénieurs V. Kourdumoff et P. Jankovsky. Les expériences faites, au nombre de plus d'une centaine, avec du sable tout à fait sec, ont démontré que les valeurs limites des charges d'un terrain sablonneux sont environ dix fois plus grandes que celles données par la formule de Pauker

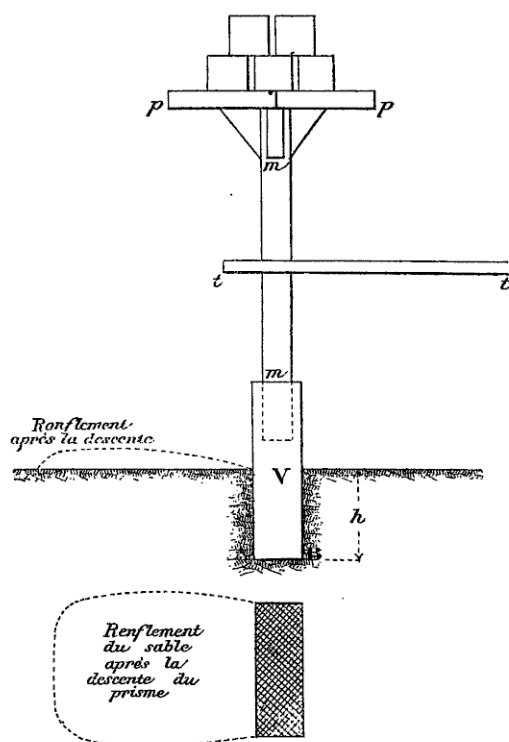


Fig. 7.

ou Rankine. L'appareil servant pour ces expériences consistait (fig. 7) en un prisme V de section rectangulaire et de grandeur variable, qu'on faisait descendre dans le sable renfermé dans un grand réservoir cylindrique en fer. Le prisme

<sup>1</sup> Dirigé par le professeur N. Belebubsky.

agissant V était fixé à une tige *mm* passant à travers un trou percé dans une planche immobile *tt* servant de guidage au mouvement vertical de la tige. Celle-ci se terminait à la partie supérieure par une plate-forme *pp* sur laquelle on posait des poids destinés à faire descendre le prisme, qui s'enfonçait alors dans le sable.

Cet enfoncement *h* était mesuré immédiatement au moyen de divisions tracées sur une des faces du prisme agissant V.

Quant à la valeur limite H qui correspondait à la profondeur *h* de la base du prisme V, on la calculait d'après la formule :

$$H = \frac{P}{\Omega \Delta}$$

dans laquelle P représente poids total agissant sur le prisme V, et produisant sa descente à partir de la profondeur *h*,  $\Omega$  l'aire de la base du prisme et  $\Delta$  le poids spécifique du sable employé. Chaque enfoncement du prisme était accompagné d'un déplacement latéral du prisme même V et d'une certaine masse de sable formant prisme de butée. Ce dernier prisme se formait toujours d'un seul côté du prisme agissant V, l'autre côté du terrain restant parfaitement tranquille.

Après que les expériences eussent établi l'inexactitude de la formule de Pauker, M. Jankovsky essaya d'introduire quelques modifications aux hypothèses de M. Pauker ; ainsi (fig. 8) : 1° il admit, comme cela se faisait déjà dans la théorie de la stabilité des murs de soutènement, que les réactions *p* et *r* de deux prismes de glissement agissent dans la direction qui fait un angle  $\varphi$  avec la normale à la surface AC, c'est-à-dire avec l'horizon ; 2° il supposa que le prisme de butée du sable a un profil triangulaire ECD, et non pas la forme trapézoïdale de M. Pauker, parce que c'est la surface EC tout entière qui supporte la pression pendant la descente du prisme V, et non pas seulement la portion AC. Cela admis, M. Jankovsky

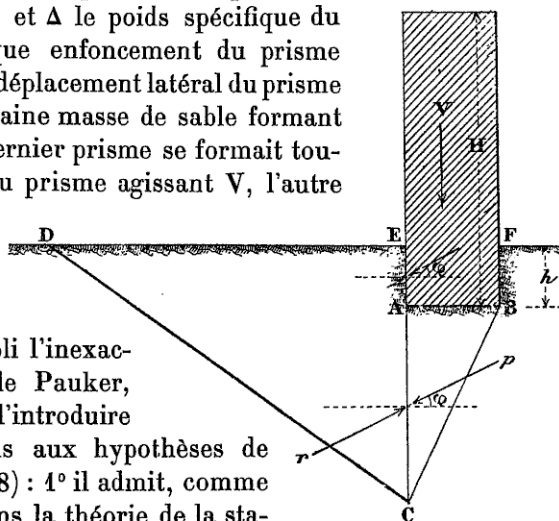


Fig. 8.

est arrivé à la formule suivante, donnant le rapport entre  $h$  et le maximum  $H$  au moment de l'équilibre limite du prisme  $V$  et pour sa largeur de base  $AB$  la plus dangereuse :

$$h = \frac{H}{2} \left( \frac{\tan \frac{45^\circ - \varphi}{2}}{\tan \frac{45^\circ + \varphi}{2}} \right)^2$$

Les valeurs de  $h$  calculées d'après cette formule concordent

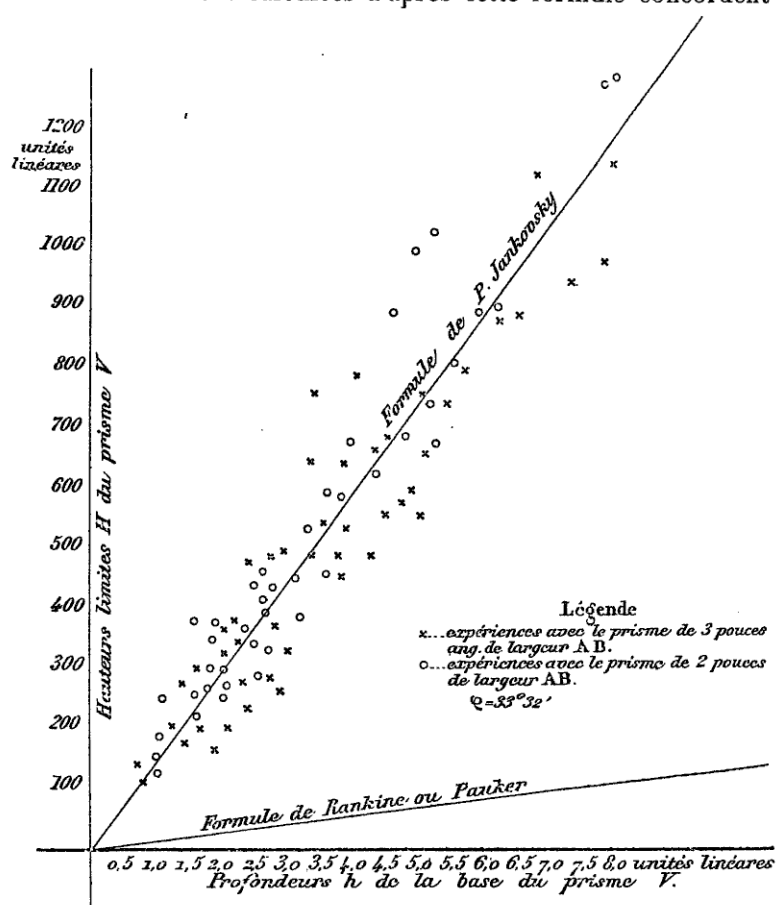
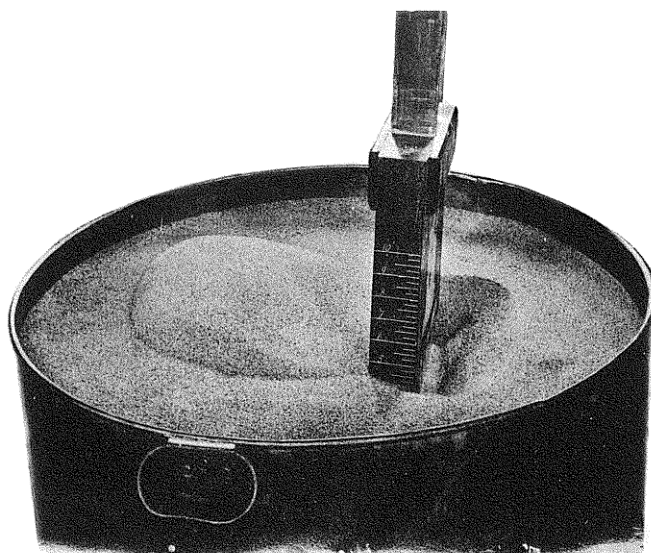


Fig. 9.

d'une manière complètement suffisante — eu égard à la précision des expériences exécutées au moyen d'un appareil aussi

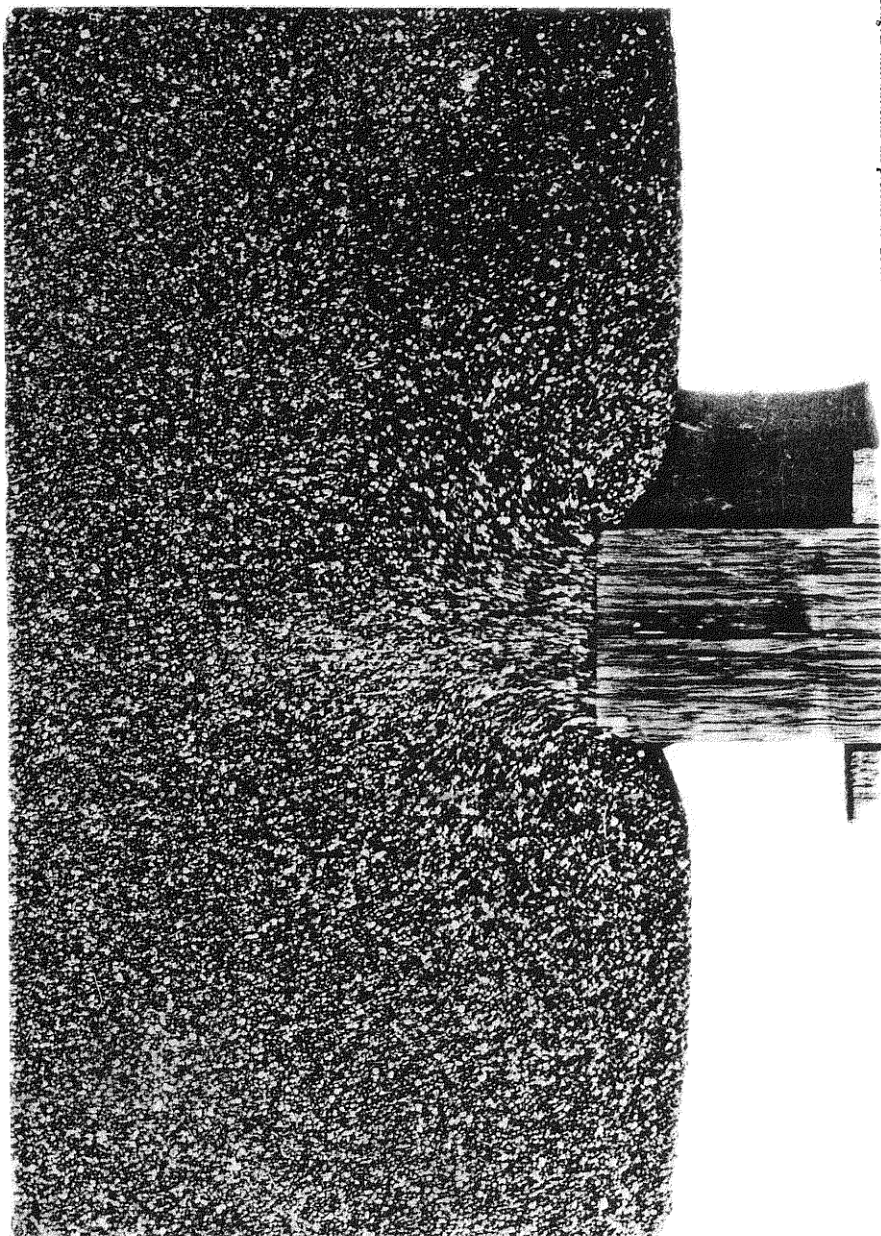


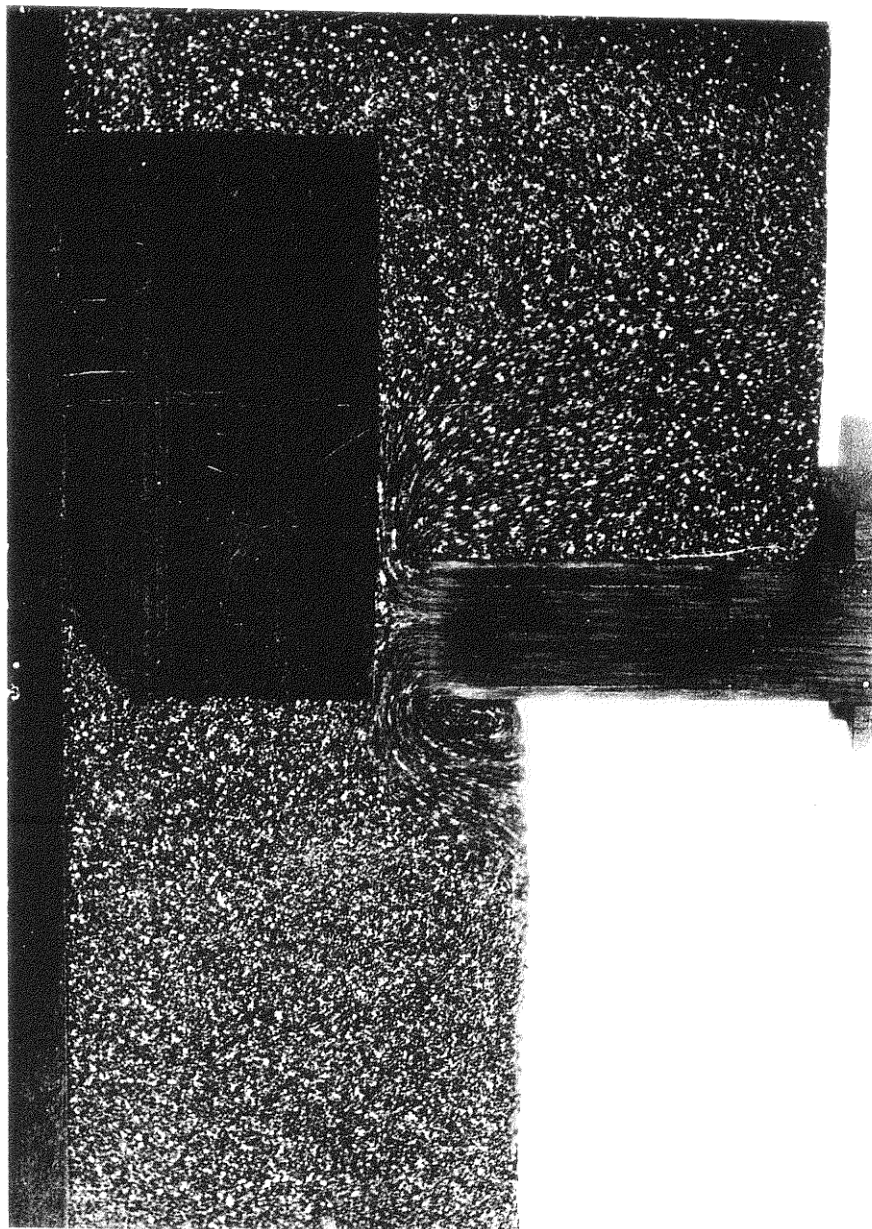
*Figure 4 bis*

AUDRY et C<sup>o</sup> Éditeurs. Paris.

Imp. Photo. ARON Frères.







BAUDRY et C<sup>e</sup> Editeurs, Paris.

Figure 8

Imp. Photo, ARON Frères, Paris.

simple — avec des valeurs de  $h$ , observées directement, ce que montre le diagramme (fig. 6).

En exprimant  $H$  en fonction de  $h$ , nous obtenons *la résistance  $\rho$  par unité carré du sol sablonneux à une profondeur donnée  $h$  comptée de la surface horizontale du terrain et pour les conditions les plus défavorables par rapport à la largeur du prisme agissant  $V$*  :

$$\rho = \Delta H = 2\Delta h \left( \frac{\operatorname{tg} \frac{4\psi + \varphi}{2}}{\operatorname{tg} \frac{4\psi - \varphi}{2}} \right)^2$$

La formule de M. Jankovsky, nous le répétons, donne des valeurs de la résistance du sol sablonneux de huit à douze fois (ce qui dépend de la valeur de  $\varphi$ ) plus grandes que ne les donne la formule de Pauker ou Rankine et correspondant aux valeurs observées directement. Elle peut donc être considérée comme une formule de mécanique appliquée servant à déterminer la résistance à l'écrasement du massif pulvérulent à une certaine profondeur  $h$ , et l'on pourrait s'en servir dans la pratique pour le calcul du coefficient de sécurité des fondations sablonneuses sous les murs, culées, piles de ponts et autres ouvrages d'art, établies directement sur sable ou gravier, sans emploi des pieux.

La façon dont se comporte le massif sablonneux sous l'action de la charge a fait également l'objet d'une étude spéciale qui a montré que la déformation ne s'opère pas suivant des surfaces planes, mais bien suivant des surfaces courbes. Le fait a d'ailleurs été mis en évidence par M. Kourdumoff, qui a fait les expériences ci-dessus dans une caisse dont une des parois était en verre. Les photographies prises pendant l'essai et que M. Belebubsky présente au Congrès, reproduisent le phénomène d'une façon très nette. On y voit en effet le sable immobile bien marqué, tandis que le sable mis en mouvement sous l'action de la charge présente une figure légèrement brouillée et nuageuse, qui définit exactement la marche du phénomène (planches ci-contre).

La séance est levée à onze heures et demie.

Enfin, faute de temps pour en donner lecture, M. le professeur Bebelubsky dépose sur le bureau du Congrès, pour être inséré, le mémoire suivant sur les essais des pierres par le froid.

*Mémoire.* — De nombreuses observations faites en carrière sur les bancs et dans les maçonneries sur les pierres en œuvre, principalement dans les piles de ponts, montrent que la pierre résiste à des degrés très différents aux influences atmosphériques et surtout au froid. On sait que la gelée des parties extérieures des pierres amène rapidement la destruction des maçonneries, et cela non seulement dans les pays du Nord, mais même dans les contrées où le climat est plus tempéré.

Or cet été, précisément avant l'ouverture du Congrès, je me trouvais au Caucase, chargé par le ministère d'étudier les pierres destinées au tunnel et aux viaducs de la ligne de Souram; et en visitant la ligne transcaucasienne, j'ai pu dans bien des cas. observer les effets du froid et d'autres agents atmosphériques. Il paraît même que dans les régions tempérées, où néanmoins la température peut descendre au-dessous de zéro, mais présenter des alternances de montée et de baisse dans le même hiver, l'action du froid sur les matériaux est encore plus sensible que dans la contrée franchement du Nord où la température reste pendant toute une saison au-dessous de zéro, sans remonter jamais au-dessus. De nombreuses observations de ce genre ont été faites en Russie, surtout sur des piles de ponts, en Suisse, au Polytechnicum, sur les murs de soutènement, etc. Il faut en conclure qu'il est absolument indispensable de faire subir avec soin aux pierres des essais par le froid, d'autant plus que leur résistance à cet agent donne le critérium de leur résistance à tous les autres agents atmosphériques. Et cette question doit intéresser même les pays à climat plus ou moins tempéré, comme la France, où l'on a déjà cherché, d'ailleurs, des moyens de préservation pour les pierres; tel est par exemple le procédé de silicatisation de MM. Faur et Kessler, de Clermont-Ferrand.

Voilà pourquoi j'ai cru utile de traiter cette question devant le Congrès, d'autant plus que les procédés d'essais des matériaux par le froid ont reçu récemment certains perfectionnements qu'il est intéressant de signaler.

C'est à la conférence de Dresde, dont les résolutions ont été

préalablement élaborées par une commission permanente où étaient représentées l'Allemagne, l'Autriche, la Russie et la Suisse, que l'on décida d'essayer les matériaux au froid, directement par le froid lui-même, naturel ou artificiel, et aussi au moyen de sels dont l'action, comme cela a été démontré, ne correspond nullement à celle du froid.

Dans ce but et depuis bientôt trois ans, le laboratoire de l'Institut impérial technique de voies et communications de Russie a organisé tout un service d'essais basé sur l'appareil suivant (fig. 10).

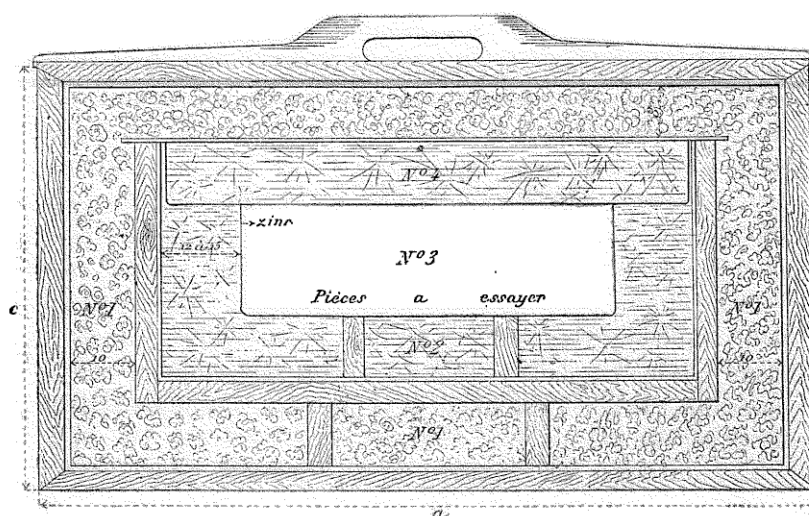


Fig. 10.

Il se compose d'une caisse à quatre compartiments 1, 2, 3, 4, présentant comme dimensions, savoir :

	COMPARTIMENTS			
	1	2	3	4
Longueur <i>a</i> .....	105	80	50	75
Largeur <i>b</i> .....	80	55	25	50
Hauteur <i>c</i> .....	57	35	15	8

Dans l'espace n° 1 sont enfermés des copeaux ; dans les n°s 2 à 3, un mélange réfrigérant composé de glace et de sel marin

3 parties pour 1 en poids. En 3 sont les échantillons à essayer. Les caisses 3 et 4 sont en zinc ; le n° 2 en bois doublé de tôle, le n° 1 en bois seul. La caisse n° 4 est recouverte en outre d'une plaque de tôle de fer.

Cela posé on donne aux échantillons une forme cubique, de 0<sup>m</sup>,05 à 0<sup>m</sup>,07 de côté, afin de pouvoir commodément les essayer à l'écrasement quand ils ont subi le traitement du froid.

La méthode employée pour pratiquer les essais est la suivante :

Après avoir bien fait sécher l'échantillon, on le plonge dans l'eau jusqu'à ce qu'il ait absorbé de ce liquide à saturation, ce qui arrive ordinairement au bout de cinq à sept jours ; on exprime cette absorption à saturation par comparaison avec le volume et le poids de la pierre. Soit V ce volume ; Q et Q' son poids à l'état sec et à l'état saturé d'eau, la proportion d'eau absorbée avec saturation sera :

$$S_g = \frac{Q' - Q}{Q} \text{ par rapport au poids,}$$

et

$$S_v = S_g \times Q \text{ par rapport au volume}$$

dans laquelle  $g$  représente  $\frac{Q}{V}$  ou le poids spécifique de la pierre. Pour tous les cas de la pratique il est très suffisamment exact de déterminer le poids spécifique de la pierre par la simple division de Q par V.

Les dimensions de la caisse n° 3 permettent de mettre à la fois de 20 à 25 échantillons, ce qui réduit considérablement les frais d'essais pour chacun d'eux.

Donc, après avoir saturé les pièces d'essais, on les place dans leur caisse refroidie n° 3 ; on recouvre celle-ci de la caisse n° 4 qui renferme le mélange réfrigérant, on bouche cette dernière au moyen de son couvercle en tôle, on place des copeaux sur ce couvercle et l'on clôt enfin le tout au moyen d'un couvercle général en bois.

Les échantillons séjournent ainsi *au minimum de 4 à 5 heures* au milieu du froid ; la température descend jusqu'à — 15° C., ce que l'on constate au moyen d'un thermomètre à maxima et minima renfermé dans la caisse n° 3. Puis on sort les cubes, et au bout de quelque temps, une demi-heure environ, on les plonge dans l'eau à la température de la chambre et on les soumet de nouveau à la congélation.

Après chaque congélation, les pierres doivent être soigneusement examinées, en employant la coupe car la destruction peut commencer par quelque fissure imperceptible à l'œil ; d'autres fois, elle se manifeste par de petits fragments qui se détachent dans les angles et sur les croûtes ; ou bien le bloc se subdivise en deux autres suivant un plan horizontal ou vertical.

Tout le monde sait que les pierres supportent à des degrés très différents les effets des agents atmosphériques. Les expériences montrent que ce sont surtout les roches calcaires, les grès, les tuffs, qui souffrent le plus de la congélation et spécialement les calcaires argileux, les oolithes, les grès agglomérés par de l'argile, etc.

Le nombre des congélations exigées par une pierre à l'étude, pour être sûr qu'elle résiste au froid, est aussi assez variable.

Dans les essais pratiqués pendant ces trois dernières années, la destruction de la pierre s'est le plus souvent présentée après un nombre de congélations variant entre 6 et 12. Dans quelques cas très rares, il en fallait jusqu'à 18 ou 20, chiffre maximum. Dans la presque totalité des cas, on peut dire que 15 congélations suffisent ; mais, si l'on a quelque soupçon sur la pierre considérée, il vaut mieux continuer encore les essais jusqu'à 20 et même 25 congélations ; ce dernier chiffre a été fixé comme maximum par la conférence de Dresde et il ne doit pas effrayer, car la méthode d'essai est des plus simples, l'appareil facilement maniable par des aides. Dès que la saturation est atteinte, il suffit de deux semaines pour une opération complète, surtout avec 15 congélations, et comme les dimensions précédemment fixées pour la caisse permettent, nous le répétons, d'y plonger de 20 à 25 échantillons à la fois, tous ces essais, en somme, se font assez rapidement.

Cette méthode bien établie, surtout grâce à la collaboration zélée de MM. Lachtine et Glinca appartenant au personnel du laboratoire de l'Institut technique<sup>1</sup> : j'ai décidé, avec l'approbation du directeur de l'Institut, M. Gessewauoff, de proposer à votre ministère des travaux publics la décentralisation de ces essais de pierres à la congélation.

Lorsqu'on veut commencer une construction quelconque, il

<sup>1</sup> M. Belclubsky a présenté au Congrès des photographies de pierres détruites par des essais au froid. Elles sont l'œuvre de M. Lachtine.

faut bien connaître les matériaux qui sont à la disposition du constructeur et c'est surtout pour les pierres qu'il est important de faire des recherches préalables dans la région où doit s'élever l'édifice.

Or, ce qu'il importe le plus de connaître, c'est la résistance de la pierre aux agents atmosphériques et principalement au froid; et, le mode d'essai dans ce dernier cas est actuellement si simple, que c'est au bureau du constructeur, près de la carrière même, qu'il convient le mieux de faire ces essais. On les complétera d'ailleurs par tous les renseignements que l'on pourra obtenir sur la manière dont se comporte la pierre, soit sur le banc même, soit sur les édifices dans lesquels elles sont employées déjà depuis quelque temps.

D'après la dernière circulaire des chemins de fer de l'Etat, les essais des pierres à la congélation doivent en effet se faire sur place, et c'est ainsi que l'on a procédé pour le chemin de fer de l'Oural et pour le tunnel et la ligne de Souram au Caucase d'où je viens en ce moment.

A la suite de ces essais, nous avons pleins pouvoirs pour choisir les matériaux à employer dans la maçonnerie considérée et à rejeter les autres. Les essais ultérieurs à l'écrasement, permettent ensuite de voir si les pierres ainsi rejetées pour les parements peuvent servir à l'intérieur en remplissage. Ainsi, comme exemple, nous pouvons signaler qu'au Souram, il y a, dans le même banc, cinq couches parallèles de calcaire avec 2 à 5 p. 100 d'argile, quatre d'entre elles donnèrent d'excellents résultats aux essais par le froid; mais la couche n° 4, comptée à partir du haut, ne supporte que onze congélations, ce qui, comme nous le savons, est insuffisant. D'un autre côté, la résistance de toutes ces couches à l'écrasement étant presque la même, environ 1,000 kilogrammes par centimètre carré; on a donc pu se servir des pierres de ces bancs pour construire les viaducs en maçonnerie de la ligne; mais le banc n° 4 fut exclusivement employé au remplissage intérieur.

En résumé, on pratique aujourd'hui ces essais au bureau même du constructeur sur les lieux, et d'après des instructions uniformes contenues dans la circulaire ministérielle. Puis on renvoie les échantillons et les résultats au laboratoire de l'Institut, ce qui permet de faire un classement général d'ensemble



et de reproduire les essais dans certains cas qui présentent de l'intérêt.

La séance est levée à 11 heures et demie.

#### SÉANCE DU VENDREDI SOIR 13 SEPTEMBRE

PRÉSIDENCE DE M. DURAND-CLAYE

Vice-présidents : MM. BELELUBSKY et WATSON ;

Secrétaires : MM. Auguste MOREAU et PETIT.

L'ordre du jour porte : *Questions relatives aux chaux, ciments et mortiers.*

La parole est à M. QUINETTE DE ROCHEMONT, ingénieur en chef des ponts et chaussées.

M. QUINETTE DE ROCHEMONT. — J'ai fait venir un certain nombre de briquettes décomposées, pour montrer comment se comporte le ciment de Portland quand il est attaqué par l'eau de mer. Les briquettes que vous voyez ont été choisies parmi les plus mauvaises ; mais dans certains chargements tous les échantillons se présentent dans des conditions aussi peu satisfaisantes.

Les décompositions ne se manifestent pas seulement sur des ciments déjà âgés de treize à dix-sept ans comme ceux dont je vous ai parlé avant-hier ; elles se produisent également dans des ciments plus jeunes, n'ayant que trois ou quatre ans, ainsi que vous le pouvez voir par quelques-unes des briquettes déposées sur la table.

M. Debray vous a signalé avant-hier divers accidents survenus dans des ouvrages construits en France, par suite de la décomposition des mortiers de ciments de Portland. Les mêmes faits se sont produits à l'étranger.

Pendant longtemps on a prétendu en Angleterre que le ciment de Portland était excellent et que son emploi ne donnait lieu à aucun mécompte. Cette opinion est encore généralement répandue, mais elle n'est plus unanimement admise. Dans une discussion fort intéressante qui a récemment eu lieu à la société des ingénieurs civils d'Angleterre à l'occasion de l'emploi du béton dans les travaux à la mer, M. Harisson Hayter, vice-pré-

sident de la Société, a fait remarquer qu'un assez grand nombre d'accidents étaient survenus dans les ouvrages construits à la mer.

A deux reprises différentes, M. Harisson Hayter a constaté les effets de la décomposition des mortiers dans des ouvrages dont il avait lui-même dirigé l'établissement. Un mur de 35 pieds ( $10^m,67$ ) de hauteur a grandi de 2 pouces et demi ( $0^m,063$ ), si je puis employer cette expression. Une couche de béton de 16 pieds ( $4^m,88$ ) d'épaisseur a gonflé de un demi à un quart de pouce ( $0^m,013$  à  $0^m,032$ ). Dans ces deux cas, il s'est produit des craquelures, des écailles et il s'est déposé des matières blanches dans les fentes.

Cherchant à se rendre compte des causes qui avaient déterminé ces accidents, M. Harisson Hayter a été amené à penser que les ciments contenaient un excès de chaux libre de manière à obtenir une prise plus rapide et une résistance plus forte dans les essais faits après une période de sept jours.

Les accidents les plus caractéristiques qui se sont produits en Angleterre, ont eu lieu à Aberdeen. Presque tous les ouvrages construits dans ce port depuis un certain nombre d'années sont dans un état des plus défectueux.

La nouvelle jetée du sud qui mesure 1050 pieds (320 mètres) de longueur, a été établie de 1870 à 1873. La partie inférieure formée de blocs de béton de 10 à 20 tonnes posés par assises horizontales régulières sur une fondation en sacs de 16 à 25 tonnes ; a 22 pieds ( $6^m,70$ ) de hauteur, elle s'arrête à 1 pied ( $0^m,305$ ) au-dessus du niveau des basses mers. La superstructure est constituée par un massif de béton coulé dans un coffrage sur 18 pieds ( $5^m,49$ ) de hauteur.

En 1883, c'est-à-dire douze ou treize ans après l'achèvement de la construction, il y a eu des avaries considérables, tenant les unes à ce que les blocs de la partie inférieure se sont disloqués et que des cavernes se sont produites sous la superstructure, les autres à la décomposition des mortiers. Les maçonneries supérieures sont actuellement dans un état déplorable ; elles sont cassées, fissurées et elles s'écailent. On les répare en bouchant les trous au moyen d'enduits, où, s'ils sont suffisamment grands, au moyen de sacs remplis de béton de ciment. J'ai constaté par moi-même que presque partout où des placages avaient été ainsi faits, ils étaient soufflés et que la décom-

position se poursuivait en arrière ; beaucoup de ces placages sont tombés et ont dû être refaits plusieurs fois.

La situation paraissait si critique en 1875 que M. Messent, appelé en consultation, recommanda l'emploi du ciment romain pour réparer les avaries et demanda que l'on augmentât la largeur de la jetée en la revêtant sur ses deux faces de gros blocs de béton parementés en granit. Ces blocs eussent été semblables à ceux que M. Messent emploie aux digues de Tynemouth ; ils auraient pesé de 15 à 25 tonnes. Mais jusqu'à présent rien n'a été fait. On se borne à boucher tant bien que mal les trous au fur et à mesure qu'ils se produisent, avec un béton un peu plus riche en ciment que celui dont il avait été fait usage lors de la construction. Le béton primitivement employé était formé en volume de 1 de ciment pour 4 de sable et 4 de pierres cassées.

A la jetée du nord qui est construite dans des conditions un peu différentes, les maçonneries sont meilleures, mais elles présentent cependant des traces évidentes de décomposition dans certaines parties. Cette jetée est formée d'une fondation en sacs de béton pesant 100 tonnes, au-dessus de laquelle s'élève une superstructure en béton.

Il est maintenant fait en Angleterre un très grand usage de ces sacs de béton contenant jusqu'à 50 et même 100 tonnes de matières. Les sacs sont immergés le plus souvent dans des caisses ou des chalands avec clapets s'ouvrant par le fond. Dans la caisse ou le casier du chaland dont le fond est un peu au-dessous du plan d'eau, on dépose, sur le milieu d'une grande toile laissée ouverte, le béton, puis on ferme le sac et on le coud. Le clapet étant ouvert, le sac tombe au fond de la mer ; dans quelques cas, les sacs sont descendus sous l'eau dans une caisse jusqu'à peu de distance du point où ils doivent se placer.

Le béton ne se fait pas en Angleterre comme en France. On ne prend pas la précaution de préparer d'abord le mortier ; on se borne à verser une quantité déterminée de ciment sur un mélange plus ou moins bien dosé de sable et de cailloux ou pierres. Il y a souvent dans ce mélange excès de sable ou de cailloux, ou des pierres parfois de très grandes dimensions.

Dans le même port d'Aberdeen, une forme de radoub a été construite en 1887. Le mur de tête a été fait tout en béton, sauf le parement de la partie supérieure qui est en granit à

partir du niveau des basses mers. Le béton du massif a été formé de 1 de ciment pour 5 de sable et de pierres dans la partie inférieure, et de 1 de ciment pour 7 de sable et pierres dans la partie supérieure. Le béton, employé pour le parement dans la partie inférieure, était composé de 1 de ciment pour 4 de sable et pierres.

L'ouvrage était à peine fini depuis deux ans, que le mur de tête a pris du ventre, s'est fissuré et que la partie basse a poussé en avant sous l'action du mortier qui s'était gonflé dans l'intérieur du mur; le couronnement du mur s'est de plus élevé de 0<sup>m</sup>,07. La partie ainsi attaquée avait une surface de 540 mètres carrés.

L'administration du port, fort effrayée, a fait rechercher les causes de cet accident. Une enquête a été faite par un ingénieur et par un chimiste, professeur à l'université, M. Brazier, en attendant que M. Messent revint en consultation.

Le ciment de Portland employé dans les travaux était de composition normale, trois échantillons analysés donnaient les résultats suivants :

Alumine et oxyde de fer. . . . .	13,10
Silice . . . . .	20,92
Chaux. . . . .	58,40

L'analyse des mortiers décomposés a montré qu'ils contenaient de 13, 57 à 39,96 p. 100 d'hydrate de magnésie.

Pour se rendre compte de ce qui s'était passé, le professeur Brazier a décomposé artificiellement du ciment en le faisant digérer dans de l'eau de mer chaude; il a conclu en ces termes : « Il semblerait que le ciment de Portland n'a pas un pouvoir suffisant pour résister à l'action de l'eau de mer. » Mais cette conclusion n'en est pas une et ne fait pas connaître les circonstances particulières qui ont amené si promptement de si graves accidents.

Dans mes voyages en Angleterre, j'ai également remarqué des traces de décomposition dans quelques autres ouvrages; il n'est pas douteux pour moi que les ingénieurs anglais qui usent si largement du béton en parement, notamment pour les digues à la mer, s'exposent à de graves avaries à bref délai et dans bien des circonstances.

Des phénomènes, analogues à ceux que je viens de citer pour Aberdeen, se sont produits aux jetées du port d'Ymmden : en Hollande. Ces jetées ont été formées jusqu'au niveau des basses mers avec des blocs de béton de 6 à 12 tonnes posés par assises horizontales, et au-dessus de ce niveau par un massif de béton. En avant des deux jetées l'on avait jeté des blocs artificiels en béton pour former brise-lames. Tout le béton était au dosage de  $1/10$ , c'est-à-dire qu'il n'y avait que 1 partie de ciment en volume pour 10 parties de sable et graviers ; pour quelques-uns des blocs de défense toutefois, le dosage était un peu plus riche, il avait été porté à  $1/8$ .

En 1887, les deux jetées étaient en fort mauvais état ; les blocs de défense s'étaient brisés et usés les uns contre les autres ; ils étaient en outre en partie décomposés ainsi que le massif supérieure des digues, ce massif était traversé par les eaux que la mer projetait sur le couronnement des digues et qui y séjournait notamment dans les rainures où sont établis les rails du chemins de fer. Les eaux sortaient alors par les parements latéraux en entraînant de la chaux.

Les ingénieurs hollandais qui ont maintenant l'entretien du port construit par des ingénieurs anglais, ont dû refaire complètement en maçonnerie de briques de  $0^m,33$  et  $0^m,44$  d'épaisseur tous les parements du massif supérieur et reconstituer les brises-lames au moyen de blocs pesant de 10 à 20 tonnes. Ces blocs sont encore en béton, mais leur composition a été modifiée ; elle est de 2 de ciment pour 3 de sable, 3 de briques et 2 de pierres. Le sable provient du Rhin près de Wreswick, il n'a pas été fait usage de sable des dunes qui donnerait des mortiers beaucoup moins résistants. Pour empêcher que les eaux de la mer ne pénétrèrent encore dans le corps des digues par la partie supérieure, on a établi un couronnement en maçonnerie de briques avec une assez forte pente transversale, dont les joints ont été rejointoyés avec du ciment pur de  $0,02$  d'épaisseur.

S'il fallait tirer une conclusion des divers faits que je viens de rappeler, je dirais qu'il y aurait vraisemblablement avantage à en revenir à la pratique des anciens ingénieurs qui construisaient à la mer des ouvrages solides et stables avec des mortiers médiocres.

Ce résultat était obtenu en parementant les ouvrages avec des matériaux de grandes dimensions bien taillés et n'ayant que peu

de démaigrissement en queue. Le mortier n'était attaqué, dans le joint, que sur une petite profondeur ; la décomposition ne s'étendait pas bien loin par suite des dépôts que les eaux formaient rapidement dans ces joints étroits, surtout lorsque l'eau était vaseuse comme elle l'est au Havre. Peu importait alors que les mortiers employés dans les massifs en arrière du parement fussent attaquables à l'eau de mer, puisqu'ils n'étaient pas touchés par celle-ci.

A diverses reprises dans d'anciens ouvrages que j'ai démolis, j'ai ainsi constaté que les maçonneries situées en arrière des parements étaient excellentes malgré la qualité médiocre des mortiers employés. Mais si le parement était enlevé, ces maçonneries se trouvaient en prise à la mer, et alors les mortiers perdaient rapidement toute cohésion ; ils se ramollissaient.

Si donc l'on n'a plus confiance dans l'usage des mortiers de ciment de Portland à la mer, il me paraîtrait utile de soigner beaucoup les parements et de revenir à l'emploi de pierres de taille ou des moellons appareillés pour faire ces parements.

M. R. FERET, chef du laboratoire des ponts et chaussées à Boulogne-sur-Mer, présente ensuite les observations suivantes :

Dans la séance de mercredi, consacrée aux chaux et ciments, j'avais l'intention de présenter quelques observations relatives à plusieurs des communications faites dans la matinée. Mais cette séance ayant été particulièrement chargée, j'ai préféré laisser la parole à des personnes plus compétentes. Puisque aujourd'hui l'ordre du jour remet sur le tapis les mêmes questions, je vous demande la permission de vous présenter maintenant ces observations.

La première se rattache à une communication faite ici au nom de M. Bonnamy et relative à la théorie des expansifs.

Parmi les divers essais auxquels je me livre depuis près de trois ans à Boulogne-sur-Mer, au laboratoire du Service Maritime des Ponts et Chaussées, certains consistent à examiner en lumière polarisée sous de forts grossissements des lames minces taillées dans des échantillons de ciment en roches ou de mortier ayant fait prise. La matière, usée sur un plateau jusqu'à ce que son épaisseur soit d'environ  $1/30$  de millimètre, est collée au moyen de baume de Canada sur une lame de verre et recouverte d'une autre petite lamelle de verre ; elle se trouve donc ainsi noyée dans le baume et complètement à l'abri de l'air.

Or il y a quelques jours, en ouvrant la boîte où se trouvent les préparations microscopiques préparées jusqu'à présent, j'ai constaté que l'une d'elles s'était détériorée par suite d'un gonflement de la matière qu'elle contenait; la lamelle couvre-objet avait été chassée et décollée et la matière présentait de place en place de grosses boursouflures. En me reportant aux registres je me suis aperçu que la lamelle en question avait été taillée dans une roche non moulue de ciment, d'ailleurs parfaitement cuite, mais provenant de pâtes trop riches en carbonate de chaux. Des briquettes faites avec le ciment provenant des mêmes roches s'étaient vite crevassées dans l'eau. Ce ciment contenait donc une notable proportion des composés que M. Bonnamy désigne par le nom d'*Expansifs*, lesquels ont produit leur action destructive même dans la lame extrêmement mince *isolée complètement de l'air et de l'humidité* par les lames de verre et la couche résineuse au milieu de laquelle elle était noyée.

En examinant au microscope les débris de cette lame, nous n'y avons aperçu aucune différence sensible avec ce qu'elle nous avait montré quelques mois plus tôt au lendemain de sa préparation.

Le même fait s'est renouvelé depuis, avec une autre lame fabriquée dans des conditions analogues.

J'aurai aussi un mot à dire au sujet de la communication de M. l'ingénieur en chef Quinette de Rochemont.

Dans les essais à la compression qu'il a exécutés au port du Havre, essais qu'il avoue d'ailleurs être encore assez peu nombreux, M. Quinette de Rochemont croit avoir constaté que les résistances du ciment pur à la compression ne subissent pas avec le temps les mêmes chutes que les résistances correspondantes à la traction. Nous avons souvent remarqué au contraire des chutes de résistance aussi bien à la compression qu'à la traction. Pourtant il n'y a pas toujours concordance.

Enfin j'examinerai avec un peu plus de détails le mémoire dans lequel M. Candlot nous a, mercredi matin, exposé le résultat de ses expériences et ses opinions sur la préparation et le mode d'emploi des mortiers de ciment.

Je signalerai d'abord ce fait, constaté par M. Candlot, que, si l'on considère des sables composés de grains tous à peu près égaux entre eux comme on peut en obtenir par double tamisage, le volume des vides, restant entre leurs grains après tassement

uniforme, est d'autant plus faible que le sable est plus fin. Ce résultat peut paraître en désaccord avec ce que la théorie fait prévoir. On conçoit en effet que si chacun des sables considérés est composé de grains rigoureusement égaux entre eux, et que ces grains ne diffèrent d'un échantillon à l'autre que par leurs dimensions et non par leur forme, les ensembles formés par les grains de ces sables seront des figures semblables, de sorte que l'on pourra passer de l'un à l'autre par un simple changement d'échelle. Le volume des vides devra donc être indépendant de la grosseur du sable. (Dans le cas des sphères égales contenues dans un récipient de très grandes dimensions, le calcul permet de prévoir que le volume des vides est de 26 p. 100 de la capacité du contenant.)

Si nous ne connaissions la compétence de M. Candlot et le soin avec lequel il fait toutes ses expériences, nous serions tenté de mettre en doute l'exactitude de celles qui l'ont amené à formuler ses conclusions. Le plus souvent, on mesure les vides d'un sable en achevant de remplir avec de l'eau le vase qui le contient. Diverses expériences nous ont montré qu'on devait se défier extrêmement de cette méthode : il reste toujours autour des grains de sable des bulles d'air que l'eau ne peut chasser et dont le volume total, souvent très appréciable (quelquefois 92 centimètres cubes pour un litre), est d'autant plus grand que le sable est plus fin. Il est bien préférable de déterminer le poids du litre du sable et, connaissant son poids spécifique, d'en déduire par le calcul le volume qu'il occupe réellement, et par suite celui des vides.

C'est ce que M. Candlot a eu la précaution de faire. Aussi, loin de nous inscrire en faux contre ses expériences, pensons-nous plutôt que les résultats obtenus sont dus à ce fait que, l'égalité absolue des grains d'un même sable ne pouvant pratiquement être réalisée, si l'on considère un certain nombre de sables de grosseurs différentes dont chacun paraît bien régulier, tandis que la différence absolue entre les dimensions des grains extrêmes contenus dans un même sable est sensiblement le même pour tous les échantillons, leurs différences relatives vont au contraire en augmentant avec la finesse du sable, de sorte qu'en réalité les sables les plus fins sont moins réguliers que les plus gros, et doivent par suite présenter une moins grande proportion de vides.



Il ne faudrait pas prendre trop à la lettre les calculs par lesquels M. Candlot prétend déterminer la proportion minimum de ciment qu'il convient d'incorporer à un sable donné pour obtenir le mortier le plus compact. En effet, ces calculs ont pour point de départ le volume des vides existant dans le sable mesuré à sec, volume variable suivant le tassement qu'on imprime au sable, et qui à fortiori peut différer dans une très large mesure de celui qui reste entre les grains du même sable réduit à l'état de mortier par l'introduction du ciment et de l'eau et le malaxage plus ou moins prolongé de la pâte ainsi obtenue. C'est d'ailleurs ce que font prévoir d'autres expériences citées par M. Candlot, d'où il résulte que le poids du mètre cube d'un sable mesuré humide peut être très différent de celui du même sable mesuré sec.

Nous croyons devoir attirer tout particulièrement l'attention du Congrès sur cette observation et sur les énormes erreurs de dosages qui peuvent résulter de l'emploi de sables plus ou moins humides. A ce propos, nous citerons une des expériences que nous avons faites en vue d'évaluer cette influence.

Le sable employé était un sable fin pris à Boulogne dans une dune sise à l'ouest du port. On le mesurait en le versant à la pelle dans une boîte de 50 litres analogue aux brouettes jaugées qui servent généralement sur les chantiers pour le mesurage du sable employé à la fabrication des mortiers. Ce sable, préalablement bien séché au soleil jusqu'à ce qu'il n'éprouvât plus de perte de poids par séchage à 100°, a été successivement additionné de poids d'eau croissants. Après chaque nouvelle addition d'eau, on avait soin de bien mélanger la matière de manière à la rendre parfaitement homogène, et on déterminait le poids de la boîte de 50 litres. On en déduisait le poids du mètre cube mesuré dans les mêmes conditions que sur le chantier. Les poids trouvés ont été les suivants :

Sable sec							
Proportion d'eau mouillant 100 kil de sable sec.....	0	0 <sup>k</sup> 500	1 <sup>k</sup>	2 <sup>k</sup>	3 <sup>k</sup>	5 <sup>k</sup>	10 <sup>k</sup>
Perte de poids subie après sé- chage par 1 kil. de sable hu- mide.....	0	5	9,9	19,6	29,1	47,6	90,8
Poids d'un mètre cube de sable humide.....	1.458	1.310	1.238	1.213	1.209	1.208	1.266
Poids de sable sec contenu dans 1 <sup>m</sup> ³ de sable humide..	1.458	1.304	1.226	1.189	1.174	1.151	1.149

Ces résultats peuvent être représentés graphiquement et mis sous forme tangible par la figure que je dessine au tableau (fig. 11).

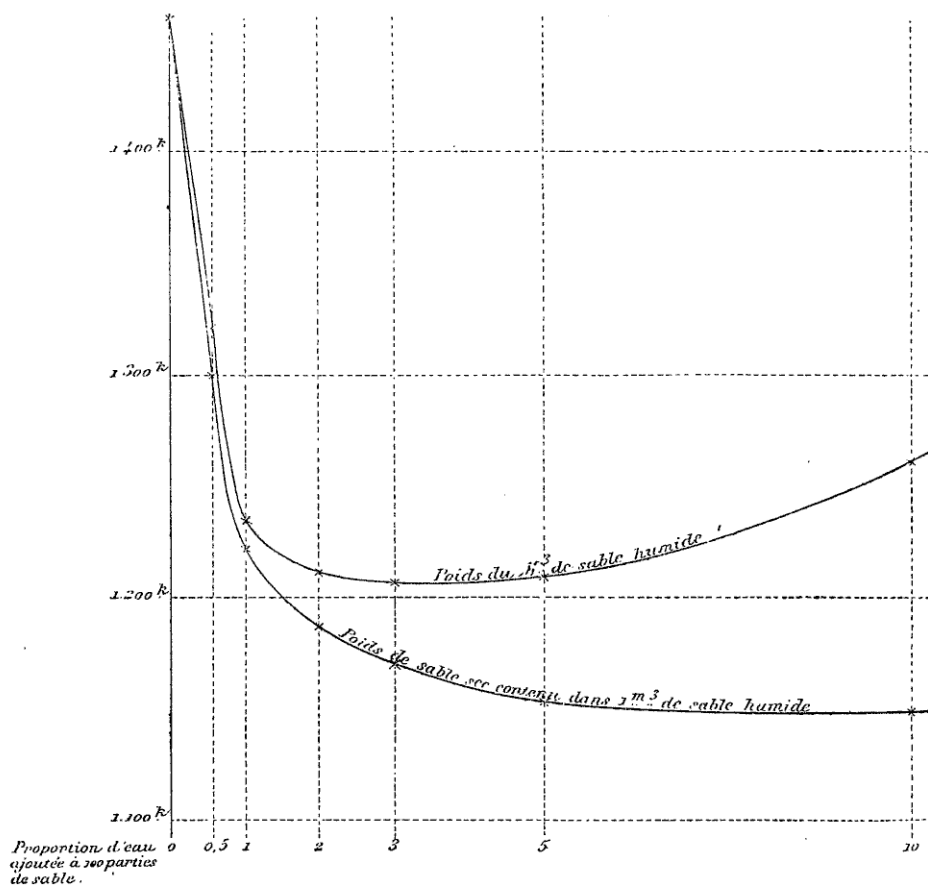


Fig. 11.

On voit qu'une humidité de 2 p. 100 seulement suffit pour abaisser le poids du mètre cube de 269 kilogrammes, soit 18,5 p. 100 de son poids initial. On conçoit donc combien la richesse du mortier obtenu sera différente suivant que le sable auquel on mélangera un même poids de ciment sera sec ou un peu humide. Le tableau ci-après nous dispensera de plus amples commentaires.

D'autres expériences, faites avec un gravier plus gros employé couramment pour les travaux du port de Boulogne, nous ont donné des résultats analogues.

Proportion d'eau mouillant 100 kil. de sable sec.	DOSAGES à obtenir (Poids de ciment par m <sup>3</sup> de sable sec).	DOSAGES qu'on obtiendrait en employant du sable humide au lieu de sable sec.						POIDS DE CIMENT à employer par mètre cube de sable humide pour obtenir les dosages proposés.					
	0	0500	1k	2k	3k	5k	10k	0500	1k	2k	3k	5k	10k
200 <sup>k</sup> par m <sup>3</sup>		224	238	245	249	254		179	168	163	161		158
300 »		335	357	368	373	381		269	253	244	241		236
400 »		446	486	490	497	508		359	336	326	321		315
500 »		559	595	612	621	634		448	421	408	402		394
600 »		670	714	735	745	761		538	505	489	482		473

Dans la suite de son mémoire, M. Candlot parle des expériences qu'il a faites en vue d'étudier la manière dont se comportent les mortiers traversés d'une manière continue par l'eau de mer. A ce sujet, il cite des essais analogues faits à Dieppe par M. Alexandre et à l'Ecole des ponts et chaussées avec diverses solutions salines par MM. Durand-Claye et Debray, expériences qui vous ont été décrites plus en détail par M. Debray lui-même dans la séance de mercredi soir.

Nous avons fait au laboratoire des ponts et chaussées de Boulogne, un assez grand nombre d'essais de même nature, dont la principale différence avec les premiers, consiste en ce que l'eau de mer agit sur les mortiers avec une pression d'environ 2 mètres. Les blocs de mortier sur lesquels nous opérons sont des cubes dans lesquels est scellé un tube de verre les pénétrant jusque vers leur centre et mis en communication par des tubes en caoutchouc avec la conduite d'eau de mer sous pression. Ces cubes plongent dans des verres où l'eau qui les a traversés peut être recueillie et mesurée. Nous avons actuellement en expérience environ 300 cubes confectionnés avec divers échantillons de ciment dans des conditions aussi variées que possible.

Ces expériences mettent particulièrement en évidence la différence qui existe entre la perméabilité et la porosité des mortiers, différence signalée déjà par plusieurs expérimentateurs. On sait que la perméabilité est la propriété qu'ont les mortiers, de laisser filtrer à travers leur masse pendant un temps donné une plus ou moins grande quantité d'eau. La porosité est, au contraire, la propriété qu'ils ont de retenir emprisonné dans leurs pores un poids d'eau plus ou moins considérable. En géné-

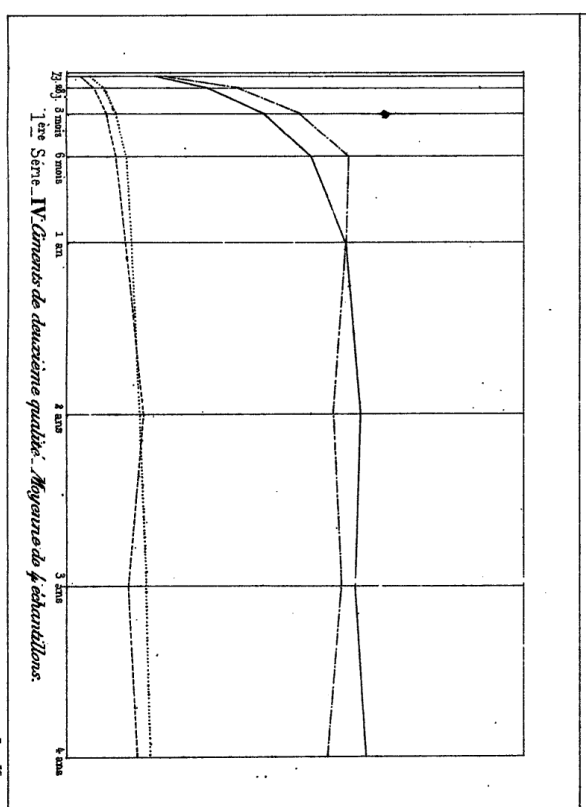
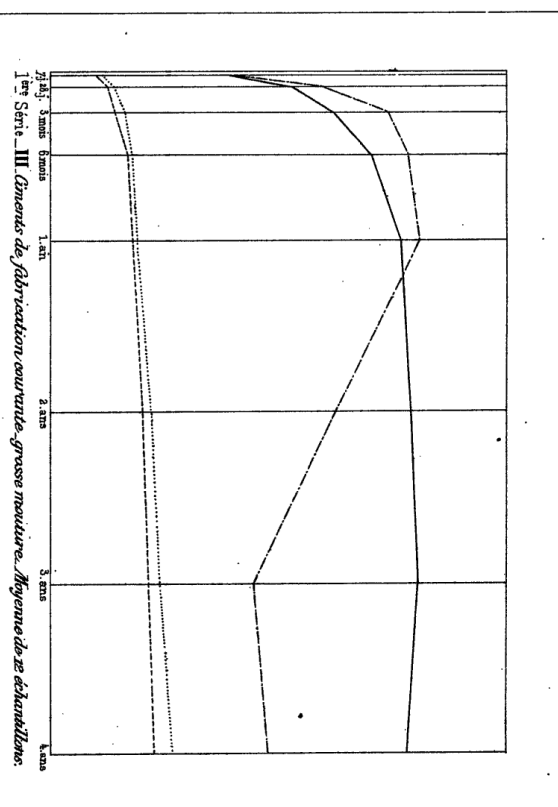
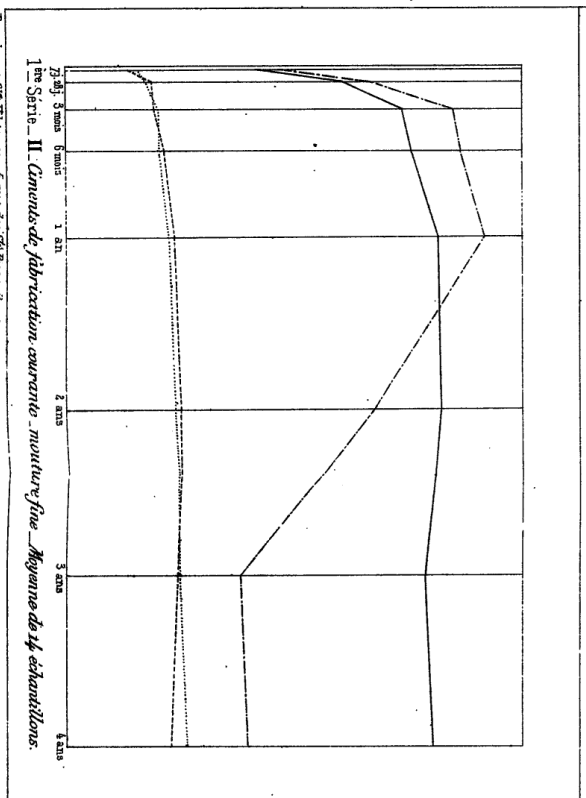
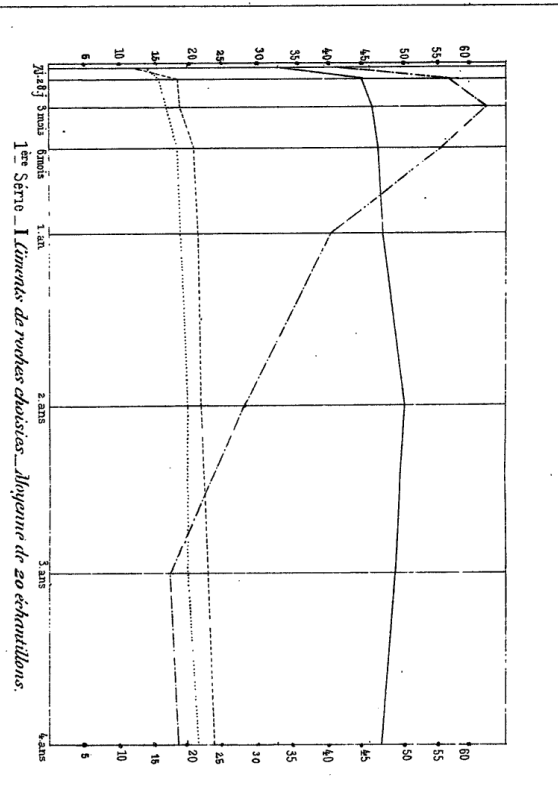
ral, les mortiers les plus poreux sont les moins perméables et inversement.

Les gros sables donnent des mortiers dont les vides relativement peu nombreux, sont par contre d'assez grandes dimensions et se laissent facilement traverser par l'eau. Au contraire, avec les sables fins, la matière est très divisée et renferme une multitude de petits pores où l'eau pénètre, mais est retenue par capillarité et qui, par suite, tout en présentant une surface mouillée beaucoup plus considérable que dans le cas de sables grossiers, ne laissent filtrer que peu de liquide. Ces propriétés varient d'ailleurs dans de larges limites suivant la proportion de ciment mélangée au sable et la quantité d'eau employée pour le gâchage.

Les effets produits par le passage de l'eau de mer à travers les mortiers sont très différents, suivant qu'on se trouve en présence de mortiers perméables ou de mortiers poreux.

Sur les premiers il se forme rapidement d'abondantes efflorescences blanches, quelquefois même rosées, pouvant atteindre de grandes dimensions et constituer de véritables stalactites. Ces dépôts sont dus à ce que l'eau qui traverse le mortier décompose le silicate calcaire du ciment en un produit moins riche en chaux dont la cristallisation amène le durcissement du ciment, et en chaux qui, entraînée par l'eau, se carbonate au contact de l'air ou de l'eau de mer toujours plus ou moins chargée d'acide carbonique. Nous croyons qu'il n'y a pas lieu de s'effrayer de ces efflorescences. Depuis plus d'un an que dure l'expérience aucun des cubes visés n'a présenté de traces de désagrégation. La perméabilité de ces cubes va d'ailleurs en décroissant assez rapidement par suite d'un colmatage dû, soit à des actions chimiques intérieures (carbonatation ou autres), soit simplement à l'apport par l'eau de matières vaseuses qui finissent par obstruer les pores du mortier.

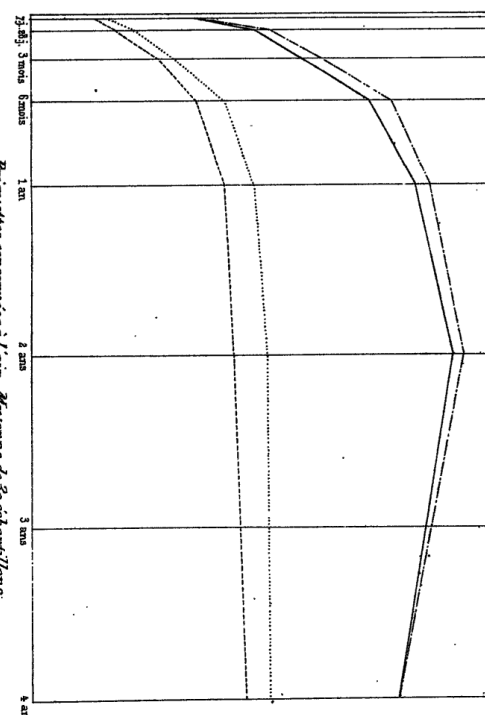
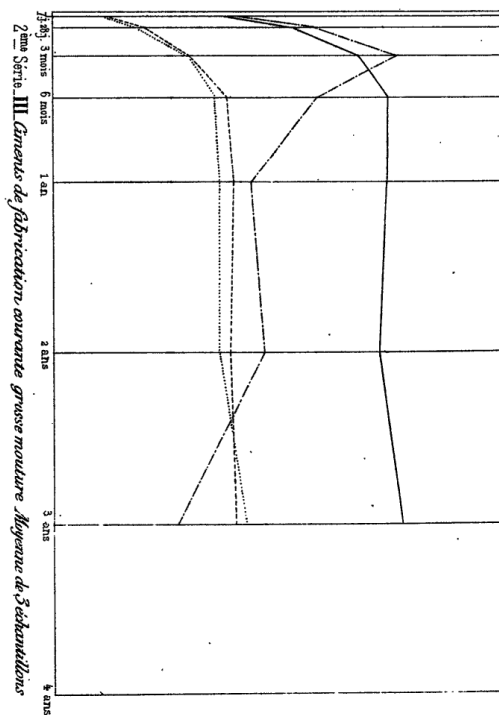
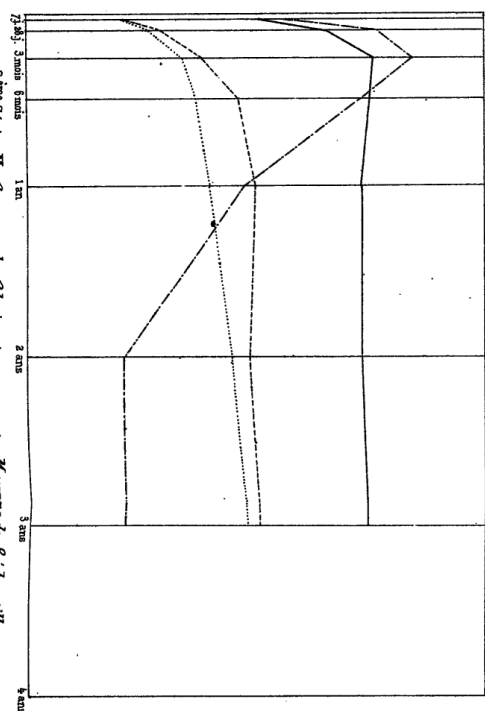
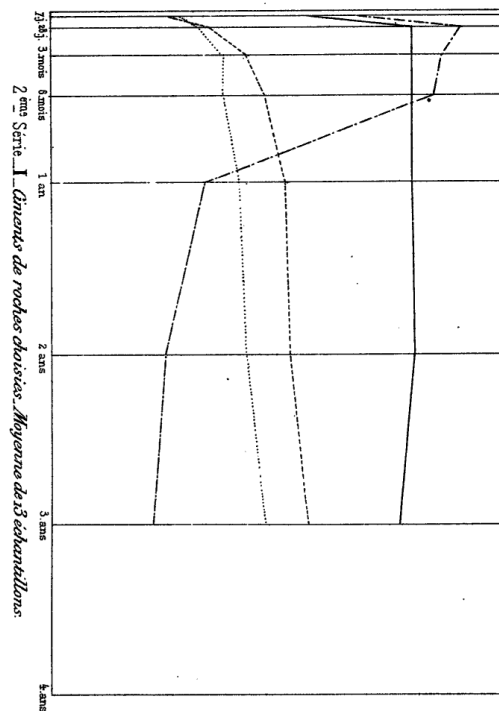
Les mortiers poreux se comportent d'une manière toute différente. Les efflorescences sont beaucoup moins abondantes et n'acquièrent jamais une grande épaisseur. Après des durées variables suivant la qualité du ciment et les conditions en fabrication du mortier, on voit se former à sa surface de légers filets blancs qui bientôt s'accroissent, se transforment en fissures et vont en s'ouvrant de plus en plus jusqu'à ce que des morceaux se détachent d'eux-mêmes, laissant voir à l'intérieur du cube une



Legende

— Ciment pur  
--- Ciment + 1  
--- Ciment + 2

— Ciment pur  
--- Ciment + 1  
--- Ciment + 2



Boulogne et... 25 rue des 3<sup>e</sup>s Beaux-Arts.

Imp. Morice.

bouillie molle de mortier décomposé. Si l'on agite cette bouillie dans l'eau, on voit s'en séparer un dépôt blanc floconneux qu'il est facile de recueillir par lévigation. L'analyse après lavage et séchage à 100° d'un dépôt ainsi obtenu nous a donné les nombres suivants :

	PROPORTION p. 100 en poids	NOMBRE D'ÉQUIVALENTS rapporté à 1 équival de silice
Silice .....	15,15	1,00
Alumine .....	4,90	0,19
Sesquioxyde de fer.....	1,15	0,03
Chaux.....	22,60	1,60
Magnésie.....	5,85	0,58
Acide sulfurique.....	7,25	0,36
Acide carbonique.....	11,00	0,77
Eau.....	30,70	6,75
Chlore .....	0,45	0,02
Alcalis et pertes.....	0,95	
	100,00	

Il semble qu'on puisse déduire de ces observations cette conclusion de forme paradoxale, qu'un mortier doit inspirer d'autant plus de confiance qu'il se laisse mieux traverser par l'eau de mer. Bien entendu, nous ne la donnons que sous toutes réserves. Pourtant on conçoit sans peine que la multiplication de la surface d'attaque accélère la décomposition du ciment par les sels magnésiens de l'eau de mer, tout en retardant le passage de l'eau. S'il nous était permis d'emprunter une image au domaine de la physiologie, nous ne saurions mieux comparer les phénomènes qui viennent d'être décrits qu'à ceux qui président à la vie des animaux. C'est ainsi que le sang circule en grande abondance dans les artères sans y produire aucun effet, tandis que les réactions sont les plus énergiques dans les vaisseaux capillaires où il se trouve amené à un état d'extrême division.

En ce qui concerne les mortiers, il est probable que les meilleurs seront ceux qui ne seront ni trop poreux ni trop perméables, c'est-à-dire dont les vides ne seront ni trop nombreux ni trop volumineux. Le meilleur moyen de les obtenir sans exagérer outre mesure la proportion de ciment introduite sera, croyons-nous, d'employer des sables contenant des grains de

toutes grosseurs, dont les plus petits bouchent les vides laissés entre les plus gros.

Nous avons fait un certain nombre d'essais en séparant le sable en trois grosseurs de grains que nous mélangions ensuite en diverses proportions. Nous avons ainsi constaté en particulier d'une manière absolument nette que les veines blanches, premiers indices de la décomposition, se produisaient d'autant plus vite que le mélange sableux employé contenait une plus forte proportion de sable fin passant à la toile n° 50 (324 mailles par centimètre carré).

Dans le même ordre d'idées, ils est permis de croire que les bétons les plus compacts et les meilleurs, à dosage égal, sont ceux dans lesquels, contrairement aux règles ordinairement prescrites, on rencontre des cailloux de dimensions plus variées, comme c'est le cas du « Concrete » anglais dont M. Quinette de Rochemont nous entretenait tout à l'heure.

Une dernière observation aura trait aux considérations à la fois ingénieuses et pratiques que M. Candlot a formulées à propos du rebattage des mortiers, et plus particulièrement à propos du cas où on mélange d'avance le ciment à du sable humide. Dans l'explication théorique des phénomènes qu'il a décrits, M. Candlot parle des rôles joués respectivement par le silicate et l'aluminate de chaux dans la prise et le durcissement des ciments. Sans nous occuper de rechercher la formule des composés entrant en jeu, nous croyons être en mesure d'affirmer que ces agents sont multiples et se comportent de manières très différentes. Quelques considérations développées dans une note qui paraîtra prochainement aux *Annales des ponts et chaussées*, et que je vous demande la permission de vous résumer sommairement me paraissent jeter un jour nouveau sur la manière dont ces différents composés participent à la prise du ciment. Elles reposent sur une expérience des plus simples.

Si l'on détermine, par les procédés ordinaires, le début et la fin de prise de mélanges en diverses proportions de deux ciments ayant des durées de prise très différentes, on constate que l'introduction de faibles quantités du plus rapide suffisent pour accélérer considérablement la prise du plus lent. Il y a donc une véritable action d'entraînement exercée sur la prise par l'élément le plus actif du mélange.

Partant de là, on conçoit que s'il existe simultanément dans



un ciment plusieurs éléments susceptibles de produire la prise, le plus actif devra avoir une influence prépondérante, influence qui disparaîtra si le composé auquel elle est due vient à être altéré ou à disparaître.

Or, on peut expliquer ainsi divers phénomènes que l'on constate dans l'emploi des ciments.

En particulier, il arrive quelquefois, surtout avec des ciments de fabrication récente, que la prise se produit presque instantanément pendant l'opération même du gâchage. Mais si à ce moment on continue à malaxer la pâte, on arrive à lui rendre sa consistance plastique, et le ciment ne recommence à durcir qu'après une durée beaucoup plus longue. On peut admettre que la première prise est produite par l'hydratation d'un composé ayant une grande affinité pour l'eau, et qui, l'attaque finie, devient inerte et n'influence plus la véritable prise du ciment si, par un gâchage prolongé, on a empêché le durcissement de se produire.

On peut encore dans un autre cas entrevoir l'existence de deux agents différents, c'est quand le plus rapide de ces agents n'est pas assez abondant ou assez énergique pour amener la prise complète du ciment. Certaines constructions graphiques, dans le détail desquelles il serait trop long d'entrer ici, permettent de reconnaître que dans ce cas la prise, une fois commencée, subit un temps d'arrêt quand l'action du composé le plus rapide est épuisée, pour ne reprendre que plus tard quand l'autre composé agit à son tour.

Les agents les plus énergiques de la prise, étant ceux qui ont la plus grande affinité pour l'eau, doivent être les premiers à s'altérer sous l'influence de l'air humide. D'ailleurs la difficulté qu'on éprouve à conserver les ciments rapides en magasin en est une preuve. Une faible éventation du ciment pourra donc, en vertu de ce qui vient d'être dit, occasionner un ralentissement considérable de la prise. C'est ce que l'expérience confirme dans la plupart des cas.

Dans le même ordre d'idées, si l'on admet, conformément à une opinion généralement adoptée, que les composés alumineux sont rapidement attaqués au contact de l'eau, l'expérience citée tout à l'heure explique encore ce fait reconnu depuis longtemps, que de faibles augmentations dans la teneur des ciments en alumine peuvent se traduire par de notables accélérations de prise.

Nous avons pu réunir dans une même expérience la plupart des cas qui viennent d'être cités. Un ciment, qui présentait le phénomène de la double prise, ayant été exposé en poudre à l'air humide, la première prise s'est d'abord ralentie rapidement, puis au bout de trois jours elle ne s'est plus produite qu'après quarante minutes et d'une manière incomplète, de sorte que la prise totale a présenté un temps d'arrêt. Enfin deux jours plus tard on n'a plus observé de première prise.

Si je ne craignais, messieurs, d'abuser de votre bienveillante attention, je vous exposerais encore diverses expériences faites au laboratoire de Boulogne. Je me contenterai de renvoyer les personnes que ces questions peuvent intéresser à l'analyse d'un rapport que j'ai présenté il y a quelques mois à la commission des ciments, laquelle se trouve dans la brochure lithographiée qui vous a été distribuée mercredi par les soins de M. Debray, ainsi qu'à une note, extraite en grande partie de ce rapport, et qui paraîtra prochainement aux *Annales des ponts et chaussées*.

Je vous rappellerai seulement pour terminer que le laboratoire de Boulogne a été créé en 1886 pour permettre à l'État de contrôler la fabrication du ciment dans les usines de la région, en exécution de certaines des clauses du cahier des charges des ports de Boulogne et de Calais, dû, comme vous le savez, à la collaboration de MM. les ingénieurs en chef Guillain et Vétillart.

Et puisque ce dernier se trouve au milieu de nous, je lui demanderai la permission de le remercier ici publiquement de la confiance dont il a bien voulu m'honorer en m'appelant à la direction de ce laboratoire, ainsi que la bienveillance qu'il n'a cessé de me témoigner depuis que je suis dans son service.

M. HENRY, fabricant de ciments à Saint-Dizier présente alors la communication suivante sur le ciment de laitier.

*Historique.* — Bien que l'industrie du ciment de laitier soit de date toute récente, les propriétés hydrauliques du laitier de haut fourneau étaient connues en France depuis un certain nombre d'années ; dans les usines de l'Est, on obtenait des chaux plus ou moins hydrauliques en mélangeant avec de la chaux éteinte le laitier granulé, c'est-à-dire brusquement refroidi par l'eau à la sortie du haut fourneau. Ces produits n'acquerraient pas la dureté du ciment parce que le laitier n'était pas à un état de ténuité assez grand pour donner lieu à une action chimique

suffisamment énergique. Le problème de l'utilisation des résidus du haut fourneau paraît avoir été résolu en l'année 1880 par l'usine de Choindez près Delémont dans le Jura suisse : on pulvérisait le laitier de fonte de moulage entre des meules horizontales et on le mélangeait intimement avec la chaux dans un appareil Hanctin.

M. Tetmayer, de Zurich, a donné le détail des travaux importants qui ont été exécutés avec ce produit, murs de quai, ponts, etc., et qui ont donné des résultats satisfaisants.

L'industrie du ciment de laitier se répandit bientôt après en Allemagne où existent actuellement une dizaine d'usines, puis à peu près simultanément en Angleterre, en Belgique et en France. Mes premières livraisons de ciment datent du mois d'avril 1887. Depuis lors MM. Gustave Ratz et C<sup>ie</sup>, maîtres de forges à Saulnes, ont établi cette fabrication à côté de leurs hauts fourneaux. Cette usine et celle de Donjeur sont les seules de ce genre qui existent actuellement en France.

*Fabrication.* — La fabrication du ciment de laitier est très simple et ne comprend que trois opérations : 1° le séchage, 2° le broyage et 3° le dosage et le mélange.

1° Pour enlever à la crasse de haut fourneau l'eau en quantité de 15 p. 100 et même davantage qu'elle retient énergiquement par capillarité, on emploie des séchoirs de divers genres ; les uns à plaques métalliques sous lesquelles circulent dans des canaux en forme de labyrinthe les gaz d'un foyer ; les autres qui ont un meilleur rendement et occupent peu de place sont des appareils continus où la crasse admise à l'une des extrémités est transportée à l'autre par des spires hélicoïdales ou par des palettes, tandis que les gaz du foyer, après avoir chauffé l'extérieur sont admis à l'intérieur et enlèvent à la crasse son eau par entraînement ;

2° Le broyage se fait à un très grand degré de finesse, soit avec des meules horizontales, soit avec des tambours à boulets dont l'intérieur présente des surfaces ondulées ou des plaques formant ressauts, soit avec des broyeurs Morel dans lesquels la force est mieux utilisée ;

3° Les matières qui doivent former le ciment sont pesées et mises dans un appareil où elles sont amenées à un mélange intime,

On emploie à cet effet le mélangeur Hanctin ou le Vappart ou plus généralement le tonneau à gobilles connu dans les fonderies pour la trituration du noir.

Le ciment ainsi obtenu n'a pas besoin d'être emmagasiné en silos et peut être employé de suite.

*Composition des laitiers.* — Tous les laitiers de hauts fourneaux ne sont pas propres à la fabrication du ciment. M. Tetmayer a donné une formule qui permet de se rendre compte jusqu'à un certain point des propriétés hydrauliques que présentera un laitier d'une composition chimique donnée. Elles seront d'autant meilleures au point de vue de la résistance que le rapport des nombres qui représentent les dosages en chaux et en silice sera plus élevé : quand ce rapport est égal à l'unité (c'est le cas des laitiers de fonte d'affinage) les propriétés hydrauliques sont faibles et inutilisables. Dans les laitiers basiques de fonte de moulage, le rapport est supérieur à l'unité et l'hydraulicité augmente avec le rapport lui-même. Comme d'ailleurs il est difficile de produire en marche courante des laitiers dont la proportion de chaux dépasse 50 p. 100, le rapport en question reste inférieur à 2.

Si la proportion des deux éléments, chaux et silice, a une influence prépondérante en ce qui regarde la dureté du produit, il y a à considérer, au point de vue de la prise, la teneur en alumine. L'expérience a montré que le ciment est plus complet, que la prise s'effectue dans des conditions meilleures, quand la proportion d'alumine est relativement élevée. L'oxyde de fer est en très faible quantité puisque les laitiers proviennent d'une allure généralement très chaude. La magnésie se présente rarement en proportion de 2 p. 100 ; quant au soufre, il ne paraît pas que sa présence nuise à la marche du durcissement et l'expérience a montré qu'il n'y a pas lieu de s'en préoccuper. J'ai vu chez M. Tetmayer des galettes qui contenaient plus de 4 p. 100 de sulfure de calcium et dont la résistance allait en augmentant depuis deux ans, sans qu'elle présentassent le moindre indice fâcheux.

Voici les analyses faites à l'Ecole des ponts et chaussées de Paris des ciments de Saulnes et de Donjeux :

	Saulnes	Donjeux
Sables siliceux séparable par lévigation		0,25
Silice combinée . . . . .	22,45	23,85
Alumine . . . . .	13,95	13,95
Peroxyde de fer . . . . .	3,30	1,10
Chaux . . . . .	51,10	51,90
Magnésie . . . . .	1,35	1,95
Acide sulfurique . . . . .	0,35	0,45
Perte au feu . . . . .	7,50	7,05
	<hr/> 100,00	<hr/> 100,00

Je ferai remarquer que la constance et la régularité des éléments qui constituent le ciment du laitier assurent à ce produit des qualités constantes et régulières ; car à chaque qualité de fonte produite dans le haut fourneau correspond un lit de fusion, une qualité de laitier bien déterminée dans sa composition chimique et les écarts que peuvent présenter, en allure normale, les principaux éléments, silice, alumine et chaux, sont inférieurs à 2 p. 100, c'est-à-dire qu'ils n'ont pas d'influence sensible sur la qualité du produit. Notre industrie présente ainsi un avantage marqué sur celle des portlands où le dosage des matières exige un contrôle difficile et incessant et où l'opération de la cuisson peut donner des produits variables et incertains.

*Propriétés générales.* — Les propriétés des ciments de laitier sont dans leur ensemble, les mêmes que celles des portlands ; ils se distinguent pourtant de ceux-ci par leur couleur claire qui rappelle celle de la pierre de taille. Ils n'éteignent pas les couleurs et se prêtent bien, au rejointoiement des maçonneries ainsi qu'à la fabrication des pierres artificielles et des carreaux mosaïques.

Son poids est plus faible que celui des autres ciments ; sans tassement, il ne pèse qu'un kilogramme sous le volume d'un litre ; jeté à la pelle dans une forme d'un mètre cube, il pèse environ 1 100 kilogrammes ; il est difficile de le tasser de manière à lui faire dépasser le poids de 1 300 kilogrammes par mètre cube.

Il doit cette légèreté principalement à sa très grande finesse : le refus du tamis de 5 000 mailles par centimètre carré est inférieur à 20 p. 100. Au point de vue de l'emploi, c'est un avantage sensible ; car à poids égal le ciment de laitier

donne un volume de mortier plus grand que les autres ciments.

Les essais de résistance exécutés par le laboratoire des ponts et chaussées de Paris ont donné des résultats satisfaisants que je reproduis ci-dessous en les résumant :

	CIMENT PUR						MORTIER 3 + 1					
	à l'arrachement			à la compression			à l'arrachement			à la compression		
	7 j.	28 j.	84 j.	7 j.	28 j.	84 j.	7 j.	28 j.	84 j.	7 j.	28 j.	84 j.
Moyenne générale..	21,87	26,88	31,15	275,7	377,3	462,3	14,93	26,03	29,23	180,»	260,2	319,2
Moyenne générale des 3 maximums....	22,97	28,70	32,70	283,3	385,7	469,»	15,50	28,40	30,50	183,3	279,3	332,»

Les chiffres relatifs à la compression sont particulièrement remarquables.

Les résultats obtenus à l'eau de mer par le laboratoire des ponts et chaussées de Boulogne sont bons également et ils satisfont surabondamment aux conditions du cahier des charges établi pour les ports de Boulogne et de Calais dans la période de 84 jours qu'ils embrassent.

Le ciment de laitier fait sa prise dans des conditions analogues à celles du portland ; cette prise est régulière et progressive ; elle est influencée également par la température, l'âge du ciment, les conditions d'emmagasinage, etc.

On lui a reproché sa tendance au fendillement quand on l'emploie à l'air ; car sous l'eau ou à l'air humide, il est absolument invariable de volume. L'inconvénient du fendillement par retrait ne se présente guère dans les mortiers maigris par une forte quantité de sable, ce qui est le cas ordinaire ; on y remédie d'ailleurs en ajoutant, en faible proportion, certains résidus industriels qui contiennent principalement de la silice obtenue par précipitation chimique. Ces additions ont en outre pour effet d'augmenter la résistance initiale et d'accélérer la prise qui peut se faire ainsi en moins de vingt minutes.

Le ciment de laitier s'emploie aux mêmes usages que le portland ; les mortiers se préparent et se mettent en place facile-

ment; ils présentent un certain liant dû à la chaux qui entre pour près d'un tiers dans la composition du ciment. Il convient tout particulièrement de fournir en excès, pendant les premiers temps après l'emploi, l'eau qui demande le développement du durcissement à l'air.

Les avantages que j'ai indiqués joints au bon marché du produit semblent promettre au ciment de laitier une place importante dans la construction; cependant il n'est pas probable que cette industrie prenne chez nous un bien grand développement.

Le nombre des hauts fourneaux dont les laitiers conviennent est en effet très minime et la production d'un de ces appareils serait à peine de 50 tonnes de ciment par jour, c'est-à-dire environ 3 p. 100 de la production totale de la France en ciment lent.

La parole est à M. Debray, ingénieur des ponts et chaussées, pour faire une communication complémentaire.

M. DEBRAY. — Messieurs, dans la séance d'avant-hier, M. l'ingénieur en chef Quinette de Rochemont vous a parlé des expériences très intéressantes faites au Havre en vue d'apprécier la résistance à l'arrachement et à la compression des briquettes de mortier à différents dosages. Je vous demanderai la permission de revenir un peu sur cette question de l'essai des ciments et des chaux en mortiers à différents dosages.

Vous savez que dans les cahiers des charges des ports de Boulogne et de Calais on a spécifié que le ciment serait essayé en mortier au dosage de 1 de ciment pour 3 de sable. — A la conférence de Dresde et à celle de Munich, quelques membres ont posé la question de savoir s'il ne conviendrait pas de mettre dans les cahiers des charges des essais à différents dosages de mortier.

Je crois que M. Belebubsky notamment a appuyé cette proposition, mais elle n'a pas été prise en considération. On a décidé seulement qu'on en ferait une étude ultérieure.

Pour le ciment, la question n'a peut-être pas un intérêt très considérable; cependant nous nous en sommes occupés en France et nous avons fait des études sur des dosages composés de la façon suivante: nous avons confectionné des briquettes de ciment pur, des briquettes au dosage de 1 300 kilogrammes de ciment pour un mètre cube de sable, c'est-à-dire à 1 pour 1;

puis des dosages à 650, 450, 400, 300, 250 et 200 kilogrammes de ciment pour un mètre cube de sable.

Je pourrai, à la fin de cette séance, vous montrer les courbes que nous avons obtenues. Ces courbes sont assez curieuses, même pour le ciment.

En général, pour le ciment de Portland, le mortier à 1 de ciment pour 1 de sable donne à peu près les mêmes résultats que le ciment pur.

Le mortier à 1 pour 1 est aussi résistant que le ciment pur, quelquefois même plus résistant. Il arrive souvent, surtout lorsqu'on passe aux périodes un peu longues, aux essais de 84 jours, que le mortier à 1 de ciment pour 1 de sable donne une résistance supérieure à celle du ciment pur.

La résistance du ciment pur est même souvent atteinte par le mortier à 650 kilogrammes de ciment par mètre cube de sable, c'est-à-dire à 1 de ciment pour 2 de sable en poids.

Après ce dosage de 650 kilogrammes, la résistance diminue en général, la courbe descend; cela se comprend tout naturellement.

Nous avons fait des expériences sur le ciment de Portland artificiel tel qu'on le fabrique à Boulogne, sur le ciment de Portland naturel tel qu'on le fabrique dans certaines usines de la région de Grenoble, sur le ciment de Portland artificiel ou mixte de la région de Grenoble également, et aussi sur le ciment de Vassy.

Pour le ciment prompt il y aura peut-être quelque chose à regarder : le ciment prompt supporte, en général, aussi bien l'addition du sable que le ciment de Portland.

Il y a peut-être aussi quelque chose à rechercher sur l'influence de la proportion de sable pour la résistance du mortier.

Je n'insiste pas en ce qui concerne les ciments; mais nous avons fait des essais pour la chaux et je crois que c'est là où il y aura quelque chose de beaucoup plus intéressant. Je vous demanderai la permission de vous présenter à ce sujet des observations pour servir à l'établissement d'un cahier des charges sur les essais de chaux. Vous savez que c'est en essayant des chaux hydrauliques que Vicat a fait ses principaux travaux. La première chose que Vicat considérait, c'était la prise. Il a imaginé à la fin de sa carrière une certaine aiguille dite aiguille de Vicat qui correspond à une pression de 23 kilo-



grammes par centimètre carré. Du temps de Vicat, cette pression correspondait, comme M. Belclubsky l'a dit, à la pression du pouce poussé par un effort moyen de l'avant-bras, il paraît que depuis ce temps nous avons progressé, car l'aiguille dont on se sert en France, au lieu de correspondre à une pression de 23 kilogrammes correspond à une pression de 30 kilogrammes. Nous pourrions donc en déduire que les expérimentateurs actuels poussent avec l'avant-bras dans une proportion d'un quart en plus que les expérimentateurs du temps de Vicat. Je vous donne cette conséquence sous toute réserve.

Les essais à l'aiguille de Vicat ne donnent pas des résultats absolument satisfaisants, car, vous le savez, la prise est fortement influencée par les conditions du gâchage, la quantité d'eau employée ; si l'on a pu déterminer, avec une très grande précision, dans le cahier des charges de Boulogne, le poids normal d'eau dont on doit se servir pour faire la pâte à bonne consistance sur laquelle on recherchera le commencement et la fin de la prise (car nous déterminons, en France, le commencement de la prise aussi bien que la fin et nous attachons une grande importance au commencement de la prise), on ne peut pas aussi bien définir la proportion d'eau à employer pour faire une pâte de chaux de bonne consistance ; il y a une grande indécision sur ce point.

On ne peut donc pas bien savoir, lorsque deux expérimentateurs opèrent isolément à distance, s'ils ont opéré dans les mêmes conditions.

Il faudrait qu'ils fassent connaître quelles sont les proportions d'eau de gâchage qu'ils ont employées avec un kilogramme de chaux en poudre pour la pâte à bonne consistance.

Les essais de prise à l'aiguille Vicat ont peut-être un inconvénient. Vicat avait fait sa classification, d'après la rapidité de la prise, en chaux faiblement hydraulique, moyennement hydraulique et éminemment hydraulique.

On s'est figuré que la chaux éminemment hydraulique devait être meilleure que les chaux hydraulique et faiblement hydraulique. Ce n'est pas exact.

Les meilleures chaux ne sont pas les chaux correspondant à l'indice d'hydraulicité des chaux éminemment hydrauliques : celles-ci présentent souvent dans la pratique des inconvénients, notamment il y a des parties qui fusent très lentement, parties

que Vicat appelait, lui, des parties rebelles à l'extinction et que M. Bonnamy a baptisées récemment du nom d'expansifs.

Les chaux qui dans la pratique sont le plus appréciées rentrent souvent dans la partie des chaux moyennement hydrauliques.

Ce qui est très important pour la chaux, c'est de déterminer si une chaux livrée pour des travaux peut être employée sans donner lieu à des accidents notamment sans donner lieu à des désagréments ; il faut déterminer si dans les chaux livrées il y a des parties non encore éteintes, des expansifs.

Comment le déterminer ?

Ordinairement on fait tout simplement des galettes de chaux pure ; souvent même dans les usines on ne fait pas de briquettes proprement dites, on prend une petite masse de pâte qui a servi à déterminer la prise, soit avec l'aiguille de Vicat, soit avec le pouce, on met cette pâte dans un bac et de temps en temps on va voir si la pâte se comporte bien. Quelquefois la pâte se fendille tout de suite, d'autrefois la pâte reste pendant un certain temps sans fendillement et ce n'est qu'au bout d'une dizaine, d'une quinzaine de jours et plus longtemps même, qu'on voit se produire les phénomènes de désagréments. Si l'on faisait cet essai dans les chantiers de travaux, on pourrait avoir de la chaux donnant de bons résultats pendant 28 jours, c'est à peu près le temps maximum que l'on peut garder de la chaux en dépôt dans un chantier avant de l'employer, c'est peut-être même déjà trop, au delà en employant cette chaux, on peut avoir des accidents dans les travaux.

Heureusement la chaux qui se fendille quand elle est en pâte pure ne se fendille pas toujours quand elle est en mortier. Nous ne pensons pas qu'on puisse absolument refuser au chantier une chaux qui s'est fendillée lorsqu'on l'a employée pure si elle a donné de bons résultats employée en mortier.

Cette opinion n'est d'ailleurs pas absolument partagée par toutes les personnes qui s'occupent des questions de chaux.

M. Candlot vous a dit un mot des essais à l'eau chaude préconisée à différentes époques, notamment par M. Le Chatellier. Ces essais à l'eau chaude ont l'avantage de mettre en évidence dans un temps très court, souvent de 5 à 10 minutes, les expansifs qui peuvent se trouver dans la pâte de chaux ; si donc la chaux résiste à l'eau chaude pendant un jour on peut penser

que dans les travaux elle ne donnera pas matière à des gonflements.

On peut le penser pour le moment ; il ne faudrait peut-être pas se fier à cela pour l'avenir parce que nous savons très bien que les fabricants de ciments ont su masquer le gonflement de certains ciments en y ajoutant du sulfate de chaux ; je ne veux pas savoir si les fabricants de chaux hydraulique ont pour le moment recours à des conditions pareilles, je ne le crois pas ; mais si on leur refusait de la chaux parce qu'elle se fendille lorsqu'on fait des essais à l'eau chaude je crois qu'ils trouveraient bien un moyen de fournir des chaux qui ne se gonfleraient pas à l'eau chaude. J'ai assez confiance dans leurs connaissances chimiques pour me méfier de ce qui pourrait arriver.

Je ne pense donc pas qu'on puisse introduire absolument les essais à l'eau chaude qui pourraient avoir d'ailleurs l'inconvénient de faire proscrire des chaux donnant de bons résultats dans les travaux. Les constructeurs ne peuvent pas toujours exiger des produits qui correspondent à des conditions exceptionnelles ; s'ils les exigent, ils amènent les fabricants à augmenter les prix de leurs produits et l'augmentation peut être dans certains cas excessive. Il faut que les constructeurs demandent tout ce dont ils ont besoin, mais il n'y a pas nécessité à ce qu'ils demandent des qualités qui ne leur sont pas indispensables.

Donc nous pensons qu'il ne faut pas attacher une très grande importance aux essais à l'eau chaude ou même aux essais à l'eau ordinaire faits sur des pâtes de chaux pure ; mais en même temps qu'on fait des pâtes de chaux pure, on pourrait faire des mortiers à différents dosages ; par exemple au dosage de 1 300, 650, 450, 300, 250 et 200 kilogrammes par mètre cube de sable. Nous avons fait dans certains cas au laboratoire des séries complètes d'essais à ces différents dosages. C'est beaucoup en pratique ; on pourrait peut-être faire tout simplement quelques échantillons de ces différents mortiers et les mettre en expérience dans un bac pour voir ce qui se passerait.

Quelques essais que nous avons faits au laboratoire nous ont montré que pour des chaux contenant des expansifs, la pâte pure se fondait et tombait dans l'eau en bouillie et qu'il en était de même des mortiers à 1 300, 650, 450 kilogrammes dans certains cas, tandis que les mortiers à 350, 300, 250 kilogrammes résistaient.

Si donc le constructeur voulait un mortier à 300 kilogrammes, la chaux dont je parle pouvait lui donner satisfaction. Si au contraire il voulait employer cette chaux à 650 kilogrammes, il aurait dû la refuser. Vous savez, du reste, que lorsqu'on veut employer la chaux pure, ce qui ne se fait guère que pour les enduits des crépis, on est obligé de prendre des précautions tout à fait spéciales.

Il y a également pour la chaux quelque chose d'assez délicat.

Pour le ciment, on a pu spécifier que les briquettes resteraient vingt-quatre heures après leur confection exposées à l'air humide dans un endroit où la température serait maintenue dans certaines limites, et qu'au bout d'une journée dans ces conditions on les mettrait dans des cuves.

Pour des chaux, si l'on opère ainsi, il arrive souvent qu'une chaux démoulée au bout d'un jour et mise dans le bac tombe au bout de peu de temps et se met en bouillie.

Si cette chaux, au lieu d'avoir été conservée pendant vingt-quatre heures seulement à l'air, est conservée pendant deux, trois, quatre ou cinq jours, on peut au bout d'un temps suffisant remettre la briquette dans l'eau et alors elle se comporte bien. Que faudrait-il donc faire dans un cahier des charges pour la question des chaux hydrauliques ? — Devrait-on prescrire l'immersion immédiate, devrait-on la prescrire au bout de vingt-quatre heures, au bout de quarante-huit heures ou bien au bout de trois, cinq ou huit jours ?

Je crois bien qu'il ne peut y avoir de règle fixe ; on doit prescrire des temps différents, suivant que les chaux, par leur composition chimique, rentrent dans telle ou telle catégorie, dans les chaux hydrauliques proprement dites, faiblement hydrauliques ou éminemment hydrauliques.

Certains constructeurs auront besoin de chaux éminemment hydrauliques, ils feront un cahier des charges pour ces chaux, ils spécifieront une durée de conservation de briquettes à l'air avant l'immersion, une durée réduite (de vingt-quatre heures comme pour le ciment) ; d'autres ne mettront pas immédiatement leur mortier en contact avec l'eau, il leur suffira d'avoir une chaux moyennement hydraulique. — Ils diront que les briquettes pourront être conservées à l'air trois jours avant l'immersion. Il y a un inconvénient à vouloir trop uniformiser les règles de réception des matériaux. Il faut chercher des matériaux répon-

dant aux besoins. Or, les besoins sont très différents ; par conséquent, on ne peut pas avoir un seul cahier des charges. On peut avoir des cahiers de charges faits d'après les mêmes principes, mais dans ces cahiers il faut laisser des blancs de façon à pouvoir ajouter certaines conditions, de même que pour revenir à une autre question discutée ici, dans certains cas on pourra demander l'acier à 45 kilogrammes et dans certains autres l'acier à 55 kilogrammes.

Il y a aussi une autre question qui se pose pour la chaux, c'est que lorsqu'une chaux arrive au laboratoire ou sur le chantier et qu'on veut l'expérimenter, il faut tenir compte des conditions de fabrication et spécialement de la quantité d'eau introduite pour l'extinction ; il faut aussi tenir compte du blutage et du temps écoulé depuis que la chaux sortant du blutoir a été mise en sacs et des conditions dans lesquelles les sacs se sont trouvés depuis leur remplissage jusqu'au moment où ils arrivent au laboratoire. — Souvent les doses d'eau employées pour l'extinction des pierres de chaux cuites ne sont pas calculées d'une façon bien rigoureuse : on se fie à des ouvriers, à des contremaitres qui prennent de l'eau dans des arrosoirs et arrosent pour ainsi dire au sentiment. Ils tiennent compte dans certaines usines du temps qu'il fait ; suivant qu'il pleut ou qu'il fait du soleil, on met un peu moins d'eau ou bien on en met un peu plus. — S'il pleut, on suppose que la pluie viendra ajouter de l'eau ; c'est probable parce que, en général, les hangars d'extinction ne sont pas bien couverts. — Si au contraire, il fait du soleil, on suppose que le soleil viendra consommer un peu d'eau. Dans quelle mesure se fera la répartition de l'eau entre le soleil et la chaux ? personne ne le sait, on laisse cela absolument au hasard. Du reste dans certains cas, par exemple, lorsqu'on arrive au mois de novembre, à la fin de la période des travaux, et qu'on a encore des fours à chaux qui fonctionnent, on fait une extinction incomplète, on diminue un peu la quantité d'eau dont on arrose les pierres à chaux parce que ces pierres restent dans les hangars d'extinction pendant tout l'hiver et alors elles peuvent absorber une certaine quantité d'eau. Le temps pendant lequel les pierres à chaux restent dans les hangars d'extinction est extrêmement variable suivant les usines. — Cela se comprend d'ailleurs parce que les calcaires qu'on cuit sont différents d'une usine à l'autre.

C'est au chauffournier à savoir combien de temps les pierres à chaux doivent rester dans les chambres d'extinction pour qu'en passant le produit au blutoir, il ait le moins possible de parties rebelles à l'extinction, de grapiers qu'il rejettera aux remblais, comme cela se fait encore dans la plupart des usines à chaux qui n'en fabriquent pas de trop grandes quantités.

Dans les petites usines il y a peut-être intérêt pour le consommateur à ce que le chauffournier rejette le grappier aux remblais plutôt que de le traiter par des procédés qui donnent de bons résultats, lorsqu'ils sont appliqués en grand, mais qui dans les petites usines où le maître chauffournier n'est pas toujours un savant en donne de très mauvais.

Quoi qu'il en soit, voilà la chaux blutée, mise en sacs, on l'envoie au chantier. Si on est pressé, on diminue un peu le temps de l'extinction, on presse l'ensachage et le transport en prenant les mesures nécessaires pour donner au constructeur la quantité de chaux qu'il demande. Cette chaux ne convient pas toujours au constructeur. S'il ne s'est pas écoulé un temps suffisant depuis l'ensachage jusqu'au moment de la réception sur le chantier, le constructeur trouve de la chaux qui contient des quantités assez considérables d'expansifs, qui se fendille et qui peut se comporter assez mal dans les travaux.

Il nous arrive souvent de recevoir au laboratoire de l'école des ponts et chaussées des chaux que des chauffourniers nous adressent par grandes vitesses. Ces échantillons nous arrivent, nous voulons les employer dans les briquettes, la chaux casse; quelquefois elle casse au bout de vingt-huit jours; lorsque nous allons rechercher dans les bacs les briquettes, on ne trouve plus rien.

Alors nous ne voulons pas, en général, répondre au chauffournier : « Vous nous avez envoyé de la chaux mauvaise, les briquettes ont donné de mauvais résultats. » Nous recommençons les expériences avec la chaux qui nous reste au laboratoire; on a alors des briquettes qui ne se fendillent plus.

Qu'est-ce qu'il faudrait mettre pour cela au cahier des charges ?...

Evidemment il faudrait essayer la chaux telle que le fabricant nous l'envoie au moment même où cette chaux arrive au laboratoire, en demandant cependant au chauffournier d'indi-

quer la période de temps écoulé depuis la cuisson jusqu'au moment du blutage et de l'ensachage.

Si cette chaux donne de mauvais résultats, le chauffournier peut vous répondre : « C'est que la chaux n'était pas assez éteinte, tâchez de l'éteindre en la mettant sur une grande aire par petites couches ; elle donnera de meilleurs résultats ; ou bien, je me suis trompé, je vous ai donné, au mois d'avril, par exemple, de la chaux qui ne devait être livrée qu'au mois de novembre. » C'est une question très délicate.

Je crois que les essais de chaux sont beaucoup plus difficiles à réglementer que les essais de ciments.

Pour le ciment de Portland par exemple, on demande un certain événement, mais il est loin d'avoir pour le ciment de Portland la même importance que pour la chaux hydraulique. Pour les ciments, que vous les laissiez dans un coin du laboratoire pendant une quinzaine de jours, si le baril n'a pas été ouvert, vous obtenez à peu près les mêmes résultats. Si, au contraire, il s'agit de la chaux, vous obtiendrez des résultats extrêmement différents.

Je dirai donc que, si l'on voulait faire le cahier des charges pour la réglementation des chaux, il conviendrait de porter particulièrement l'attention sur les points suivants.

Au bout de combien de temps doit-on mettre dans l'eau les briquettes pour les essais ?

Ce temps doit-il varier suivant que la chaux est une chaux faiblement hydraulique, hydraulique proprement dite ou éminemment hydraulique ?

N'y a-t-il pas lieu pour les essais de chaux hydraulique de faire des essais à différents dosages ?

Enfin convient-il d'admettre, si l'essai primitif ne donne pas de bons résultats, que le fournisseur peut demander à ce qu'on recommence l'essai au bout d'un certain temps, sauf, dans le cas où il s'agirait d'une fourniture à faire à des chantiers de construction, à être forcé de payer une indemnité au service de construction pour parer aux dépenses exagérées et emmagasinage ? ou pour permettre aux ingénieurs chargés des travaux, qui ne peuvent pas arrêter leur chantier parce que la chaux ne convient pas, de remplacer cette chaux par une autre qui pourra coûter un peu plus cher que la chaux fournie par l'adjudicataire ?

M. QUINETTE DE ROCHEMONT, ingénieur en chef des ponts et chaussées, fait connaître à ce sujet les résultats d'essais qu'il a faits sur des ciments restés pendant six mois en magasin sur ses chantiers. Les résistances, qui avaient d'abord été de 8<sup>k</sup>,43, 15<sup>k</sup>,52 et 27<sup>k</sup>,09, au bout de deux, cinq et trente jours, tombaient à 4<sup>k</sup>,85, 11<sup>k</sup>,72 et 21<sup>k</sup>,84 après un délai de six mois de magasinage. Les résistances n'étaient plus que de 57, 75 et 80 p. 100 de ce qu'elles avaient été lors des premiers essais.

Les mêmes expériences faites sur des ciments ayant un an de magasin indiquent une diminution de résistance encore un peu plus grande; mais la différence entre les résultats obtenus après six mois de magasinage est nécessairement assez faible.

En outre, les expériences n'ayant été faites que sur deux chargements, on ne peut dans ce dernier cas donner des résultats qui soient absolument certains.

M. COTTANCIN entretient le Congrès des travaux en ciment avec ossature métallique. Ces travaux, dit-il, outre leur utilité, peuvent recevoir un cachet artistique, car le ciment se prête bien à une décoration qui lui est propre tout en répondant au besoin de l'esthétique qui exige pour l'harmonie des formes que la partie métallique soit fortifiée par une matière plastique masquant la raideur de la charpente tout en la faisant pressentir.

Quant aux avantages qu'on peut tirer de ce nouveau « matériau », ils sont multiples. L'étanchéité du mortier empêche la rouille de diminuer la section utile du métal; cette étanchéité d'ailleurs n'existe pas seulement pour l'eau, mais aussi pour les dissolutions alcalines et même pour certains acides; cet avantage est mis à profit dans maintes industries. Avec le mortier de ciment, une faible épaisseur suffit pour donner l'étanchéité et opposer au liquide et au gaz une barrière infranchissable quand la transmission s'est produite dans les portions de la couche en contact avec le liquide ou le gaz. Le ciment avec ossature métallique est bien ingélif, puisque de grands réservoirs à l'air libre, pour lesquels aucunes précautions spéciales n'ont été prises, résistent très bien aux gelées quelquefois très fortes qu'ils ont eu à subir. Les hautes températures ne dégradent pas les parois en ciment avec ossature métallique, puisque des panneaux soumis à la température du blanc soudant, puis immergés brusquement dans l'eau froide, n'ont pas présenté



de fissures ; ce fait est d'une importance capitale au point de vue des incendies.

Après avoir énuméré tous les avantages que peut offrir le ciment combiné avec une ossature métallique. M. Cottancin présente la méthode qu'il a employée pour annihiler toutes les difficultés du treillis métallique, tel qu'il est constitué habituellement. Il a été conduit alors à la fabrication de l'ossature métallique par un mode de tissage composé d'une chaîne et d'une trame, condition qui procure une jonction simple et efficace des différentes surfaces planes ou courbes aussi bien que celles fermées entrant dans la composition d'un ouvrage.

Ce tissage, par le chevauchement des éléments entre eux, permet en outre le transport des ossatures sans crainte de la dislocation qui se produit par le desserrage et le glissement des attaches.

La chaîne et la trame d'ossature des panneaux permettent, en profitant des boucles qu'elles forment, de réunir les à-bouts avec une tige de fer de section voulue qui forme une véritable charnière. La jonction des éléments, ainsi assurée d'une façon simple, permet d'établir avec la plus grande facilité des constructions démontables et le transport à pied d'œuvre de parties préparées à l'avance. De plus, avec ce procédé, on exécute l'enduït par compression pour éviter le procédé de coulage qui a le défaut de détruire l'homogénéité de la paroi en séparant le sable du ciment par différence de densité.

Dans les joints de tuyaux, M. Cottancin a songé à utiliser l'ossature même du tuyau en laissant ses boucles déborder du ciment pour les réunir avec celles du tuyau contigu et cela au moyen d'une barre de fer de section appropriée ; il est parvenu, par ce procédé, à la résistance du joint sous l'effort d'une forte pression et avec une étanchéité parfaite. Il se sert seulement de la bague intérieure comme cintre pour faire une collerette en ciment dans le cas d'une canalisation continue où la dilatation est inutile.

Il résulte de l'étude rapide faite par M. Cottancin qu'un grand nombre d'applications dans le domaine de la construction ou de l'industrie sont réalisables par l'emploi raisonné des matériaux fer et ciment.

M. PRÉVOST. — Je crois devoir, au nom des industriels qui ont assisté à ce Congrès, remercier MM. les ingénieurs ici pré-

sents, dont nous avons entendu les très intéressantes communications. Nous devons surtout adresser nos remerciements à MM. Durand-Claye et Debray pour l'obligeant empressement qu'ils ont mis à nous faire connaître leurs procédés d'essais et les résultats obtenus par eux sur les chaux et ciments au laboratoire du Trocadéro.

Je me permettrai aussi, en mon nom et au nom de mes collègues de la région de Vassy, d'émettre le vœu que des expériences soient faites sur le ciment de Vassy afin de reconnaître comment il se comporte à l'eau magnésienne. On a essayé à l'eau de mer des ciments à prise rapide analogues au nôtre : ces ciments ont bien résisté. Il serait donc intéressant de poursuivre ces essais.

La prise assez rapide du ciment de Vassy semble avoir été, jusqu'ici, le principal obstacle à son emploi dans les travaux à la mer. Mais cette prise peut être beaucoup ralentie par une augmentation de cuisson et un silotage suffisant.

Nous comptons, pour ces essais, sur MM. les ingénieurs du laboratoire du Trocadéro.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est avec plaisir que nous étudierons les ciments de la région de Vassy, de même que tous les produits se rattachant à la classe des chaux et ciments.

M. Prévost lit ensuite un mémoire de M. Bonnami, empêché en ce moment par la maladie, *Sur la finesse des produits hydrauliques*.

M. Prévost s'exprime ainsi :

On s'est occupé fréquemment de la finesse des poudres hydrauliques, et plusieurs constructeurs se sont demandé pourquoi il existait une si grande différence de finesse de blutage dans les produits de première marque.

Si on se reporte à la théorie de la solidification, le fait est bien facile à expliquer ; les sels qui constituent en grande partie les poudres sont, ainsi que je l'ai montré, d'autant plus stables que la cuisson est plus forte ou l'indice plus élevé ; mais il y a un troisième facteur qui influe sur la vitesse de décomposition, c'est la surface de contact avec l'eau, ou surface d'attaque qui augmente rapidement avec la finesse de blutage, ce qui explique l'augmentation de prise.

On sera donc naturellement amené à des blutages relativement grossiers pour des ciments d'indices faibles et à des blu-

tages fins pour des ciments d'indices élevés ou très fortement cuits. Le ciment de Frangey, qui accuse un indice de 0,46, accuse un blutage au n° 50, Vicat accuse le n° 55 avec un indice de 0,455, Boulogne un blutage au n° 70 avec un indice de 0,56, et enfin le Valbonnais un blutage au n° 100 avec un indice de 0,66.

On n'est pas bien fixé sur ce que l'on entend par  *finesse d'une poudre* ; le blutoir élimine les gros grains à partir d'une certaine limite, mais n'a aucune action sur la proportion des grains de grosseur variable qui restent<sup>1</sup>. Ces proportions relatives dépendent des appareils employés. Une meule pourra donner 40 à 60 p. 100 d'impalpable, suivant qu'elle est nouvellement rhabillée ou usée (on entend par impalpable tout ce qui passe à la toile n° 200 ; 5,000 mailles par centimètre carré) ; le broyeur Morel, au contraire, donnera 70 à 90 p. 100 d'impalpable ; mais, d'après ce qui a été dit plus haut, il ne conviendra pas pour tous les ciments ; quoi qu'il en soit, il restera toujours l'appareil parfait sous tous les rapports pour les ciments de laitiers et les ciments de grappiers.

Pour les chaux de première catégorie (indice compris entre 0,20 et 0,40) la grande finesse n'est pas d'une extrême rigueur, car on éliminerait la plus grande partie des sels actifs, si on n'adoptait pas la réincorporation fractionnée, cependant le n° 35 paraît être une limite inférieure extrême. Dans la seconde catégorie (0,40-0,50) la finesse doit augmenter rapidement avec l'indice, surtout lorsqu'on passe à la mouture.

*On se rappellera du reste, une fois pour toutes, qu'il sera toujours excessivement imprudent d'employer des produits moulus qui n'ont pas subi un certain temps de silotage, ou des produits fusés mélangés à des produits moulus qui n'ont pas subi cette opération.*

#### DE LA VALEUR DE L'EAU BOUILLANTE COMME MOYEN DE CONTROLE

On avait un instant espéré adopter l'eau bouillante comme moyen de contrôle, en ce qui concerne la conservation des

<sup>1</sup> Il y a donc lieu de considérer deux sortes de finesse :

1° Finesse de blutage qui n'a trait qu'aux grains éliminés ;

2° Finesse de mouture qui se rapporte à la proportion d'impalpables.

ganges hydrauliques ; mais l'étude de ce procédé appliquée à des produits ayant fait leurs preuves, a conduit à cette conclusion : qu'un produit qui résiste à l'eau bouillante ne présentera pas la désagrégation à venir, tandis qu'un produit qui périt assez rapidement dans l'eau à la température voisine de 100°, se comporte parfaitement à l'air libre ou sous l'eau ordinaire, ou se désagrège au contraire plus ou moins rapidement.

Cette épreuve, dans le cas de désagrégation, ne peut donc donner aucun renseignement précis ; il faudrait arriver, ainsi que je l'ai déjà dit, à déterminer une température limite de l'eau, à laquelle tous les ciments devraient résister.

On peut affirmer a priori que la température afférente aux chaux ne serait pas la même que celle afférente aux ciments. J'ai fait à ce sujet des expériences comparatives assez intéressantes : nous fabriquons dans nos usines le ciment de grappier, mais au lieu de siloter les grappiers, je les emploie immédiatement à la suite de deux moutures et de deux blutages successifs. Le grappier ainsi obtenu est traité par le broyeur Morel (dont la description vient d'être donnée par M. l'ingénieur en chef Gobin, dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, juin 1889)<sup>1</sup> et bluté à la toile n° 100 fort. La poudre ainsi obtenue est conduite dans des silos ; après un mois on peut procéder à l'emploi. Ce ciment donne des résultats admirables. J'ai fait faire avec : des dallages de trottoirs, des dallages d'écuries et de remises, des étanchements de grandes caves, des enduits verticaux, des voûtes très surbaissées en béton, etc., etc... Il s'est toujours comporté d'une façon parfaite, n'a jamais offert une fissure et a résisté à toutes les intempéries.

Voilà six ans que cette fabrication est installée dans nos usines et jamais aucun reproche ne nous a été adressé.

Or ce ciment est éminemment destructible à l'eau bouillante ; après quelques jours de solidification, il y périt en quelques minutes, après un ou deux ans, il se fissure encore après quelques heures de séjour dans l'eau à 100°.

Ce ciment de grappier supporte admirablement le sable, en raison de la grande proportion d'impalpables qu'il renferme et

<sup>1</sup> Dès l'apparition du broyeur Morel, j'en ai fait ressortir tous les avantages théoriques et pratiques dans un article inséré dans le journal *Le Chauffournier*. J'en ai donné en outre une description sommaire dans mon ouvrage : *Fabrication et contrôle*.

la progression de sa résistance est comprise dans les limites admises actuellement.

Au début, craignant pour l'avenir de ce produit, j'ai cherché à le rendre résistant à l'eau bouillante, et, après un certain temps de recherches, j'avais trouvé que le gypse ordinaire augmentait considérablement la résistance des produits à l'eau à 100°, je croyais même avoir fait une découverte excessivement importante ; il est vrai que le plâtre cru introduit dans le ciment augmente la résistance d'une certaine quantité, du moins pour les produits conservés à l'air, mais ceci d'après mes expériences, n'a lieu que pour de vieux produits ; si le produit est trop fraîchement fabriqué, le plâtre détermine une expansion des plus considérables, ce qui conduit à rejeter d'une façon absolue cet agent.

## ANALYSES DES POUDRES MARCHANDES

Le contrôle fourni par l'analyse est, ainsi que je l'ai fait voir, aussi incertain que celui fourni par l'eau bouillante, car ces analyses ne décèlent ni les expansifs, ni les proportions d'acide carbonique et d'eau qui indiquent l'avarie ; c'est pourquoi le contrôleur devrait toujours connaître, pour chaque usine, les limites entre lesquelles ces éléments sont compris, dans le cas d'une bonne qualité.

H. BONNAMI.

Pont-de-Pany, le 2 septembre 1889.

M. Prévost signale ensuite à l'attention du Congrès les travaux suivants du même auteur sur ces questions. Les brochures sont déposées et distribuées sur le bureau :

1° Théorie de la fabrication et de la solidification des produits hydrauliques ;

2° Données positives sur les produits hydrauliques dans l'hypothèse des expansifs ;

3° Note sur les produits hydrauliques ; conclusions pratiques ;

4° Fabrication et contrôle des chaux hydrauliques et des ciments.

5° Théorie de la solidification des gangues hydrauliques ;

6° Résumé de la théorie générale de la solidification et de la désagrégation des gangues hydrauliques immergés (fondée sur la théorie mécanique de la chaleur et la statique chimique de M. Berthelot);

7° Note sommaire sur le travail moléculaire dans les gangues hydrauliques en voie de solidification;

8° Aiguille d'enfoncement à poids variable;

9° Graphique permettant d'établir des dosages rationnels avec les chaux hydrauliques en poudre.

M. le Président pense être l'interprète du Congrès en adressant à M. Bonnami nos remerciements pour ses intéressantes communications et en lui exprimant les vœux que nous faisons tous pour le rétablissement de sa santé. (Applaudissements unanimes.)

M. ABADIE, ingénieur civil, donne des explications sur quelques-uns des nouveaux procédés de fondation, dus à M. C. Zschokke et à MM. Zschokke et Terrier, dont il a été question dans le rapport.

Il signale en premier lieu le mode de fondation des barrages et écluses établis sur la basse Seine, pour assurer à la navigation un mouillage de 3<sup>m</sup>,20.

L'idée nouvelle de l'établissement en rivière de fondations pneumatiques continues non émergentes, se soudant d'une manière étanche entre elles et avec le terrain dans lequel elles s'encastrent, a été mise en avant en 1880, par M. Zschokke. Les procédés qu'il a indiqués à cette époque ont été appliqués successivement par lui aux barrages de Port-Mort, de Meulan, de Mézy et de Méricourt, ainsi qu'aux écluses de Poses..

Le barrage de Port-Mort est construit suivant le type à pont supérieur. La fondation de cet ouvrage a comporté l'établissement de 14 caissons : 2 caissons-culées, 5 caissons-piles, 6 caissons-passes, plus 1 caisson de raccord. Les caissons-piles présentent en plan la forme d'un T, dont l'âme est dirigée dans le sens du courant et dont les ailes sont tournées vers l'aval. Les caissons-passes sont rectangulaires, ils sont immergés en travers du fleuve dans l'intervalle qui sépare les âmes de deux caissons-piles successifs, de manière que leurs extrémités se

trouvent appliquées par le courant contre les ailes de ces caissons-piles.

M. Abadie donne des détails sur le mode de construction de ces caissons dont les parties en regard portent des rainures verticales qui, par leur juxtaposition, doivent constituer les puits de jonction.

Tous les caissons ont été montés sur échafaudages au-dessus de leurs emplacements définitifs, puis descendus à l'aide de vérins. On a commencé par le fonçage des caissons-piles et des caissons-culées.

Le niveau du banc de craie sur lequel est établie la fondation étant situé à 6 mètres au-dessous du fond de la Seine et le niveau du radier des passes faisant saillie d'environ 0<sup>m</sup>,70 au-dessus de ce même fond, on a dû limiter à 6<sup>m</sup>,70 la hauteur des parois verticales en tôle des caissons-passes; on a donné la même hauteur aux parois des caissons-piles et culées. Pour permettre l'exécution à sec des maçonneries, on a, pendant le fonçage, prolongé les parois des caissons jusqu'au-dessus du niveau de l'eau au moyen d'un batardeau constitué par des *hausses mobiles* ou panneaux en tôle renforcés par des fers à U et des cornières. Ces panneaux avaient une hauteur commune de 4 mètres. Leur longueur variable permettait de les adapter sur les parois fixes du caisson dont ils constituaient le prolongement et de leur en faire suivre tous les retours d'angle.

M. Abadie indique le mode d'assemblage des panneaux entre eux et avec le bord supérieur de la hausse fixe du caisson. Grâce au système employé, on pouvait à la fin du travail enlever les panneaux sans avoir à défaire aucun joint sous l'eau. L'emploi des hausses mobiles a permis d'élever les piles jusqu'au niveau de l'eau d'exécuter les maçonneries et de poser les armatures métalliques des radiers des caissons-passes.

Les jonctions entre les caissons ont été exécutées après l'enlèvement des hausses mobiles. M. Zschokke a appliqué à Port-Mort son procédé de *jonctions par puits* déblayés jusqu'au rocher et remplis de béton coulé à sec.

Ce procédé a été employé pour la première fois en 1880 aux travaux du port de Saint-Malo-Saint-Servan.

A Saint-Malo, les puits de jonction présentaient une section carrée permettant l'emploi d'un caisson mobile, à l'aide duquel

on pouvait exécuter à l'air comprimé l'enlèvement des déblais du puits, le nettoyage du fond et le remplissage en béton.

Sur la Seine, on a d'abord craint que, dans la jonction ainsi exécutée, le contact entre le béton du puits et la paroi du caisson ne fût pas assez intime pour prévenir les infiltrations et, afin de multiplier les surfaces de contact, on a donné aux puits de Port-Mort une forme compliquée ne permettant pas l'emploi du caisson-mobile. Les jonctions de ce barrage ont donc été exécutées par voie d'épuisement derrière des batardeaux. On a plus tard reconnu que le mode d'exécution employé à Saint-Malo donnait toute sécurité et, dans les fondations des barrages de Mézy et de Méricourt et des écluses de Poses, on est revenu aux jonctions exécutées dans des puits rectangulaires à l'aide du caisson mobile.

M. Abadie donne des détails sur les travaux des écluses de Poses. Le bord supérieur des tôles fixes du caisson ne dépassait pas le fond du fleuve. La maçonnerie des bajoyers a été exécutée derrière des hausses mobiles en autant de tronçons qu'il y avait de caissons. Pour réunir deux tronçons successifs du bajoyer, on a disposé de chaque côté de l'intervalle à remplir des masques en tôle s'appuyant, au moyen de patins munis de bandes de caoutchouc, contre les parements déjà exécutés des tronçons à réunir et on a pu exécuter à sec la maçonnerie de raccord en épuisant, à l'aide de pompes, l'enceinte ainsi constituée.

M. Abadie communique ensuite au Congrès les procédés employés pour l'exécution, des jetées et des dérochements sous-marins de l'avant-port de La Palice à La Rochelle. Les jetées ont été fondées sur des blocs en maçonnerie de 20 mètres sur 8 mètres, distants de 1<sup>m</sup>,50 et reliés entre eux par des voûtes.

MM. Zschokke et Terrier, à qui le devis avait laissé l'initiative des moyens d'exécution, ont employé à la construction de ces blocs deux grands caissons-cloches de 22 mètres de longueur et de 10 mètres de largeur. Au-dessus de la chambre de travail, qui avait 1<sup>m</sup>,80 de hauteur, était disposée une chambre de 2 mètres de hauteur, dite chambre d'équilibre, pouvant être à volonté remplie d'air ou d'eau. Elle était surmontée d'une charpente métallique supportant une plate-forme placée à une hauteur suffisante pour être toujours au-dessus du niveau de



l'eau. Quatre cheminées partant de la chambre de travail traversaient la chambre d'équilibre et se terminaient par des écluses à air situées sur la plate-forme.

M. Abadie donne des détails sur le mode de construction des caissons et des appareils d'éclusage et, notamment, des écluses spéciales à matériaux, sur le lestage et sur le lancement du caisson.

La chambre d'équilibre étant à sec et la chambre de travail pleine d'eau, le caisson flottait avec un tirant d'eau de 3<sup>m</sup>,40; on l'amenait au-dessus de l'emplacement du bloc à construire et on l'échouait en introduisant l'eau dans la chambre d'équilibre. Pour équilibrer la sous-pression, on devait, avant d'introduire l'air comprimé dans la chambre de travail, charger le plafond de la chambre d'équilibre au moyen d'un lest mobile en fonte de 230 tonnes. Lorsque le rocher servant d'assiette au bloc était mis à nu et égalisé, on exécutait la première assise de maçonnerie.

M. Abadie indique comment, au moyen de 24 vérins placés dans la chambre de travail et dont les écrous étaient fixés au plafond, on arrivait à soulever le caisson de manière à exécuter la maçonnerie par couches successives de 0<sup>m</sup>,40 à 0<sup>m</sup>,50. Quand la maçonnerie du bloc était ainsi arrivée à la cote 4<sup>m</sup>,50, on relevait le caisson en vidant la chambre d'équilibre et en enlevant le lest mobile, on laissait la chambre de travail se remplir d'eau et on profitait de la marée pour déplacer l'appareil et l'échouer sur un nouvel emplacement.

M. Abadie indique le procédé employé par l'entreprise pour exécuter à sec jusqu'à la cote 5,00 le dérochement de l'avant-port entre les deux jetées.

On a fondé en travers de la passe un batardeau reposant sur quatre blocs semblables aux blocs des jetées, on a ensuite fermé avec de la maçonnerie les pertuis de 4<sup>m</sup>,50 à 2 mètres de largeur laissés entre les divers blocs. On a ainsi constitué en pleine mer une enceinte étanche que l'on a épuisée et dans laquelle on a pu faire les dérochements à sec; on n'aura plus ensuite qu'à enlever le batardeau fermant la passe.

M. Abadie entre dans des explications très détaillées sur le moyen employé pour exécuter à l'air comprimé le bouchage des pertuis.

Ce procédé hardi a parfaitement réussi. L'enceinte a pu être

très aisément mise à sec et l'on termine en ce moment les dérochements.

La séance est levée à 5 heures.

#### SÉANCE DU SAMEDI MATIN 14 SEPTEMBRE

PRÉSIDENCE DE M. EIFFEL, PRÉSIDENT

Vice-présidents : MM. BELELUBSKY, CLERC.

Secrétaires : MM. Auguste MOREAU et PETIT.

La parole est donnée à M. CONTAMIN, qui résume le chapitre premier du rapport suivant préparé par lui sur les constructions métalliques en collaboration avec MM. Eiffel et Fouquet :

M. CONTAMIN. — Les constructions métalliques jouent actuellement un rôle considérable dans l'art de l'ingénieur et ont rendu possible la réalisation d'une foule de problèmes que l'on n'aurait pas même songé à aborder dans la première moitié de ce siècle. Leur emploi s'est d'autant plus répandu que des besoins nouveaux se sont manifestés par l'extension des chemins de fer et la création des hardis ouvrages d'art qu'ils nécessitent. En outre, la science spéciale qui régit ces constructions a d'autant plus captivé l'esprit des ingénieurs en les incitant à de nouvelles applications et à de nouvelles recherches, qu'elle présente des méthodes avec lesquelles on peut soumettre au calcul, avec une précision et une sûreté complètes, les différentes pièces, si minimes qu'elles soient, qui entrent dans la composition de ces grands ouvrages.

L'Angleterre a été la première nation, en raison de la nature de son sol et de la situation spéciale de son industrie, à faire l'emploi de ce genre de construction ; mais la France y a bientôt pris une très grande place, grâce à la science de ses ingénieurs. Ceux-ci ont, en effet, les premiers, posé les principes qui devaient guider dans l'emploi raisonné de la matière et constituer la science que l'on appelle la *résistance des matériaux*. Grâce à elle, l'emploi du métal a pu se faire avec une remarquable précision et conduire à réaliser des ouvrages qui semblent

d'une extrême hardiesse pour tous les esprits qui ne sont pas familiarisés avec les ressources de la construction moderne, dont le métal est en quelque sorte de type.

Il fut d'abord appliqué sous forme de *fonte de fer* aux ponts et aux charpentes; mais cet emploi va constamment en se restreignant, tandis que celui des fers laminés réunis par ce mode parfait d'assemblage, qui est la *rivure*, se développe de plus en plus.

C'est à l'infini que l'on pourrait actuellement compter les applications des constructions métalliques. Les plus importantes se réalisent dans les charpentes et dans les ponts auxquels il va être consacré deux chapitres spéciaux.

Mais combien y en a-t-il d'autres encore, parmi lesquelles nous citerons :

Les piles de viaduc dans lesquelles la fonte se trouve peu à peu éliminée par le fer ;

Les phares ;

Les jetées ou môles de débarquement ;

Les bassins de radoub flottants ou fixes ;

Les caissons pour fondations métalliques de piles ou quais ;

Les portes d'écluses, etc., etc.

Enfin, tous les nouveaux types de navires qui ne sont que de grandes constructions métalliques.

Tout semble favoriser cet essor : la métallurgie met à la disposition du constructeur un métal de plus en plus perfectionné et dont le prix va constamment en s'abaissant ; les méthodes de calcul se simplifient et se précisent de jour en jour ; enfin les procédés de mise en place deviennent à la fois plus hardis, plus sûrs et moins coûteux.

Il n'y a nul doute que ces constructions, qui seront un des caractères de notre siècle, ne produisent, dans un avenir prochain, des monuments et des ouvrages d'art d'une importance beaucoup plus considérable que ceux que nous avons aujourd'hui sous les yeux.

## CHAPITRE PREMIER

## DES CHARPENTES MÉTALLIQUES

L'emploi du fer dans la construction des charpentes métalliques date de loin, mais n'a commencé à prendre une grande extension que depuis l'établissement des chemins de fer et les progrès considérables réalisés dès cette époque dans le laminage des fers.

Tant que le fer n'a été fabriqué en barres qu'au moyen du forgeage, ce qui limitait singulièrement la longueur des barres et en rendait le prix forcément élevé, on ne s'en est servi que pour armer des coupoles en maçonnerie, consolider des assemblages de charpentes en bois, construire des balcons, des serres, exécuter, en un mot, de la serrurerie, mais non de la charpente.

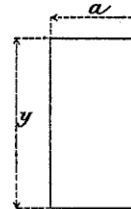
Les combles du Théâtre-Français furent établis, il est vrai, en fer forgé à la fin du siècle dernier, mais la construction en fut si coûteuse que lorsqu'il s'agit, en 1809, de reconstruire la coupole de la Halle aux blés, on décida de l'établir en fer fondu, autant, dit le rapport rédigé à cette occasion par F. Brunet, pour éviter l'incendie qui venait de détruire l'ancienne couverture, que pour favoriser une fabrication en fonte beaucoup plus économique que les ouvrages en fer forgé. Les voussoirs des fermes de cette coupole furent fondus dans les établissements du Creusot, situés à Montcenis, qui à cette époque compaient déjà parmi les établissements métallurgiques les plus importants du pays.

L'emploi du bois présente non seulement des dangers d'incendie, mais il exige de plus des frais d'entretien qui, pour maintenir le bois dans un bon état de conservation, ne sont pas négligeables ; il se prête fort bien à la construction de charpentes recouvrant des espaces de dimensions ordinaires, mais il devient d'un emploi coûteux dès que ces dimensions deviennent un peu grandes, autant à cause des difficultés de se procurer des pièces d'un équarrissage et d'une longueur convenables, que des soins tout particuliers qu'il faut apporter à l'établissement

des jonctions et assemblages entre les pièces. Et, comme l'amélioration progressive dans le bien-être général, l'accroissement de population dans les centres urbains, la centralisation administrative et les nécessités des services publics ont conduit, depuis un siècle, particuliers et administrations à augmenter constamment les espaces consacrés à la vie privée et publique, il en est résulté qu'ingénieurs et architectes ont, depuis cette époque, toujours cherché les moyens les plus économiques de recouvrir de grandes surfaces avec le moins d'appuis possibles.

On a d'abord essayé, tout en conservant les mêmes types de fermes, de substituer aux pièces en bois des pièces de profils semblables, mais en une matière beaucoup plus résistante et incombustible, comme le fer. Mais on a vite reconnu que la similitude des profils rendait la solution souvent difficile et dans tous les cas beaucoup plus coûteuse.

Si l'on considère, en effet, un profil rectangulaire, seul employé dans la constitution des charpentes en bois, et que l'on exprime ses dimensions principales, figurées dans le croquis ci-contre, en fonction des forces déformatrices qui agissent d'un côté d'une section quelconque de la pièce considérée, on trouve pour relations entre les dimensions de cette section les tensions et compressions ( $R$ ) qui se développent dans ses fibres extrêmes, le moment fléchissant ( $\mu$ ), l'effort tranchant ( $T$ ) et l'effort longitudinal total ( $N$ ) dans cette même section :



$$\Omega = ay$$

$$a = \frac{y}{n}$$

$$\Omega = \frac{y^2}{n}$$

$$R = \frac{\nu}{I} \mu + \frac{N}{\Omega} \text{ et } \frac{3}{4} R = \int \frac{T}{aI} y^{\frac{3}{2}} d\omega;$$

d'où l'on déduit, en négligeant tout d'abord ( $N$ ), c'est-à-dire ne supposant les pièces soumises qu'à l'action des forces transversales :

$$y = \sqrt[3]{6 n \frac{\mu}{R}} \text{ que l'on adopte si } y = \sqrt{n \frac{T}{R}}$$

relation donnant pour poids ( $p$ ) du mètre courant de solive se rapportant à cette section, en représentant par  $\varpi$  le poids spécifique de la matière :

$$p = \varpi \sqrt{\frac{36}{n} \frac{\mu^2}{R^2}} = 3,301 \varpi \sqrt{\frac{\mu^2}{n R}}$$

le rapport des poids ( $p_b$ ) et ( $p_t$ ) de solives en bois et fer caractérisées par des résistances ( $R_b$ ) et ( $R_t$ ), subissant les mêmes efforts, est donc :

$$\frac{p_b}{p_t} = \frac{\varpi_b}{\varpi_t} \sqrt[3]{\left(\frac{R_t}{R_b}\right)^2}$$

si nous supposons les profits rectangulaires des deux pièces caractérisés par le même rapport ( $n$ ) entre leurs deux dimensions.

Ce rapport devient dans le cas de bois de sapin caractérisé par [ $\varpi = 600$ ] et [ $R_b = 0,6 \times 10^6$ ] en remarquant que pour le fer ( $\varpi_t = 7\,800$ ) et ( $R = 6 \times 10^6$ ) :

$$p_b = 0,357 p_t.$$

Dans le cas de bois de chêne pour lequel ( $\varpi_b = 800$ ) et ( $R_b = 0,60 \times 10^6$ ) on a :

$$p_b = 0,506 p_t.$$

Et en supposant que pour le fer on adopte la limite extrême [ $R$ ] il vient toujours dans le cas de pièces en chêne :

$$p_b = 0,710 p_t.$$

La construction en bois, tout en se trouvant dans des conditions de résistance aussi bonnes que celle en fer, est donc plus légère que cette dernière, et comme la différence de prix entre la tonne de bois et celle de fer est et surtout était, très sensible, la substitution au bois de profils semblables en métal devenait impossible.

Lorsque les pièces ne sont soumises qu'à l'action d'efforts longitudinaux ( $N$ ), ces rapports sont plus avantageux, puisque leur valeur :

$$\frac{p_b}{p_t} = \frac{\varpi_b}{\varpi} \times \frac{R_t}{R_b}$$

devient dans le cas de bois de sapin :

$$p_b = 0,77 p$$

et dans le bois de chêne :

$$p_r = 1,09 p_t$$

avec  $R_r$  pour le fer égal à  $(6 \times 10^6)$ .

Mais la réalité, comprise entre les deux, reste toujours défavorable au fer; elle résulte d'ailleurs du rapport obtenu en remplacement dans l'expression :

$$p = \varpi \sqrt[3]{\frac{36}{n} \frac{\mu}{R^2} + \frac{N}{n R^2} [12 p + N y] y}$$

( $\varpi$ ) et (R) par leurs valeurs se rapportant aux matériaux considérés.

On peut bien encore améliorer le rapport entre ( $p_b$ ) et ( $p_r$ ) en attribuant au rapport ( $n$ ) des deux dimensions des profils, des valeurs différentes, plus grandes pour le fer que pour le bois, mais on ne peut pas aller bien loin dans cette voie à cause de la résistance que les pièces doivent présenter au voilement.

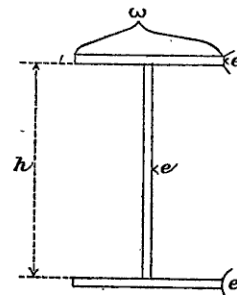
Il a donc fallu chercher d'autres solutions rendant possible et économique le remplacement du bois par le fer. On les a trouvées en étudiant des types nouveaux de construction, appropriés aux qualités de la matière que l'on substituait au bois, et en remplaçant les profils rectangulaires se rapportant au bois, par des profils en double I pour toutes les pièces en fer soumises à des efforts simultanés de flexion et de compression ou de tension.

L'avantage de cette substitution de profil s'établit très simplement pour le cas où les pièces ne subissent l'action que de forces transversales.

Si le profil adopté est caractérisé par les dimensions générales indiquées ci-contre, ces dimensions seront déterminées par les relations :

$$h = \sqrt[3]{\frac{6 n_1 m_1}{(6 + m_1)} \frac{\mu}{R}}$$

à la condition que :



$$\begin{aligned} \Omega &= 2 \omega = e h \\ \varpi &= \frac{e h}{m_1} e = \frac{h}{n_1} \\ \Omega &= \frac{(2 + m_1)}{n_1 m_1} h^2 \\ &= \frac{(6 + m_1)}{n_1 m_1} \frac{h^3}{12} \end{aligned}$$

$$h = > \frac{4 n_1 (12 + 3 m_1)}{3 (12 + 2 m_1)} \left( \frac{T}{R} \right)$$

d'où l'on déduit :

$$p = \varpi \sqrt[3]{\frac{36}{n_1 m_1} \left\{ \frac{(2 + m_1)^3}{(6 + m_1)^3} \right\} \frac{\mu^2}{R_f^2}}$$

et pour expression du rapport entre les poids des solives en bois et celles en fer soumises aux mêmes formes déformatrices

$$\frac{p_b}{p_f} = \frac{\varpi_b}{\varpi} \sqrt[3]{\frac{n_1 m_1}{n} \left\{ \frac{(6 + m_1)^3}{(2 + m_1)^3} \right\} \left( \frac{R_f}{R_b} \right)^2}$$

Si l'on attribue à  $\omega_b$  et  $R_b$  les valeurs caractéristiques du bois de sapin, et si l'on prend ( $n = 2$ ) avec ( $n_1 = 6$ ) et ( $m_1 = 3$ ), il vient dans l'hypothèse de ( $R_f = 6 \times 10^6$ ) :

$$p_b = 0,077 \times 8,354 p_f = 0,643 p_f,$$

valeur déjà beaucoup plus favorable que celle de 0,357 trouvée dans l'hypothèse du profil semblable à celui de la solive en bois.

Si l'on attribue enfin à ( $\varpi_b$ ) et ( $R_b$ ) les valeurs caractéristiques du bois de chêne, et si l'on admet ( $R_f = 10 \times 10^6$ ) il vient :

$$p_b = 0,109 \times 11,74 = 1,279 p_f,$$

rapport tout à l'avantage du fer en tant que l'on ne considère que le poids des matières nécessaires pour résister aux mêmes forces déformatrices.

Mais c'est surtout la substitution des nouveaux types de construction aux anciens qui a permis aux ingénieurs et architectes de se servir dans leur art des propriétés si variées du fer et de profiter des progrès constants que les métallurgistes réalisent dans leur fabrication.

On peut dire que les qualités spéciales à ces matériaux ont inspiré une nouvelle architecture s'appliquant à deux grands genres de bâtiments, les uns tout en métal, les autres en maçonneries et métal, et, plus on a recherché les dispositions réalisant pour chaque pièce le minimum de fatigue, plus l'ensemble de la construction a présenté un aspect agréable à la vue et satisfaisant pour l'esprit. En proscrivant toute ornementation inutile et accusant franchement les dimensions résultant des



recherches faites pour trouver les dispositions soumettant les pièces au minimum de fatigue, on était certain de créer des ensembles harmonieux, car chaque partie y était appropriée à sa fin et faite exprès pour son milieu.

La première grande transformation que les ingénieurs ont apportée aux conditions d'établissement des charpentes a été faite par Polonceau qui, en soutenant les arbalétriers en plusieurs points de leur longueur, au moyen de bielles en fonte ou en fer maintenues par des tirants et entrants de fer, a permis d'augmenter dans une grande proportion la longueur de ces arbalétriers et par suite l'ouverture des fermes. Les arbalétriers et pannes conservés tout d'abord en bois ont été peu après remplacés par des solives en fer I; c'est ainsi que s'est trouvé créé un type qui, universellement adopté dès son origine, se trouve aujourd'hui dans presque toutes nos gares et couvertures industrielles.

Baltard, en construisant les Halles centrales tout en métal, a créé un type nouveau d'architecture qui, lui aussi, a servi de modèle pour les édifices du même genre et a été le point de départ de l'établissement d'un grand nombre de halles et marchés, non seulement sur tous les points du territoire, mais encore à l'étranger.

Au même moment était édifiée sur les plans et sous la direction de M. A. Barrault la nef centrale du Palais de l'Exposition de 1855, qui présentait le premier modèle de ferme en arc métallique, à grande portée. L'impression produite par cette nef de près de 50 mètres de largeur, tout en métal, fut très grande, et elle servit de point de départ à l'étude de bien des types de fermes en arcs.

De 1855 à 1867 et 1878, de nouveaux progrès sont accomplis en simplifiant les profils donnés aux pièces et surtout les assemblages de ces pièces. La question d'économie dans le prix d'établissement de la construction jouant un grand rôle, on s'attache de plus en plus dans l'étude des projets à éviter les pièces de forge et on substitue également de plus en plus le fer à la fonte dans la composition de beaucoup de pièces qu'on était habitué à fabriquer avec cette matière. Le fer se prête en effet plus que la fonte à la construction économique de piliers ou supports rigides à grandes dimensions, constituant de véritables coffres destinés à servir d'appui. Il rend, en outre, les

assemblages avec les pièces voisines, plus faciles et permet de leur donner à peu de frais une rigidité que l'on n'obtient avec la fonte que moyennant des dispositions compliquées et coûteuses.

Enfin, les pièces en fer supportent bien plus facilement que la fonte les vibrations auxquelles les constructions industrielles sont soumises, surtout celles qui sont exposées à des vents violents.

Elles sont, de plus, d'une fabrication beaucoup plus rapide et exigent bien moins de précautions dans les transports, chargements, déchargements et coltinages que l'on est toujours obligé de faire subir à ces pièces avant leur montage définitif.

Une tendance enfin se manifeste dans cette même période, c'est l'abandon des tirants ainsi que toutes les pièces comportant des tendeurs dans la composition des fermes. Cette tendance est d'autant plus accentuée que la portée des fermes est grande. Toutes ces pièces, tendeurs, tirants et entrails, comprennent en effet un travail de forge toujours coûteux, des assemblages qui exigent un travail mécanique soigné et surtout des soudures qui demandent à être exécutées avec de grandes précautions, en constituant néanmoins une source permanente de dangers, malgré les précautions prises pour en contrôler la fabrication. Un autre inconvénient des tirants dans les grandes fermes résulte de l'incertitude que l'on a sur l'état réel de tension dans lequel ces tirants se trouvent et sur les modifications que le temps et les variations dans la température amènent dans la répartition des forces auxquelles les pièces ont à résister.

Ces inconvénients reconnus, on a commencé par modifier le type primitif des fermes Polonceau à bielles, tirants et entrails articulés, en remplaçant ces pièces par des barres composées de fers laminés, rivées à leurs points de rencontre. Puis l'on a recherché de nouveaux types comportant plus ou moins la suppression complète des tirants et de ces pièces accessoires.

M. Krantz a réalisé en partie, en 1867, le problème de la construction économique et industrielle des ossatures métalliques à grandes portées, en composant sa grande galerie de 35 mètres d'ouverture et 25 mètres sous clef au moyen de piliers et arcs tout en tôle ; mais, en reportant les tirants au-dessus des arcs, il ne s'est pas affranchi de cette partie coûteuse, dont l'action est toujours incertaine.

L'Exposition de 1878 réalise ce dernier progrès. M. de Dion

y établit pour la Galerie des Machines des fermes continues en tôle, arquées dans le haut, droites dans le bas et dépourvue de tout tirant. Ces fermes, d'une ouverture de 35 mètres, donnent sous clef une hauteur disponible de 22 mètres constituant avec leurs pieds droits de véritables poutres en arc brisé, encastrées dans le sol par leurs extrémités. Il a donné sur les conditions d'établissement de ces arcs une théorie qui a eu un certain retentissement.

Ce type de construction a depuis été souvent imité. Il est léger, facile de construction et d'un aspect on ne peut plus satisfaisant.

La condition d'économie qui pousse à essayer de recouvrir un espace donné avec le minimum de matière, et en faisant subir à cette dernière le moins de façons possibles, conduit tout d'abord à n'appliquer à la recherche des dimensions à donner aux pièces que des méthodes de calculs absolument certaines, puis à ne composer les éléments de la ferme ou de l'ossature qu'avec des tôles, fers plats, cornières ou fers profilés simplement percés et coupés de longueur et dont les extrémités seules sont ajustées et dressées de manière à supprimer tout vide aux jonctions. Elle conduit de plus à éviter de contrecouper ces pièces afin de ne pas recourir à un travail de forge toujours dispendieux à exécuter et que les fers employés à ce genre de travaux ne supportent d'ailleurs jamais très bien. Ce mode de construction entraîne, comme conséquence de la suppression de tout travail de forge, l'usage d'un certain nombre de fourrures qui augmentent d'autant le poids de l'ossature, mais réduit néanmoins le prix de revient de l'ouvrage en diminuant suffisamment les façons à faire subir à ses différents éléments et en réduisant dans une certaine proportion les prix unitaires d'achat des matières premières.

C'est en obéissant à ces considérations qu'ont été créés les types de fermes constitués par une simple poutre dont les membrures supérieures constituent deux rampants ayant l'inclinaison compatible avec le mode de couverture adopté et dont les membrures inférieures sont plus ou moins cintrées de manière à présenter dans la section milieu des dimensions nécessaires pour que la poutre ainsi constituée puisse résister aux charges qu'elle a à supporter. Cette poutre, posée sur deux piliers, n'exerce sur eux aucune poussée, elle permet donc de composer une

ossature très simple, pouvant abriter des surfaces délimitées par des appuis suffisamment écartés.

La certitude des méthodes de calcul employées et la nécessité d'un mode de construction économique étaient surtout essentielles à réaliser dans l'étude des ossatures métalliques des bâtiments de l'Exposition de 1889, qui devaient couvrir plus de 200,000 mètres et être établis à peu de frais, tout en comportant des distances entre les appuis et des hauteurs sous ferme qui n'avaient encore jamais été atteintes.

Pour toutes les fermes de portées et hauteurs sous clef ne dépassant pas les dimensions ordinaires, on a constitué leur ossature au moyen de poutres en fer à deux rampants portant des lanterneaux et simplement posées sur des piliers également en fer. On n'a eu recours aux colonnes en fonte que pour satisfaire aux exigences de la décoration : leur emploi n'a été qu'une exception. Les fermes cintrées ont été constituées au moyen de poutres en plein cintre à section constante, remplissant toutes les conditions voulues pour satisfaire aux formules se rapportant aux poutres courbes ; elles ont été formées par deux fers en U accolés dos à dos et dans l'intervalle desquels on a fixé les montants soutenant le rampant et le lanterneau.

Les grandes fermes de 113<sup>m</sup>,50 d'ouverture du Palais des Machines et de 52 mètres des Palais des Beaux-Arts et des Arts Libéraux, ont été étudiées en s'imposant de satisfaire aux mêmes conditions de sécurité sous le rapport du calcul et de simplicité de construction des pièces de ces immenses ossatures.

La qualité des fers employés à la construction étant celle définie dans tous les cahiers des charges des grandes compagnies et administrations publiques, il fut admis qu'on limiterait la fatigue possible à 9 kilogrammes par millimètre carré dans les parties de la construction où se cumuleraient toutes les conditions défavorables à la résistance. Eu égard à cette limite relativement élevée, puisqu'elle atteint la moitié de la limite d'élasticité, il fallait établir, pour les calculs, des bases qui tinssent compte de toutes ces circonstances défavorables et recourir à des méthodes de calcul ne laissant subsister dans l'esprit aucun doute sur la répartition des fatigues moléculaires.

On a admis, eu égard aux grandes dimensions de la ferme et à sa grande hauteur au-dessus du sol, que ses rampants pouvaient être exposés à subir l'action d'un vent de 120 kilogrammes

par mètre de projection dans le sens du vent et supporter une charge de neige de 50 kilogrammes par mètre de couverture. Ces hypothèses répondent bien au cas les plus défavorables qui peuvent se présenter.

L'emploi de tirants n'étant pas possible, surtout pour la grande ferme, car ils auraient encombré l'espace ou les sous-sols et auraient été extrêmement coûteux, du fait de leurs poids, ainsi que de leurs supports, on s'est décidé à faire reporter les extrémités des fermes sur de véritables culées de ponts enterrées dans le sol et disposées pour résister aux poussées exercées par les fermes.

La fixité de ces appuis ne pouvant pas être garantie d'une manière absolue, d'autre part, la section transversale de l'arc ne présentant pas la constance dans la section et la continuité dans la fibre moyenne que supposent les formules de Bresse se rapportant aux poutres courbes, on s'est trouvé embarrassé pour recourir à une répartition de matière proportionnée à la fatigue réelle dans chaque section, la détermination de cette fatigue ne présentant rien d'absolu par la méthode ordinairement suivie.

En articulant les deux moitiés de ferme au sommet et sur les appuis et en les faisant porter et reposer sur des tourillons parfaitement dressés et de diamètre suffisant pour que la pression par millimètre ne dépasse pas celle compatible avec des surfaces maintenues onctueuses, on était absolument fixé sur le point de passage des forces en ces trois points et on rendait la répartition des efforts intérieurs mathématiquement certaine, quelle que fût l'hypothèse de surcharge ou de variation de température.

Ces considérations ont déterminé le point de départ de la constitution de l'arc et la répartition de la matière dans les différentes sections ; de cette répartition est résultée la forme même donnée à ces fermes qui, par le fait, est rationnelle et inspire par suite toute quiétude à ceux qui les examinent.

Le système par articulation conduit à l'emploi d'un poids de matière un peu plus grand que le système avec arc continu ; mais comme ce dernier laisse planer une certaine incertitude dans la répartition réelle des forces, quand on n'est pas certain de la fixité absolue des appuis et de la constitution théorique de la poutre, on ne peut plus répartir aussi sûrement la matière suivant les véritables fatigues et de ce fait réaliser l'économie que comporte cette opération.

L'action du vent est on ne peut plus sensible dans ces grandes constructions, non seulement dans le sens des fermes, mais aussi dans le sens perpendiculaire à leur plan. Un puissant contreventement doit donc être établi pour combattre la tendance au déversement dans cette dernière direction.

Ce type de construction à articulation, qui vient d'être en France appliqué pour la première fois à de grandes fermes, peut rendre des services dans l'étude de ce genre de construction ; il nécessite quelques précautions pendant le montage et dans l'établissement des tourillons : nous le croyons appelé à se développer à cause de la sécurité qu'il donne sur les résultats fournis par les calculs.

Les considérations développées sur l'emploi de l'acier dans la construction des ponts s'appliquent également aux fermes ; mais jusqu'à présent on n'a encore fait qu'un usage très restreint de ce métal, à notre connaissance du moins.

M. Godfernaux expose ensuite le chapitre II du même travail et s'exprime comme suit :

## CHAPITRE II

### DES PONTS MÉTALLIQUES

#### § 1. — DES DIVERS SYSTÈMES DE PONTS

La construction des ponts métalliques n'est pas restée stationnaire dans ces dernières années ; le développement incessant des chemins de fer et des voies de communication en général ne s'est pas arrêté après l'établissement des grandes artères de la circulation des voyageurs et des marchandises.

On a reconnu la nécessité de relier entre elles certaines grandes lignes séparées par des obstacles naturels qui avaient d'abord paru insurmontables ; les pouvoirs publics ont ordonné la construction de chemins de fer de second ordre dans des régions où des accidents de terrains semblaient interdire à tout jamais leur établissement, à moins de dépenses hors de proportion avec le résultat à obtenir.

Des problèmes nouveaux se sont trouvés posés et ont obtenu une solution à la fois élégante, ingénieuse et relativement économique.

Des types nouveaux de ponts métalliques ont été créés pour chaque cas particulier, quand les types de ponts déjà connus ne se prêtaient pas à la solution recherchée, ou quand l'application de systèmes déjà employés eût été trop coûteuse.

Pendant la même période, des accidents survenus à des ouvrages déjà anciens ont attiré l'attention des ingénieurs ; on a cherché s'il y avait lieu de faire entrer des considérations nouvelles dans les calculs et dans les projets des ouvrages à construire.

Grâce aux progrès de la métallurgie, qui est arrivée à produire l'acier industriellement à un prix assez voisin de celui du fer, les ingénieurs ont put mettre en œuvre un métal plus résistant que le fer, et dont l'emploi s'impose dans certains cas où le fer ne suffirait pas, ou tout au moins donnerait lieu à des difficultés techniques et à des dépenses exagérées.

Enfin, des observations ont été faites sur les conditions de travail du métal employé dans les ponts.

Le cadre forcément restreint, dans lequel cette note doit se renfermer, ne permet pas d'élucider la question des ponts métalliques, d'énumérer chronologiquement les différents systèmes de ponts métalliques qui se sont produits dans ces dernières années, de discuter toutes les appréciations qui ont été énoncées ; le temps et les documents nous manquent également pour un travail de ce genre ; nous nous bornerons donc à signaler les points les plus saillants qui peuvent donner lieu à des observations intéressantes et à des échanges d'idées utiles, et nous faisons remarquer que nous avons dû, volontairement ou involontairement, négliger des travaux intéressants et des recherches personnelles qui ne manquent pas de mérite et qui, d'ailleurs, pourront être mis au jour dans la discussion.

#### TYPES DIVERS DE CONSTRUCTION

Jusqu'à ces dernières années il n'avait été employé, au moins pour les grands ouvrages, que trois systèmes principaux de ponts en métal, qui avaient, d'ailleurs, donné lieu à des combinaisons mixtes plus ou moins justifiées :

Ponts suspendus ;

Ponts à poutres, soit à profil constant, soit de forme parabolique ;

Ponts en arcs, le plus souvent en fonte, supportant à l'extrados la voie ferrée ou charretière, et calculés alors à peu près sur le même principe que les ponts en maçonnerie voûtés ;

Enfin la combinaison de ces trois systèmes.

Ces divers types de ponts étaient, d'ailleurs, exécutés, soit en fonte de fer, soit en fer.

En Europe, on avait, d'une manière à peu près générale, construit tous les ponts en fer, au moyen de tôles et de fers profilés assemblés pour rivure, de manière à constituer un tout rigide ; en un mot, étant donné l'impossibilité de construire un pont en un seul morceau de fer, les assemblages étaient établis de manière à réaliser par la rivure un pont se rapprochant le plus possible d'un ouvrage d'un seul morceau.

Aux États-Unis, au contraire, et dans certains cas particuliers en Europe, on avait souvent procédé autrement ; on avait adopté de parti pris une disposition ressemblant à celles que réalisent toutes les charpentes en bois, c'est-à-dire l'adoption de pièces séparées s'arc-boutant les unes aux autres, et réunies par des articulations autour desquelles chaque pièce pouvait, théoriquement, tourner.

Ce système avait en vue de réduire le travail de mise en place des ponts, en permettant d'expédier, des usines de construction, des pièces complètement finies et dont l'assemblage ne demandait que la pose d'un boulon ou d'une pièce réalisant l'articulation.

Après plusieurs années d'expérience, il ne paraît pas que ce dernier système ait donné tous les avantages qu'on en attendait ; il semble certain, en tout cas, que les ponts ainsi établis ne présentent pas la même stabilité, la même résistance que les ponts rivés dans toutes leurs parties, et constituant un ensemble rigide.

Il se produit forcément aux articulations des efforts très considérables dont l'exacte répartition sur les surfaces en contact exigerait une perfection d'exécution qu'il est toujours difficile de réaliser, qui doit dans bien des cas faire défaut, et qu'on n'obtiendrait que par des procédés d'exécution très coûteux.



Alors même qu'on arriverait à cette perfection, et les constructeurs américains ont employé tous leurs efforts pour y réussir, l'absence de rigidité de l'ouvrage persisterait, et nous sommes disposés à croire que ce système de construction sera abandonné.

Déjà des ingénieurs américains ont attribué, à tort ou à raison, à ce système de construction, les accidents nombreux qui se sont produits aux Etats-Unis sur des ponts métalliques.

Parmi les types nouveaux de ponts métalliques de ces dernières années, nous signalerons :

Le pont du Douro et des dérivés tels que le viaduc de Garabit (pour chemin de fer) et Don Luis (pour route) sur le Douro, à Porto. Les deux premiers sont constitués par un arc métallique continu de très grande portée, dont la hauteur à la clef est de 10 mètres, puis décroît à peu près uniformément jusqu'aux naissances, où elle se réduit à 1<sup>m</sup>,720, et se termine par une articulation ; pour le pont Don Luis, la hauteur de l'arc à la clef est de 8 mètres et aux naissances de 12 mètres, les naissances aboutissent aussi à une articulation.

Les dimensions principales du viaduc de Garabit sont les suivantes :

Longueur totale de l'ouvrage . . . . .	532 <sup>m</sup> ,778
Longueur totale de la partie métallique . . .	448 <sup>m</sup> ,300

Comprenant :

Un viaduc de quatre travées (côté Marvejols) de	218 <sup>m</sup> ,540
Une travée centrale (d'axe en axe des piles). .	177 <sup>m</sup> ,720
Une travée (côté de Neussargues). . . . .	52 <sup>m</sup> ,040
Corde de l'arc central. . . . .	165 <sup>m</sup> , »
Flèche d'intrados de l'arc central. . . . .	51 <sup>m</sup> ,858
Hauteur de l'arc à la clef . . . . .	10 <sup>m</sup> , »
Hauteur du fond de la vallée au-dessus du rail	122 <sup>m</sup> ,500

L'arc porte un certain nombre de piles métalliques en fer sur les deux versants de droite et de gauche ; cette disposition permet de faire reposer un tablier à plusieurs travées assez réduites, à la fois sur l'arc, dans la région de la clef, et sur les piles métalliques établies de distance en distance sur les reins de l'arc.

Les ouvrages établis suivant ce système ont déjà plusieurs années d'exécution et ont parfaitement réussi.

Le pont du Forth est en construction dans ce moment en Angleterre.

Le système adopté consiste principalement en ceci : une pile supporte un tablier métallique qui se prolonge, en porte-à-faux, de part et d'autre au delà de ses appuis en formant consoles ; deux autres piles semblables supportent chacune un autre tablier débordant également sur ses appuis ; une travée métallique intermédiaire établit la jonction entre l'extrémité de la console d'un des grands tabliers, et l'extrémité de la console de l'autre grand tablier. Enfin, les parties en porte-à-faux des extrémités viennent reposer sur des culées.

La condition indispensable de la stabilité de cette construction, c'est que la résultante des pressions verticales, c'est-à-dire des charges permanentes et des surcharges, passe toujours dans l'intérieur des piles, et que la position de cette résultante soit telle qu'aucune partie de la fondation des piles ne soit surchargée.

On a obtenu ce résultat en constituant chaque pile par quatre piliers suffisamment écartés les uns des autres.

Cet ouvrage est établi dans les conditions suivantes :

L'espace à franchir est l'estuaire du Forth, soit un véritable bras de mer, dont la profondeur atteint sous les basses-mers 60 mètres.

Le sol naturel est relevé au milieu de la largeur du Forth, et vient presque affleurer la basse-mer ; ce point particulier a été utilisé pour établir la pile centrale ; les deux autres piles sont établies sur chaque rive.

Largeur de la partie profonde . . . . .	1.120 <sup>m</sup> ,
Ouverture de chacune des deux grandes travées d'axe en axe des piles. . . . .	583 <sup>m</sup> , »
Espace libre entre les piliers de deux piles contiguës . . . . .	496 <sup>m</sup> , »
Ecartement longitudinal des piliers de la pile centrale (entre axes). . . . .	82 <sup>m</sup> ,35
Ecartement longitudinal des piliers des deux piles de rive (entre axes). . . . .	47 <sup>m</sup> ,27
Ecartement transversal des piliers à toutes les piles (entre axes). . . . .	36 <sup>m</sup> ,60
Diamètre de chaque pilier à sa base . . . .	21 <sup>m</sup> ,30
Hauteur libre au-dessus des hautes-mers sur une largeur de 250 mètres environ au milieu de chaque travée . . . . .	45 <sup>m</sup> ,60

Hauteur libre au-dessus des hautes-mers au milieu de chaque travée . . . . .	47 <sup>m</sup> ,50
Hauteur (sur les piles) des parties les plus hautes de la construction au-dessus du niveau des hautes-mers . . . . .	110 <sup>m</sup> , »
Ouverture de chaque travée de rive. . . . .	208 <sup>m</sup> ,60
Longueur totale de chaque poutre en encorbellement, y compris la partie en porte-à-faux :	
Partie centrale. . . . .	494 <sup>m</sup> , »
Parties latérales. . . . .	459 <sup>m</sup> , »

La traversée du Forth comprend en outre un viaduc sur la rive sud de quinze travées, donnant une longueur totale de 542<sup>m</sup>,40; et sur la rive Nord un viaduc d'une longueur totale de 295<sup>m</sup>,70.

La longueur totale de l'ouvrage est de 2 468<sup>m</sup>,40.

L'ouvrage est encore en construction en ce moment; il fait le plus grand honneur aux ingénieurs qui l'ont conçu, et présente un grand intérêt.

Le tablier est tout entier construit en acier.

D'autres ouvrages ont été construits, ou sont en construction en Amérique sur le même principe; notamment les ponts de :

DIXVILLE sur le Kentucky River (1877).

Longueur totale de l'ouvrage. . . . .	343 <sup>m</sup> , »
---------------------------------------	----------------------

Comprenant :

Une partie centrale d'une longueur de. . . . .	160 <sup>m</sup> ,16
et d'une hauteur de . . . . .	41 <sup>m</sup> ,50
reposant sur 2 piles espacées de 114 <sup>m</sup> ,40 avec des porte-à-faux de chaque côté de. . . . .	23 <sup>m</sup> , »
Deux tabliers de jonction chacun d'une longueur de . . . . .	91 <sup>m</sup> , »

#### NIAGARA (1883)

Longueur de l'ouvrage (non compris les viaducs d'approche). . . . .	273 <sup>m</sup> ,25
---	----------------------

Comprenant :

Deux parties latérales d'une longueur de . . .	121 <sup>m</sup> , »
et d'une hauteur maxima de. . . . .	17 <sup>m</sup> ,08
reposant sur deux appuis espacés de . . . .	63 <sup>m</sup> ,25
Une travée de jonction d'une longueur de . . .	36 <sup>m</sup> ,60
et d'une hauteur de . . . . .	8 <sup>m</sup> , »

## KENTUCKY ET INDIANA (1883-1885)

Longueur totale de l'ouvrage. . . . . 748<sup>m</sup>, »

## Comprenant :

Une partie centrale de . . . . . 208<sup>m</sup>, »  
 d'une hauteur maxima de . . . . . 49<sup>m</sup>,80  
 reposant sur 2 piles espacées de . . . . . 110<sup>m</sup>, »  
 avec des porte-à-faux de chaque côté de. . . . . 49<sup>m</sup>, »  
 Deux parties latérales de. . . . . 128<sup>m</sup>, »  
 reposant sur des piles espacées de. . . . . 79<sup>m</sup>, »  
 avec un seul porte-à-faux de . . . . . 49<sup>m</sup>, »  
 Deux tabliers de jonction reposant sur les parties en porte-à-faux. . . . . 44<sup>m</sup>, »  
 Un pont tournant d'une longueur de . . . . . 113<sup>m</sup>, »  
 Une travée extrême d'une longueur de. . . . . 73<sup>m</sup>, »

Nous ne saurions dire auquel des projets de ces divers ouvrages appartient l'antériorité; il est possible d'ailleurs qu'ils soient l'application à grande échelle de constructions du même genre établies antérieurement dans des conditions plus modestes, et nous ne pouvons pas indiquer à qui revient, en réalité, le mérite de l'invention.

Dans certains ouvrages du même système, il a été fait emploi de tirants pour amarrer l'extrémité des consoles sur les culées de rive, et assurer la stabilité de l'ouvrage; c'est le cas des ponts sur le Niagara et de Poug Keepsie sur l'Hudson dans lesquels les grandes travées atteignent 148<sup>m</sup>,50 et 160 mètres de portée; c'est aussi le cas du pont du Forth.

La construction du viaduc du Vaur a été mise au concours par le gouvernement français en 1887, et a donné lieu à la production de divers projets, dont un présente une disposition relativement nouvelle.

L'ouvrage est constitué par deux charpentes métalliques symétriques présentant en élévation la forme d'un triangle dont le sommet serait en bas, et le côté opposé au sommet, horizontal; le triangle lui-même n'est pas symétrique et se prolonge d'un côté de son sommet inférieur, beaucoup plus loin que de l'autre côté.

Le sommet inférieur repose sur un socle en maçonnerie par l'intermédiaire de coussinets séparés par un axe de rotation; les deux parties les plus saillantes des triangles buttent l'une

contre l'autre, par leur extrémité, au moyen de coussinets séparés par un axe de rotation.

Les deux extrémités les plus courtes des triangles supportent une travée de raccordement en métal, dont l'autre extrémité repose sur une culée.

En d'autres termes, c'est une sorte d'arc à trois articulations, une à chaque naissance et une à la clef, mais dont chaque moitié est prolongée en encorbellement en deçà des naissances.

Ce système a pour double but de soustraire la construction à l'action de la dilatation, et de donner la certitude que, pendant le montage, il ne se produira aucune pression initiale, soit par le fait même du montage, soit par le clavage, comme il peut se produire dans les arcs continus malgré tous les soins apportés au montage.

Ce système de construction n'est encore qu'à l'état de projet.

L'ouvrage projeté est établi dans les conditions suivantes :

L'espace à franchir est la vallée très creuse du Vieur, qui, pour une ouverture entre les crêtes de 800 mètres, présente une profondeur de 135 mètres environ.

Longueur totale de l'ouvrage. . . . .	460 <sup>m</sup> ,00
Longueur de la partie métallique . . . . .	410 <sup>m</sup> ,00
Ouverture de la travée centrale. . . . .	250 <sup>m</sup> ,00
Ouverture de chacune des travées latérales. . .	80 <sup>m</sup> ,00
Hauteur du dessus du rail, au-dessus du fond de la vallée, . . . . .	116 <sup>m</sup> ,80
Hauteur de la partie métallique au-dessus des articulations des naissances. . . . .	48 <sup>m</sup> ,00
Flèche de l'arc. . . . .	45 <sup>m</sup> ,40
Longueur de chaque travée de raccordement. .	26 <sup>m</sup> ,00

Les trois systèmes de ponts métalliques que nous venons d'exposer répondent à des conditions tout à fait spéciales des ouvrages à construire, et ne sauraient être considérés comme des types destinés à entrer dans la pratique courante ; ils rentrent d'ailleurs dans la catégorie des ouvrages rigides, c'est-à-dire dont toutes les parties sont assemblées par rivure, de manière à constituer un tout d'une seule pièce.

Si nous signalons seulement ces trois types de construction, cela ne veut pas dire que nous affirmons qu'il n'y en a pas eu d'autres ; mais nous devons nous borner à ce qui nous a paru le plus important.

Il serait certainement très intéressant de discuter les différents systèmes de construction usités jusqu'à ce jour ; de rechercher si des règles peuvent être adoptées pour déterminer, à priori, dans chaque cas particulier, à quel système la préférence peut être donnée ; mais nous ne croyons pas que cette recherche puisse donner un résultat.

La tâche des ingénieurs serait trop simplifiée s'il était possible, par la résolution d'une équation, de déterminer avec certitude quel système de pont comporte chaque cas particulier ; il faut tenir compte d'ailleurs des situations locales, de la nature du terrain sur lequel la construction doit être édifiée, des ressources en matériaux et en main-d'œuvre que présente la localité, des conditions et des distances de transport depuis les usines jusqu'à l'ouvrage, etc., etc., et tout cela ne peut entrer dans une formule.

Nous dirons seulement un mot des ponts suspendus, et de leur abandon à peu près complet en Europe, succédant assez rapidement à une application très fréquente de ce genre de construction.

Il nous paraît que l'emploi fréquent de ce système de ponts a tenu surtout à ce que la métallurgie n'offrait pas d'autres ressources à ce moment ; le temps n'est pas très éloigné où les Forges ne produisaient que des tôles et des fers profilés de faible longueur et de faible section.

Le fil de fer était alors le produit le plus parfait de cette industrie ; on admettait qu'il pouvait supporter sans inconvénient des charges très considérables par unité de section.

Il nous paraît que si l'on acceptait pour les ponts métalliques rivés, et par unité de section, un coefficient de travail aussi considérable, relativement à la résistance à la rupture, que celui qui était adopté pour les câbles en fil de fer des ponts suspendus, ceux-ci ne présenteraient pas, sauf peut-être pour les grandes portées, d'avantage sensible au point de vue économique, sur les ponts en tôle et fers profilés rivés.

Il faut aussi tenir compte de ce fait que dans les calculs des ponts suspendus on se contentait de surcharges très réduites, et enfin que l'on attribuait complaisamment aux bois des tabliers, des densités fort inférieures à celles de la pratique actuelle.

La différence serait en tout cas très largement compensée

par les inconvénients inhérents aux ponts suspendus, tels que la variation de la résultante sur les appuis, la difficulté d'assurer de bons ancrages, l'oxydation des fils, enfin la mobilité de l'ouvrage résultant du fait même de la suspension; inconvénients qu'on a, il est vrai, beaucoup atténués dans les conditions nouvelles, mais qui n'en subsistent pas moins dans une certaine mesure.

Il convient de remarquer d'ailleurs qu'en Europe, et notamment en France, le contrôle permanent et très minutieux que l'administration exerce dans l'intérêt de la sécurité publique sur toutes les constructions, ne permettrait peut-être pas de réaliser dans les ponts suspendus toutes les économies que l'on a pu atteindre à l'étranger.

## § 2. — NOUVELLES CONSIDÉRATIONS INTRODUITES DANS LE CALCUL DES PONTS MÉTALLIQUES

L'accident survenu au pont de la Tay, en décembre 1879, a attiré d'une façon toute spéciale l'attention des ingénieurs sur l'action du vent, dont il n'avait été tenu trop souvent qu'un compte insuffisant.

D'un autre côté, et notamment en Allemagne, des études ont été faites pour rechercher quelles modifications pouvaient se produire dans la constitution du métal, ou tout au moins dans sa résistance, par l'intermittence des charges qu'il supporte, et ont conduit leurs auteurs à affirmer que lorsqu'une barre de fer est chargée, puis déchargée un grand nombre de fois, sa résistance diminue, de telle manière que sa rupture se produit après un nombre suffisant d'alternatives de chargement et de déchargement, sous une charge très notablement inférieure à la charge permanente qui aurait produit le même résultat.

On a conclu de ces deux considérations qu'il y avait lieu de tenir compte, dans le calcul des ponts, de l'action du vent et de la détérioration du métal produite par l'intermittence des charges qu'il supporte, ou encore par les compressions et les tensions qui se produisent successivement dans certaines pièces.

En ce qui concerne le vent, il nous paraît qu'il convient, en effet, d'en tenir compte dans le calcul des tabliers métalliques à très grande ouverture, dans lesquels la surface d'action du vent est très considérable, et où par suite son action peut exercer des efforts dont l'importance se rapproche plus ou moins de celui des forces verticales. Mais il nous paraît qu'il ne faudrait rien exagérer; un très grand nombre d'ouvrages métalliques ont été édifiés sans que l'action du vent ait été prise en considération dans les calculs; des tabliers de 100, 120, 150 mètres d'ouverture construits depuis vingt ans, trente ans et plus, se sont parfaitement comportés jusqu'à ce jour; il convient de remarquer d'ailleurs que l'accident de la Tay, qui a surtout attiré l'attention de cette question, ne s'est pas produit sur le tablier métallique, mais sur les piles, dont la construction était indubitablement défectueuse.

On peut donc affirmer qu'il n'y a pas d'intérêt pour les ponts de portée médiocre et que leur situation n'expose pas à des ouragans, à se préoccuper de l'action du vent, qui peut tout au plus élever un peu le coefficient de travail du métal; or, ce coefficient est assez loin de la limite d'élasticité pour donner toute sécurité.

On peut donc se borner à tenir compte de l'action du vent pour calculer les contreventements qui, pendant longtemps, étaient déterminés à peu près sans calcul et à l'œil; mais il ne semble pas qu'il y ait lieu d'en tenir compte pour le calcul des poutres.

Si l'on voulait absolument en tenir compte, il conviendrait alors d'augmenter le coefficient de travail du métal.

En ce qui concerne la réduction de résistance du métal par suite de l'intermittence des efforts qu'il supporte, et sans entrer dans une discussion approfondie de la question, il nous semble qu'il convient de faire remarquer que les expériences de M. Woehler, qui servent de base aux considérations produites à ce sujet, ont été faites dans des conditions qui permettent la discussion de leurs résultats.

Ces expériences consistent à exercer sur une tige de métal des tractions successives et très rapidement répétées, qui se sont élevées jusqu'à 72 environ par minute, au moyen de leviers convenablement disposés, et chargés à leur extrémité par un poids ou un ressort.



L'appareil est mis en charge et déchargé alternativement par l'intermédiaire d'une barre avec ressort intercalé, agissant sur le milieu d'un balancier, dont une extrémité est reliée à l'extrémité du levier qui exerce la traction sur la tige de métal éprouvée, et dont l'autre extrémité est reliée à un levier qui reçoit l'action du poids ou du ressort déterminant la charge de la tige essayée.

L'intensité des tractions exercées sur la tige soumise à l'épreuve est mesurée par la relation de longueur des leviers, combinée avec le poids mis en œuvre, ou la tension du ressort.

Or, il semble que l'expérience ainsi disposée ne tient pas compte d'une influence qui peut être très considérable, et qui suffit pour expliquer les résultats donnés par les expériences : nous voulons parler de la force vive mise en jeu à chaque chargement et à chaque déchargement de la tige expérimentée.

Pour que l'action du poids ou du ressort produise par l'intermédiaire des leviers l'effort qu'on lui attribue, et surtout pour que cet effort se produise un certain nombre de fois par minute, il faut que le poids soit soulevé d'une certaine quantité, si petite qu'elle soit, que le ressort soit bandé d'une certaine quantité, que l'inertie des leviers intercalés entre la tige expérimentée et le poids ou le ressort, soit vaincue. Il en résulte que la tige expérimentée supporte ainsi, non seulement l'effort résultant de la combinaison des leviers et de l'action du poids ou du ressort, mais encore la force vive absorbée à chaque mise en charge par le système.

Nous pouvons citer comme preuve simple et convaincante de cette appréciation le fait suivant :

Pour déterminer pratiquement la résistance qu'une tôle offre au poinçonnage, des expériences ont été faites avec une machine à poinçonner, en faisant varier le diamètre du poinçon et l'épaisseur de la tôle à poinçonner ; pour mesurer l'effort nécessaire au débouchage, la matrice reposait sur un levier dont l'extrémité était chargée d'un poids, dont la quotité devait déterminer l'effort nécessaire dans chaque cas pour produire le débouchage de la tôle, tandis que le poinçon était mis en mouvement par une manivelle de très petit rayon actionnant la bielle qui conduit le poinçon ; or, divers trous de diamètres très différents pouvaient être débouchés dans la même tôle, ou divers trous de même diamètre pouvaient être débouchés dans des tôles

d'épaisseurs différentes, suivant que l'arbre à manivelle de la machine à poinçonner tournait plus ou moins vite. Ce résultat s'explique comme suit :

Dans un cas comme dans l'autre, au moment où le poinçon touche la tôle, son action produit d'abord une petite flexion, si petite qu'elle soit, du levier, et ensuite un soulèvement du contrepoids suspendu à l'extrémité du levier.

L'élévation du poids est d'autant plus considérable que l'arbre à manivelle tourne plus vite et que l'action du poinçon est plus rapide, pour le même contrepoids agissant sur le levier ; et le diamètre des trous débouchés est plus grand dans la même épaisseur de tôle, ou l'épaisseur de la tôle débouchée plus faible pour un même diamètre de poinçon.

Ce résultat, constaté un très grand nombre de fois, avec des diamètres très différents, avec des épaisseurs de tôle très différentes, a pour origine l'action de la force vive mise en jeu par le travail de la machine, force vive qui résulte de l'inertie des leviers, de leur soulèvement, du soulèvement du contrepoids, et qui est d'autant plus considérable que l'action du poinçon est plus rapide.

On peut donc se demander si le résultat des expériences susvisées sont indiscutables, et s'il convient d'en tenir compte dans les calculs des ponts métalliques ; nous ne le croyons pas.

Nous ne voulons pas affirmer que l'intermittence des efforts ne produira aucun effet dans la texture du métal ; mais il nous paraît à première vue que la détérioration du métal, qui avait été constatée à l'origine dans les essieux de voitures, résultait plutôt des chocs répétés et très violents relativement aux sections considérées, que de la variation des efforts, ou de la nature des efforts ; qu'elle ne se produisait qu'après un parcours très considérable, c'est-à-dire après que la cause destructive avait agi un nombre infini de fois.

Enfin on peut affirmer que l'économie de métal qui pourrait résulter de l'introduction de ces considérations dans le calcul des ponts métalliques, et dans la détermination des dimensions de leurs différentes pièces, ne serait pas considérable, et ne justifierait pas la complication des calculs.

## § 3. — EMPLOI DE L'ACIER

Aussitôt que la production de l'acier est entrée dans une voie nouvelle, les ingénieurs ont cherché à l'employer.

A l'origine de cette nouvelle fabrication, l'acier était encore d'un prix assez élevé, et c'est tout d'abord dans la construction des chaudières qu'on a cherché à l'utiliser.

On avait tendu d'abord à produire des aciers extrêmement résistants, donnant 80 kilogrammes et plus à la rupture par millimètre carré ; dans ces conditions, on avait espéré pouvoir réduire très considérablement, presque de moitié, l'épaisseur des tôles de chaudières ; on avait dépassé ainsi la mesure et les succès ont été nombreux.

D'ailleurs, à ce moment la fabrication de l'acier était encore un peu incertaine ; le métal produit était de qualité très variable, et la fabrication cherchait encore sa voie.

Plus tard, les Forges sont arrivées à produire avec une quasi-certitude et à leur volonté des qualités variant de l'acier vif, c'est-à-dire donnant une très grande résistance à la rupture et des allongements limités, à l'acier extra-doux caractérisé par des résistances à la rupture très limitées, mais un allongement considérable.

En même temps le prix de l'acier s'était abaissé et il a été possible de songer à son emploi dans la construction des ponts.

Il nous paraît que dans les conditions actuelles de fabrication on peut employer avec sécurité des aciers caractérisés par une résistance de 45 à 49 kilogrammes par millimètre carré à la rupture, et des allongements de 17 à 24 p. 100 mesurés sur une éprouvette de 20 centimètres de longueur, le maximum d'allongement correspondant au minimum de résistance et le minimum d'allongement au maximum de résistance ; la limite d'élasticité de ce métal tendant vers 25 kilogrammes par millimètre carré.

Dans ces conditions, le coefficient de travail du métal peut être fixé à 10 kilogrammes par millimètre carré, pour avoir la même sécurité que donnerait le coefficient de 6 kilogrammes pour l'emploi du fer.

On peut même admettre que ce coefficient soit élevé à 12 kilogrammes si l'on fait entrer dans les calculs l'action du vent, qui ne peut produire d'effort important qu'accidentellement, pourvu toutefois que l'action des charges normales et fréquentes ne puisse jamais faire travailler le métal à plus de 10 kilogrammes par millimètre carré.

Il est bien entendu, d'ailleurs, que les coefficients que nous indiquons supposent que le métal est de la qualité indiquée plus haut, et que la disposition de la rivure sera étudiée en conséquence de l'emploi de ce métal, et ne sera pas établie comme pour le fer travaillant à 6 kilogrammes par millimètre carré.

Cette observation nous conduit à rappeler certaines expériences faites sur l'emploi de l'acier pour la construction des ponts métalliques, et en particulier celles ordonnées par le gouvernement hollandais en 1877, et consistant dans l'essai de poutres en I, de 5 à 8 mètres de longueur, de 0<sup>m</sup>,70 à 1<sup>m</sup>,05 de hauteur, et composées d'une âme bordée de quatre cornières sur lesquelles étaient rivées des plates-bandes.

De ces expériences résulte le fait suivant :

Les poutres se sont rompues sous une charge d'essai suffisante pour que les formules habituellement adoptées pour le calcul des poutres fléchies aient donné au point le plus chargé de la poutre un coefficient de travail du métal de 22 k. 6 à 62 kilogrammes par millimètre carré. Or, les pièces constitutives de ces poutres, essayées à la traction, avaient donné à la rupture des charges variant de 42 à 83 kilogrammes par millimètre carré.

Ce résultat extraordinaire n'était pas fait pour encourager l'emploi de l'acier dans les constructions métalliques. Il tenait probablement en grande partie à ce fait que l'on avait employé, dans la constitution d'une même poutre expérimentée, des aciers de natures très différentes donnant à la rupture un allongement très différent ; il en résultait qu'une partie avait déjà subi un allongement capable de produire la rupture, avant qu'une autre partie soit notablement mise en charge ; cette appréciation est corroborée par ce fait que dans plusieurs essais une des parties de la semelle travaillant à la traction ayant été rompue sous une charge déterminée, l'essai a pu être continué en augmentant la charge d'épreuve dans une mesure considérable avant

la rupture du complément de la même semelle (charge d'épreuve à la première rupture 21 tonnes, à la deuxième rupture 66 tonnes).

Il paraît tenir aussi à la disposition de la rivure, qui était à peu près celle employée pour les poutres en fer.

Il convient d'ailleurs de remarquer que des poutres constituées de cette manière étaient dans de mauvaises conditions de résistance pour des essais prolongés jusqu'à la rupture, mais que ces mêmes poutres auraient encore donné une grande sécurité, si elles avaient été soumises seulement aux efforts que l'on impose dans la pratique aux constructions métalliques, parce que, dans ces limites, la différence d'allongement entre les deux tôles d'une même semelle aurait été relativement faible, et par conséquent les différences de travail moindres ; par exemple, et pour bien faire comprendre notre pensée, les deux parties de la même semelle, au lieu de travailler toutes deux à 10 kilogrammes par millimètre carré, auraient supporté en réalité l'une un effort de 13 ou 15 kilogrammes par millimètre carré et l'autre un effort de 7 ou 5 kilogrammes, tandis que le calcul aurait indiqué un effort moyen commun de 10 kilogrammes.

Cette observation a son intérêt, en ce sens qu'elle montre qu'alors même que dans un pont certains éléments travaillant ensemble ne sont pas absolument de même nature, que l'acier de l'un des éléments est plus vif, plus résistant et donne un moindre allongement que l'autre, ces différences sont couvertes par le coefficient de sécurité, tant que le travail imposé au métal reste limité au quart de la charge de rupture, ce qui est le cas de toutes les constructions bien étudiées.

Néanmoins, de l'impression produite par ces expériences du gouvernement hollandais était résultée une certaine inquiétude et l'emploi de l'acier était discuté.

Des expériences ont été entreprises de différents côtés sur l'acier, et dans l'une des plus anciennes maisons françaises adonnées à la construction des ponts métalliques on a renouvelé les expériences faites par le gouvernement hollandais en expérimentant des poutres en fer et des poutres en acier.

Il a été construit quatre poutres en fer et neuf poutres en acier de 4<sup>m</sup>,50 de portée et de 0<sup>m</sup>,30 de hauteur.

Dans une partie des poutres en fer, et dans une partie des poutres en acier, les trous ont été percés au foret ; dans les

autres, ils ont été poinçonnés et alésés ultérieurement de 1 millimètre tout autour.

La matière employée a été éprouvée à la traction, les fers ont donné à la rupture une résistance de 36 à 38 kilogrammes et un allongement de 8,7 à 10, 2 p. 100 ; les aciers ont donné une résistance à la rupture de 44 à 49,6 kilogrammes et un allongement de 22,6 à 27 p. 100, les allongements étant mesurés sur une éprouvette de 20 centimètres.

Les poutres en fer ont cédé par la rupture des pièces travaillant à la traction, alors que le calcul par la méthode ordinaire pour les poutres fléchies indiquait au point le plus chargé de la semelle comprimée un travail du métal de 40<sup>k</sup>, 15 par millimètre carré.

Les poutres en acier ont cédé par la déformation des pièces résistant à la compression, alors que le calcul par la méthode ordinaire pour les poutres fléchies indiquait au point le plus chargé de la semelle comprimée un travail du métal de 53<sup>k</sup>, 50 par millimètre carré.

On peut donc affirmer que l'acier est aussi propre que le fer à la construction des ponts métalliques, et que la résistance des poutres fléchies en acier comme en fer est proportionnelle à la résistance à la traction du métal.

Il faut seulement remarquer que, dans ces essais, la poutre en acier cède par les pièces comprimées, tandis que la poutre en fer cède par les pièces travaillant à la traction ; cette considération n'est pas d'ailleurs absolue, et conduit seulement à penser : que dans les ouvrages en acier, où les sections sont forcément réduites, il convient, au moins pour les essais conduits jusqu'à la rupture, de tenir compte de ce fait que pour des ouvrages de même importance, établis l'un en fer et l'autre en acier, les déformations se produisent plus facilement dans l'ouvrage en acier, parce que les dimensions transversales sont plus réduites.

Les expériences précitées n'ont pas permis de constater de différence appréciable entre la résistance des poutres dont les trous avaient été poinçonnés.

Cette dernière remarque nous conduit à signaler les observations faites par de très bons esprits sur les méthodes de travail à employer pour les mises en œuvre de l'acier.

On a d'abord pensé que le poinçonnage devait être proscrit ;

que les trous devaient absolument être forés ; puis on a admis que le poinçonnage pouvait être pratiqué dans l'acier comme dans le fer, à condition toutefois de procéder ultérieurement à l'agrandissement, par voie d'alésage, du trou poinçonné.

On a aussi émis l'opinion que les aciers ne pouvaient pas être dressés au marteau, comme le fer, sans inconvénient ; que le cisailage ne pourrait pas être pratiqué sans inconvénient sur l'acier ; que tout au moins, après le dressage et le cisailage, l'acier devrait être recuit ; qu'il pourrait d'ailleurs suffire, après le cisailage, d'affranchir à la meule, ou au burin, ou à la raboteuse, ou par tout autre moyen assimilable, la tranche cisailée.

Il est bien certain que le poinçonnage est une opération brutale qui exerce une certaine influence sur le métal dans le voisinage immédiat du trou qu'il débouche ; mais ce résultat n'est pas particulier à l'acier, il se produit aussi dans le poinçonnage du fer ; des expériences comparatives nombreuses ont été faites en perçant, dans la même éprouvette, un trou par poinçonnage et un trou par forage, et en rompant l'éprouvette par traction ; la rupture s'est toujours produite dans le trou poinçonné, quand les deux trous avaient le même diamètre ; et après tâtonnements, on est arrivé à déterminer l'excès de diamètre à donner au trou foré par rapport au trou poinçonné, pour que la rupture se produise le même nombre de fois dans l'un et dans l'autre.

Si l'on détermine la section nette qui reste dans une tôle employée à la construction des ponts, en tenant compte, pour fixer le diamètre des trous, des résultats obtenus suivant que les trous sont forés ou poinçonnés, on arrive à cette conclusion *que pour le fer*, une tôle dont la section nette travaille à 600 kilogrammes par centimètre carré pendant la charge d'épreuve, quand les trous ont été forés, travaillera à 616 kilogrammes par centimètre carré quand les trous ont été poinçonnés ; *que pour l'acier* les résultats seront réciproquement de 1,000 kilogrammes et 1,032 kilogrammes par centimètre carré.

Des essais nombreux ont été faits aussi pour reconnaître si l'affranchissement à l'outil du bord d'une tôle ayant subi le travail du cisailage, modifiait ses conditions de résistance. Les expériences faites n'ont pas permis de conclure, ou plutôt n'ont pas donné de différence entre le fer et l'acier.

Nous ferons remarquer à ce sujet que des chaudières en acier

ont été construites il y a vingt ans, en poinçonnant tous les trous, et que ces chaudières n'ont pas donné de moins bons résultats que les chaudières en fer, quand on n'a pas employé dans leur construction des aciers trop vifs, en leur imposant un travail trop considérable.

Le poinçonnage, convenablement pratiqué, donne d'ailleurs un travail plus exact que le forage, et il est permis de penser qu'il ne convient pas de sacrifier cette exactitude de perçage des trous, fort importante pour obtenir une bonne rivure.

On ne peut pas nier d'ailleurs que l'action du poinçonnage est d'autant plus brutale que le métal dans lequel il s'exerce est plus résistant ; mais c'est surtout en adoptant une bonne disposition des matrices et des poinçons, c'est surtout en réglant l'écart entre ces deux outils, en assurant la meilleure portée possible de la tôle sur la matrice, que l'on peut réduire les inconvénients du poinçonnage. Et en tous cas l'alésage des trous poinçonnés nous paraît la limite extrême des précautions à prendre pour le perçage des trous, si toutefois cette précaution est réellement utile.

M. CONTAMIN vient donner un complément à la conclusion du rapport de M. Godfernaux au point de vue des altérations que subissent les fers au service et signale quelques essais entrepris au chemin de fer du Nord, sur des fers provenant de ponts construits depuis trente ans et qui avaient subi le passage de plus de trois cent mille trains. Les échantillons de fer tirés de ces ponts ont donné pour les plates-bandes en particulier, des résistances de 37 kilogrammes alors qu'à la construction les essais qui avaient été faits donnaient des résistances variant de 36 à 37 et 38 kilogrammes. Le fer, on le voit n'a subi, aucune altération, et cela parce que dans aucun cas la limite d'élasticité n'avait été dépassée.

M. Contamin croit donc, ce n'est là qu'une supposition, que les altérations dont on parle ne se produisent que dans une mesure tout à fait insignifiante, lorsqu'on ne dépasse pas la limite d'élasticité.

M. CONSIDÈRE crois bon de rappeler les lois de Wohler.

Lorsqu'on fait varier la charge entre un minimum dans un sens et un maximum dans un sens opposé, l'altération est d'autant plus rapide que l'écart entre les efforts extrêmes est plus grand. Lorsque l'effort varie entre zéro et un maximum



toujours de même sens, l'altération se produit vers 22 kilogrammes et enfin lorsque les variations se produisent entre un minimum et maximum de même sens, l'altération se produit sous des charges d'autant plus grandes que le minimum est plus élevé.

Il en résulte que si les pièces de plates-bandes qui ont été essayées par M. Contamin ont toujours été soumises, comme c'est probable, à des efforts de même sens, d'après les lois mêmes de Wohler, elles n'ont dû éprouver aucune altération, pourvu qu'elles n'aient pas travaillé au delà de la limite d'élasticité du fer, qui est de 18 à 22 kilogrammes. Or, il est extrêmement probable qu'elles n'ont jamais supporté un pareil effort.

M. ARNODIN. — Vous avez pu lire récemment dans les *Annales des Ponts et Chaussées* (cahier d'avril 1889), un mémoire de M. de Boulongne, donnant des résultats d'expériences pratiques sur des fils de câbles. Lorsqu'en 1847, on a construit le pont suspendu de Saint-Christophe à Lorient, MM. les ingénieurs Leclerc et Noyon ont pris le soin de noter, dans un mémoire inséré aux *Annales des Ponts et Chaussées* (année 1850, t. XXIX), les résultats de 92 expériences à la traction. — En 1885, nous avons été chargé de refaire les câbles d'amarrage de ce pont, et nous avons songé, de concert avec M. de Boulongne, qu'il y avait lieu de prendre dans les câbles, au hasard, la même quantité de 92 fils et de refaire dans des conditions aussi approchantes que possible, les expériences faites 38 années auparavant. Ce pont a travaillé énormément; malgré cela, nous sommes arrivés à des différences tellement insensibles avec les résultats de MM. Leclerc et Noyon, qu'elles sont négligeables: mais cela ne change rien à ce que vient de dire M. Considère, puisque les efforts sur les câbles ont toujours eu lieu à la traction avec un écart peu élevé entre le minima et le maxima et sans dépasser la limite d'élasticité. Notre expérience n'infirme donc pas non plus les lois de Wœhler.

M. DAYDÉ. — Les lois de Wœhler sont exactes, mais, à mon avis, comme elles ont été faites dans des conditions tout à fait différentes de celles auxquelles sont soumis les éléments entrant dans les constructions métalliques, elles ne peuvent y trouver leur application.

Cependant, dans les cas où l'on déciderait de faire intervenir ces lois dans nos méthodes de calcul, on devrait modifier et

augmenter les conditions du coefficient de travail de 6 kilogrammes, imposé par nos circulaires administratives. Il existe aussi certains efforts, de vent notamment, dont parlait M. Godfrenaux et dont on ne tient pas compte généralement dans les calculs des poutres droites, efforts qui, pour de grandes travées, atteignent des chiffres considérables. Ainsi pour des travées de 70 mètres par exemple, en supposant un vent de 150 kilogrammes avec lequel l'exploitation est admissible, les conditions de travail des poutres principales se trouvent augmentées d'au moins 25 p. 100 ; c'est-à-dire que si un pont travaille à 6 kilogrammes, sans tenir compte du vent et en admettant la surcharge normale, imposée par les circulaires administratives, le coefficient réel n'est plus de 6 kilogrammes, mais peut atteindre 8 kilogrammes.

Dans le tablier à poutres droites que nous avons projeté pour le viaduc du Viaur, nous sommes arrivés pour des travées continues de 85 mètres à constater une augmentation de travail de 35 p. 100 dans les membrures des poutres principales.

Il y a encore la question de déduction des trous des rivets, dont nous ne nous occupons pas en France, et celle relative à différents efforts de voilement, qui peuvent se produire dans les âmes, aux assemblages des treillis ou croisillons, mais qu'il est possible d'annuler en prenant des dispositions particulières d'assemblage.

De sorte que si, pour certains projets, on prescrivait de tenir compte de toutes ces considérations, avec l'adoption du coefficient actuel de 6 kilogrammes on arriverait à un poids de métal excessif et l'on rendrait l'emploi des constructions métalliques impossible, eu égard aux prix d'ouvrages comparables en maçonnerie.

En résumé, je crois que l'on devrait tenir compte de toutes ces considérations, mais que, bien entendu, on devrait augmenter aussi le coefficient de travail du fer, en le portant à 8 kilogrammes par exemple, tout en maintenant celui de 10 kilogrammes adopté pour l'acier.

M. BELELUBSKY, donne les renseignements suivant *Sur l'inaltérabilité du fer soudé en service*.

Je puis, dit-il, communiquer quelques renseignements intéressants sur l'inaltérabilité du fer dans une construction qui existe déjà depuis plus de quarante ans. — Il s'agit du

pont à chaînes construit sur le Dnieper à Kieff. Les chaînes du pont consistent en pièces renfermant six plates-bandes de fer soudé dont chacune a  $300 \times 25$  millimètres de section. Ayant été chargé par le ministère de faire l'inspection du pont et le contrôle des qualités des fers employés, j'ai été assez heureux pour faire les essais comparatifs de fers ayant travaillé sous la charge pendant plus de quarante ans et du fer de pièces identiques trouvées dans le magasin du pont et n'ayant été soumises à aucun service.

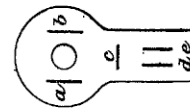
Pour faire les essais dans les conditions uniformes nous avons pris les éprouvettes dans des régions correspondantes des deux pièces du fer ; le tableau ci-joint donne les résultats pour chaque éprouvette et les moyennes pour des groupes d'éprouvettes au nombre de cinq (page suivante). On voit que les résultats sont presque identiques pour le fer vierge et celui qui travaillait depuis fort longtemps ; cela est surtout à remarquer pour la rupture  $34,5$  par millimètre carré, l'allongement  $13,14$  p. 100 pour la longueur de 200 millimètres, la compression 18 p. 100 et la limite d'élasticité environ 18 kilogrammes par millimètre carré.

Je dois ajouter que les sections des éprouvettes ont été prises à peu près les mêmes. Ces résultats montrent que le fer soudé fabriqué depuis plus de quarante ans pouvait satisfaire aux conditions les plus rigoureuses d'aujourd'hui et que le fer employé n'a subi aucune altération. La superstructure métallique du pont a été construite par un Anglais du nom de Wilson.

Ces essais ont donné l'idée, d'après la proposition du laboratoire mécanique de l'Institut technique, adoptée par le ministère, de prévoir à l'avenir les essais des pièces préalablement indiquées durant la construction d'un pont quelconque ; dans ce but il faudra, en indiquant les pièces du pont dont le fer devra être essayé à l'avenir après une longue durée, ou en cas de reconstruction, fabriquer les pièces d'un mètre plus longues qu'elles ne devraient être laminées d'après le projet et conserver soigneusement les excédents de longueurs ; de la sorte, nos fils ou nos petits-fils posséderont pour les essais la pièce pareille à celle de la construction après une longue durée de service ; on pourra la comparer au morceau resté en magasin qui appartient à cette même pièce. Cette mesure a été prise d'ailleurs aussi bien pour le fer soudé que pour le fer fondu.

RÉSULTATS DES ESSAIS DE FER SOUDÉ, PRIS AU PONT DU DNIEPR A KIEFF APRÈS 40 ANS D'EXISTENCE DE L'OUVRAGE

Nos des Epreuves	Position	I. Pièce de la chaîne prise au pont										II. Pièce de la chaîne prise en magasin									
		Epaisseur		Largeur		Section		Longueur de l'éprouvette		Charge de rupture		Rupture		Allongement		Compression		Limite de l'élasticité		Rapport	
		mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	l	P	R'	p. 100	p. 100	z	R'	p. 100	p. 100	z	R'	p. 100	p. 100		
1827	a	24,7	28,4	701,48	200	23000	32,78	8,0	10,8	18,5	36										
1828	b	25,0	28,1	702,50	200	24250	34,32	9,2	11,1	16,7	48										
1830	d	24,0	28,3	679,29	200	23250	37,18	22,5	20,3	—	—										
1831	e	24,1	28,2	679,62	200	22750	33,48	16,5	21,2	17,7	53										
1829	c	24,2	30,8	745,36	Moyenne 400	17500	34,49 23,48	14,05 2,1	17,35 -1,6	17,6	52										
1832	a	25,0	30,3	757,50	200	24500	32,34	8,2	9,6	—	—										
1833	b	24,7	30,4	748,41	200	25000	33,40	14,0	17,7	16,7	50										
1835	d	23,5	30,3	712,05	200	28000	39,32	8,4	20,9	23,9	60										
1836	e	23,5	29,9	702,65	200	24500	34,87	23,2	26,8	15,7	45										
1834	c	24,6	30,9	760,64	Moyenne 100	20750	34,98 27,38	13,42 6,0	18,75 6,8	18,8	52										



Je rappellerai, à ce dernier sujet, des essais analogues de Bauschinger sur le fer fondu sous la charge, essais qui montrent que la structure du fer ne change pas.

M. CONSIDÈRE. — Cela montre qu'on n'a à se préoccuper de rien, quand la limite d'élasticité n'est pas dépassée pour les pièces travaillant dans le même sens. C'est précisément une des lois de M. Wohler. J'ajoute que M. Daydé avait raison de demander que les coefficients fussent révisés. Il y a en ce moment, une commission dont je fais partie et qui est chargée de préparer la revision de la circulaire de 1877 du ministre des travaux publics qui a réglé l'emploi des métaux dans les constructions et elle paraît disposée à adopter des efforts supérieurs à 6 kilogrammes pour les grandes portées, par exemple 6<sup>k</sup>,5 pour des ouvertures de 35 mètres, 7 kilogrammes pour des ponts de 75 mètres et peut-être 8 kilogrammes pour les très grands ouvrages.

M. DAYDÉ. — L'adoption des formule des Wohler conduit, dans une même poutre continue, à admettre un grand nombre de coefficients, selon les endroits considérés de la poutre; de plus, en partant par exemple du coefficient de 6 kilogrammes, il arrive que dans une même travée, les coefficients à admettre peuvent varier de 3 à 9 kilogrammes.

Pour préciser, dans une circulaire, les coefficients à admettre, cela peut devenir très difficile ou impossible. Aussi je crois que l'adoption d'un coefficient uniforme partant d'une donnée unique est très séduisante et beaucoup plus pratique.

M. CONSIDÈRE. — A mon avis, il est facile de répondre à cela par une règle très simple qui arrive à tenir compte des lois de Wohler. Pour cela, on calculerait toutes les pièces avec le même coefficient. Seulement, pour les pièces soumises à des efforts de sens contraires, on calculerait la section comme celle de pièces ordinaires, mais en ajoutant à l'effort maximum que la pièce supporte, les  $\frac{70}{100}$  du plus grand des efforts de sens contraire.

M. LE PRÉSIDENT. — Il est alors bien entendu, que dans ce coefficient, on fait entrer tout notamment le vent.

M. CONSIDÈRE. — Parfaitement, je suis de l'avis de M. Daydé, quand on arrive à préciser une nouvelle cause de fatigue pour le métal, il faut en tenir compte.

M. le PRÉSIDENT. — J'estime en effet qu'il faut tenir compte

du vent qui peut présenter des efforts considérables, mais alors dans le chiffre de 8 kilogrammes que vous donniez tout à l'heure tous les efforts anormaux ne seraient pas compris.

M. CONSIDÈRE. — Si, tous les efforts.

M. LE PRÉSIDENT. — Je pense que dans ce chiffre on ne doit pas tenir compte que des éléments que nous connaissons actuellement et que tous les efforts anormaux doivent être comptés en plus.

M. ARNODIN. — Je crois que le Congrès pourrait émettre une conclusion pratique : celle, par exemple, que l'administration, dans la rédaction de ses cahiers de charges, impose à tout constructeur d'un ouvrage métallique important de laisser comme « témoin » une certaine quantité de pièces qui seraient classées dans un magasin ou attachées à l'ouvrage même, mais sans travailler. Ce témoin du métal primitif pourrait servir ultérieurement, à une époque plus ou moins éloignée, à répéter avec certitude et sans grands frais les mêmes expériences faites sur les éprouvettes de la construction primitive et à comparer si la texture du métal reste bien la même. C'est ce que pratique dans les ponts suspendus en remettant spontanément au service intéressé une rognure des câbles mis en œuvre dans chaque ouvrage important avec indications de la résistance de ses éléments.

Le Congrès n'adopte pas cet avis.

M. BELELUBSKY fait observer qu'en Russie le coefficient varie suivant l'ouverture ; ainsi jusqu'à 15 mètres d'ouverture on a le coefficient 7.

M. LE PRÉSIDENT. — Dans le coefficient 8 que vous voulez admettre, Monsieur Considère, il s'agit de la section totale.

M. CONSIDÈRE. — Parfaitement.

Jusqu'à 30<sup>m</sup> on a le coefficient 7,5

Au-dessus de 30<sup>m</sup> — 8

Tous ces coefficients s'appliquent pour la traction à la section nette, déduction faite des trous de rivets.

Pour la compression nous employons la section demi-nette, en tenant compte des défauts de montage comme font les ingénieurs anglais qui prennent toujours la section demi-nette, c'est-à-dire la moitié de la section.

M. LE PRÉSIDENT. — Employez-vous les lois de Wohler ?

M. BELELUBSKY. — Nous ne les employons pas ; nous nous

servons des formules de Tetmayer, qui sont basées sur les calculs de Bauschinger.

M BELELUBSKY complète ses renseignements, en déposant sur le bureau la circulaire suivante du Ministère des voies de communication (18 juillet 1875, n° 54).

#### COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ POUR LA SUPERSTRUCTURE DES PONTS EN FER SOUDÉ

	Kilogrammes par mm <sup>2</sup> .
<i>a</i> Ponts d'une ouverture de moins de 15 mètres et pièces de ponts pour chaque ouverture :	
Extension (section nette) et compression (nette) .	6,00
Cisaillement dans l'âme verticale. . . . .	3,50
<i>b</i> Ponts avec ouverture au-dessus de 15 mètres, ex- tension (nette) . . . . .	7,00
Compression (moitié nette) . . . . .	7,00
<i>c</i> Ponts avec poutres à treillis et à montants : pour les plates-bandes	
Extension (nette) . . . . .	7,25
Compression (moitié nette). . . . .	7,25
Pour les croisillons et montants	
Extension (nette) . . . . .	7,25
Compression (moitié-nette) . . . . .	7,00
Cisaillements dans les tôles verticales. . . . .	4,50
<i>d</i> Pour les contreventements dans les ponts à chaque ouverture	
Extension. . . . .	9,00
<i>e</i> Rivets :	
Cisaillement des rivets dans les assemblages des traverses avec poutres principales et des lon- grines avec ces traverses. . . . .	5,00
Cisaillement des rivets dans les contreventements	7,50
Cisaillement des rivets dans toutes les autres par- ties de la superstructure métallique à chaque ouverture. . . . .	6,00

M. GODFERNAUX. — Je crois qu'un coefficient unique ne donnerait pas de bons résultats, pour le vent car les actions du vent sont très variables; il est préférable de déterminer cette action dans chaque cas particulier.

M. CONSIDÈRE. — Il n'est pas question d'ailleurs de fixer des efforts uniformes pour l'action du vent.

La parole est à M. Arnodin pour lire son rapport sur les ponts suspendus.

M. ARNODIN. — Messieurs, si j'avais eu le projet de faire ici un cours de ponts suspendus, j'en serais désabusé en voyant le peu d'instantants dont dispose encore le Congrès. Faire une longue communication serait donc désobliger ceux de mes collègues qui ont aussi des choses intéressantes à dire après moi.

D'un autre côté, il m'est difficile de faire la description complète des nouveaux ponts suspendus métalliques, rigides et à pièces amovibles ; car je serais obligé de parler exclusivement des travaux de ma maison et je me trouverais mal à l'aise.

Je me bornerai donc à exposer sommairement quelques considérations générales sur l'histoire et le principe même de ce genre de construction.

On admet généralement dans le public que le pont suspendu est de création récente, et qu'il n'a été innové que pour répondre aux besoins de la circulation intensive qui a pris un vigoureux essor chez la plupart des peuples européens depuis le commencement de ce siècle.

Il est vrai que c'est surtout après le pont sur le détroit de Menay, construit en 1824 par Telfert et le pont de Tournon édifié sur le Rhône également en 1824 par les frères Séguin, que ce système se manifesta pour ainsi dire publiquement. Avant ces ouvrages, quelques ingénieurs et quelques grands voyageurs avaient seuls connaissance du système.

Leur origine paraît pourtant devoir être reportée à la plus haute antiquité, bien avant l'âge du fer et même l'âge du bronze ; par conséquent, avant le pont de maçonnerie et les constructions métalliques, de création beaucoup plus moderne.

Il est, en effet, vraisemblable qu'aux âges préhistoriques, la vue des lianes et des plantes grimpantes des forêts gigantesques s'entre-croisant au-dessus des ruisseaux et servant de passage aux animaux agiles, a dû donner aux premiers hommes l'idée de se servir de ces lianes pour établir un moyen de passage à leur usage en les groupant ou en les consolidant pour en obtenir la résistance nécessaire.

De là, sans doute, ont dû naître les constructions rudimentaires dont de Humboldt a retrouvé des vestiges lors de son voyage dans les Cordillères et dont il nous donne une idée



suffisante par le pont de Pénipé, dont j'ai l'honneur de mettre la figure sous les yeux du Congrès <sup>1</sup>.

Tout récemment, lors de son voyage dans l'Ouest africain, M. Savorgnan de Brazza a trouvé chez les Ondoumbos plusieurs constructions de ce genre, dont l'une franchit la Passa avec une travée de 92 pas, soit environ 80 mètres, et dont la gravure d'après photographie, que je communique au Congrès, montre la disposition.

Il est à remarquer qu'alors que les ponts en maçonnerie et en métal sont sortis des peuples les plus civilisés et transportés chez leurs frères moins avancés, le pont suspendu, comme s'il dérivait de principes plus naturels, se retrouve à tous les degrés de civilisation. Ainsi le sauvage, qui n'a à sa disposition que des lianes, sait utiliser leur qualité textile pour franchir les obstacles, cours d'eau et crevasses de montagnes que la nature oppose à son passage. Les peuples industriels se servent de matériaux plus résistants, comme le fer de l'acier, et de dispositions plus confortables pour obtenir le même résultat.

Je dirai même que, toutes proportions gardées, les peuplades primitives savent résoudre le problème d'une façon plus habile que nous; car avec de mauvais matériaux et sans aucune méthode de calculs, ils franchissent des portées presque égales à celles que nous usitons avec des matériaux énormément supérieurs.

Le cadre restreint de cette communication ne me permet pas d'insister sur ce point autant que je le désirerais. Toutefois, je ne puis me dispenser de citer la démonstration expressive et pittoresque que M. Malézieux donne, dans son rapport de mission aux Etats-Unis, pour démontrer la supériorité du travail à la traction sur celui à la compression.

« Un prisme d'acier, dit M. Malézieux, d'une section quelconque, pourrait être suspendu à une dizaine de kilomètres au-dessus de la terre, sans que la portion de ce prisme qui confine au point d'attache se rompt sous la charge totale. Mais qu'on imagine le même prisme posé sur sa base inférieure, à laquelle nous supposerons 2 ou 3 centimètres de côté: réduisit-on la hauteur de 10,000 mètres à 1,000 ou même à 100, la tige ne s'en affaîsserait pas moins sur elle-même, comme une longue ficelle qu'on aurait entrepris de faire tenir

<sup>1</sup> Figure extraite de l'ouvrage de M. l'Ingénieur en chef Debaube.

« debout ; et pourtant la partie inférieure du prisme serait  
« moins près de s'écraser dans ce second cas que la partie su-  
« périeure ne l'était de se déchirer dans le premier.

« Si donc on veut utiliser intégralement la résistance du  
« métal, il faut le faire travailler par extension autant que pos-  
« sible : on y trouvera une économie spéciale et qui peut aller  
« très loin. Il est également logique de n'exposer à la compres-  
« sion que des pièces de peu de longueur, des pièces creuses  
« et surtout de ne pas croire que les mêmes organes puissent  
« brusquement et impunément passer de la tension extrême à  
« l'extrême compression. »

Après ces constatations si judicieuses, on doit être surpris des préventions qui ont, dans ces derniers temps, prévalu contre les ponts suspendus qui emploient presque exclusivement le travail à la traction. On doit être surpris aussi que leur portée, dans l'usage courant, eût été limitée à une centaine de mètres, alors qu'il aurait été souvent plus économique de faire plus grand.

On a reproché au système bien des inconvénients, qui sont plutôt illusoires que réels et doivent être attribués beaucoup plus aux malfaçons dans la construction et à l'inexpérience des constructeurs, qu'au principe lui-même ; tels, par exemple, le défaut de conservation de ses câbles, la flexibilité du tablier, le dépérissement hâtif du bois qu'on y emploie, les nombreux frais d'entretien qui en résultent, etc., etc...

Mais on commence, il est vrai, depuis les constructions récentes, à revenir de ces appréciations mal fondées, et l'on comprend qu'il est aussi injuste d'attribuer au système l'accident du pont de la Basse-Chaine à Angers, que d'attribuer au principe même des ponts métalliques la catastrophe beaucoup plus terrifiante du pont de La Tay.

On revient maintenant, en France surtout, contre les injustes préventions passées, et deux récentes circulaires, l'une de M. le Ministre des Travaux Publics en date du 27 décembre 1886, et l'autre M. le Ministre de l'Intérieur en date du 7 juillet 1889, signalent à MM. les ingénieurs et aux agents du service vicinal qu'il y a lieu de se préoccuper de la conservation et de l'amélioration des ponts suspendus lesquels, même avec leurs défauts primitifs, ont, il faut le reconnaître, rendu d'énormes services aux voies de communication par terre.

Il est de fait que, depuis quelques années en substituant l'em-

ploi du métal au bois dans les maîtresses pièces du tablier, en prenant des dispositions qui assurent la rigidité aussi bien verticalement qu'horizontalement, ce dont on ne paraît pas s'être préoccupé dans les premiers ponts, en mettant des amarrages plus faciles à visiter et à entretenir, en construisant des câbles selon des principes plus judicieux, on arrive à faire du pont suspendu un ouvrage pouvant répondre à tous les besoins de la circulation, non seulement pour les voies de terre ordinaires, mais aussi pour les voies ferrées.

J'ajoute même que, pour des passages importants, l'amovibilité dont on peut doter toutes les pièces d'un pont suspendu leur donne une supériorité marquante sur tous les autres ouvrages métalliques dont les pièces, une fois posées, restent dépendantes les unes des autres et ne peuvent être déplacées ou réparées qu'au prix de grandes sujétions et de dépenses relativement considérables, voire même l'interdiction complète de la circulation et l'établissement de passages provisoires.

Le métal n'a qu'une durée éphémère comparativement à celle de l'humanité, et il est regrettable que des ouvrages aussi remarquables que ceux de Brooklyn, du Forth, de Garabit, ne puissent pas se perpétuer au delà de la durée des maîtresses pièces qui les composent.

L'expérience n'a pas encore prononcé sur cette durée ; mais en admettant, comme beaucoup le présument, qu'elle ne sera guère que d'une centaine d'années, on doit trouver bien court que les chefs-d'œuvre métalliques de notre époque ne puissent plus être admirés par nos arrière-petits-fils.

Des ouvrages doués du principe de l'amovibilité peuvent, au contraire, se perpétuer de siècle en siècle aussi longtemps que le sol ou les maçonneries chargés de les porter pourront durer, puisque lorsqu'une pièce a produit sa carrière, — un câble par exemple, — tout dans sa construction est disposé pour le remplacer par un neuf, par des manœuvres simples, faciles et peu coûteuses, ne nécessitant même pas l'interruption de la circulation.

Si à l'amovibilité, on ajoute la pièce de « rechange » et le « roulement » dans le remplacement, on peut de plus obtenir ce que j'appellerai un pont à sécurité constante.

Admettons, pour rendre plus compréhensible cet exposé, qui peut d'abord paraître paradoxal, qu'un pont comporte dix câbles

dont la durée est hypothétiquement admise à cent ans. — Si on remplace un câble tous les dix ans, on aura toujours, au bout d'une certaine période, un câble de dix ans, un de vingt ans, un de trente ans, etc..., enfin un de quatre-vingt-dix ans. Cette démonstration s'applique à toutes les autres pièces, aussi bien qu'aux câbles. Quel que soit le nombre de siècles écoulés, le pont n'aura donc pas vieilli ; il ne sera jamais près de tomber de vétusté, et cet avantage s'obtient sans augmentation appréciable de la dépense de construction.

Une des conclusions à tirer du principe de l'amovibilité, c'est que le pont suspendu, plus que tout autre, demande à être construit sur des supports durables ; on devra donc, lorsque aucune raison particulière ne s'y opposera, proscrire l'emploi des piliers en bois ou en métal et les remplacer par des piliers en maçonnerie et, parmi ces derniers, on devra préférer les pierres de granit, c'est-à-dire les plus durables, aux autres matériaux plus périssables.

Aujourd'hui que les expériences des ponts de Lamothe, de Tonnay-Charente, du Midi sur la Saône à Lyon, d'Avignon sur le Rhône, ont montré que les ponts suspendus peuvent être construits solides, suffisamment rigides, plus durables, et dans les grandes portées, plus économiquement que tout autre système métallique connu jusqu'ici, il est une autre conclusion fort importante à tirer de ces perfectionnements : c'est qu'il ne reste contre eux que des préventions ou l'ignorance des conditions nouvelles dans lesquelles ils se présentent. Lorsque ces préventions auront disparu, ils seront certainement préférés aux ponts fixes pour les grandes traversées, celles que l'état actuel de la science de l'ingénieur permet difficilement d'aborder aujourd'hui, et cela non seulement pour les routes ordinaires, mais aussi pour les voies ferrées.

Cela ne veut pas dire que le pont suspendu doit prendre la place des ponts en maçonnerie ou en métal, qui ont aussi leurs mérites particuliers. Je déclare, au contraire, que les ponts en pierre ont, par leur nature même, des qualités qui doivent les faire préférer dans tous les cas où cela est économiquement praticable. Mais j'exprime le vœu qu'à chaque fois qu'un grand débouché devra être franchi, l'ingénieur par des études consciencieuses et comparatives, cherche à se rendre compte du système qu'il y a lieu de préférer.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous remercions M. Arnodin de sa communication tout en regrettant qu'il n'ait pas donné certaines explications au point de vue de la stabilité. Vous affirmez que les ponts métalliques durent cent ans. Je vous ferai remarquer que nous n'en savons rien ; tout ce que nous savons c'est que, quand des ponts ont été bien construits et qu'ils sont bien entretenus, il n'y a aucune espèce de raison pour qu'ils ne durent pas indéfiniment. Vous avez vu tout à l'heure que pour des essais faits au bout de quarante ans il n'y avait pas de déformation. Vous dites qu'on ne peut pas bien retenir les ponts, qu'on n'en peut pas bien visiter toutes les pièces ; si cela a lieu, c'est que ces ponts ont été mal construits.

M. ARNODIN. — Au sujet de la rigidité, je vais donner des preuves qui sont dans le domaine des faits. Au pont suspendu du Midi sur la Saône, à Lyon, que je viens de construire, l'administration a trouvé que la rigidité était suffisante pour y placer des trottoirs en asphalte qui se comportent tout aussi bien que sur un ouvrage fixe.

M. LE PRÉSIDENT. — Avez-vous des expériences positives, avez-vous chargé une demi-travée quand l'autre moitié restait libre et connaissez-vous la courbe de déformation qui s'est produite ?

M. ARNODIN. — Le cahier des charges n'impose pas d'épreuves de ce genre ; mais les expériences au pont d'Avignon ont été faites avec deux voitures à un essieu de onze tonnes, sur le même front, restant pendant plusieurs heures sur la même travée.

M. LE PRÉSIDENT. — Onze tonnes, ce n'est pas grand'chose ; êtes-vous resté sur une demi-travée ? Pour les ponts en arcs l'épreuve se fait ainsi, et tant que vous ne nous donnerez pas ce renseignement, nous ne serons pas fixé sur la résistance des ponts suspendus.

M. ARNODIN. — Cette expérience n'a pas été faite.

M. LE PRÉSIDENT. — Ce qu'il faut, ce sont des files de voitures de onze tonnes, comme cela se fait pour les épreuves des ponts en arcs.

M. ARNODIN. — On pourrait les calculer en conséquence.

J'ai été, hier, désagréablement surpris en voyant sur votre rapport des renseignements qui m'ont paru erronés, relatifs aux ponts suspendus. J'ai tenu à le faire observer.

M. LE PRÉSIDENT. — Je partage l'avis de M. Arnodin sur l'ave-

nir des ponts suspendus, à la condition qu'ils soient appliqués à de grandes portées.

M. ARNODIN. — Je suis de votre avis ; au-dessous de 100 mètres, ils perdent en partie leur raison économique.

M. BELELUBSKY présente une communication *sur les ponts métalliques exécutés en Russie d'après ses projets*.

Il accompagne ses explications d'une collection de photographies et de dessins, représentant les projets des constructions, des vues d'ensemble et de détails des ponts terminés, de leurs modes de montage, etc.

M. BELELUBSKY s'exprime ainsi :

Messieurs, j'ai l'honneur de vous présenter un rapport d'ensemble sur les ponts et viaducs qui ont été exécutés, en Russie, depuis vingt ans, d'après mes projets et, dans bien des cas, sous ma direction immédiate. L'ensemble de cette collection renferme plus d'une centaine d'ouvrages, dont la longueur totale atteint près de 7 kilomètres. Je désirerais attirer particulièrement votre attention sur quelques-uns d'entre eux sans cependant abuser de votre temps et pour compléter les renseignements du rapport de MM. Eiffel, Contamin et Fouquet sur les constructions métalliques contemporaines.

1° Ponts sur le chemin de fer de Pétersbourg à Moscou (chemin de fer Nicolaewskoja). C'est sur cette ligne que l'on donna un grand développement au système américain Haw pour les ponts en bois. Soixante-dix ponts de ce système ont été construits pendant la période de 1846-1853, alors que la théorie des ponts en fer se trouvait encore dans l'enfance.

Il fallut ensuite remplacer tous ces ouvrages en bois, après vingt-cinq ou trente ans d'existence, par des constructions métalliques sans cependant interrompre la circulation.

La ligne ferrée a deux voies ; ce qui a permis de couper l'une d'elles en se servant exclusivement de l'autre pendant la réfection des ouvrages.

Le mode de montage, qui pouvait être suivi dans ces différents cas de remplacement, avait une influence prépondérante sur la disposition des pièces dans l'établissement des projets de reconstruction. Pour la plus grande partie des ponts (environ cinquante) présentant des travées de 10 à 30 mètres avec trois poutres en bois et le tablier supérieur ou inférieur, le montage a été fait tout à côté des ponts mêmes sur les voies de la

station de Pétersbourg ; ensuite on formait de temps en temps des trains qui les portaient sur place, puis on interrompait la circulation sur une des voies et on effectuait la pose au moyen de grues transportables, ce qui exigeait dans les différents cas de six à vingt-quatre heures et quelquefois de cinq à six jours, à cause des travaux parallèles à faire pour approprier les maçonneries. Les ponts avec tablier inférieur avec travées de 35 à 70 mètres et présentant des poutres continues pour trois à cinq travées, ont été encore montés à leur place en gardant ouverte une des voies de la ligne. Dans ces ponts, on remplaçait les trois poutres en bois par deux poutres métalliques qui se plaçaient à l'intérieur et le long des poutres extérieures primitives.

Le montage avait lieu sans échafaudage spécial, en profitant simplement des ponts en bois existants. La disposition des pièces transversales du pont en fer était choisie de manière que le corps en bois pût être gardé jusqu'au bout du montage, et que cette opération ne nuisît en rien à l'exploitation. Quant aux systèmes de poutres adoptées pour les ponts de ces deux catégories, il est bon de remarquer que pour les ponts à tablier supérieur nous avons choisi des poutres avec croix [de saint André et pour le cas du tablier inférieur, les poutres à treillis en NN, système facilitant la disposition des contreventements verticaux et l'ajustage des pièces de pont.

2° Il reste à mentionner les grands ponts Msta, Werebjé et du Volga sur le chemin de fer Nicolas.

Les deux ponts primitifs en bois présentaient neuf travées avec poutres continues sur palées en bois de 20 mètres de hauteur. Ces deux ponts se trouvaient sur une courte partie de la ligne où la pente atteint 0<sup>m</sup>,008 par mètre (au lieu de 0<sup>m</sup>,006, qui est le maximum sur cette ligne). On profita de l'occasion présentée par le remplacement de ces ouvrages pour améliorer le profil de la ligne même. Pour cela, on remplaça 16 kilomètres du chemin de fer par une nouvelle ligne de 21 kilomètres avec deux nouveaux ouvrages. Le pont métallique de Msta a un viaduc en granit de 7 mètres d'ouverture pour remplacer le remblai de 40 mètres de la vallée de Werebjé. Ce pont a cinq travées de 75 mètres avec poutres indépendantes ; la hauteur de la voie au-dessus de l'étiage est de 45 mètres ; il a coûté 13,000 francs par mètre courant ; les piles sont en maçonnerie fondées sur caissons ; le tablier a des poutres en croix de saint

André avec cette particularité que les pièces de pont sont placées sur les poutres principales elles-mêmes et non dans l'intervalle de celles-ci ; les contreventements entre les poutres sont disposés *dans les plans inclinés* des diagonales au lieu d'être disposés dans les plans verticaux ; en outre, chaque travée présente deux ponts complètement distincts et reliés seulement par une *liaison mobile*, qui permet librement tout mouvement dans la direction de l'axe du pont et du plan vertical, mais dans la direction horizontale, cette liaison travaille comme montant des contreventements horizontaux. (V. la figure et les deux planches.) J'ai déjà dit que les poutres de chaque travée étaient indépendantes ; c'est pourquoi ce pont, qui a une grande hauteur, présente un exemple de montage différent de celui qu'on adopte ordinairement dans le cas du passage des vallées au moyen de poutres continues. Le montage de chaque travée avait lieu sur la rive ou sur des chantiers à ce niveau inférieur ; après quoi on posait la travée métallique sur des presses hydrauliques de 100 tonnes disposées sur la maçonnerie des piles et on continuait les travaux de maçonnerie en relevant la poutre successivement jusqu'au niveau des rails. C'est à cause de cela qu'on pouvait voir, dans différentes périodes des travaux, les poutres à des hauteurs différentes dans les diverses travées du pont.

3° *Pont sur le Volga* (chemin de fer Samara-Orenburg). — Ce pont relie ces deux parties de la Russie européenne, situées à l'est et à l'ouest du Volga et d'après les indications récentes sur la direction du futur chemin de fer transsibérien, il va servir de communication entre la Russie européenne et la Sibérie. Cet ouvrage comporte treize travées de 107 mètres ; il a été construit de 1875 à 1880 ; les piles sont en maçonnerie avec fondations à l'air comprimé ; la hauteur de la voie au-dessus de l'étiage est de 25 mètres et au-dessus du tranchant des caissons environ 40 mètres. Sa longueur totale est de 1,485 mètres ; le poids du fer du tablier à une voie atteint 7,000 tonnes (le même poids que la tour Eiffel) ; le prix de revient par mètre courant : 12,800 francs.

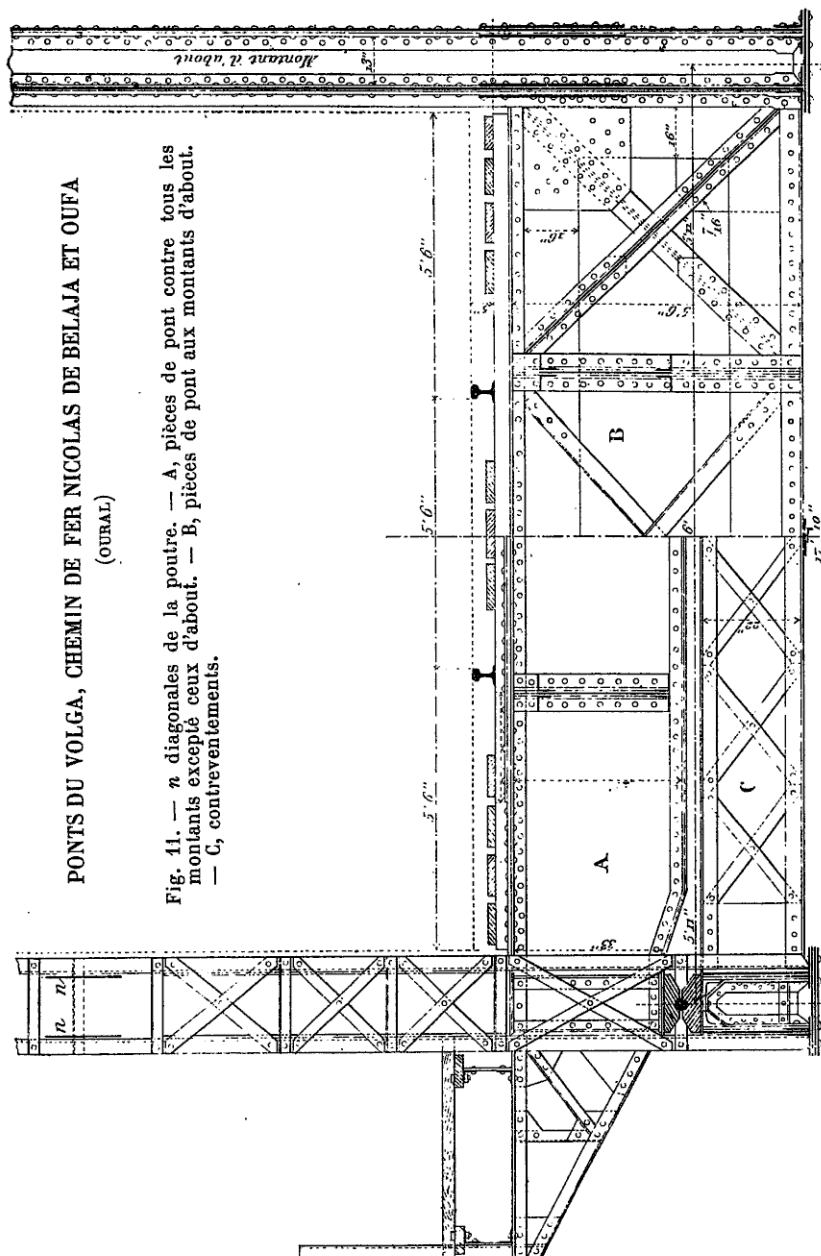
Les piles et les deux culées sont fondées sur rocher calcaire.

La superstructure présente des poutres à NN avec tablier inférieur ; ce tablier est entièrement métallique ; les traverses sont



PONTS DU VOLGA, CHEMIN DE FER NICOLAS DE BELAJA ET OUFÀ  
(OURAL)

Fig. 41. —  $n$  diagonales de la poutre. — A, pièces de pont contre tous les montants excepté ceux d'about. — B, pièces de pont aux montants d'about. — C, contreventements.



en fer Zorès ; le plancher en tôle ondulée. La maçonnerie atteint 55,000 mètres cubes.

Le montage a eu lieu au moyen d'un échafaudage établi sur

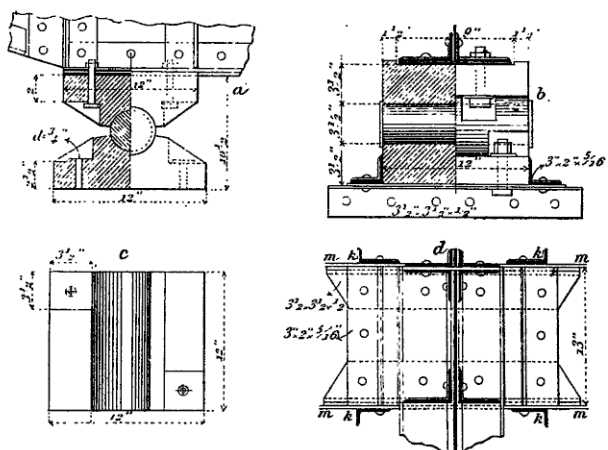


Fig. 12. — Détails des appuis à tourillon pour les pièces de pont.

la rive droite du fleuve, d'où chaque travée a été transportée près des piles sur un échafaudage flottant établi sur sept barques et

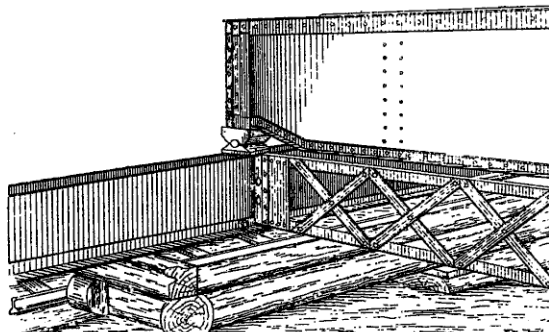


Fig. 13. — Montage à l'usine.

enfin chaque travée fut mise en place sur des sommiers en fonte préalablement posés sur les piles. Pour juger de l'importance du Volga, je rappellerai que le débit de ce fleuve pendant les grandes crues est de 60,000 mètres cubes par seconde.

La description du pont sur le Volga existe dans une belle publication de l'ingénieur Buzzi de Trieste, faite d'après les ren-

PONT SUR LE VOLGA

(CHEMIN DE FER D'OREMBOURG)

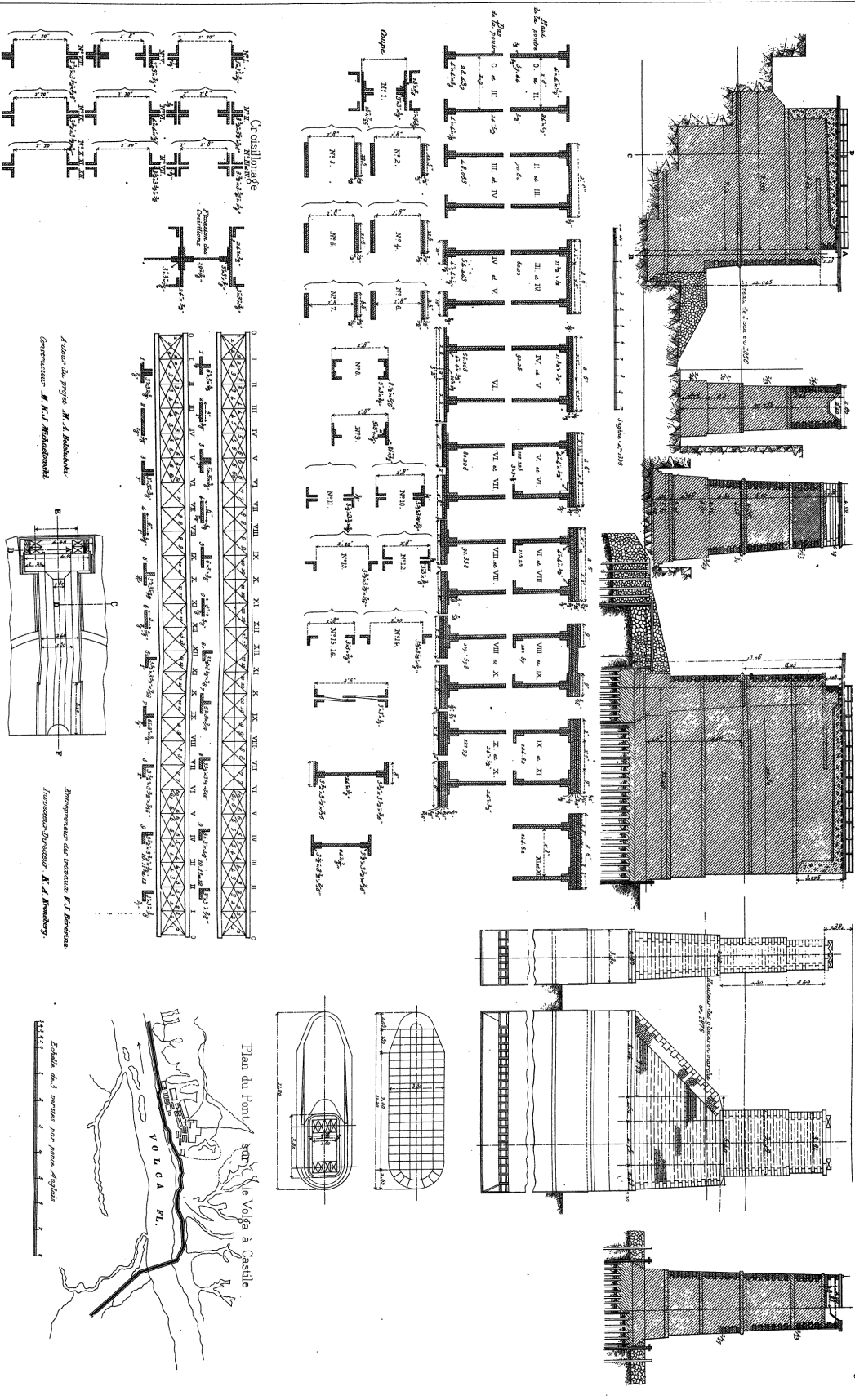
Culée droite - Fig 1

Coupe suivant CD - Fig 1 a Fig 1 b

Coupe suivant EF de la culée de gauche - Fig 2

Fig 3 a.

Coupe suivant AB et CD - Fig 2 a



PONT SUR LE VOLGA  
(CHEMIN DE FER D'OREMBOURG)  
Détails de Construction

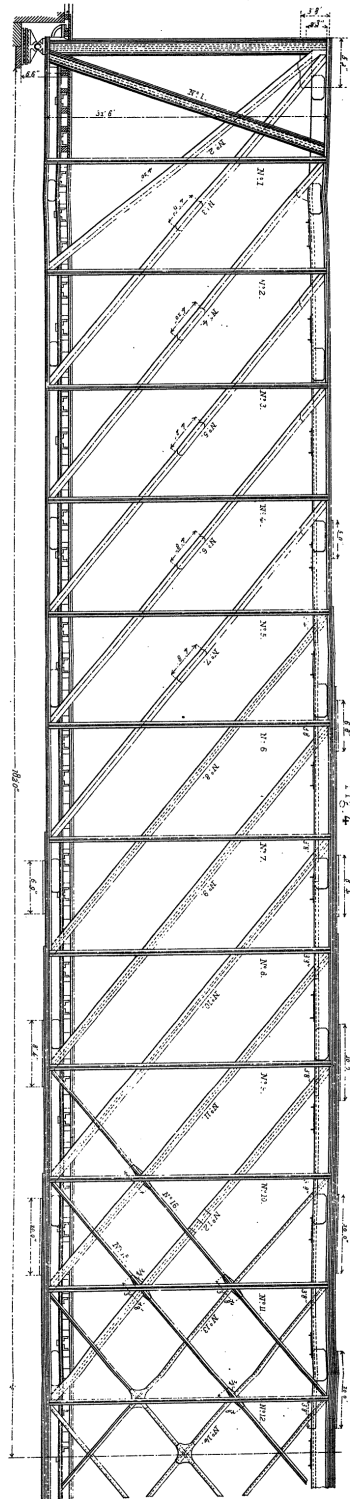
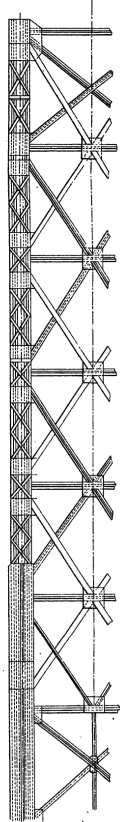
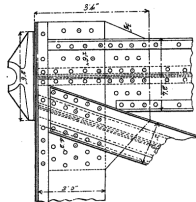


Fig. 5



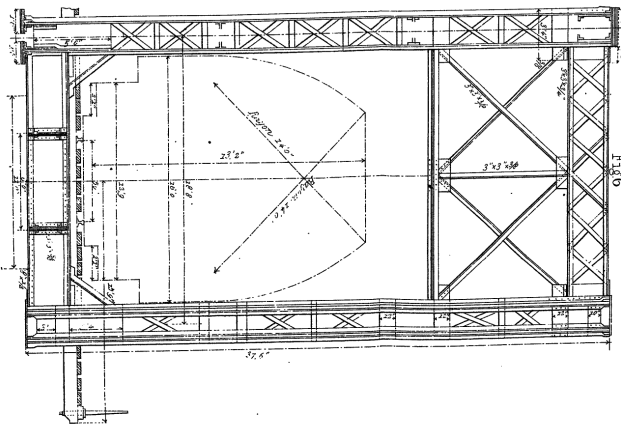
Assemblée d'angle inférieur

Fig. 8



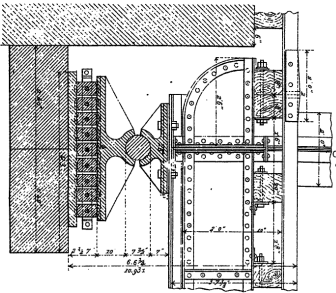
Coupe en travers

Fig. 6



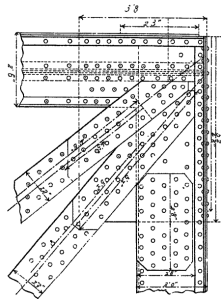
Articulation

Fig. 9



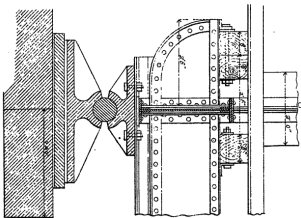
Assemblée d'angle supérieur

Fig. 7



Articulation

Fig. 10



seignements que je lui ai moi-même communiqués en partie ; d'après sa longueur, c'est le sixième dans le monde entier et le troisième en Europe où il n'y a que les ponts de la Tay et du Forth qui présentent une plus grande ouverture<sup>1</sup>.

4° Un groupe de ponts avec tablier tantôt inférieur, tantôt supérieur, sont à brides curvilignes du système Schwedler ou semi-parabolique ; de douze ponts, dont l'ouverture des travées se trouve entre 30 et 107 mètres, je demande à attirer l'attention du Congrès sur le pont d'Uwod<sup>2</sup> du chemin de fer Schaulia-Iwanowo. Le pont a une obliquité de 45 degrés, la superstructure est du système semi-parabolique, comme dans les ponts hollandais sur le Leck, le Moerdyck, etc.

Cette construction métallique à une seule travée a remplacé des poutres continues à deux travées, dont la pile intermédiaire avait été détruite pendant les crues. La construction de ce pont en 1882 correspond à l'époque où la fabrication du fer et la construction des ponts est devenue presque obligatoirement l'objet des travaux des usines russes. Le pont de Msta a reçu en effet son fer de Harkert, le pont de Volga de Belgique. Dans le pont d'Uwod on a rigoureusement réalisé le centrage des nœuds du treillis avec les centres de gravité des brides de la poutre. La disposition des contreventements horizontaux présente quelques difficultés comme projet à cause de l'obliquité du pont.

5° *Pont du Dnieper à Juaterinoslaw*. — Le tablier à deux étages, en haut pour une voie charretière et en bas pour une voie de chemin de fer construit en 1884. Ce pont à quinze travées de 80 mètres de portée ; sa longueur totale est donc de 1,250 mètres la hauteur de la voie au-dessus de l'étiage est de 14 mètres ; la profondeur des fondations de 8 à 18 mètres.

La superstructure est d'après le système NN avec montants ; le tablier supérieur supporte une chaussée en bois et deux trottoirs.

Comme annexe, M. Bebelubsky dépose la circulaire officielle suivante dont il a bien voulu faire une traduction.

<sup>1</sup> Dans l'Engineering de 1880, 81 et 84 ont été publiées les descriptions des ponts du Volga, de Msta et du Dnieper avec des dessins détaillés d'après des données fournies par M. Bebelubsky lui-même.

<sup>2</sup> Les albums des ponts d'Uwod et du Volga du chemin de fer de Nicolas ont été offerts par M. Bebelubsky à la bibliothèque de la Société des Ingénieurs civils de France.

*Circulaire du Ministère des voies de communication du 5 janvier 1884, n° 60. Conditions techniques concernant la construction des ponts métalliques pour chemins de fer.*

I. — On détermine dans les différentes parties des poutres les efforts produits par les poids mobiles, d'après la charge uniforme équivalente qui correspond au train, présenté par l'épure A, ci-jointe ; pour déterminer la charge uniforme qui correspond au maximum du moment fléchissant, le train doit être composé d'après l'épure A et pour la charge uniforme, qui correspond au maximum de l'effort tranchant on doit mettre les trois locomotives à la tête du train avec les cheminées en avant. La charge sur les essieux de la locomotive doit être la suivante :

15 tonnes pour les travées jusqu'à 3 sagues (6,4 mètres)  
13 3/4 tonnes pour les travées jusqu'à 4 sagues (8<sup>m</sup>,5) et 12 1/2 pour les travées de plus de 4 sagues (8<sup>m</sup>,5). Les charges uniformes équivalentes déterminées pour les sections à l'extrémité et au milieu des travées sont indiquées dans le tableau B.

a. Pour évaluer les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les différentes sections de la travée, on détermine des charges correspondantes d'après l'interpolation des charges, qui sont indiquées dans le tableau B pour la section à l'extrémité et au milieu de la travée. En tout cas, la charge minimum pour le calcul des dimensions des montants et des diagonales ne doit pas être moindre que la charge totale pour un nœud de la poutre (une maille).

b. Pour simplifier les calculs, on admet les règles suivantes dans l'emploi du tableau B :

1. Pour les efforts dans les plates-bandes de la poutre avec une ouverture de plus de 35 sagues (75 mètres), on prend pour toutes les sections de la travée une charge mobile générale, qui est la moyenne de deux nombres :  $k$  et  $k$  (au bout et au milieu de la travée). Pour les travées plus courtes on peut diviser la travée en quelques parties, dont le nombre peut varier selon l'ouverture, de 6 à 12, et la charge mobile pour chaque partie présente la moyenne de charges, qui correspondent à la section limitant cette partie.

2. De même, pour déterminer les efforts dans les montants et diagonales, on divise la poutre en quelques parties et on

prend la charge mobile constante pour chaque partie de la poutre<sup>1</sup>.

c. Pour les travées qui ne sont pas indiquées dans le tableau B on évalue les charges mobiles par interpolation.

d. Pour la travée théorique de la poutre on prend la distance entre les axes des montants d'about.

e. Les traverses en fer se placent toujours aux nœuds de la poutre ; en cas de traverses en bois, ce qui a lieu dans les ponts avec tablier supérieur, il est indispensable d'introduire dans le calcul des plates-bandes de la poutre l'effort supplémentaire qui provient de la flexion locale de chaque partie de la plate-bande entre les nœuds sous l'effet des poids qui se trouvent sur les traverses en bois (cette circonstance n'a lieu que quand il y a des traverses posées entre les nœuds de la poutre).

II. — Pour calculer les traverses en bois des traverses et des longrines en fer, on doit prendre comme charge des poids sur les essieux de la locomotive à huit roues avec distance entre les essieux  $4\frac{3}{4}$  pieds ( $1^m,45$ ) et poids sur chaque essieu : 15 tonnes.

III. — Les parties de la poutre soumises à la compression doivent être calculées d'après les coefficients de sécurité, dont la grandeur dépend du rapport de la longueur des parties comprimées à la dimension transversale minimum de la section.

IV. — Pour calculer les efforts produits dans les contreventements par la pression du vent sur la surface latérale de la superstructure du pont, on fait deux hypothèses en choisissant chaque fois celle qui donne les efforts les plus grands.

a. Première hypothèse : on prend la pression du vent  $1\frac{1}{2}$  pouds par pied (environ 235 kilos par mètre carré) de la surface latérale, en supposant que le train n'est pas sur le pont.

b. Seconde hypothèse : le pont est chargé par un train et en ce cas on prend la pression du vent  $0,84$  poud par pied<sup>2</sup> (environ 132 kilos par mètre carré de la surface latérale).

*Remarque I.* — Dans le premier cas la surface latérale, soumise à l'action du vent, est représentée par la surface latérale réelle d'une poutre (la poutre extérieure du côté de l'action du vent) et en outre par une partie de la surface latérale de l'autre poutre, car le vent peut agir dans une direction inclinée, ou bien les deux poutres peuvent ne pas se couvrir complète-

<sup>1</sup> Ordinairement on se conforme aux règles mentionnées, en prenant les charges correspondantes pour chaque maille.

ment ; c'est pourquoi on peut prendre la surface totale de deux poutres de la même travée, exposée à l'action du vent dans les poutres à treillis ; à peu près  $6/10$  de la surface continue, bornée par le contour extérieur d'une seule poutre ; et pour les poutres à montants, la moitié (0,5) de la même surface, en supposant que la partie métallique du tablier se trouve entre les plates-bandes des poutres. En ce cas, la pression du vent sur la surface latérale de la poutre se distribue par parties égales entre les contreventements horizontaux supérieurs et inférieurs.

Si la partie métallique du tablier se trouve au-dessus des plates-bandes des poutres, il faut prendre encore la pression du vent sur la surface latérale du tablier et cette pression supplémentaire doit être prise en entier pour les contreventements supérieurs ou inférieurs, selon la disposition du tablier.

*Remarque II.* — Dans le second cas, quand le train est sur le pont, on évalue la surface totale soumise à la pression du vent, en ajoutant à la surface calculée ci-dessus :

1° Dans les ponts avec tablier supérieur : dix pieds carrés par pied courant du pont, en prenant  $3/6$  de la pression latérale correspondante pour chaque espèce de contreventement ;

2° Dans les ponts avec tablier inférieur : 10 pieds et 7 pieds et demi carrés par pied courant, selon la hauteur des poutres, laquelle varie de 3 à 20 pieds et plus (1 à 7 mètres) ; cette pression supplémentaire doit être prise en entier pour le calcul des contreventements inférieurs. On obtient la surface supplémentaire à 10 pieds et 7 pieds et demi carrés en soustrayant de la surface latérale continue du train par pied courant du pont les intervalles entre les wagons voisins et entre le rail et le plancher du wagon. Le premier nombre (10) se rapporte au cas où la surface du train n'est pas couverte par la poutre. Dans le second cas ( $7\frac{1}{2}$ ), la surface du train est couverte sur la hauteur totale de la poutre, ce qui a lieu dans les ponts à tablier inférieur et avec des poutres de hauteur dépassant 7 mètres.

V. Pour déterminer les sections des plates-bandes dans les poutres principales et les pièces transversales (en supposant que celles-ci servent en même temps que les montants des contreventements horizontaux), on emploie les formules suivantes :

a. Pour les plates-bandes des poutres principales :

$$R = \frac{P + 0,6 P'}{\Omega} \quad (1)$$



$$b. \text{ Pour les traverses du tablier : } R' = \frac{Mz}{y} + \frac{P''\omega}{\omega} \quad (2)$$

Dans ces formules :  $R$  et  $R'$  sont des coefficients de sécurité dans le cas de l'action simultanée de la charge verticale et du vent ;  $P$  et  $P'$  les efforts dans la plate-bande, provenant de la charge verticale et du vent ;  $\Omega$  la section de la plate-bande ;  $M$  le moment fléchissant produit dans les traverses par la charge verticale ;  $P''$  l'effort qui a lieu dans la traverse, servant comme un montant de contreventements ;  $\frac{z}{y}$  moment de résistance pour la section de la traverse ;  $\omega$  la partie de la section de la traverse recevant l'effort de compression. Les coefficients 0,6 et 0,5, pris dans les formules (1) et (2) représentent : le premier le rapport  $\frac{7,25}{12}$  ; le second  $\frac{6}{12}$ , ce qui veut dire le rapport de la tension admise dans les plates-bandes de la poutre et de la traverse pour la charge verticale (7,25 et 6) à la tension admise dans les deux cas pour le vent (12 kilogrammes par millimètre carré).

*Remarque.* — En tout cas, la tension  $R$  pour une seule charge verticale ne doit pas dépasser les coefficients de sécurité, admis par la circulaire de 1875, n° 54. Dans le cas de l'action simultanée de la charge verticale et du vent, la tension maximum ne doit pas dépasser 300 pouds par pouce carré (environ 7,75 kilos par millimètre carré).

M. le PRÉSIDENT cède le fauteuil à M. Clerc, vice-président, et prend la parole.

M. ELFFEL. — Messieurs, j'ai prié M. Considère de vouloir bien formuler par écrit la demande qu'il pourrait avoir à adresser à MM. les métallurgistes faisant partie du Congrès ; quant à moi, j'ai quelques observations à présenter.

J'avoue que j'ai une manière de voir un peu différente de celles de MM. Hallopeau et Lantrac ; j'ai une certaine expérience de l'acier, je suis un des constructeurs qui en ont le plus employé. J'ai eu en effet à construire une série de petits ponts démontables, qui en ont consommé de 3 000 à 3 500 tonnes, sans parler des grands ouvrages. Ces petits ponts présentent des caractères particuliers ; il faut d'autant plus les soigner que ce sont des ouvrages relativement dangereux ; aussi les avons-nous beaucoup étudiés. Nous nous sommes trouvé en face de

phénomènes qui nous étonnèrent beaucoup, dont nous ne nous rendions pas bien compte, et qui ont demandé une certaine attention pour être expliqués. Tous les efforts anormaux manquant de symétrie disparaissent dans les grands ponts, tandis que dans les petits ils apparaissent tous très nettement.

Nous avons donc dû examiner particulièrement cette question de l'acier. Il nous semble qu'il y a une chose à laquelle on a toujours donné dans la discussion, une importance beaucoup trop grande, c'est celle du coefficient de rupture. Ce qui nous préoccupe le plus, nous, ce n'est pas la rupture, mais la limite d'élasticité ; vous savez que cette limite d'élasticité est un phénomène considérable et M. Considère a rendu un grand service en appuyant sur ce point et en mettant en lumière cette limite d'élasticité qui autrefois, dans les cours que nous avons suivis, passait pour un phénomène très obscur pour lequel on pouvait trouver un chiffre quelconque.

Il n'en est rien, il suffit d'avoir assisté à la rupture d'un certain nombre de pièces d'acier pour voir qu'il y a là au contraire un phénomène de premier ordre, pour voir qu'un métal passe d'un état moléculaire à un autre absolument différent ; nous disons en pratique que le métal a les *reins cassés*.

Le premier état présente pour ainsi dire l'homme sain et l'autre l'homme malade ; il y a là un phénomène qui se manifeste avec une grande intensité ; ainsi placé devant une machine Thomasset, on voit le marqueur qui montait régulièrement s'arrêter net, puis redescendre et ce n'est qu'au bout d'un certain temps qu'il reprend sa marche, mais bien plus lentement qu'au commencement de l'expérience.

Dès que nous avons commencé à nous occuper d'acier, nous avons attaché une importance très considérable à cette question dans le métal que nous avons exigé des forges ; aussi bien aux forges françaises qu'aux forges allemandes ou belges ; nous leur avons demandé un métal qui eût une limite d'élasticité de 30 kilogrammes et même nous nous sommes arrangé de manière à ce que sa résistance à la rupture ne dépassât pas 45 kilogrammes.

En réalité, nous avons donc, comme l'ont demandé MM. Hallopeau et Lantrac, un métal qui a la résistance à la rupture de 45 kilogrammes. Nous ne fixons d'ailleurs pas cette résistance, mais la pratique nous donne ce chiffre. La limite d'élasticité que nous obtenons (30 kilogrammes) est beaucoup plus considé-

nable que celle indiquée dans les rapports de MM. Hallopeau et Lantrac, qui demandent 24 ou 26 kilogrammes. Depuis trois ans, nous obtenons régulièrement 30 kilogrammes. Les forges, d'abord un peu gênées, ont ensuite consenti à donner ce chiffre parce qu'avec l'acier, disent-elles, elles font tout ce qu'elles veulent sous ce rapport. Comme, en définitive, c'est toujours la limite d'élasticité qui joue le rôle capital, puisqu'il ne peut plus être question de l'emploi d'un métal quelconque, une fois qu'on a franchi cette limite, il faut à tout prix que le métal ne la dépasse jamais ; donc, une fois sûrs d'avoir un métal donnant 30 kilogrammes comme limite d'élasticité, nous pouvons nous montrer beaucoup plus hardis, et, prenant alors la proportionnalité aux 6 kilogrammes du fer nous trouvons comme coefficient pour l'acier  $6 \times \frac{30}{18} = 10$  kilogrammes. Remarquez qu'en ce moment je suis beaucoup plus hardi que MM. Hallopeau et Lantrac qui fixent ce coefficient à 8,5, et même que M. Considère, parce que j'élève son coefficient. Si j'ai bien compris ses conclusions, M. Considère dit que ce rapport  $\frac{L}{T}$  de la limite d'élasticité à la résistance à la rupture est un rapport constant. Je suis d'un avis différent.

Je pense donc que ce n'est pas tout à fait avec raison que le mémoire blâme l'emploi dans certaines constructions récentes de coefficients plus élevés atteignant 10 et 12 kilogrammes. Je crois qu'on peut parfaitement employer 10 kilogrammes et que, s'il y a des excès de flèche, elles sont les conditions naturelles des excès de travail ; on peut d'ailleurs les combattre par des dispositions bien préparées, notamment par une certaine augmentation de la hauteur. En admettant que cette hauteur de flèche soit un inconvénient, ce qui n'est pas dans la plupart des cas.

Le métal que nous employons présente encore des conditions plus spéciales qui complètent les précédentes. Ainsi je vous ai entendu parler dans ce mémoire de la striction, sans données précises à ce sujet ; je crois que la striction est un phénomène beaucoup plus important que l'allongement ; cet allongement qui se produit sur une très petite partie, qu'on mesure sur de petites longueurs de 0,10 ou 0,20, et qui est une pure convention ; je crois donc que l'allongement à la rupture ne devrait véritablement pas entrer dans la détermination exacte d'un métal et que la striction est beaucoup plus intéressante.

Aujourd'hui, dans nos cahiers des charges, nous exigeons les conditions suivantes, qui sont très importantes et sont exécutées rigoureusement par nos fournisseurs. *La résistance à la rupture est de 45 kilogrammes et la striction de 45 p. 100.*

La somme de ces deux quantités nous donne le chiffre empirique de 90, auquel nous tenons beaucoup ; si on prend le minimum de résistance, nous demandons que la striction soit augmentée et soit de 48 p. 100. Si par exemple nous avons un métal qui eût 50 kilogrammes de résistance à la rupture, comme le minimum de la striction est 45 p. 100, cela ferait 95 de total ; un tel métal dépasserait notablement les qualités que nous demandons et de plus c'est un métal difficile à obtenir. Nous avons presque toujours un métal de 45 kilogrammes qui, cependant, a une limite d'élasticité de 30 kilogrammes, et par suite, constitue un produit excellent qui travaille à 10 kilogrammes.

Autrefois, avant d'être aussi sévère, nous avons eu un grand nombre d'accidents et à un certain moment nous avons eu peur de l'acier. Dans des barres qui nous paraissaient bonnes, nous voyions que si on traçait un trait, je ne dirai pas avec un burin, mais avec une simple pointe à tracer, trait qui pouvait avoir 1/10 de millimètre de profondeur, un coup de marteau suffisait pour rompre du fer à double T de 0,25 de hauteur, et cependant cet acier était bien fabriqué. Depuis que nous employons le cahier des charges précité, nous n'avons plus aucun accident. Auparavant cependant nous avions énormément d'acier qui donnaient 50 kilogrammes de résistance, aujourd'hui nous redoutons beaucoup l'acier à 50 kilogrammes.

En outre, il y a à la 10<sup>e</sup> page du mémoire un élément que je ne connais pas bien ; c'est l'allongement de striction qui me semble bien difficile à déterminer. Ce que nous appelons striction, nous, c'est la diminution de section, mais la longueur sur laquelle cela s'opère est bien difficile à préciser. Je vois aussi que ces Messieurs disent que les essais de pliage, d'enroulement et de poinçonnage, donneront toujours des indications très utiles sur les qualités de l'acier. Il y a quelque chose qui donnerait de meilleurs résultats, à mon avis, c'est le choc. Pour moi, il n'y a que le choc qui soit probant, j'entends le vrai choc, l'ouvrier, frappant avec un marteau. Ainsi pour les cornières nous les faisons ouvrir à une extrémité et fermer à

l'autre à grands coups de masse. Cela représente 40 à 50 coups de frappeur. Quand l'acier a subi cette opération, nous sommes tranquille sur sa fragilité.

Une autre question intéressante qui se présente, est celle de l'alésage et du forage. Je crois, en principe, qu'on exagère beaucoup les avantages de forage. En supposant qu'on désire faire quelque chose, c'est l'alésage qui doit être préféré au forage, parce qu'en réalité, à moins que le forage ne soit très bien fait, on n'arrive à aucune exactitude.

Il y a encore un détail qui intéresse les métallurgistes : je vois sur le *mémoire* : « Le métal auquel on devra donner la préférence dans les cas ordinaires est le fer fondu obtenu sur sole neutre ou basique à l'exclusion du convertisseur. Cela soulève deux questions. D'abord la question de principe, c'est que nous n'avons pas à intervenir dans la façon dont le métal est fait et à donner la préférence au fer obtenu sur sole neutre ou basique plutôt qu'au convertisseur ; c'est au métallurgiste à nous donner le métal qui nous convient quel que soit le procédé avec lequel il le fabrique. Ainsi sur les quelques milliers de tonnes d'acier que j'ai employés, une partie, qui a été de l'acier excellent, a été faite au convertisseur, que je considère comme un admirable appareil donnant absolument le métal qu'on désire. Je ne vois donc pas de raisons d'exclure le convertisseur.

Mais je voudrais que ce fût le métallurgiste qui a fabriqué l'acier qui le laminât. L'acier est une matière excellente, parfaite pourvu qu'elle soit bien travaillée. Or, il peut y avoir confusion quand un fabricant expédie des lingots de différents côtés ; les qualités peuvent ainsi se trouver mélangées ; puis les lingots sont laminés sans grande attention et on obtient un produit qui n'est pas le moins du monde celui qu'on a demandé au maître de forge. Celui-ci s'en prend au fabricant d'acier ; comme l'acquéreur se trouve placé entre deux personnes, il ne sait qui est responsable, et il accepte le produit, ce qui est un grand inconvénient. Autant on peut employer l'acier avec sécurité quand on le connaît bien, quand on a suivi sa fabrication du commencement jusqu'à la fin, autant il y a de danger à employer un acier inconnu.

Le convertisseur présente un avantage à ce point de vue. C'est qu'on fait l'essai sur une grande quantité de métal à la fois, on connaît donc bien le produit obtenu.

Dans les bonnes usines pour chaque coulée, on a le numéro et la composition chimique complète, résultant d'essais au laboratoire. Quelquefois j'ai vu une coulée avec le numéro du wagon sur lequel la matière était expédiée. On pouvait ainsi suivre la marche de la matière depuis sa sortie du laminoir jusqu'à son emploi ; de cette façon, on sait absolument à quel métal on a affaire.

En somme, nous sommes, à peu près d'accord avec M. Considère : il y a bien quelques petites considérations que je ne relève pas par rapport au treillis en NN, et aux treillis à croix de Saint-André ; la section de ces derniers est absolument la même que celle des treillis en NN. Si donc nous avons dans un treillis deux croix de Saint-André, la somme de ces deux croix sera égale à celle de l'autre treillis.

Je crois la question de l'acier bien posée maintenant. Et je prierai M. Considère de vouloir bien donner lecture des questions à poser aux métallurgistes.

M. CONSIDÈRE. — Je demanderai quels sont la résistance et l'allongement dans un acier qui a 30 kilogrammes de limite d'élasticité, parce que c'est le seul point où je ne sois pas d'accord avec M. Eiffel.

Si l'on peut avoir 30 kilogrammes comme limite d'élasticité avec 45 kilogrammes comme résistance, sans l'acheter par quelque inconvénient, je me rangerai à l'avis de M. Eiffel.

La séance est levée à midi un quart.

SÉANCE DU SAMEDI SOIR, 14 SEPTEMBRE 1889

PRÉSIDENCE DE M. EIFFEL, PRÉSIDENT

*Vice-présidents*, MM. BELELUBSKY, WATSON ;

*Secrétaires*, MM. Auguste MOREAU, G. PETIT.

M. le PRÉSIDENT propose de consacrer cette séance à la discussion des différentes opinions émises précédemment relatives à l'emploi de l'acier dans les constructions et donne lecture des questions suivantes que M. Considère lui a remises par écrit et qui pourraient être utilement discutées :

1° Peut-on, avec les divers procédés de fabrication, produire couramment et régulièrement des aciers à 45, 50 et 55 kilogrammes de résistance ?

2° Quelles sont les limites d'élasticité correspondantes ?

3° Quels sont les allongements correspondants mesurés sur des éprouvettes de 0<sup>m</sup>,100 et 0<sup>m</sup>,200 ?

4° Enfin, au point de vue de la fabrication et de la composition chimique, à quoi correspond le rapport de la limite d'élasticité à la résistance ?

M. le PRÉSIDENT donne la parole à M. Considère pour développer ces questions.

M. CONSIDÈRE. — Depuis trois ou quatre jours, nous avons échangé bon nombre d'idées sur les questions soulevées; — et naturellement j'ai fait mon profit de l'avis de tout le monde; il me semble voir un terrain de conciliation sur lequel nous pourrions peut-être nous réunir. Plusieurs constructeurs attachent une grande importance à la facilité des procédés de construction; ils attachent un grand intérêt à pouvoir traiter l'acier exactement comme le fer et par conséquent à employer l'acier le plus doux qui se rapproche le plus du fer. Il n'est jamais entré dans mon esprit de proposer d'interdire l'emploi de l'acier doux; dans ces conditions, je reconnais que l'acier ayant 40 à 44 kilogrammes de résistance avec des allongements de 23 à 28 p. 100 mesurés sur 200 millimètres peut être traité comme le fer, non pas sans inconvénients, mais sans que ces inconvénients soient plus grands que pour le fer. En conséquence, pour donner satisfaction aux constructeurs qui le désirent, je demanderai que le Congrès émette un avis en faveur de l'emploi de ces aciers extra-doux qui seraient traités comme le fer.

Ensuite il me semble admis par tout le monde aussi, que dans certains cas et pour les portées les plus grandes on peut être amené à employer des aciers plus durs, par conséquent le Congrès peut donner son avis sur la question de savoir jusqu'à quelle résistance on peut s'avancer sans danger.

Il reste encore un point sur lequel il semble qu'il y ait désaccord : c'est sur la caractéristique à choisir; faut-il parler de la résistance à la rupture plutôt que d'élasticité ? M. Eiffel a fait remarquer avec raison que la limite d'élasticité a beaucoup plus d'importance parce que le premier danger d'une construction, c'est la déformation, par conséquent la limite d'élasticité est la

propriété la plus importante des métaux, et je me rallie complètement à l'opinion de M. Eiffel de la prendre comme caractéristique principale et de dire pour les ponts à grande portée, par exemple, on pourra employer des aciers ayant une limite d'élasticité de 30 kilogrammes. C'est ici que se pose la question sur laquelle les métallurgistes pourront nous donner de bons renseignements; sur quelle résistance de rupture et quel allongement à la rupture peut-on compter avec ces aciers.

La parole est à M. RÉMAURY, ingénieur civil des mines et métallurgiste, qui, sur l'invitation de M. le Président, s'est rendu à la séance pour donner aux membres du Congrès, comme il vient de le faire au Congrès des mines et de la métallurgie, les renseignements en sa possession au point de vue métallurgique, sur la question des fers fondus et des aciers appliqués aux constructions.

M. RÉMAURY. — M. le Président a bien voulu faire appel à un métallurgiste, je suis venu vous apporter des résultats pratiques.

J'ai présenté à M. Eiffel un tableau qui me semble répondre immédiatement aux questions posées ce matin et au chiffre mis en avant de 45 kilogrammes de résistance et 30 kilogrammes de limite d'élasticité; il s'agit du métal produit dans une usine espagnole où, avec un de mes collègues, M. Valton, nous avons introduit la fabrication de l'acier sur sole munie d'un garnissage qui est extrêmement réfractaire, garnissage avec lequel nous avons eu en vue de réaliser les conditions des creusets de platine. Au cas particulier, il s'agissait de traiter des fontes des Asturies dans lesquelles il y a 0,68 de phosphore.

Dans ce tableau signé d'un ingénieur de la marine espagnole chargé des réceptions, il est constaté que sur des tôles de 0,028 d'épaisseur, on a obtenu une résistance moyenne sur cinq échantillons de 45<sup>k</sup>,37 sur les éprouvettes prises dans le sens du laminage et de 44<sup>k</sup>,95 sur celles prises en travers. Quant à l'allongement, il a été respectivement de 30,26 et de 29,05. Voilà un métal dont on a fabriqué, je crois, 3 000 tonnes pour la marine espagnole.

Eh bien ! Messieurs, vous pouvez peut-être vous demander à quoi tient ce rapport inusité entre le chiffre de la résistance à la rupture et le chiffre d'allongement; nous avons vainement cherché à nous l'expliquer au premier abord. Déjà, cependant,



un ingénieur, M. Deshayes, qui avait été chargé par M. Wurst de faire pour son dictionnaire l'article *Fer et acier*, avait eu l'occasion à l'usine de Tamaris de faire la même constatation et d'observer ce que M. Eiffel vous indiquait ce matin, c'est-à-dire l'importance qu'on doit attacher à la contraction. Voici ce qu'il disait dans une brochure qui date déjà de deux ou trois ans; il disait, lui métallurgiste :

« La valeur de la contraction est un coefficient auquel on n'a pas encore fait assez attention jusqu'à ce jour et cependant, comme nous l'avons fait remarquer en plusieurs circonstances, c'est le véritable coefficient de qualité ! »

Vous remarquerez que cela est écrit en 1886.

Il signale ce fait que :

« Sur sole neutre (en fer chromé) pour une même valeur de la résistance, nous obtenons plus d'allongement que sur sole basique ou acide ou qu'au convertisseur basique ou acide. Nous ne pouvons nous expliquer ce fait que par une très grande homogénéité du métal dépendant de la température de coulée, forcément très élevée, vu l'extrême douceur du bain à laquelle nous arrivons avant l'addition de ferro-manganèse. »

Je pense avec M. Eiffel que la contraction ou striction d'une part et la limite d'élasticité de l'autre, caractérisent beaucoup mieux le métal que la charge de rupture accompagnée de l'allongement, au moins pour le métal fondu, le seul dont nous nous occupions ici et qui doit intéresser les constructeurs.

On disait ce matin que probablement dans beaucoup d'usines on n'était pas outillé pour travailler l'acier avec des appareils suffisants. C'est la vérité. Vous voyez des usines à fer qui en ce moment-ci se lancent dans la fabrication de l'acier; aussitôt qu'elles ont fabriqué les lingots, elles les travaillent avec des laminoirs organisés pour le fer et qui présentent, en général, des dimensions insuffisantes; de sorte qu'aujourd'hui une transformation s'impose dans toutes les usines, où on veut laminier l'acier, il faut proportionner l'outil au métal à traiter.

Les constructeurs n'ont pas tous encore reconnu la valeur de l'acier et la nécessité de renoncer au fer obtenu par puddlage; ils ne sauraient cependant trop se mettre en garde contre l'impureté du fer puddlé et l'impossibilité de le souder complètement. Si vous attaquez de tels fers par les acides, vous remarquerez toujours des traces qui démontrent que la soudure est

imparfaite et que les différentes mises sont toujours séparées par des scories ; c'est toujours du fer collé, ce n'est jamais du fer homogène.

Au contraire, au four Martin, que la sole soit acide, basique ou neutre, on obtient un métal liquide complètement séparé de sa scorie.

Lorsque les matières premières dont on dispose sont d'une grande pureté, et qu'on veut obtenir des produits moyennement durs ou durs, le procédé Bessemer acide ou le four Martin-Siemens à sole argilo-siliceuse peuvent être employés ; si, au contraire, les matières premières peuvent gagner à une épuration préalable, surtout si on veut atteindre au métal demi-doux ou très doux, il faut opérer avec scorie basique sur un garnissage basique ou neutre. Ce dernier devra être préféré si on veut s'assurer une limite d'élasticité élevée avec une striction considérable. C'est le métal ainsi fabriqué qui doit fixer le choix des constructeurs, ils y doivent trouver toutes les qualités qu'ils désirent et puisque ce métal existe, je ne comprends pas qu'il ne soit pas plus recherché.

Je vous ai posé cette question, monsieur Eiffel, et vous m'avez dit que jusqu'à présent on hésitait à employer le métal fondu ou acier. Je me suis déjà élevé contre l'expression d'acier appliquée à ce métal qui est, à proprement parler du fer obtenu par fusion, et je vous recommande particulièrement celui qu'on fabrique au four Martin dans une enceinte où l'opération est entre les mains de celui qui la dirige, où elle peut être contrôlée, où elle ne dépend pas de quelques secondes comme dans le convertisseur.

M. le PRÉSIDENT. — M. Rémaury nous a donné des chiffres relatifs à la résistance à la rupture et à l'allongement, mais il ne nous en a pas fourni pour la limite d'élasticité et la striction.

M. REMAURY. — Je peux vous donner des chiffres pour la striction ou contraction. Voici par exemple, un essai fait sur un métal contenant 0,015 de manganèse, 0,051 de carbone, 0,03 de phosphore qui a donné pour striction  $\frac{S - S_0}{S} = 0,69$ .

Le métal ayant été essayé à l'allongement sur 0,200 a donné 19,50 : sur 0,100 il a donné 33.

M. LE PRÉSIDENT. — Pourriez-vous nous dire son coefficient de rupture et son élasticité ?

M. REMAURY. — La résistance à la rupture est indiquée à 36<sup>k</sup>,20.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est un métal excessivement doux.

M. REMAURY. — Je vais en prendre un autre ayant 0,100 de carbone, 0,062 de manganèse, 0,015 de phosphore.

La résistance à la rupture est 40, le coefficient de striction 64,60, l'allongement mesuré sur 0,200 est 28, et sur 0,100 il est 36,5.

Ce n'est pas seulement en Espagne que nous avons obtenu ces résultats ; nous avons introduit ces procédés de fabrication chez MM. Bell frères, à Middlesbrough. Le problème était assez difficile, il fallait traiter des fontes très siliceuses et phosphoreuses et les traiter avec le minerai du pays. Le rapport entre les résistances et l'allongement à la rupture s'est toujours maintenu, comme je l'ai indiqué précédemment.

Les mêmes essais ont été faits à Alexandrowsky. Vous connaissez cette usine où l'on traite des matières très variables, qui se composent de fontes et de toutes sortes de ferrailles, au four Martin muni de notre garnissage ; on a obtenu des résultats excellents, charge de rupture élevée, allongements et strictions considérables avec un aspect soyeux extraordinaire.

Nous attribuons en partie à la présence du chrome les qualités que présente le métal et, si vous me le permettez, je vais vous lire un renseignement qui a été donné au Congrès des mines et de la métallurgie par M. Brustlein, au sujet de l'influence du chrome sur la qualité des aciers, renseignement qui vient à l'appui de ce que je dis.

On peut introduire dans les aciers des proportions très variables de chrome, dont l'effet est d'augmenter la résistance sans diminuer la ténacité correspondant à sa teneur en carbone, même il semble plutôt augmenter légèrement cette ténacité... Cela permet d'obtenir, avec une résistance donnée à la rupture une flexion correspondant à celle que donnerait un acier ordinaire plus doux. C'est-à-dire qu'en définitive, c'est un métal qui, bien traité, offre une sécurité plus grande.

Et plus loin : « En résumé, les aciers chromés présentent une résistance au choc et à la rupture qui leur a assuré, pour le moment, la préférence pour un certain nombre d'usages. »

Messieurs, je crois que c'est un fait à enregistrer, fait qui peut

paraître nouveau, mais qui concorde avec des observations qui datent déjà de plus de dix ans.

M. LE PRÉSIDENT. — Je poserai une simple question à M. Remaury. L'acier dont j'ai parlé ce matin, c'est-à-dire un acier qui soit tel qu'il ait une limite d'élasticité de 30 kilogrammes et une striction de 43 p. 100 au maximum, et qui correspond à peu près à une résistance de 45 kilogrammes, est-il un métal qu'on puisse facilement produire ?

M. REMAURY. — Il suffit de voir les résultats auxquels sont arrivées les usines de la Loire en appliquant à propos les procédés de purification pour affirmer que les conditions que réclame M. Eiffel sont faciles à remplir. Je crois donc qu'on peut produire partout, en suivant la voie que j'ai indiquée, le métal à 45, à 50 kilogrammes de charge de rupture avec 43 p. 100 de striction et 30 kilogrammes de limite d'élasticité.

Dans les usines où les essais doivent être faits vite et nombreux, on se contente d'arriver rapidement à la rupture des éprouvettes et de mesurer l'allongement, ces deux données suffisant généralement à contrôler une fabrication.

Voici à ce sujet un tableau relatif à une série très complète d'essais pratiqués aux forges de Taramis (Gard).

ESSAIS FAITS AUX FORGES DE TAMARIS (GARD)

NUMÉROS des ACIERS	DEGRÉS DE TREMPÉ	L LIMITE d'élasticité	R CHARGE de rupture par mm	A ALLONGEMENT sur 100 mm	S CONTRACTION	$\frac{100 L}{R}$	R + S
		kilogr.	kilogr.	p. 100	p. 100		
1 Extra-doux	Ne trempe pas ..	26	35 à 40	28 à 32	65	74 à 65	100 à 105
2 Très doux.	Ne trempe pas ..	29	41 à 45	25 à 28	59	71 à 64	100 à 104
3 Doux .....	Trempe faible...	31	46 à 50	22 à 25	55	67 à 62	101 à 105
4 Mi-doux...	Trempe sensible.	35	51 à 55	20 à 22	50	69 à 63	101 à 105
5 Mi-dur....	Trempe assez bien	39	56 à 60	18 à 20	47	70 à 65	103 à 107
6 Dur .....	Trempe bien .....	41	61 à 65	15 à 18	45	67 à 63	106 à 110
7 Très dur.	Trempe à l'huile.	43	66 à 70	12 à 15	43	67 à 58,5	109 à 113
8 Extra-dur.	Trempe à l'huile.	45	71 à 75	10 à 12	35	63,5 à 60	106 à 110
9 Extra-dur.	Trempe à l'huile.	49	76 à 80	8 à 10	30	64,5 à 61	106 à 110
10 Extra-dur.	Trempe forte.	52	Au-dessus de 80	Moins de 8	29	"	"

Un ingénieur, ce matin, citait les produits de l'usine de Pompey et ceux de Longny comme possédant une régularité parfaite. Vous, M. Eiffel, vous parliez de ceux de Rothe-Erde. Je crois qu'à cette usine on travaille au convertisseur basique; cette usine a été la première à utiliser ce convertisseur en

Allemagne. C'est donc elle qui a le plus d'expérience de ce procédé aujourd'hui; de plus, elle ne produit pas sa fonte, elle l'achète. Les nouvelles méthodes de fabrication de fonte sont suivies par les laboratoires, et on livre à coup sûr un métal de composition donnée par un cahier des charges imposé; je crois donc que le grand mérite de cette usine, c'est non seulement de bien servir, mais aussi de se faire bien servir par ses fournisseurs. Ces mêmes soins, ces mêmes méthodes peuvent être employés partout; celles que j'ai indiquées sont à la portée de tous, et le succès n'en est pas douteux.

M. LE PRÉSIDENT. — Alors, le résumé de votre opinion, c'est que le métal dont je parlais ce matin, ce métal qui a 45 kilogrammes de résistance et 30 kilogrammes de limite d'élasticité, est facile à obtenir.

M. REMAURY. — Un de nos amis, qui était avec moi ce matin, m'a communiqué une lettre d'un ingénieur espagnol qui habite Bilbao. Vous savez qu'à Bilbao on a des minerais très purs, qui, convertis en fonte et en acier Bessemer, donnent des produits de bonne qualité. Cependant les ateliers de construction de Bilbao n'ont pas pu obtenir d'une façon courante les tôles et les cornières dont ils avaient besoin de cette usine Bessemer voisine; ils ont été obligés de demander au four Martin de la Felguera les produits dont vous avez vu le tableau d'épreuves. C'est une preuve de la supériorité de la méthode que j'ai indiquée, four Martin avec garnissage neutre.

M. le président remercie M. Remaury de sa communication.

M. DAYDÉ. — J'ai une observation à vous présenter.

Dans ces derniers temps, j'ai eu à m'occuper de cette question des aciers. Nous avions une assez grosse fourniture d'acier pour l'Espagne, de sorte que j'ai demandé des renseignements auprès de toutes les usines de production. Nous nous sommes arrêtés à l'usine de Longwy qui pratique la déphosphoration et à l'usine de Pompey qui emploie le four Martin. Les métallurgistes ont cette opinion qu'avec l'acier Siemens-Martin on a toute sécurité; nous avons donc fait des commandes à M. Fould qui pratique le Siemens-Martin à l'usine de Longwy. Dans les deux usines, les résultats ont été à peu près les mêmes; cependant nous avons remarqué que dans les aciers de Longwy il y avait plus de régularité; néanmoins, sur une fourniture de 2 800 tonnes les résultats étaient absolument semblables. Si je

vous communique ces renseignements, c'est au sujet des limites d'élasticité dont M. Eiffel parlait; 30 kilogrammes comme limite d'élasticité d'après les résultats que j'ai constatés me paraissent un peu excessifs. Ainsi nous avons obtenu sur des cornières de l'usine de Longwy comme résistance 41,6 — 42,5 — 42,1 et 43. Le cahier des charges porte  $42 \pm 2$  et comme allongement après rupture sur des éprouvettes de 0,100 nous avons 28 : 25 : 29 et 27. Le cahier des charges porte 25 et sur les aciers obtenus au Siemens-Martin de M. Fould nous avons :

Résistances	47,6	45,7	46,5	45	44,5
Allongement après rupture	28	29	33	34	34

pour une éprouvette de 0,100. Ces messieurs se tiennent donc au-dessus des conditions du cahier des charges.

Comme limite d'élasticité, nous avons à Longwy : 28 — 28,2 — 27,5 — 28; à Pompey, 27,5 — 33 — 25,2 — 28 — 28.

M. Eiffel parlait tout à l'heure de 30 kilogrammes. Je me demande si ce n'est pas un peu trop et s'il ne faudrait pas se maintenir un peu au-dessous.

Au sujet du poinçonnage, M. Eiffel disait ce matin qu'il fallait marteler les cornières pour avoir une idée de leur qualité; ce qui paraît encore plus difficile à obtenir que cela, c'est de détacher une des branches de la cornière.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous avons exigé, nous, 30 kilogrammes comme limite d'élasticité; on nous a répondu qu'on nous donnerait ce que nous voudrions et le fait est qu'on nous donne 30 kilogrammes.

M. DAYDÉ. — M. Fould, à qui je demandais un peu plus d'allongement, a trouvé qu'il était difficile de me donner 25 d'allongement sur une éprouvette de 0,100 au lieu de 20 sur une éprouvette de 0,200.

M. CONSIDÈRE. — Au point de vue du rapport de la limite d'élasticité, à la charge de rupture je crois qu'on peut obtenir ce que demande M. Eiffel et qu'on peut l'obtenir avec l'écroutissage.

Dans le mémoire déjà cité, j'ai rendu compte des essais faits sur un acier extra-doux, qui a donné à l'état naturel :

$$\begin{aligned} L &= \text{Limite d'élasticité } 25^k,3. \\ R &= \text{Résistance à la rupture } 42^k,5 \end{aligned}$$

et qui, après avoir subi une compression, a donné :

Limite d'élasticité, 35<sup>k</sup>,7

Résistance à la rupture, 44<sup>k</sup>,6

de sorte que la compression a fait monter le rapport  $\frac{L}{R}$  de 0,59 à 0,81.

Un léger laminage à froid a de même porté le rapport  $\frac{L}{R}$  de 0,56 à 0,77 pour un acier ayant 52<sup>k</sup>,5 de résistance et de 0,61 à 0,89 pour une tôle de fer dur.

L'écrouissage exerce donc une influence considérable sur le rapport de la limite d'élasticité à la résistance. Dans les aciers que j'ai eu l'occasion d'essayer jusqu'ici, le rapport  $\frac{L}{R}$  après recuit, était en général inférieur à 0,55.

Si le métal est très épais et est laminé à une température élevée, vous aurez également des rapports très élevés ; si au contraire c'est un métal mince ou un métal qu'on a le soin de passer au laminoir quand il commence à se refroidir, vous pouvez avoir des rapports tels que ceux dont parle M. Eiffel.

Le métal, qui a une valeur élevée du rapport  $\frac{L}{R}$  n'est pas seulement avantageux au point de vue de la résistance à la traction ; il l'est plus encore pour la résistance au flambement en pièces comprimées, ainsi qu'il résulte de l'étude sur la compression que j'ai remise à M. le président.

Cela vient de ce que la résistance au flambement est proportionnelle, non pas à la résistance à la traction, mais bien plutôt à la limite d'élasticité.

Je suis donc, en principe, d'avis, comme M. Eiffel, qu'il serait avantageux d'obtenir des aciers ayant une valeur du rapport  $\frac{L}{R}$  plus élevée que ceux que j'ai eu l'occasion d'essayer et d'employer, mais je ne sais si l'on ne sera pas obligé d'acheter cet avantage au prix d'autres inconvénients. Un supplément d'études et d'essais me semble indispensable à ce point de vue.

M. LE PRÉSIDENT. — Comme l'a dit M. Remaury la plupart des forges sont arrêtées, parce qu'elles ont des outils qui sont disposés pour le laminage du fer et ne le sont pas pour laminier l'acier ; il faudrait installer un nouvel outillage pour l'acier, outillage permettant de laminier d'une manière un peu froide et d'obtenir des limites d'élasticité plus élevées.

Je crois que c'est une phase dans laquelle il faudrait pousser les métallurgistes puisque c'est avec cela que nous aurons un métal donnant des garanties plus grandes que celui que nous avons actuellement; d'autant plus que ce n'est pas l'idée généralement répandue dans les cahiers des charges, puisque je vois ordinairement 24 et 25 comme limite d'élasticité.

M. LANTRAC. — Je ne doute pas qu'on puisse obtenir cette limite d'élasticité, mais on ne l'obtient pas d'une façon courante aujourd'hui : par conséquent il faudrait une transformation dans les usines qui font le laminage des aciers, il ne faudrait peut-être pas se placer exclusivement sur cette donnée-là.

M. LE PRÉSIDENT. — Vous prescrivez 25 kilogrammes et les essais vous donnent très souvent 28 kilogrammes; je crois donc qu'on pourrait facilement avoir 30 kilogrammes; ce qui donne un métal très satisfaisant.

M. REMAURY. — Je crois que c'est très possible et qu'il est courant dans certaines usines d'avoir 30 kilogrammes comme limite d'élasticité; c'est même une chose qu'on peut exiger.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois que l'acier ne doit pas être traité comme le fer, que c'est une matière avec laquelle il faut prendre des soins tout spéciaux; suivant qu'on a tel ou tel chiffre, on a un bon ou un mauvais métal.

M. LANTRAC. — J'ai posé la question au Creusot. Il y a quelque temps nous avons imposé 27 kilogrammes. Nous avons eu toutes les peines du monde à faire accepter le Creusot; il ne voulait garantir que 26 kilogrammes au maximum pour des aciers sous forme de cornières et de fers profilés.

M. REMAURY. — Je crois le Creusot tout à fait en situation de faire de l'acier à 30 kilogrammes,

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois qu'il faudra s'arrêter à une usine voulant bien s'engager dans la voie du progrès. Il me semble que c'est l'opinion généralement admise qu'on peut arriver à demander 30 kilogrammes aux forges et qu'il y aurait peut-être intérêt à les pousser dans cette voie; vous savez d'ailleurs très bien que les forges françaises ont besoin d'être un peu poussées pour avancer. Ainsi, il n'y a pas bien longtemps que des appareils à essayer les métaux existent dans les forges; auparavant les forges vous disaient simplement : Je fabrique du



fer d'excellente qualité, c'est ce fer que je vous livre, mais elles ne vous donnaient aucune garantie. Je pense que l'acier est une matière qu'on ne peut pas manier impunément et qu'il est important que nous soyons fixés à son égard.

En résumé, je crois qu'il commence à se dégager ceci, c'est qu'il serait désirable que cette limite d'élasticité, sinon de 30 kilogrammes, tout au moins de 28 kilogrammes pût être réalisée sans même qu'on le demandât.

M. GODFERNAUX. — Quel allongement pour 100 aviez-vous dans les aciers dont vous parlez ?

M. LE PRÉSIDENT. — 20 p. 100 sur une éprouvette de 0,200.

M. GODFERNAUX. — Nous aussi nous demandons 20 à 22 p. 100.

M. REMAURY. — Nous avons fait des expériences sur des éprouvettes de 0,20 qui nous ont conduit à 30 p. 100.

M. EIFFEL. — Les deux chiffres que vous nous avez donnés tout à l'heure conduisent tous deux à un métal qui est, je crois beaucoup plus doux que celui qu'on emploie dans les constructions. L'un de ces chiffres est 36 kilogrammes de résistance. C'est ce que donne le fer. Ce chiffre correspond à 69 p. 100 de striction. Votre autre métal qui doit être un métal ressemblant beaucoup à celui-ci donne 40 kilogrammes de résistance, mais ne donne que 64,60 de striction. Dans le premier cas, la somme des deux quantités est 105 et dans le second 104,60. Les deux métaux sont donc identiques au point de vue de cette somme. Nous demandons aussi une somme uniforme, mais avec un métal moins doux ; votre métal s'allonge par trop. Nous demandons seulement 90 comme somme, cela permet d'augmenter un peu le coefficient de résistance.

M. REMAURY. Je vous ferai remarquer que, lorsqu'on a un métal extra-doux il est facile de le durcir.

S'il est difficile de recarburer régulièrement des aciers très doux obtenus sur sole basique ou au convertisseur Thomas ; il n'en est pas de même en présence d'un garnissage acide ou neutre ; ce dernier surtout permet toutes les additions imaginables.

M. LE PRÉSIDENT. Cela vient à l'appui de ce que disent les forges : demandez ce que vous voudrez, nous vous le donnerons ; c'est pour cela qu'il y aurait un intérêt à ce que nous puissions dégager de cette discussion d'abord certains chiffres que nous

recommanderions pour les cahiers des charges définitifs ; puis la substitution à la résistance, de deux autres éléments bien plus précis, la limite d'élasticité et la triction.

M. REMAURY. Je puis ajouter encore quelques faits. Voici une lettre qui me vient d'Angleterre et qui confirme les mêmes résultats.

Dans certains cas même, on fait des additions au fer de chrome métallique ; ce métal est devenu d'un usage courant en Angleterre.

Mais, comme l'indique M. Brustlein dans le travail déjà cité, il est très difficile sinon impossible d'introduire, à coup sûr, une quantité donnée de chrome dans un acier doux. Celui-ci en effet, est presque toujours un peu oxydé, et le chrome s'oxyde à son tour ; il ne joue plus alors le rôle qu'on lui destinait.

M. BELELUBSKY croit que le coefficient de 30 kilogrammes comme limite d'élasticité ne doit s'appliquer qu'à de grandes constructions, mais que pour les constructions de petite portée cette limite peut être abaissée tout en conservant une résistance de 45 kilogrammes. D'ailleurs il croit que les usines auront beaucoup de difficultés à fabriquer un acier ayant 30 kilogrammes de limite d'élasticité. En Russie, dit-il, on fait également du fer fondu avec un mélange de chrome.

Il termine en émettant le vœu qu'une commission internationale soit nommée afin d'unifier les mesures qui sont employées pour évaluer les divers coefficients.

M. LE PRÉSIDENT. Je vois toujours apparaître cette distinction entre les petites constructions et les grandes. J'avoue que je ne la comprends pas du tout. On nous dit toujours qu'à partir d'une certaine limite il y a intérêt à substituer l'acier au fer et ce n'est que pour les grandes constructions qu'on devra employer l'acier.

Si nous trouvons que l'acier est un métal avantageux il faut le substituer au fer même pour les petites constructions. Je ne vois pas pourquoi nous demanderions un métal pour les petites constructions et un autre pour les grandes, ce n'est pas logique. Je crois que si nous voulons préconiser l'emploi de l'acier, il faut demander un métal qui soit employé indifféremment partout.

En préconisant 30 kilogrammes comme limite d'élasticité cela nous permet d'obtenir 10 kilogrammes comme coefficient.

M. CONSIDÈRE. Je ne crois pas qu'il faille faire de distinction entre les petites et les grandes constructions en ce sens qu'il faut laisser liberté complète au constructeur de choisir dans chaque cas, la plus convenable des qualités d'acier autorisées, Mais, il me semble que nous pouvons émettre l'avis qu'on peut employer l'acier extra-doux sans autres précautions que le fer et sans inconvénients plus graves; et que, lorsqu'on sera amené à désirer un coefficient plus élevé on pourra prendre un acier plus dur, acier qui sera employé en prenant quelques précautions, notamment en alésant tous les trous de poinçon et en évitant le forgeage.

L'acier extra-doux ayant une résistance de 40 à 44 kilogrammes et une limite d'élasticité de 24 à 26 kilogrammes pourrait supporter 30 p. 100 de plus que le fer employé dans les mêmes conditions à la traction.

L'acier doux ayant une limite d'élasticité de 30 kilogrammes avec une résistance que M. Eiffel estime à 45 kilogrammes et que je crois devoir être en général de 50 kilogrammes au moins, pourrait supporter 50 p. 100 de plus que le fer à la traction.

Pour les pièces travaillant par compression, on proportionnerait les efforts aux résistances au flambement, dont la note spéciale remise à M. le président indique les lois trop compliquées pour être résumées en ce moment.

M. LE PRÉSIDENT. — Ainsi votre conclusion serait de classer les aciers en deux catégories; je trouve que vous faites une variation bien considérable dans les coefficients, 8 à 10 kilogrammes, pour une variation bien faible dans la limite d'élasticité.

M. CONSIDÈRE. — J'admets 7<sup>k</sup>,80 comme coefficient pour le premier acier et 9 pour le second; dans les cas où l'on fait travailler le fer à 6 kilogrammes, cela constitue des augmentations de 30 et de 50 p. 100. Dans les cas où l'on admet pour le fer un coefficient plus élevé ou plus faible que 6 kilogrammes, le coefficient des aciers augmente toujours dans les proportions de 30 et de 50 p. 100. Dans les cas par exemple où le fer travaille à 8 kilogrammes les deux qualités d'acier travailleraient à 10<sup>k</sup>,40 et 12 kilogrammes.

M. LE PRÉSIDENT. — Alors, d'après votre proportion, l'acier qui aura 26 kilogrammes comme limite d'élasticité aura un coeffi-

cient de 10<sup>k</sup>,40 et celui qui présentera 30 kilogrammes comme limite d'élasticité aura comme coefficient 12.

M. GODFERNAUX. — Pour le pont sur le Forth on a bien fixé un coefficient de 11,80.

M. LE PRÉSIDENT. — M. Lantrac a dit que les coefficients variant de 10 à 12 étaient trop forts.

M. LANTRAC. — Je dirai d'abord que le chiffre 8 qu'on parlait de substituer au chiffre 6 n'est pas dans les mêmes conditions ; avec ce chiffre on ne tiendra pas compte de toutes les circonstances ; le chiffre 6 reste encore la base des calculs ; or, je crois que le chiffre de 10 kilogrammes par millimètre carré serait excessif si on l'appliquait à toutes les parties de la construction. L'effet du vent par exemple est très grand sur certaines parties et nul sur d'autres ; par conséquent, si on calculait toutes les pièces de la construction avec ce coefficient, il y en aurait qui seraient très chargées et d'autres qui ne le seraient presque pas. Il y a donc une distinction à faire entre les parties de l'ouvrage où il faudrait appliquer ce coefficient et celles où il en faudrait un autre.

M. LE PRÉSIDENT. — Quelles sont les parties que vous apprécieriez devoir travailler à un coefficient moindre,

M. LANTRAC. — En tenant compte de l'effort du vent, des lois de Wœhler, de l'application des charges par rapport au centre des pièces, je demanderais le coefficient 10 pour les grandes poutres ; mais, pour les poutres et longerons, sous les voies, je voudrais un coefficient ne dépassant pas 6 ou 7 kilogrammes.

M. CONSIDÈRE. — Dans les propositions dont je vous ai parlé ce matin, on distinguera toujours le tablier des poutres. Dans un très grand pont on appliquera le coefficient en partant de 6 kilogrammes par exemple pour le tablier et de 8 kilogrammes pour les poutres.

M. LANTRAC. — On fixerait alors deux coefficients ?

M. CONSIDÈRE. — Parfaitement ; mais si on fixe des efforts différents pour les différentes portées, cela ne s'applique qu'aux maîtresses poutres qui seules, en effet, varient suivant les portées. Il est évident que les pièces transversales du pont et du tablier seront toujours dans les mêmes conditions, que le pont soit long ou qu'il ne le soit pas ; on les assimilera aux pièces d'un pont qui aurait une portée égale à la largeur du pont dont il s'agit.

M. LE PRÉSIDENT. — De cette façon vous auriez deux coefficients : un pour les maîtresses poutres et un pour les poutres de 5 mètres ou de 8 mètres, suivant que le pont est à une ou à deux voies.

M. CONSIDÈRE. — Parfaitement. Permettez-moi maintenant d'ouvrir une parenthèse pour vous montrer l'instrument que l'on a apporté tardivement et que j'ai construit pour mesurer la dureté de l'acier de façon à être sûr que, dans un lot, il ne se présente pas des aciers autres que ceux qu'on a demandés :

M. CONSIDÈRE montre son appareil et explique la manière de s'en servir. On saisit la pièce qu'on veut essayer, on tourne cette vis jusqu'à ce que le ressort à boudin indique la pression qu'on veut mesurer ; on mesure aussi la profondeur de l'empreinte faite et cette profondeur permet de déterminer la dureté des aciers et leur résistance avec une approximation de 3 à 4 kilogrammes, et par conséquent de mettre de côté les tôles trop dures ou trop douces. Dans le cas où le constructeur réclame, on peut soumettre la pièce à la machine.

M. LANTRAC. — J'ai une observation à faire au sujet du coefficient 8. Je crois qu'il est nécessaire de dire que ce coefficient 8 n'est admissible qu'à la condition que le coefficient ne dépasse pas 6, si on ne considère que la surcharge sans autre effet intérieur, parce que ce coefficient 8 aurait le grave inconvénient de donner des flexions très grandes dans les poutres, et je considère que c'est un inconvénient ; par conséquent, j'admets très bien le chiffre de 10,40, déterminé comme on l'a dit tout à l'heure, à condition que le coefficient pour le fer ne dépasse pas 6 kilogrammes lorsqu'on ne considère que les charges verticales.

UN MEMBRE. — On discute en ce moment sur les efforts comparatifs du fer et de l'acier. En ce qui concerne le fer, après avoir parlé pendant longtemps de l'effort de 6 kilogrammes en usage, on est venu introduire l'effort de 8 kilogrammes, qui me paraît compliquer la question, parce que nous ne savons pas bien quelles sont les pièces auxquelles on doit étendre la limite. D'une part, au point de vue des portées, et d'autre part au point de vue des calculs, il me semble plus simple de dire par rapport à l'effort admis comme limite de résistance du fer qu'on augmentera dans certaines conditions le poids de l'acier de 30 p. 100 et dans d'autres cas 50 p. 100. On aurait alors des conclusions qui pourraient être appliquées.

M. LANTRAC. — Avec cette observation qu'il ne faudrait pas partir d'un coefficient trop élevé pour le fer.

M. CONSIDÈRE. — Pour les grandes pièces, les flèches se produisent lentement et je crois que ces grandes flèches n'auront pas d'importance au point de vue de la rivure. Je ne vois pas un danger pour les grandes pièces dans l'augmentation des coefficients.

M. GODFERNAUX. — Sur la même question des flèches, je crois qu'il n'y a pas de corrélation entre le travail du métal et la flèche, tout cela dépend de la construction. Vous n'avez pas dit que, parce que le coefficient de 10 kilogrammes est employé, la flèche sera trop grande; si vous employez de l'acier à des coefficients élevés, déplacez la construction de façon à ce que la flèche soit convenable, et en général vous le pouvez. Ainsi dans les poutres, vous pouvez tenir précisément compte du grand allongement de métal et établir votre construction en conséquence. Si vous ne le pouvez pas, alors n'employez pas ces coefficients élevés. Mais il n'y a pas de corrélation entre la construction et la flèche.

M. LANTRAC. — La flèche est directement proportionnelle, ou à peu près, au travail; or, on ne peut pas toujours augmenter la hauteur des poutres dans la proportion des coefficients de résistance parce qu'on ne pourrait pas donner à une poutre 50 p. 100 de hauteur en plus.

M. CONSIDÈRE. — Pour revenir à l'innocuité des flèches dans les pièces, je ferai remarquer les ponts américains suspendus avec poutres qui les raidissent. Ils sont excessivement rigides pour des ponts suspendus, mais par rapport à des ponts fixes, ils sont excessivement flexibles. Pour les grands ouvrages, les efforts dynamiques étant négligeables et l'augmentation des flèches ne donnant que des efforts dynamiques, il ne faut pas trop s'en effrayer.

M. LANTRAC. — J'ai toujours distingué entre les petites et les grandes portées.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne crois pas que les flèches soient aussi considérables dans les ponts américains suspendus.

Messieurs, je voudrais que nous puissions arriver à quelque conclusion concernant cet emploi de l'acier; c'est une question des plus intéressantes, et il serait fâcheux que nous nous séparions sans voir une donnée définitive se dégager de ce qui a été dit.

Je n'ose guère d'ailleurs résumer la discussion parce qu'on a toujours une certaine tendance à résumer dans le sens de son opinion personnelle; il me semble cependant que cette idée que j'ai émise touchant la limite d'élasticité prise comme règle de la résistance des aciers, paraît rentrer dans les idées générales des membres du Congrès. Je crois que ces deux éléments que j'indiquais pourraient figurer dans les cahiers des charges au point de vue des conditions qu'on imposerait aux métallurgistes pour les fournitures de métal. Je désirerais que cela fût exprimé dans une formule à peu près acceptable par tous et servant de conclusion.

M. ARNODIN. — Quoique n'ayant pas pris part à la discussion, je désire cependant émettre mon avis avant cette conclusion, en ce qui concerne les ponts suspendus. Les conditions sont celles-ci : 60 kilogrammes de résistance à la rupture pour 20 p. 100 d'allongement et 30 à 35 kilogrammes comme limite d'élasticité. On me fournit cela très couramment. Pour arriver à conclure, je crois donc qu'il serait très utile que le Congrès abandonnât, comme le propose M. Eiffel, la résistance à la rupture et qu'on en arrivât à cette solution de fixer la limite d'élasticité comme condition principale.

M. CONSIDÈRE. — Cela pourrait présenter, à cause du poinçonnage, de très grands dangers. Supposez que le rapport de la section dangereuse à la section entière ne soit que de 80 p. 100, et que l'altération causée par le poinçonnage réduise en outre la résistance du métal de 20 p. 100. La résistance à la rupture de la section dangereuse ne sera que les  $0,80 (1-0,20) = \frac{64}{100}$  de la résistance du reste de la barre, et par conséquent, si la limite d'élasticité est supérieure aux  $\frac{64}{100}$  de la résistance à la rupture, la barre se rompra dans la section dangereuse avant que le reste n'ait pris le moindre allongement permanent; la pièce cassera donc sans prévenir et sans donner la moindre résistance aux chocs et à la déformation.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois qu'il est un peu dangereux de supposer cette condition d'une limite d'élasticité sans rien édicter autre chose.

M. LANTRAC. — J'ai vu effectivement dans le pont de Riverret des oscillations qui ont fait briser un grand nombre de rivets.

M. LE PRÉSIDENT. — Oui, mais cela tient, je crois, à des sortes

de frottements, provenant de la charge. Ainsi au pont de Bordeaux, par exemple, on n'a jamais remplacé un rivet, tandis que j'ai vu d'autres ponts où se produit un frottement particulier qui en fait sauter une grande quantité.

M. BÉLELUBSKY. — A mon avis, il est préférable d'adopter l'allongement au lieu de la striction, parce que l'allongement est le seul élément qui montre le travail de la pièce : la striction dépend beaucoup de petites boursouflures qu'on peut rencontrer dans la section.

M. CONSIDÈRE. — Je crois qu'il vaut mieux déterminer les deux éléments.

M. BÉLELUBSKY. — Oui, mais il est très difficile d'exiger ces deux conditions à la fois et, entre les deux, il serait préférable de choisir l'allongement.

M. CONSIDÈRE. — Au point de vue de la valeur relative des deux conditions, je ne suis pas de cet avis. L'allongement proportionnel est un mythe dans la construction, cela ne se produit jamais. J'ai démontré, dans un mémoire, présenté, que la résistance à la flexion est proportionnelle à la compression, à la striction et pas du tout à l'allongement proportionnel.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous allons examiner la proposition de M. Considère, et à ce propos, je pense que la formule que je vous ai indiquée ce matin pourrait avoir quelque chance d'être adoptée dans certains cahiers de charges. Voici cette formule : « Comme résistance, les fers ne devront pas se rompre dans le sens du laminage, à moins de 42 kilogrammes au minimum par millimètre carré de section ; ils devront présenter à la rupture un allongement de 20 p. 100 sur des barrettes de 0,200 ; la limite d'élasticité sera de 30 kilogrammes et le minimum de striction de 45 p. 100. Enfin la somme des chiffres donnant la charge de rupture et la striction doit être au moins égale à 90. » Cette rédaction ne présente pas d'anomalie. Dans tous les cas, ce métal peut se produire puisque nous en avons déjà employé des milliers de tonnes. Je proposerai donc cette rédaction comme base en la modifiant suivant les idées que M. Considère vient de formuler dans une rédaction différente.

M. CONSIDÈRE. — La seule différence, c'est qu'au lieu d'un métal, j'en propose deux ; je trouve le chiffre 42 trop faible. On peut maintenir ce chiffre pour le métal le plus doux et admettre 45 pour l'autre.



M. LE PRÉSIDENT. — Si l'on demande 45 kilogrammes comme résistance, il faut changer la striction, car je tiens beaucoup à la somme de 90. Vous avez vu qu'une somme analogue se présente dans les chiffres que vous a cités E. Remaury.

M. LANTRAC. — A cette somme de chiffres, qui est un nombre empirique, on pourrait peut-être substituer un maximum de résistance et dire que les aciers résisteront de 42 à 45 kilogrammes. J'appuie la proposition de M. Eiffel avec 28 kilogrammes comme limite d'élasticité, 45 kilogrammes comme résistance et 22 à 24 p. 100 pour l'allongement sur une éprouvette de 0,200.

M. QUINETTE DE ROCHEMONT. — Messieurs, je vous proposerai, d'adopter la rédaction de M. Eiffel; moi qui ne suis ni constructeur de ponts, ni métallurgiste, je suis frappé de ce fait, que M. Remaury dit pouvoir produire un métal avec une limite d'élasticité de 30 kilogrammes et qu'on a obtenu, d'après les expériences citées par M. Daydé, couramment 28 kilogrammes, alors qu'on ne cherchait pas mieux. Il ne s'agit pas, d'un autre côté, d'imposer des conditions; il faut simplement prévoir ce qu'on peut faire dans une période plus ou moins longue. Je crois donc que prendre 30 kilogrammes comme limite d'élasticité, ou l'indiquer comme une chose désirable, n'est pas une chose excessive, et je ne doute pas qu'avec les perfectionnements apportés dans la confection de l'acier depuis quelques années on arrive très facilement à ces 30 kilogrammes. J'estime donc qu'il conviendrait d'indiquer comme désirable ce qu'a admis M. Eiffel jusqu'à présent, c'est-à-dire d'exprimer le souhait qu'on arrive à prendre comme limite d'élasticité le chiffre de 30 kilogrammes.

M. CONSIDÈRE. — Je vous prierai de remarquer que M. Remaury n'a pas donné de limite d'élasticité et que son attention n'a pas été appelée sur ce point.

M. REMAURY. — M. Considère a raison, mais je crois cependant qu'avec le chiffre donné de 45 kilogrammes de résistance et 30 p. 100 d'allongement on peut arriver à 30 kilogrammes comme limite d'élasticité.

M. CONSIDÈRE. — Je crains que ce ne soit pas une condition que l'on puisse obtenir régulièrement.

UN MEMBRE. — Tout à l'heure, M. Considère vous a dit lui-même qu'il fait varier la limite d'élasticité par le travail mé-

canique; il semble résulter de ce fait qu'ayant le même métal on peut faire monter sa limite d'élasticité par un certain travail; il est désirable que les constructeurs amènent les métallurgistes dans cette voie, dans laquelle ils n'ont pas l'air de vouloir entrer jusqu'à présent. Ils ont fait du métal très doux pour la marine, pour les chaudières à vapeur, et du métal dur pour les rails, mais ils n'ont pas encore fait de métal spécial pour les ponts. Si l'on peut, par une main-d'œuvre supplémentaire obtenir une augmentation importante, il est désirable qu'on y arrive; il serait donc bon de formuler un desideratum à ce sujet; mais je crois qu'il faut que nos conclusions soient très simples.

M. LANTRAC. — On ignore si le travail supplémentaire a seulement pour but d'augmenter la limite d'élasticité et s'il ne présente pas d'inconvénients.

Je suis convaincu qu'il ne peut y avoir de progrès que si on a un bon métal; je proposerai donc d'adopter le chiffre 30 kilogrammes comme limite d'élasticité.

M. CONSIDÈRE. — On ne sait pas si on demandera deux espèces de métaux, l'un se travaillant comme le fer et l'autre exigeant un supplément, et en particulier l'alésage.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne crois pas qu'il y ait lieu de produire deux métaux. Si l'acier est un métal qui demande des trous alésés, il faut le laisser de côté; nous savons tous qu'il faut le frapper, le percer, le forger, le moins possible, enfin il faut tâcher d'employer l'acier tel qu'il nous est donné par les forges en y touchant modérément. Si on emploie un métal qui doit être très forgé, il vaut mieux donner la préférence à un très bon fer. Pour moi, je considère comme sérieux du fer donnant  $39^k \pm 2$  de résistance par millimètre carré et 26 ou 27 kilogrammes comme limite d'élasticité. Avec ce chiffre je suis tranquille. Au delà de  $39^k,2$ , je ne réponds plus de rien parce qu'alors on a des résistances données par du phosphore ou par d'autres corps, on tombe dans l'inconnu, à moins qu'on n'ait suivi la fabrication en entier. Pour ces raisons, je ne voudrais qu'une seule qualité d'acier qui serait de l'acier supérieur; la qualité inférieure de l'acier étant remplacée par la bonne qualité du fer.

M. CONSIDÈRE. — Pour moi, je suis partisan de deux aciers: quelques usines offrant de fabriquer l'acier doux, d'autres l'acier dur, ces aciers auront des emplois différents; il vaut donc mieux

distinguer deux aciers différents sans dire à quoi on les emploiera.

M. LE PRÉSIDENT. — Je ne vois pas beaucoup, je le répète, la nécessité de faire deux séries d'aciers ; ne serait-il pas beaucoup plus simple, puisqu'on entre dans une matière supérieure, d'introduire dans la fabrication certaines modifications peu importantes, comme l'alésage, au moins dans certains trous, car l'alésage de tous les trous n'est pas nécessaire. Si on admet que l'alésage est une chose utile, c'est pour les jonctions de pièces l'une à l'autre, parce qu'alors les rivets employés sont posés sur place et qu'ils sont toujours inférieurs à ceux de l'atelier posés à la machine ; mais je crois qu'il ne faut pas faire pour cela deux catégories.

M. LANTRAC. — Je suis tout à fait partisan de l'acier doux, mais je crois qu'il ne faut pas se passer de l'acier dur et qu'il faut par conséquent deux qualités de métal.

UN MEMBRE. — On ne peut pas dire qu'il y ait deux ou trois catégories d'acier, ce qui nous importe le plus, je crois, c'est que, dans chaque construction, on ne dépasse pas la limite d'élasticité du métal ; on peut donc admettre que dans les constructions on ne dépassera pas une résistance qui soit en proportion avec la limite d'élasticité du métal employé. Ainsi je suppose que nous prenions un métal dont la limite d'élasticité est de 30 kilogrammes, on pourrait l'employer à 10 kilogrammes ; celui qui donnerait 26 kilogrammes d'élasticité ne s'emploierait qu'à 9 kilogrammes. Si l'on veut faire intervenir la limite d'élasticité, il faut établir ce rapport parce que nous ne pouvons pas plus prescrire le métal doux que le métal dur.

M. CONSIDÈRE. — J'ai dit qu'il fallait deux aciers parce qu'il n'y a que deux manières d'employer l'acier, avec ou sans alésage. S'il n'y a pas d'alésage, on prendra le métal doux et, dans le cas contraire, on prendra le métal dur. Il faut aller jusqu'à la limite de résistance que cet alésage permet d'atteindre sans inconvénients. Evidemment, si on reconnaît que l'alésage permet d'employer impunément l'acier ayant une limite d'élasticité plus élevée, il n'y a pas de raison pour ne pas l'adopter.

M. LE PRÉSIDENT. — S'il est exact qu'on augmente la résistance en alésant, on ne devrait pas se passer de l'alésage.

M. REMAURY. — Au point de vue de la fabrication, je crois que, pour le moment, vous pouvez vous tenir au chiffre de

28 kilogrammes, qui me paraît d'ailleurs admis par la moyenne de l'assemblée.

M. LE PRÉSIDENT propose alors de prendre pour base, soit 28, soit 30 kilogrammes comme limite d'élasticité.

Cette proposition est adoptée par le Congrès.

Il faut qu'en même temps que la limite d'élasticité, il y ait une condition de striction. Je demande donc d'abord s'il faut adopter deux catégories d'acier, tout en faisant observer qu'à mon avis il est préférable de n'en avoir qu'une.

M. BÉLÉLUBSRY. — Toutes les usines ne fabriquent pas les mêmes aciers; il ne peut donc y avoir qu'une catégorie.

M. PESLIN est d'avis de n'avoir qu'un type unique.

Un membre fait observer qu'il y a forcément deux aciers, un acier qui se trempe et l'autre qui ne se trempe pas.

Le Congrès consulté est partagé sur la question.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous avons alors à déterminer les limites d'élasticité. — On peut prendre 30 kilogrammes pour l'acier qui doit être traité avec des ménagements particuliers et 26 kilogrammes pour l'autre. Comme résistance, cela nous donnerait;  $\frac{6 \times 30}{18} = 10$  kilogrammes pour le premier et  $\frac{6 \times 26}{18} = 8,60$  pour le second.

M. CONSIDÈRE. — Pour établir ces calculs, je crois qu'il serait préférable de prendre 20 comme limite d'élasticité du fer.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois qu'il vaut mieux prendre 18. Ainsi donc j'ai proposé 10 kilogrammes pour l'acier supérieur et 8,60 pour l'autre.

M. CONSIDÈRE. — A mon avis, il serait préférable de majorer de tant pour cent le travail. On le majorerait de 50 p. 100 dans le premier cas et de 30 p. 100 dans le second.

M. LANTRAC. — Je propose d'adopter un acier défini dans les conditions suivantes :

Résistance à la rupture . . . . .	42 à 45 kilogrammes
Limite d'élasticité. . . . .	28 —
Allongement (sur une éprouvette de 0,200). . . . .	22 à 24 p. 100
Striction. . . . .	45 —

M. LE PRÉSIDENT. — Ma proposition ne diffère de la vôtre qu'en ce que je propose 30 kilogrammes pour limite d'élasticité au lieu de 28.

Les deux propositions mises aux voix donnent les résultats suivants :

9 voix pour la proposition de M. Lantrac admettant 28 kilogrammes de limite d'élasticité.

14 voix pour la proposition de M. Eiffel admettant 30 kilogrammes de limite d'élasticité.

Sur 33 personnes présentes.

M. LANTRAC. — Il est bien entendu que nous ne nous plaçons que dans les cas ordinaires.

M. GUERREIRO. — On a constaté partout la même divergence.

Je ne vois pas pourquoi on ne constituerait pas une commission internationale chargée d'élucider ces questions. Je crois que ce serait le moyen le plus pratique d'arriver à un résultat donnant satisfaction à tout le monde. Ainsi, en Angleterre, par exemple, on admet des résistances bien supérieures à celles que nous venons de discuter ici.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois en effet qu'il serait très intéressant qu'à la fin du Congrès nous exprimions un vœu tendant à ce qu'une commission internationale réglât ces questions.

M. GUERREIRO. — J'ai assisté à beaucoup de Congrès et, dans la plupart, on a émis des vœux semblables.

M. EIFFEL. — Mais pour en revenir à l'acier, il est bon que nous arrivions à une conclusion au point de vue des coefficients à adopter.

M. LANTRAC. — J'ai fait la proposition de fixer le coefficient à 30 p. 100 en plus de celui du fer.

M. LE PRÉSIDENT. — Cela ferait, en partant de 6 kilogrammes, environ 8 kilogrammes.

M. CONSIDÈRE. — C'est un peu faible. Je propose une augmentation de 40 p. 100, si l'on n'admet qu'une qualité d'acier.

M. LANTRAC. — J'accepte l'augmentation de 40 p. 100. En partant de 6 kilogrammes, cela fera 8<sup>k</sup>,4 pour l'acier.

M. LE PRÉSIDENT. — Nous rangeons-nous à cet avis d'admettre une augmentation de 40 p. 100 au lieu d'une augmentation qui, commençant à 40 p. 100, irait en augmentant ?

M. CONSIDÈRE. — Je ne vois pas pourquoi ce ne serait pas toujours 40 p. 100 puisque le chiffre 6 doit subir une augmentation suivant les cas, il en résultera que l'acier en subira une également.

M. LE PRÉSIDENT. — Je mets aux voix cette augmentation de 40 p. 100 pour le passage du fer à l'acier.

Le Congrès adopte la proposition.

M. LE PRÉSIDENT. — Je crois que l'on concilierait tout le monde si, dans la proposition votée précédemment, on mettait que la limite d'élasticité sera comprise entre 28 et 30.

Le Congrès est de cet avis.

M. LE PRÉSIDENT. — Je me félicite de cet accord; notre tâche est ainsi terminée et j'espère qu'elle n'aura pas été inutile.

M. CONSIDÈRE. — Vu l'heure avancée, je renonce à parler de mon mémoire sur le flambement.

M. LE PRÉSIDENT. — Je le regrette d'autant plus que ce mémoire est très remarquable; il traite de la *résistance des pièces comprimées*. Je ne crois pas froisser la modestie de l'auteur en disant que c'est ce qui a été écrit de plus intéressant sur cette question, et je puis, au nom du Congrès, l'en féliciter sincèrement. Il sera inséré *in extenso* dans notre compte rendu détaillé.

M. G. ANTHONI signale l'emploi qu'il a fait du fer et du caoutchouc pour les fondations de machines.

Il construit sur le bon sol un plancher métallique destiné à répartir uniformément la pression. Des blocs de caoutchouc, de qualité, de forme, d'épaisseur et de surface convenables, placés sur ce plancher, supportent un second plancher, formé d'une tôle et de fer profilés, sur lequel on fixe les machines à isoler.

Pour donner de la stabilité, M. G. Anthoni emploie deux procédés. Le premier consiste à augmenter la masse en bâtissant un massif d'un poids convenable, entre le plancher supérieur et les machines; ce moyen est applicable aux marteaux-pilons, notamment pour augmenter leur effet utile.

Le second moyen de donner de la stabilité consiste à fixer par des attaches élastiques, garnies de caoutchouc, le plancher supérieur, qui porte directement les machines, au plancher inférieur qui supporte le poids total par l'intermédiaire des caoutchoucs.

M. Anthoni met à la disposition des membres du Congrès sa brochure sur « *l'Isolément* » et donne quelques détails sur ses différents procédés qui sont aussi applicables aux voitures, wagons, transmissions, essoreuses, ventilateurs, machines à imprimer, à planer, etc. L'application de l'isolément aux voi-

tures augmente leur durée, en augmentant la douceur de la suspension. L'isolement complet obtenu pour ces fondations a aussi son importance spéciale, au point de vue des machines électriques.

Enfin, avant de se séparer, M. le Président fait part d'un projet d'excursion en Angleterre pour visiter le pont du Forth. Il sera facile, dit M. le Président, de s'entendre avec le Congrès des chemins de fer et celui des travaux maritimes pour organiser cette excursion.

La séance est levée à 6 heures.

Le Congrès est déclaré clos.





## ANNEXE

---

### RÉSISTANCE DES PIÈCES COMPRIMÉES

Par M. CONSIDÈRE

#### § 1. — PRINCIPES DES EXPÉRIENCES

*Formule d'Euler.* — La formule d'Euler indique la compression maxima, par unité de section, qu'une pièce peut supporter sans fléchir : c'est

$$C = \frac{E \pi^2 r^2}{l^2} \quad \text{ou} \quad \frac{E \pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2},$$

$r$  étant le rayon de gyration minimum de la section transversale et  $l$  la longueur, si la pièce est articulée, ou la moitié de la longueur, si elle est encastrée.

Cette formule ne s'applique qu'autant que le module d'élasticité  $E$  est constant, et les recherches faites avec des instruments de précision ont démontré qu'il cesse de l'être, non seulement au-dessus, mais bien au-dessous des charges, que l'on considère habituellement comme limites d'élasticité.

Aussi la formule d'Euler n'est-elle exacte que pour les pièces qui fléchissent sous des charges trop faibles pour altérer le module d'élasticité, c'est-à-dire pour celles où le rapport  $\frac{l}{r}$  dépasse 140 à 150. Ces valeurs n'étant jamais atteintes en pratique, la formule en question ne peut être d'aucun usage dans les calculs de résistance de matériaux.

Depuis Hodgkinson, de nombreuses expériences ont été faites pour suppléer à l'insuffisance de la théorie, mais elles n'ont pas été conçues de manière à donner une solution complète de la question pour le fer et l'acier employés dans les constructions rivées. Après avoir rendu compte des nouveaux essais que nous venons de faire, nous indiquerons en quoi ils diffèrent de ceux qu'ont exécutés d'autres expérimentateurs.

*Principes des expériences.* — Il n'y a que deux modes de fixation des pièces comprimées, qui soient définis analytiquement : l'articulation et l'encastrement parfaits. La théorie permettant de passer facilement de l'un à l'autre, il suffit d'expérimenter l'un des deux.

Dans les constructions rivées, les assemblages réalisent un état intermédiaire, qui se rapproche de l'articulation pour les pièces ayant un moment d'inertie considérable par rapport à celui des pièces auxquelles elles sont fixées (semelles de poutres,)

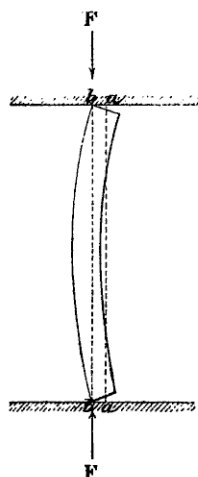


Fig. 14.

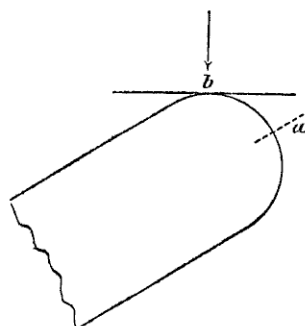


Fig. 15.

et qui est voisine de l'encastrement dans le cas contraire (assemblages des extrémités des diagonales de treillis).

Mais, dans ce genre de construction, on ne trouve rien d'analogue aux colonnes à base plate, où la moindre flexion déplace le point d'application de l'effort de  $a$  en  $b$ , en diminuant brusquement de  $F \times ab$  le moment de la force par rapport au centre de gravité de la section la plus déviée, tandis que, dans

les constructions rivées, l'action des liaisons augmente graduellement, avec la déformation, comme cela a lieu dans le cas de l'encastrement parfait (fig. 14).

Les colonnes à bases arrondies sont dans des conditions un peu moins différentes de celles des pièces rivées, mais impossibles à définir et variables avec le rayon de la base et le degré de dureté de la matière, qui s'écrase plus ou moins au point de contact (fig. 15).

Il fallait donc écarter complètement les colonnes à bases plates ou arrondies, et opter entre l'articulation et l'encastrement. C'est le premier mode d'appui qui a été choisi, parce qu'il se prête mieux aux expériences.

*Disposition des expériences.* — L'articulation a été réalisée,

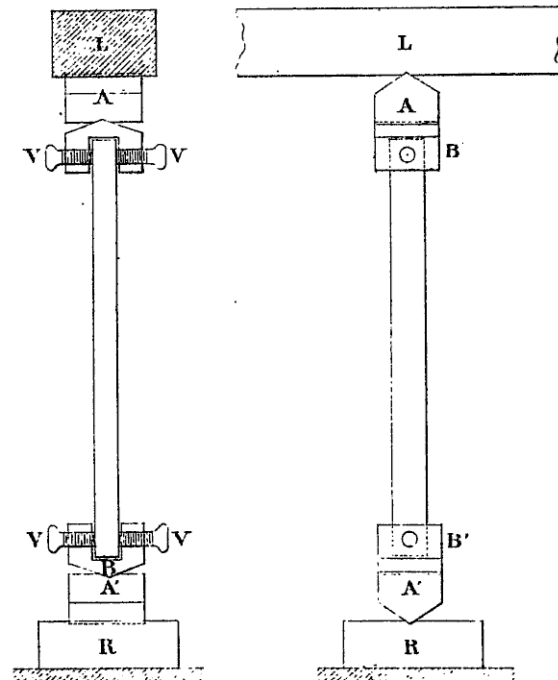


Fig. 16.

d'une manière à peu près parfaite, en assujettissant fortement chaque extrémité des barres à essayer dans une pièce B (fig. 16), terminée par un couteau ou ciseau en acier dur trempé, ayant

assez grande longueur pour que la pression exercée sur lui ne l'émousât pas.

On avait soin de choisir des barres d'essai ayant des rayons de gyration inégaux dans deux sens perpendiculaires, et on les plaçait de telle sorte que la flexion tendit forcément à se produire dans le sens que promettait l'articulation.

La pression était exercée sur le biseau B par une pièce A, terminée elle-même par un second biseau perpendiculaire au premier.

La direction de l'effort était donc absolument déterminée par la condition de rencontrer les quatre couteaux et était indépendante des mouvements, qui pouvaient se produire dans la machine de compression.

Au moyen d'un système de fils tendus en l'air, qui déterminaient les plans géométriques, on mettait d'abord l'axe de la

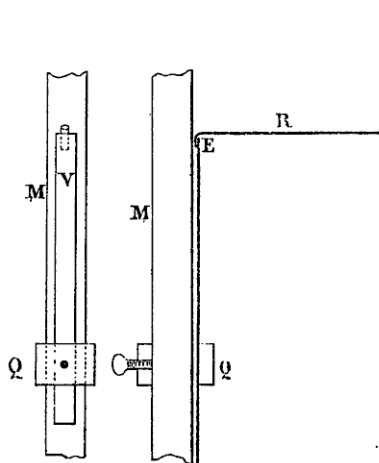


Fig. 17.

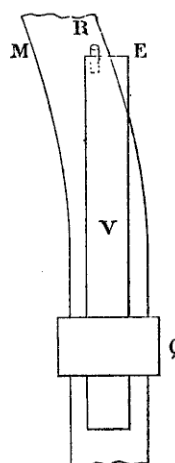


Fig. 18.

pièce à essayer, aussi parfaitement que possible, dans la direction de l'effort.

La barre à essayer étant ainsi placée, on la munit de l'appareil suivant, qui a pour but d'indiquer ses moindres flexions.

Un feuillard en fer de 2 millimètres environ d'épaisseur, V, est appliqué sur l'une des petites faces de la barre à essayer M et y est fortement assujéti par une seule de ses extrémités, au moyen d'un serre-joint à vis Q (fig. 17).

On écarte doucement de la barre l'extrémité libre E du feuillard et, entre les deux surfaces en regard, on engage le bout recourbé d'un fil d'acier R de 8/10 de millimètre de diamètre et de 30 centimètres de longueur.

Si la barre M se courbe pour une raison quelconque, l'extrémité E du feuillard se déplace par rapport à elle et l'aiguille R, serrée entre leurs surfaces, tourne en amplifiant le déplacement dans le rapport de 0,0008 à 0<sup>m</sup>,30, c'est-à-dire de 1 à 375.

L'œil pouvant constater un mouvement d'un tiers de millimètre de l'extrémité de l'aiguille, on est prévenu, dès que E se déplace, par rapport à la barre, de  $\frac{1}{3 \times 375}$ , soit environ d'un millième de millimètre, ce qui correspond à une flèche de la barre, entre les points E et Q égale à  $\frac{1}{4000}$  de millimètre.

On dispose ainsi d'un moyen d'observation, qui permet de constater les moindres flexions de la barre à essayer.

La barre munie de cet appareil, ayant été déjà placée à peu près dans la direction de l'effort de compression, comme il a été expliqué plus haut, on arrive à régler complètement sa position de la manière suivante :

On exerce sur cette barre un effort de compression égal à la moitié au plus de celui que l'on pense pouvoir être supporté, et on observe l'aiguille. Le sens de sa rotation indique le sens de la flexion, qui se produit dans la barre et par suite la direction, dans laquelle il faut déplacer la barre, pour amener son axe à coïncider avec la direction de l'effort.

On opère ce déplacement en desserrant les vis V, du côté qui convient et en serrant les vis opposées. On fait ainsi glisser les extrémités de la barre sur le fond des pièces B, qui portent les couteaux.

On renouvelle l'essai jusqu'à ce que, par tâtonnement, on ait mis la barre dans une position telle qu'une nouvelle application de l'effort ne détermine plus de mouvement appréciable de l'aiguille. La position de la barre à essayer est alors réglée.

Les pièces B et B', faisant corps avec la barre par suite du serrage des vis, c'est la longueur totale, comprise entre leurs couteaux, qui a été prise, dans chaque expérience, comme longueur de la barre essayée. Il est vrai que les extrémités de la barre étaient aussi rendues rigides sur 17<sup>mm</sup>,5 de longueur, mais il n'en résultait aucune erreur appréciable, parce que les

moments, auxquels sont soumis les bouts de barres, sont toujours trop faibles pour y déterminer une flexion quelconque. Peu importe, par suite, qu'ils soient rendus complètement rigides.

## § II. — RÉSULTATS OBTENUS POUR LE FER

*Effondrement immédiat.* — La théorie indique que toute pièce, soumise à une compression par bout, doit s'effondrer complètement sous une charge très voisine de celle qui produit la première flèche, si faible qu'elle soit.

Les expériences d'Hodgkinson, Marshall, etc., tendaient à prouver le contraire. Dans les dernières, en particulier, certaines pièces ont supporté, sans fléchir complètement et s'effondrer, des efforts plus que triples de ceux qui y avaient déterminé la première flèche sensible. Ces résultats viennent, d'une part, de ce que les efforts ne coïncidant pas avec l'axe de la pièce, tendaient, si faible que fût leur valeur, à produire une flexion; d'autre part, de ce que, les expériences étant faites sur des colonnes à bases plates ou arrondies, le déplacement de la direction de l'effort, représenté dans la 1<sup>re</sup> figure, permettait aux colonnes de supporter une charge finale plus considérable que si l'effort avait toujours été maintenu dans la ligne passant par les centres de gravité des bases.

Dans nos expériences, ces causes d'erreur étaient supprimées, la première par le centrage à peu près parfait de l'effort, la seconde par l'articulation sans frottement sensible. Aussi l'effondrement a-t-il eu lieu, dans tous les cas, sous une charge voisine de celle qui produisait la première flèche perceptible et la différence des deux charges a été nulle, ou au moins non mesurable, pour les pièces, dans lesquelles le rapport  $\frac{l}{r}$  avait une valeur analogue à celles que l'on rencontre dans les constructions et qui seules présentent un intérêt pratique.

Ce résultat a l'avantage de supprimer toute indécision au sujet de la charge, dont on doit tenir compte pour fixer les efforts maxima à imposer aux pièces comprimées.

Valeur caractéristique de  $\frac{l}{r}$ . — La formule :

$$C = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

n'étant exacte que dans les limites très resserrées, où  $E$  est constant, on pouvait douter que  $\frac{l}{r}$  fût, dans tous les cas, la caractéristique, d'où dépend la résistance à la compression. Nos expériences ont prouvé que, malgré les variations de  $E$ ,  $C$  ne dépend que de  $\frac{l}{r}$  pour un métal déterminé, quelle que soit la forme de la section, qu'elle soit pleine ou profilée.

Les expériences doivent donc avoir pour but de rechercher la loi qui lie, au rapport  $\frac{l}{r}$ , la résistance à la compression, ou, plus exactement, la résistance au flambement  $C$ .

Le tableau suivant donne les résultats des expériences qui ont été faites dans ce but, sur :

- 3 échantillons de fer à section rectangulaire ;
- 6 échantillons de fer profilés, tels qu'ils sont sortis du laminoir ;
- Les mêmes échantillons de fer profilés, recuits au rouge cerise :
- 12 échantillons d'acier à section rectangulaire, tels qu'ils sont sortis du laminoir ;
- 1 échantillon d'acier à section rectangulaire, qui a été réduit de l'épaisseur de 10 millimètres à celle de 9 millimètres par un laminage à froid ;
- 4 échantillons d'acier à section rectangulaire, recuits au rouge cerise.

La cinquième colonne du tableau indique, pour chaque échantillon la résistance à la traction. Les colonnes suivantes donnent les résistances au flambement  $C$ , obtenues pour diverses valeurs de  $\frac{l}{r}$ . On a mis en regard les valeurs de  $\frac{l}{e}$  correspondantes aux valeurs de  $\frac{l}{r}$ , pour les barres à section rectangulaire,  $e$  étant leur épaisseur.

NATURE du MÉTAL	ÉTAT PHYSIQUE	FORME de la SECTION	SECTION EN MILLIMÈTRES CARRÉS	RÉSISTANCE A LA TRACTION	RÉSISTANCE AU FLAMBEMENT $\frac{l}{i}$ ÉTANT ÉGAL A													
					40	43,25	50,00	54,90	60	60,55	68,20	70	86,50	103,8	124,44	173	212	346
					VALEURS CORRESPONDANTES DE $\frac{l}{c}$													
					12,5	15,0	17,5	20,0	25,0	30,0	35,0	50,0	70,0	100,0				
Fer 1. . . .	Naturel . . .	Rectang. 11×23.	253	35	23,8	23	22,5	22	19,9	15,5	12,4	6,4	3,3	1,6				
— 2. . . .	—	Rectang. 10×17.	170	39	27,2	26,2	23,0											
— 3. . . .	—	—	170	40	29,0	25,1	25,1											
Fer . . . .	—		245	40	28,6	27,7	24,1	22,2										
—	—		175	37,7	28,7	27,2	22,6	21,1										
—	—		165	37,2	28,0	26,9	24,8	21,0										
—	—		127	37,8	31,0	29	27,9	26,3										
—	—		77	40,5	28,8	27	25,3	23,3										
—	—		125	43,7	34,0	34,3	30,9	28,6										
—	Recuit . . .		245	35,9	25,8	25,8	23,6	20,3										
—	—		175	35,5	24,5	23,7	20,5	21,1										
—	—		165	36,2	26,9	24,1	21,8	19,8										
—	—		127	35,7	28,8	24,9	23,8	21,6										
—	—		77	42,2	26,1	26,2	23,3	20,8										
—	—		125	42	30,0	28,9	27,3	22,6										
Acier M. 9 .	Naturel . . .	Rectang. 10×17.	170	40,2	28,6	25,4	23,2	22,0	15,6	7,8								
— 1. . . .	—	—	—	43,3	26,0	25,1	24,5	19,5	18,0	14,0								
— 2. . . .	—	—	—	47,0	28,0	27,3	26,5	21,3	18,3									
— M. 10. .	—	—	—	47,6	32,6	28,4	24,6	20,1	18,7									
— 3. . . .	—	—	—	54,1	28,0	27,3	26,3	20,4	18,6									
— 4. . . .	—	—	—	55,5	28,5	28,2	28,0	24,1	19,6									
— M. 11. .	—	—	—	56,1	33,3	32,4	32,4	23,8										
— 5. . . .	—	—	—	58,2	30,0	29,5	28,5	23,6	18,3	15,2								
— M. 12. .	—	—	—	62,1	35,7	33,3	33,3	25,4										
— 7. . . .	—	—	—	62,7	36,3	34,8	32,7	24,2	19,2									
— M. 13. .	—	—	—	66,1	36,2	36,2	26,2	16,0	7,9									
— 8. . . .	—	—	—	68,9	40,0	39,0	37,0	27,3	19,5	15,2								
— 5. . . .	Laminé à froid . .	Rectang. 9×17.	153	62,1	44,8	42,0	5,9	27,3										
— M. 9 .	Recuit. . . .	Rectang. 10×17.	170	39,6	22,1			16,7										
— 1. . . .	—	—	—	40,8	23,2			17										
— 3. . . .	—	—	—	52,6	24,1			18,1										
— M. 11. .	—	—	—	48,6	25,0			19,4										



Loi qui lie  $c$  et  $\frac{l}{r}$ . — Les courbes de la figure 6 rendent sensible aux yeux la loi, qui lie  $C$  et  $\frac{l}{r}$ . La plus basse se rapporte à un fer très doux, dont les essais figurent à la première ligne du tableau.

Tant que  $\frac{l}{r}$  est plus grand que 140 à 150, et  $C$  plus petit que

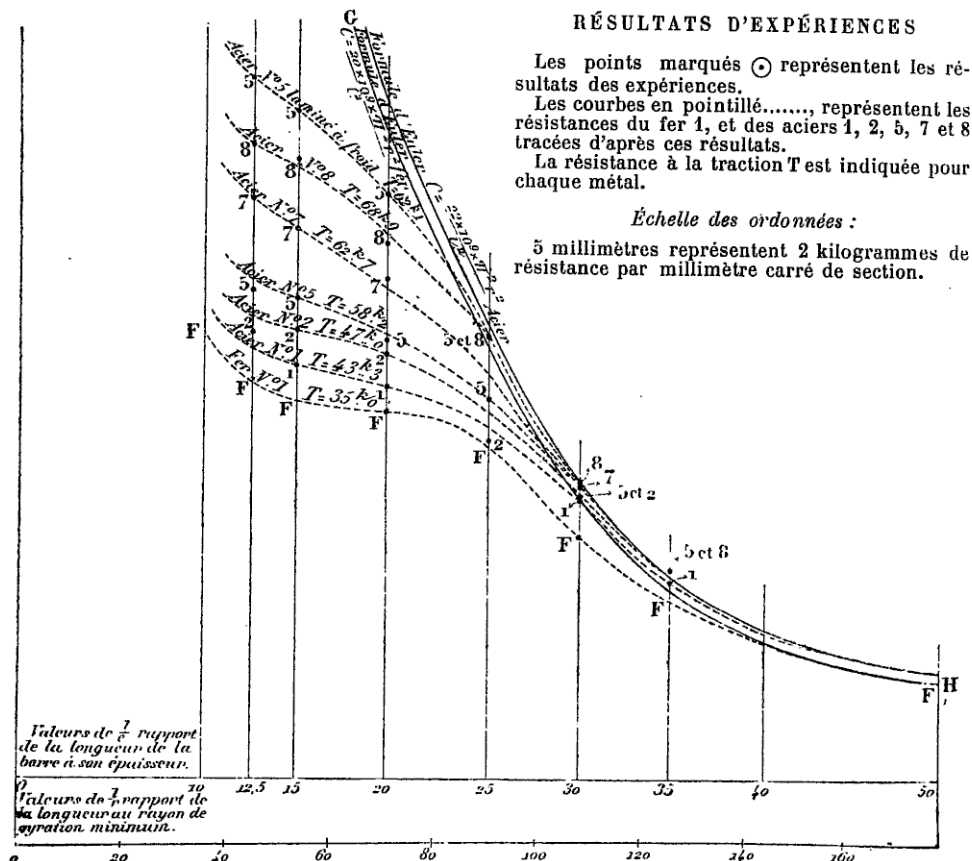


Fig. 19. — Résistance au flambement du fer et de l'acier en pièces articulées.

9 à 10 kilogrammes, il y a accord parfait entre l'expérience et la formule :

$$C = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

Lorsque l'on sort de ces limites, la résistance réelle au flam-

bement tombe au-dessous du chiffre calculé par cette formule, et l'écart va sans cesse en augmentant, lentement d'abord, puis très rapidement, lorsque  $\frac{l}{r}$ , devenant inférieur à 80, la résistance atteint 20 à 22 kilogrammes; valeur de la limite pratique d'élasticité de traction et de celle de compression, qui en diffère très peu.

Pour le fer en question, la résistance n'a augmenté que très lentement au delà de cette limite, lorsque  $\frac{l}{r}$  a continué à diminuer de 69,2 à 43,25, limite inférieure expérimentée.

Pour des fers plus durs, les résultats sont absolument semblables et donnent des résistances au flambement à peu près proportionnelles à la limite d'élasticité, pour une même valeur de  $\frac{l}{r}$ .

*Explication des faits constatés.* — Ces faits sont faciles à expliquer.

Pour établir la formule d'Euler, on écrit qu'il y a équilibre entre le moment de flexion, qu'une légère courbure développe dans la pièce chargée debout, et le moment de la charge, pris par rapport au centre de gravité de la section faite au milieu de la pièce, qui ne se trouve plus sur la direction de l'effort, par suite de la courbure qui s'est produite.

L'expression du premier de ces deux moments est  $\mathcal{E}I \frac{d^2y}{dx^2}$ ,  $\mathcal{E}$  étant le rapport des variations d'effort  $\pm \Delta p$ , que la courbure produit dans les diverses fibres, aux variations de longueur  $\pm \Delta r$ , qui sont la conséquence de cette courbure.

Pour déterminer la valeur de  $\mathcal{E}$ , il faut distinguer les fibres extérieures et intérieures par rapport à la courbure que prend la pièce comprimée.

Pour les premières, la courbure détermine un allongement, et par suite une diminution de compression et l'on sait<sup>1</sup> que dans ce cas, c'est-à-dire dans le retour vers l'état de repos, le métal se conduit comme s'il était complètement élastique. Pour les fibres extérieures,  $\mathcal{E}$  est donc égal à E, coefficient d'élasticité parfaite.

Pour les fibres intérieures à la courbure, il en est autrement. Si l'on prend comme abscisses les raccourcissements des fibres du fer en question, et comme ordonnées, les compressions,

<sup>1</sup> *Annales des Ponts et Chaussées*, avril 1885, mémoire 34, § 61.

que ces raccourcissements font naître, on obtiendra la courbe usuelle de déformation  $O/LR$ ,  $l$  correspondant à la limite absolue d'élasticité,  $L$  à la limite pratique d'élasticité déterminée au moyen des appareils usuels, et  $R$  à la rupture par écrasement en prismes très courts.

L'inclinaison sur l'axe des  $r$  de la tangente à l'origine  $OF$  est ce que l'on appelle communément le module ou coefficient d'élasticité  $E$ .

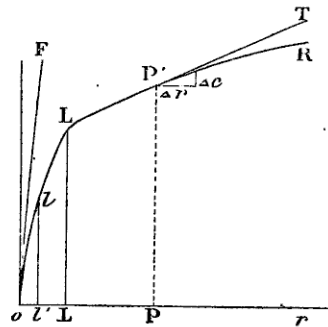


Fig. 20.

Si l'on prend l'ordonnée  $PP'$  égale à la plus grande pression par millimètre carré  $C$ , que la pièce de fer peut supporter sans fléchir, une petite augmentation de cette pression,  $\Delta c$ , produira une augmentation de raccourcissement  $\Delta r$ , et  $\mathcal{E}$  qui est le rap-

port  $\frac{\Delta c}{\Delta r}$  comme on l'a dit plus haut, sera égal à l'inclinaison de la tangente au point  $P$  par rapport à l'axe des  $r$ .

Dans l'expression  $\mathcal{E}I \frac{d^2y}{dx^2}$  du moment de flexion produit par la courbure des pièces chargées debout, on ne doit donc pas remplacer  $\mathcal{E}$  par  $E$ . Cette substitution, correcte pour les fibres extérieures à la courbure, conduit à des résultats erronés pour les fibres intérieures, toutes les fois que la pression que la pièce peut supporter est supérieure à  $l'$ , c'est-à-dire à la limite absolue d'élasticité et l'expérience prouve que cette limite est très basse et voisine de 9 à 10 kilogrammes pour le fer ordinaire.

Le moment de flexion de la pièce comprimée  $\mathcal{E}I \frac{d^2y}{dx^2}$  se compose donc de deux parties. Pour celle qui est due à l'allongement relatif des fibres situées du côté convexe,  $\mathcal{E}$  est bien constant et égal au coefficient d'élasticité  $E$ ; mais pour l'autre partie provenant du raccourcissement des fibres situées du côté concave,  $\mathcal{E}$  n'est égal à  $E$  qu'autant que les pressions sont inférieures à la limite absolue d'élasticité  $l'$ ; il s'en écarte graduellement, mais lentement, lorsque la pression augmente entre  $l'$  et  $LL'$  limite pratique d'élasticité; enfin il tombe immédiatement à des valeurs extrêmement inférieures, dès que la pression dépasse  $LL'$ .

Le moment total de flexion de la pièce comprimée étant pro-

duit par l'action simultanée des efforts des fibres convexes, et concaves, & doit donc, dans l'expression  $\mathcal{E}I \frac{d^2y}{dx^2}$  et, par suite dans la formule d'Euler, qui en dérive,  $C = \frac{\mathcal{E}\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$ , avoir une valeur

intermédiaire entre la constante E et le coefficient angulaire de la tangente à la courbe de déformation correspondant à l'ordonnée  $PP' = C$ . L'écart entre la valeur réelle de la résistance au flambement C et la valeur donnée par la formule d'Euler,  $C = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$ , doit donc varier comme l'écart entre le coefficient

angulaire de la tangente à la courbe de déformation au point dont l'ordonnée est égale à C, et l'inclinaison de la tangente à l'origine. C'est ce que l'expérience confirme. En effet, l'écart entre F, F, F..., courbe des résistances du fer au flambement et la courbe d'Euler HG (fig. 19) varie bien comme l'écart entre le coefficient angulaire de la tangente à la courbe de déformation OLR, en ses divers points, et celui de la tangente à l'origine OF (fig. 20). Ces deux écarts sont nuls, tant que la résistance est inférieure à  $l''$ ; ils se produisent graduellement, mais lentement lorsque la résistance s'élève de  $l''$  à  $LL'$ , et deviennent considérables pour les pressions supérieures à  $LL'$ .

Ces considérations auraient permis de prévoir que la résistance au flambement ne dépend que de  $\frac{l}{r}$  pour un métal déterminé, même en dehors des limites où la formule d'Euler est exacte. En effet, on vient de voir que  $\epsilon$ , au lieu d'être une constante E, est variable avec C. La formule  $C = \frac{\epsilon\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$  peut donc

être écrite :

$$C = \frac{f(c)\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ ou } \frac{C}{f(c)} = \frac{\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \text{ ou } f(c) = \frac{\pi}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

En conséquence, c'est une fonction de  $\frac{l}{r}$  seul, ou en d'autres termes  $\frac{l}{r}$  est bien la seule variable, dont dépend la résistance au flambement pour un métal déterminé.

Il résulte aussi de ce qui précède que la résistance au flambement n'est pas nécessairement en rapport avec la résistance à la traction et qu'elle dépend uniquement de la forme de la courbe

de déformation entre l'origine et un point placé un peu au delà de  $L$ , et notamment de la valeur de la limite absolue  $LL'$  et de la limite pratique d'élasticité  $LL'$ ; toutefois il s'est trouvé que, pour les dix fers que nous avons essayés après laminage, sans recuit, la résistance au flambement a été sensiblement proportionnelle à la résistance à la traction, sans doute parce que celle-ci était elle-même à peu près proportionnelle à la limite d'élasticité. Mais il n'y a eu là qu'une circonstance fortuite, comme le confirment les expériences de M. Bauschinger, qui n'a pas trouvé la même proportionnalité pour les fers d'origine différente, essayés dans son laboratoire de Munich.

On verra plus loin que, pour les aciers, nous n'avons trouvé nous-même aucune proportionnalité entre les résistances au flambement et à la traction.

*Influence du recuit.* — Le recuit a diminué de 9 p. 100 la résistance au flambement des fers essayés, tandis qu'il n'a réduit que de 4 p. 100 leur résistance à la traction.

On ne sera pas surpris de cette différence, si l'on se rappelle que le recuit abaisse la limite d'élasticité plus que la résistance à la rupture par traction, et que c'est de la première de ces deux quantités, que dépend surtout la résistance au flambement.

#### RÉSULTATS OBTENUS POUR L'ACIER

*Effondrement immédiat.* — Les aciers essayés ont donné les mêmes résultats que les fers, en ce qui concerne la coïncidence presque absolue de la première flexion perceptible et de l'effondrement complet des pièces comprimées.

*Valeur caractéristique de  $\frac{l}{r}$ .* — Le rapport  $\frac{l}{r}$  jouit de la même propriété pour les deux métaux.

*Loi qui lie  $c$  et  $\frac{l}{r}$ .* — Les courbes obtenues, en prenant pour abscisses les valeurs de  $\frac{l}{r}$  et pour ordonnées les résistances au flambement correspondantes (fig. 6) ont exactement les mêmes

caractères pour l'acier que pour le fer<sup>1</sup>. Elles se confondent avec la courbe  $c = \frac{E\pi^2}{\left(\frac{l}{r}\right)^2}$ , tant que  $c$  est inférieur à 12 ou 20 ki-

logrammes, suivant la dureté du métal, ce qui correspond à la limite absolue d'élasticité ; puis elles s'en écartent d'autant plus que  $c$  augmente davantage, surtout lorsqu'il s'approche de la limite pratique d'élasticité et, à fortiori, quand il la dépasse.

La valeur de  $E$  étant sensiblement identique pour tous les aciers de dureté quelconque ( $22 \times 10^9$ ) et ne dépassant que de 10 p. 100 environ celle qui convient au fer ( $20 \times 10^9$ ), il en résulte que l'acier, si dur qu'il soit, n'a sur le fer qu'une supériorité de résistance à la traction de 1/10<sup>e</sup> environ, tant que le rapport  $\frac{l}{r}$  a une valeur assez élevée pour que la formule d'Euler soit applicable au fer, c'est-à-dire tant que ce rapport est inférieur à 140 ou 150. Lorsque  $\frac{l}{r}$  diminue au-dessous de ces valeurs, la supériorité de l'acier sur le fer s'accroît de plus en plus.

Les avantages relatifs du fer et de l'acier se dégagent nettement du tableau ci-dessous, où sont indiqués les rapports de la résistance au flambement à la résistance à la traction pour deux valeurs de  $\frac{l}{r}$ , qui sont à peu près les limites minima et maxima, que l'on rencontre en pratique.

Ces rapports sont, en général, beaucoup moins élevés pour les aciers que pour les fers. Ainsi, pour  $\frac{l}{r} = 43,25$ , ils varient de 0,52 à 0,71 pour les aciers bruts de laminage et donnent une moyenne de 0,59 seulement, tandis que, pour les fers essayés dans les mêmes conditions, la moyenne est près de 0,72.

Le tableau suivant établit ce fait, qui sera précisé plus loin, que l'acier présente assurément une supériorité absolue sur le fer pour la résistance à la compression, mais que la différence des deux métaux, à ce point de vue, est bien moindre que ne le ferait prévoir la comparaison de leurs résistances à la traction.

L'infériorité relative de l'acier augmente avec le rapport  $\frac{l}{r}$

<sup>1</sup> On a représenté les courbes relatives aux aciers, pour lesquels avaient été faits les essais les plus nombreux. Ils proviennent tous d'une même usine. Ceux dont le numéro est précédé d'une M au tableau ont une autre provenance

NUMÉROS	Résistance à la traction	Rapport de la résistance au flambement à la résistance à la traction lorsque $\frac{l}{r}$ est égal à		NUMÉROS	Résistance à la traction	Rapport de la résistance au flambement à la résistance à la traction lorsque $\frac{l}{r}$ est égal à	
		43,25	86,50			43,25	86,50
Fers rectangulaires	38 <sup>k</sup>	0,71	0,56	»	»	»	»
Fers profilés.....	39,5	0,72	»	»	»	»	»
Mêmes fers recuits	37,9	0,69	»	»	»	»	»
ACIERS ESSAYÉS AU NATUREL, BRUTS DE LAMINAGE							
Acier 1... ..	43 <sup>k</sup> 3	0,59	0,45	Acier M. 9	40 <sup>k</sup> 2	0,71	0,55
— 2... ..	47,0	0,60	0,45	— M. 10	47,6	0,70	0,51
— 3... ..	54,1	0,52	0,37	— M. 11	56,1	0,60	0,42
— 5... ..	58,2	0,52	0,41	— M. 12	62,1	0,58	0,41
— 7... ..	62,7	0,58	0,40	— M. 13	66,1	0,55	0,40
— 8... ..	68,9	0,58	0,40	»	»	»	»
ACIER ESSAYÉ APRÈS UN LAMINAGE A FROID							
Acier 5. ....	62 <sup>k</sup> 1	0,72	0,44	»	»	»	»
ACIERS ESSAYÉS APRÈS RECUIT							
Acier 1... ..	40 <sup>k</sup> 8	0,57	0,41	— M. 9	39,6	0,56	0,42
— 3... ..	52,6	0,46	0,34	— M. 11	48,6	0,51	0,40

à mesure que l'on se rapproche davantage des limites, où la formule d'Euler est applicable, et où, par suite, l'acier, si dur qu'il soit, ne l'emporte sur le fer que de 10 p. 100 environ.

*Irrégularité des aciers pour la résistance au flambement.* — Les tableaux ci-dessus mettent en évidence ce fait, que la résistance au flambement de divers aciers ayant une même résistance à la traction peut varier dans des limites très étendues et bien plus que nous ne l'avons constaté pour le fer. On le reconnaît en comparant deux à deux les résultats donnés par les aciers 1 et M.9, 2 et M.10, 3 et M.11.

On doit en conclure que les essais de traction ne suffisent pas pour renseigner sur la résistance des pièces d'acier travaillant par compression, qui forment environ la moitié des constructions et qui en constituent assurément la partie la plus dangereuse. On est amené, par suite, à reconnaître la nécessité d'essais par compression, en barrettes présentant des valeurs

du rapport  $\frac{l}{r}$ , analogues à celles que l'on rencontre dans les ouvrages métalliques.

*Influence du recuit.* — L'examen du second tableau montre les faits suivants : non seulement le recuit a diminué la résistance des aciers à tous les genres d'efforts, ce que l'on savait bien, mais il a réduit surtout la résistance au flambement, si bien que son rapport à la résistance à la traction, soit  $\frac{C}{T}$ , est tombé, dans le cas où  $\frac{l}{r} = 43,25$  pour l'acier

1	de 0,59 à 0,57
3	de 0,52 à 0,46
M.9	de 0,71 à 0,56
M.11	de 0,60 à 0,51

A égale dureté, ce sont les aciers ayant le rapport le plus élevé entre la résistance au flambement et la résistance à la traction, qui perdent le plus par le recuit. Comme cette opération rend tous les aciers comparables au point de vue de l'état physique, il résulterait de ce fait que les aciers ayant le rapport  $\frac{C}{T}$  le plus élevé, sont ceux qui s'écartent le plus de l'état de recuit et que, par suite, les meilleurs aciers pour l'emploi en pièces comprimées sont ceux qui ont été laminés aux plus basses températures.

*Influence de l'écrouissage.* — Cette déduction est confirmée par les résultats obtenus pour l'acier n° 5. Essayé après laminage à chaud, en barres où  $\frac{l}{r} = 43,25$ , il a donné une résistance de 30 kilogrammes et un rapport  $\frac{C}{T}$  égal à 0,52. Après un laminage à froid, qui a réduit son épaisseur d'un dixième, il a donné une résistance de 44<sup>k</sup>,8 et un rapport  $\frac{C}{T}$  égal à 0,72.

L'écrouissage a donc augmenté bien plus encore la résistance au flambement que la résistance à la traction.

On remarquera même que cet acier n° 5, qui, avant écrouissage, était relativement doux, a donné, après un laminage à froid, des résistances au flambement très supérieures à celles d'aciers bien plus durs.

Deux conséquences pratiques se dégagent des faits qui viennent d'être indiqués.



D'une part, on doit éviter, autant que possible, de recuire l'acier destiné à travailler par compression.

D'autre part, quand on est forcé d'accepter le forgeage et le recuit, qui en est la conséquence, c'est après ces opérations que l'on doit prélever les barrettes d'essai ; ou, tout au moins, les barrettes prélevées avant le forgeage doivent être recuites avant l'essai, comme la pièce elle-même.

Le premier tableau montre à quels mécomptes on serait exposé sans cette précaution. On reconnaît en effet que, pour  $\frac{l}{r} = 43,25$  par exemple, le recuit au rouge cerise a réduit à  $22^k,1 - 23^k,2 - 24^k,1 - 25$  kilogrammes les résistances au flambement d'aciers, qui, essayés au naturel, avaient donné  $28^k,6 - 26^k,0 - 28^k,0 - 33^k,3$ . Ces aciers, dont les résistances à la traction étaient de  $40^k,2 - 43^k,3 - 54^k,1 - 56^k,1$ , étaient donc, après un recuit prononcé, devenus inférieurs, pour la résistance au flambement, à la moyenne des fers essayés, qui ont donné une résistance moyenne de 27 kilogrammes avec la même valeur de  $\frac{l}{r}$ .

Il est utile de remarquer, qu'en général, les barres ou tôles d'acier perdront d'autant moins par le recuit qu'elles seront plus épaisses ; car, ayant été terminées de laminage à une température plus élevée, elles se rapprocheront naturellement davantage de l'état de recuit en sortant du laminoir.

### § III. — ÉTUDE DE L'EXCENTRICITÉ DE L'EFFORT DE COMPRESSION

*Effets de l'excentricité.* — Dans les expériences dont il vient d'être rendu compte les pièces étaient centrées avec une perfection que l'on ne peut évidemment réaliser dans les constructions courantes. Il faut compter avec les dispositions vicieuses, les imperfections d'exécution, et aussi avec l'action latérale du vent, qui produit, à peu près, le même effet qu'une excentricité de l'effort, par rapport à l'axe neutre.

Il importait, en conséquence, de déterminer la loi de variation de la résistance au flambement, suivant l'excentricité de l'effort.

Pour y arriver, on centrât aussi parfaitement que possible

la pièce à essayer, au moyen de l'appareil déjà décrit (fig. 17), et on lui donnait ensuite l'excentricité, dont on voulait essayer l'effet, en tournant les vis V d'une fraction de tour déterminée.

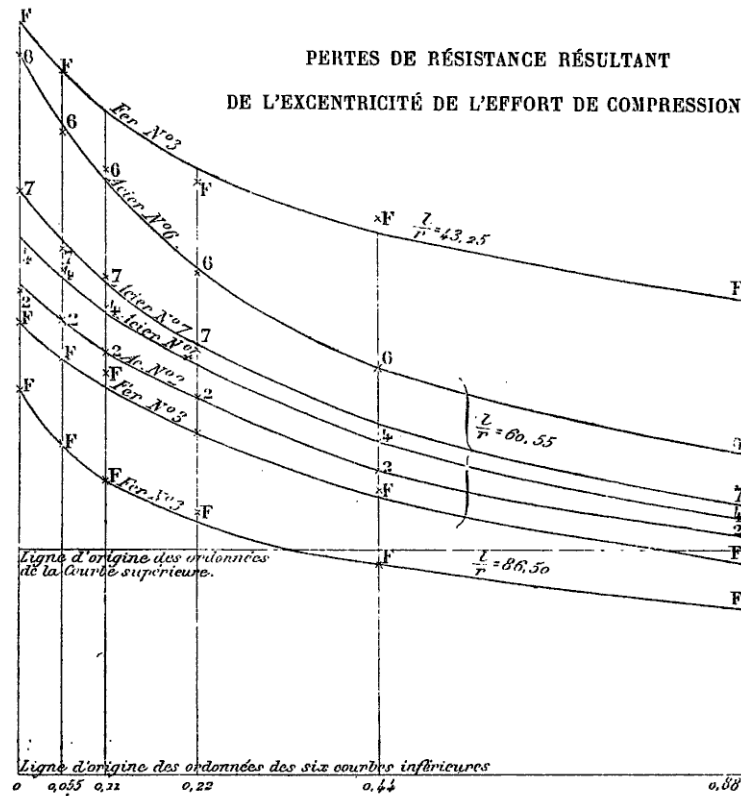


Fig. 21. — Epure.

Les abscisses représentent les excentricités relatives ou rapports de l'excentricité absolue au rayon de gyration.

Les ordonnées représentent les résistances au flambement à l'échelle de 0<sup>m</sup>, 0025 par kilogramme.

Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :  $a$  représente la valeur absolue de l'excentricité de l'effort, c'est-à-dire la distance de l'effort à la ligne des centres de gravité des sections ;  $\frac{a}{r}$  est le rapport de l'excentricité absolue au rayon de gyration ; on l'appellera excentricité relative.

Les points correspondants à ces chiffres sont indiqués par

NATURE du MÉTAL	VALEUR de $\frac{l}{r}$	RÉSISTANCE à la traction	RÉSISTANCE AU FLAMBEMENT lorsque $\frac{a}{r}$ est égal à :					
			0	0,055	0,11	0,22	0,44	0,88
Fer n° 3 ..	43,25 <sup>1</sup>	40 <sup>k</sup> 0	29 <sup>k</sup> 0	26 <sup>k</sup> 3	» »	20 <sup>k</sup> 2	18 <sup>k</sup> 2	13 <sup>k</sup> 8
—	60,55	—	25,1	22,2	21 <sup>k</sup> 5	18,4	16,0	11,6
—	86,50	—	21,3	17,3	15,7	14,4	11,2	9,2
Acier n° 2.	60,55	47 <sup>k</sup> 0	26,5	24,0	22,5	20,0	16,8	12,8
— 4.	—	55,5	28,0	26,8	24,8	»	18,0	13,4
— 7.	—	62,7	32,0	27,5	26,3	22,5	—	14,0
— 8.	—	62,1	30,»	34,3	32,0	26,8	21,8	16,7

<sup>1</sup> Ces valeurs fractionnaires de  $\frac{l}{r}$  correspondant aux valeurs de  $\frac{l}{e}$  12,5 — 17,5 — 25.

des croix sur l'épure n° 21 ci-jointe. Des courbes continues mettent en évidence et rectifient les erreurs inévitables d'expérience, qui atteignent rarement un ou même un demi-kilogramme.

Les ordonnées de ces courbes permettent de calculer les pertes p. 100 de résistance, qui correspondent aux diverses valeurs de l'excentricité relative  $\frac{a}{r}$ . Elles sont indiquées dans le tableau suivant :

NATURE du MÉTAL	VALEUR de $\frac{l}{r}$	RÉSISTANCE à la traction	DIMINUTION DE RÉSISTANCE AU FLAMBEMENT lorsque $\frac{a}{r}$ est égal à :				
			0,055	0,11	0,22	0,44	0,88
Fer n° 3 ....	43,25	40 <sup>k</sup> 0	p. 100 9	p. 100 16	p. 100 27	p. 100 39	p. 100 52
—	60,55	—	11	17	26	38	54
—	86,50	—	17	25	35	47	56
Acier n° 2...	60,55	47 <sup>k</sup> 0	11	17	26	38	52
— 4	—	55,5	11	17	26	38	54
— 7	—	62,7	11	18	29	40	56
— 8	—	62,1	12	19	31	44	52

Si l'on compare entre eux les résultats donnés par les barres, dont la valeur de  $\frac{l}{r}$  est égale à 60,55, on constatera que les pertes de résistance correspondantes aux diverses valeurs de l'excentricité sont sensiblement identiques pour le fer et pour les aciers n°s 2 et 4, dont les résistances à la traction sont

égales à 47<sup>k</sup>,0 et 55<sup>k</sup>,5. Ces pertes sont un peu plus fortes pour les aciers plus résistants.

Pour reconnaître l'influence des proportions de la barre, il faut comparer entre eux les chiffres des trois premières lignes. On constate que les pertes de résistance augmentent considérablement avec la valeur de  $\frac{l}{r}$ , surtout pour les faibles excentricités, qui sont les plus importantes en pratique.

*Valeur à prévoir pour l'excentricité.* — Jusqu'ici cette note ne renferme que des faits expérimentaux et les conclusions qui s'en dégagent immédiatement. Pour en déduire des règles de construction, il faut quitter ce terrain solide et formuler des opinions.

Sur quelle excentricité doit-on compter pour les pièces comprimées, employées dans les constructions? La réponse doit évidemment varier avec la valeur des constructeurs et le type des ouvrages. Mais, dans l'impossibilité où l'on est de tenir compte de pareils éléments, nous pensons que l'on peut compter, en moyenne, sur une excentricité relative  $\frac{a}{r}$  égale à 0,05. Pour une pièce ordinaire de 0<sup>m</sup>,40 de diamètre, par exemple, que aura un rayon de gyration  $r$  voisin de 0<sup>m</sup>,10, ce chiffre correspondra à une excentricité absolue de 0<sup>m</sup>,005, qui semble admissible.

Pour ne pas allonger démesurément cette note, nous nous bornerons à dire, sans le prouver, que l'action d'un vent, exerçant, une pression de 250 kilogrammes par mètre carré de surface des pièces comprimées de types courants,

Lorsque $\frac{l}{r}$ est égal à . . . . . équivalent à une excentricité relative de . . On arrive donc en nombre rond à . . .	FER			ACIER		
	43,25	60,55	86,50	43,25	60,55	86,50
	0,02	0,04	0,11	0,016	0,036	0,09
	0,07	0,09	0,16	0,06	0,08	0,14

pour valeur totale de l'excentricité à prévoir, en ajoutant aux chiffres représentant l'action du vent l'excentricité relative de

0<sup>m</sup>,05, que nous avons admise comme moyenne représentant l'influence des vices de construction, pour les barres de toute longueur.

*Erreurs possibles.* — Nous ne nous faisons pas illusion sur ce que ces chiffres ont de redoutable; toutefois il est facile de se rendre compte que des erreurs assez fortes sur ce point n'auraient pas de graves conséquences, par suite de la forme des courbes représentées dans l'épure 21. Elles montrent que la résistance au flambement diminue d'abord très rapidement, lorsque l'excentricité relative part de zéro et qu'elle décroît ensuite deux ou trois fois moins vite, lorsque l'excentricité dépasse 0,08 à 0,10, c'est-à-dire lorsqu'elle arrive aux valeurs, entre lesquelles on peut hésiter.

Une différence de 0,04 en plus ou en moins dans l'excentricité relative, au voisinage de la valeur 0,09, par exemple, pour le fer, ne donne pour  $\frac{l}{r} = 60,55$  qu'une différence de 1/14<sup>e</sup> dans les résistances, ce qui est en somme bien peu de chose.

#### § IV. — CONSÉQUENCES DES EXPÉRIENCES

*Conséquences pratiques.* — Quoi qu'il en soit, nous avons représenté par la courbe AB, pour la moyenne des fers ordinaires et par la courbe A'B' pour la moyenne des aciers ayant une résistance à la traction de 55 kilogrammes, les résistances au flambement, que présentent les pièces parfaitement centrées d'après nos expériences (fig. 22).

Au-dessous, nous avons tracé les deux courbes CD, C'D', dont les ordonnées représentent, pour les deux mêmes métaux, les résistances au flambement, sur lesquelles on peut compter, à notre avis, en tenant compte des excentricités, inévitables en pratique, et de l'action du vent, conformément au tableau précédent.

A l'encontre des courbes AB, A'B', les courbes CD, C'D' n'ont donc que la valeur d'une opinion personnelle.

*Limites dangereuses des efforts de compression.* — On sait que, dès que la limite pratique d'élasticité est dépassée, le métal

subit des raccourcissements considérables, qui mettraient immédiatement les constructions hors de service. Il est clair, par suite, que les horizontales LE, L'E' (fig. 22) correspondant aux limites pratiques d'élasticité des métaux considérés, sont des limites dangereuses, au même titre que les courbes de flambé-

*Résistance aux efforts de compression passant par les centres de gravité des sections* .....  
*Résistance pratique, déduction faite des effets de l'excentricité et du vent* .....  
*Limites auxquelles les efforts de compression doivent être proportionnels* .....

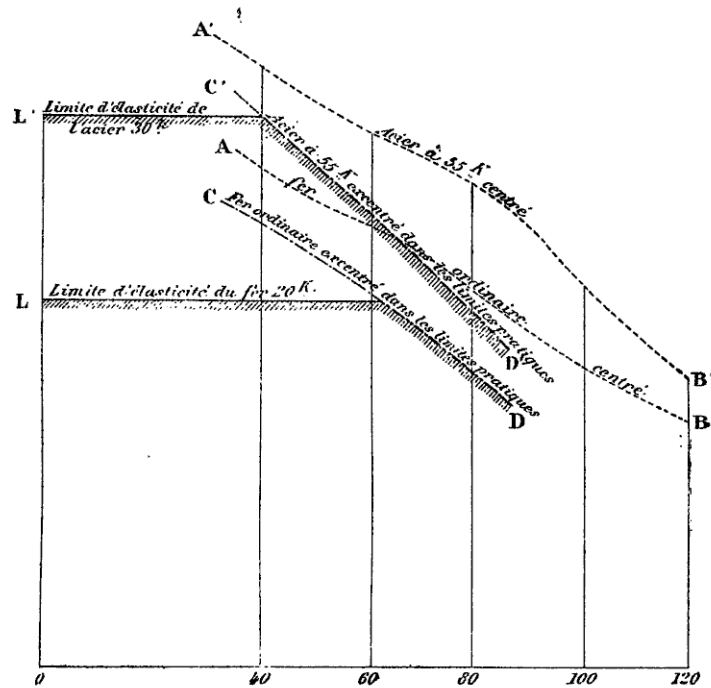


Fig. 22. — Epure.

Les abscisses représentent les valeurs de  $\frac{l}{r}$  à l'échelle de 0<sup>m</sup>, 0075 pour 10.

Les ordonnées représentent les résistances à l'échelle de 0<sup>m</sup>, 0025 par kilogramme.

ment CD, C'D'; et que, dans ces deux séries de lignes, on ne doit, en pratique, tenir compte que des parties les plus basses, puisque ce sont forcément celles que les efforts atteindront les premières.

En définitive, les limites dangereuses, auxquelles il faut proportionner les efforts de compression, sont donc représentées par les lignes polygonales hachurées LED et L'E'D'.

*Valeur relative du fer et de l'acier.* — Si l'on admet ce qui précède, il devient facile de préciser les avantages relatifs du fer et de l'acier à 55 kilogrammes auquel se rapporte l'épure n° 22.

Tant que  $\frac{l}{r}$ <sup>1</sup> est inférieur à 40, les limites dangereuses des efforts de compression sont, comme celles des efforts de traction, proportionnelles aux limites pratiques d'élasticité, que l'on peut fixer, en nombres ronds et en moyenne, à 20 kilogrammes et 30 kilogrammes pour les deux métaux en question. Dans ces limites la supériorité de l'acier sur le fer est donc de 50 p. 100, pour la compression comme pour la traction.

Lorsque  $\frac{l}{r}$  s'élève de 40 à 60, l'épure n° 22 montre que la supériorité de l'acier tombe graduellement de 50 p. 100 à un peu moins de 25 p. 100; elle conserve ensuite sensiblement cette dernière valeur, lorsque  $\frac{l}{r}$  continue à croître au delà de 60.

Pour que les pièces comprimées puissent supporter les mêmes efforts que les pièces de même métal travaillant par traction, il faut donc que le rapport de leur longueur à leurs dimensions transversales soit plus petit pour l'acier que pour le fer, et c'est précisément le contraire qui se produirait, si l'on n'y prenait garde, puisque, pour un même effort total, une pièce sera d'autant plus grêle qu'elle sera formée d'un métal plus résistant.

L'emploi de l'acier dans les constructions impose donc de nouvelles exigences aux constructeurs. Il semble notamment devoir faire exclure les mailles de dimensions exagérées dans les treillis à barres massives ou profilées; car si l'on divise par  $n$  le nombre des pièces de treillis par mètre courant d'une poutre, leurs sections seront multipliées par  $n$  et leurs rayons de gyration par  $\sqrt{n}$  seulement, alors que leurs longueurs entre appuis seront multipliées par  $n$ . Le rapport  $\frac{l}{r}$  sera donc multiplié par  $\frac{n}{\sqrt{n}} = \sqrt{n}$ ; il sera donc moins favorable à la résistance au flambement qu'avec des mailles moins grandes.

*Règle pratique.* — Comme le rapport  $\frac{l}{r}$  ne dépasse jamais 80 dans les constructions bien établies, il suffit, en pratique,

<sup>1</sup>  $l$  étant la longueur pour les pièces parfaitement articulées et la demi-longueur pour celles qui sont complètement encastrées.

d'adopter une règle qui convienne pour les valeurs de  $\frac{l}{r}$  inférieures à ce chiffre. On peut se convaincre que, dans ces bornes, on aura des ordonnées sensiblement proportionnelles aux limites dangereuses hachurées dans la figure 22, en adoptant la règle suivante :

« Pour les pièces comprimées, les efforts maxima seront les mêmes que pour les pièces travaillant par traction, tant que le rapport  $\frac{l}{r}$  sera inférieur à 60 pour le fer et à 40 pour l'acier,  $l$  l'étant la longueur pour les pièces parfaitement articulées, la demi-longueur pour les pièces parfaitement encastrées, et une valeur intermédiaire dans les cas intermédiaires. »

« Si le rapport  $\frac{l}{r}$  dépasse ces limites, les efforts maxima seront multipliés par :

$$1 - 0,011 \left( \frac{l}{r} - 60 \right) \text{ pour le fer}$$

« et par :

$$1 - 0,009 \left( \frac{l}{r} - 40 \right) \text{ pour l'acier.}$$

On arriverait sensiblement au même résultat, en calculant d'abord toutes les pièces avec le même effort maximum, et en multipliant ensuite les sections ainsi obtenues par :

$$1 + 0,014 \left( \frac{l}{r} - 60 \right) \text{ pour le fer}$$

et par :

$$1 + 0,011 \left( \frac{l}{r} - 40 \right) \text{ pour l'acier}$$

lorsque  $\frac{l}{r}$  dépasse les limites indiquées plus haut.

On peut adopter celle de ces deux règles qui paraîtra la plus commode.

*Dimensions des barres soumises aux essais.* — On objectera peut-être que les barres essayées ayant au plus 10 à 11 millimètres d'épaisseur et 253 millimètres carrés de section, ne sont pas comparables aux pièces employées dans les constructions. Mais il faut remarquer que, la valeur caractéristique du rap-



port  $\frac{l}{r}$  une fois établie, il importe peu que les sections des pièces essayées soient plus ou moins fortes. Ce qu'il faut, c'est qu'elles soient formées d'un métal présentant, autant que possible, le même état physique que les pièces qui entrent dans les constructions. Or, c'est de l'épaisseur, que dépendent surtout la température à laquelle le laminage est terminé, et, par suite, l'état physique du métal, et nous estimons que des barres de 10 à 11 millimètres d'épaisseur sont dans des conditions voisines de celles où se trouvent les tôles et barres, dont sont formées les constructions rivées; car, si ces dernières ont souvent des épaisseurs un peu plus fortes, de 12 à 16 millimètres par exemple, en revanche, leur laminage est plus difficile et plus prolongé et il y a à peu près compensation au point de vue de la température, à laquelle se termine le laminage, par suite du degré plus ou moins marqué d'écrouissage du métal.

*Expériences antérieures.* — Nous ne donnerons qu'un aperçu sommaire des expériences antérieures aux nôtres dont nous avons eu connaissance.

On sait que celles d'Hodgkinson ont été faites sur des colonnes à bases plates ou rondes et l'on a vu plus haut pourquoi l'on ne peut en tirer de règles pour les constructions rivées.

En 1875, M. Thomas, D. Lovelt<sup>1</sup> a publié un rapport contenant le résultat de quelques essais de compression faits sur des pièces de fer composées de tôles et barres rivées, et ayant des rayons de gyration minima de 0<sup>m</sup>,058 à 0<sup>m</sup>,108 avec des sections de 80,000 à 170,000 millimètres carrés. Parmi ces grosses pièces, le plus grand nombre avaient des bases plates, mais quelques-unes étaient fixées à leurs extrémités au moyen de broches ayant un diamètre égal au  $\frac{1}{5}$  environ de celui des pièces. Ce mode d'assemblage se rapproche de l'articulation parfaite; quant au centrage, il n'a été l'objet d'aucune précaution spéciale et peut être considéré comme représentant bien ce que donne la pratique dans les ponts articulés américains.

Les résultats obtenus par M. Lovelt concordent, aussi parfaitement que possible, avec ceux que nous avons obtenus pour le fer, puisque pour  $\frac{l}{r} = 70$ , par exemple, ils accusent

<sup>1</sup> *Report on the progress of work of the Cincinnati Southern Railway.*

une résistance moyenne au flambement de 17 kilogrammes, c'est-à-dire presque exactement ce que donne la courbe CF (fig. 9), qui correspond au cas de l'articulation.

En 1887, M. Charles A. Marshall a publié dans le *Bulletin des Ingénieurs civils américains* (août) le compte rendu de nombreux essais, faits en général sur des barres de fer et d'acier d'un pouce carré de section. Malheureusement ces pièces étaient articulées au moyen de broches de 1 pouce et 1/8, au moins, de diamètre qui réalisaient un état impossible à définir.

Le frottement énorme, provenant de l'emploi d'aussi grosses broches pour des pièces si petites, rend les expériences difficiles à interpréter. On y constate une excessive irrégularité dans les résultats obtenus pour un même métal et, dans certains cas, des résistances plus que doubles et presque triples de celles que donne la formule d'Euler. Nous ne pouvons donc tirer aucune conclusion de ces expériences.

En 1887 aussi M. Bauschinger a publié<sup>4</sup> des expériences sur la compression du fer. En rapportant à  $\frac{l}{r}$  les résistances au flambement constatées, ce qu'il n'a pas fait, on est frappé de l'irrégularité des résultats obtenus, non seulement pour des fers différents, mais même pour diverses barres d'un même fer. Nous ne pouvons attribuer ce résultat qu'à un centrage des barres très irrégulier. Toutefois, en moyenne, les résultats obtenus par M. Bauschinger sont bien d'accord avec ceux qui sont consignés dans cette note.

En terminant, nous rappellerons en quoi nos expériences diffèrent de celles qui les ont précédées :

#### ARTICULATION A PEU PRÈS PARFAITE

#### CENTRAGE A PEU PRÈS ABSOLU OU EXCENTRICITÉ DE VALEUR CONNUE

Elles s'appliquent, non seulement au fer, mais aussi à toutes les sortes d'acier que l'on peut employer dans les constructions.

<sup>4</sup> Mittheilungen ans dem Mecanisch-technischen laboratorium von München, 5<sup>e</sup> Heft.



# TABLE DES MATIÈRES

## TRAITÉES DANS LES SÉANCES DU CONGRÈS

### SÉANCE D'OUVERTURE du 9 septembre 1889.

	Pages.
Allocution de M. EIFFEL, président du comité d'organisation. . . . .	5
Noms des délégués des gouvernements étrangers. . . . .	10
Formation du bureau du Congrès. . . . .	11

### SÉANCE DU MARDI MATIN (10 septembre 1889).

Emploi du temps dans les séances du Congrès . . . . .	12
Emploi de l'acier dans les constructions. — <i>Rapport de MM. LAN-</i> <i>TRAC et HALLOPEAU</i> . . . . .	13
Emploi de l'acier dans les constructions. <i>Rapport de M. CONSIDÈRE</i> .	29
Résultats d'essais sur les aciers doux. <i>Mémoire de M. HALLOPEAU</i> . .	40

### SÉANCE DU MARDI SOIR (10 septembre 1889).

Sur le poinçonnage des pièces en acier. <i>Communication de M. GODFER-</i> <i>NAUX</i> . . . . .	52
Sur le poinçonnage des pièces en acier. <i>Communication de M. CONSI-</i> <i>DÈRE</i> . . . . .	53
Emploi du fer fondu en Russie. <i>Communication de M. BELELUBSKY</i> . .	54
Circulaire du ministère des travaux publics en Russie relative à l'emploi du fer fondu dans la construction des ponts. . . . .	58
Discussion sur la nature de l'acier à employer dans les construc- tions. MM. LANTRAC, CONSIDÈRE, EIFFEL . . . . .	61

### SÉANCE DU MERCREDI MATIN (11 septembre 1889).

Chaux. — Ciments et mortiers. <i>Rapport de MM. DURAND-CLAYE,</i> <i>LE CHATELIER, H. BONNAMI, et DEBRAY</i> . . . . .	69
Données positives sur les produits hydrauliques dans l'hypothèse des expansifs. <i>Communication de M. BONNAMI</i> . . . . .	104

Considérations sur l'emploi des ciments de Portland à l'eau douce et à l'eau de mer. <i>Mémoire de M. CANDLOT</i> . . . . .	113
Résultats d'essais de ciments. <i>Communication de M. QUINETTE DE ROCHEMONT</i> . . . . .	132

## SÉANCE DU MERCREDI SOIR (11 septembre 1889).

Détermination de la qualité des ciments et unification des méthodes d'essais. <i>Mémoire de M. CANDLOT</i> . . . . .	138
Appareil portatif pour l'essai des ciments et mortiers sur les chantiers. <i>Communication de M. NIVET</i> . . . . .	161
Sur la résistance des ciments et mortiers sous l'action des milieux dans lesquels ils sont placés. <i>Communication de M. DEBRAY</i> . . .	165
Explication des phénomènes qui se passent dans les essais des ciments. <i>Communication de M. DURAND-CLAYE</i> . . . . .	173

## JOURNÉE DU JEUDI (12 septembre 1889). 186

## SÉANCE DU VENDREDI MATIN (13 septembre 1889).

Etudes des divers procédés de fondations, pieux à vis, air comprimé, congélation, blocs en béton, etc... <i>Rapport de MM. HERSENT, DE PRÉAUDEAU et P. TERRIER</i> . . . . .	189
Sur les grands travaux hydrauliques et pneumatiques exécutés en Italie. <i>Communication de M. ABADIE</i> . . . . .	228
Sur un procédé simple et pratique pour couler le béton sous l'eau. <i>Communication de M. HEUDE</i> . . . . .	231
Résistance des terrains sablonneux sous l'effet de la pression verticale exercée par un prisme solide placé à diverses profondeurs dans le terrain. <i>Communication de M. BELELUBSKY</i> . . . . .	235
Essai des pierres par le froid. <i>Mémoire de M. BELELUBSKY</i> . . . . .	242

## SÉANCE DU VENDREDI SOIR (13 septembre 1889).

Sur différents accidents survenus en Angleterre dans des travaux en ciment. <i>Communication de M. QUINETTE DE ROCHEMONT</i> . . . . .	247
Observations diverses sur les ciments. <i>Communication de M. FERET</i> .	252
Ciments de laitiers. <i>Communication de M. HENRY</i> . . . . .	262
Considérations sur les essais à faire subir aux ciments et mortiers. <i>Communication de M. DEBRAY</i> . . . . .	267
Ouvrages en ciments avec ossature métallique. <i>Communication de M. COTTANCIN</i> . . . . .	276
Sur la finesse des produits hydrauliques. <i>Mémoire de M. H. BONNAMI</i> .	278
Nouveaux procédés de fondation de MM. Zschokke et Terrier. <i>Communication de M. ABADIE</i> . . . . .	282

# TABLE DES MATIÈRES

401

## SÉANCE DU SAMEDI MATIN (14 septembre 1889).

Note sur les constructions métalliques. <i>Rapport de MM. EIFFEL, CONTAMIN et FOUQUET</i> . . . . .	286
Inaltérabilité du fer soudé en service. <i>Communication de M. BELELUBSKY</i> . . . . .	318
Les ponts suspendus. <i>Mémoire de M. ARNODIN</i> . . . . .	324
Considérations sur les ponts métalliques construits en Russie d'après les projets de M. Belelubsky. <i>Communication de M. BELELUBSKY</i> . . . . .	330
Sur la résistance à fixer aux aciers dans les constructions métalliques. <i>Communication de M. EIFFEL</i> . . . . .	337

## SÉANCE DU SAMEDI SOIR (14 septembre 1889).

Sur la fabrication de l'acier. <i>Communication de M. RÉMAURY</i> . . . . .	346
Discussion sur la résistance à fixer aux aciers dans les constructions. <i>MM. EIFFEL, LANTRAC, CONSIDÈRE, DAYDÉ et RÉMAURY</i> . . . . .	351
Fondation des massifs de machines. <i>Communication de M. ANTHONY</i> . . . . .	368
Résistance des pièces comprimées. <i>Mémoire de M. CONSIDÈRE</i> . . . . .	371



# TABLE ANALYTIQUE

DES MATIÈRES TRAITÉES DANS LES SÉANCES DU CONGRÈS

## I. — DU FER ET DE L'ACIER EMPLOYÉS DANS LES CONSTRUCTIONS

	Pages
Propriétés comparatives du fer et de l'acier employés dans les constructions . . . . .	16
Nature de l'acier dont l'emploi doit être préféré pour les constructions ordinaires . . . . .	19
Coefficient normal de résistance à adopter dans les calculs statiques.	20
Limites d'efforts à fixer pour la traction. . . . .	34
Limites d'efforts à fixer pour la compression . . . . .	34
Essais à faire subir à l'acier pour s'assurer de sa qualité . . . . .	22
Essais des aciers . . . . .	35
Essais des barettes au pliage. . . . .	41
Influence du coup de tranche. . . . .	41
Conditions de résistance des fers misés . . . . .	43
Conditions de résistance des fers fondus . . . . .	43
Conditions de résistance des fers pour rivets . . . . .	44
Sur la résistance à fixer aux aciers dans les constructions métalliques . . . . .	337
Propriétés des fers fondus . . . . .	45
Dressage des fers et tôles . . . . .	24
Perçage et découpage . . . . .	25
Forgeage . . . . .	26
Assemblage et rivetage. . . . .	27
Montage sur place. . . . .	28
Forage ou alésage des trous . . . . .	32
Etat actuel de la fabrication de l'acier . . . . .	346
Fabrication de l'acier . . . . .	42
Classification des aciers . . . . .	42
Variétés des aciers. . . . .	30
Divers emplois de l'acier . . . . .	49
Variation du poids des ouvrages avec les limites d'efforts admises.	30
Règles générales à observer dans l'étude des projets . . . . .	21
Inaltérabilité du fer soudé . . . . .	315



Discussion sur la nature de l'acier à employer dans les constructions.	61
Discussion sur la résistance à fixer aux aciers dans les constructions.	351
Résistance des pièces à la compression . . . . .	369

## II. — CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

Constructions métalliques (généralités). . . . .	286
Charpentes métalliques. . . . .	288
Ponts métalliques . . . . .	298
Types divers des constructions . . . . .	299
Nouvelles considérations introduites dans le calcul des ponts métalliques . . . . .	307
Emploi de l'acier . . . . .	311
Ponts suspendus . . . . .	324
Ponts métalliques construits en Russie . . . . .	328
Conditions techniques concernant la construction des ponts métalliques pour chemins de fer (Circulaire du Ministère des voies et communications — Russie). . . . .	334

## III. — CHAUX — CEMENTS — MORTIERS

Classification des chaux et ciments . . . . .	70
Classification d'après la durée de la prise . . . . .	73
Classification d'après la composition chimique . . . . .	74
Classification d'après le mode de fabrication . . . . .	75
Fabrication des chaux et ciments. . . . .	77
Ciments à prise rapide ou ciments romains . . . . .	81
— demi-lente . . . . .	82
— lente ou portlands . . . . .	83
Emploi des chaux, ciments et mortiers. . . . .	87
Théorie des chaux, ciments et mortiers . . . . .	102
Essai des chaux, ciments et mortiers. — Etude microscopique. — Densité. — Finesse de mouture. — Prise. — Variabilité du volume. — Adhérence. — Résistance à la compression, à la traction, à la flexion. — Essais comparatifs à dosages variables. — Résistance à l'action de l'eau de mer. . . . .	95
Essai des ciments . . . . .	138
Densité des ciments . . . . .	139
Composition chimique des ciments . . . . .	143
Prise des ciments . . . . .	144
Résistance des ciments. . . . .	147
Essais des ciments et mortiers sous l'action de milieux dans lesquels ils sont placés . . . . .	165
Phénomènes qui se passent dans les essais des ciments et mortiers. . . . .	178
Appareil portatif pour l'essai des briquettes de ciments et mortiers. . . . .	161
Accidents survenus en Angleterre dans des travaux en ciment . . . . .	247
Sur la finesse de mouture des produits hydrauliques . . . . .	278

## TABLE ANALYTIQUE

405

Données positives sur les produits hydrauliques dans l'hypothèse des expansifs. . . . .	103
Ciment de laitier. — Fabrication. — Composition. — Propriétés générales . . . . .	242
Ouvrages en ciment avec ossature métallique. . . . .	276
Discussion sur les ciments et mortiers. . . . .	252
Discussion sur les essais à faire subir aux ciments et mortiers. . .	267
Essai des pierres par le froid . . . . .	242

## IV. — FONDATIONS

Grands épaissements dans les fondations. . . . .	192
Batardeaux . . . . .	193
Dragages . . . . .	194
Bétons immergés . . . . .	195
Blocs artificiels . . . . .	195
Pieux en bois. . . . .	197
Pieux métalliques . . . . .	198
Injection d'eau . . . . .	198
Pieux à vis . . . . .	198
Puits en maçonnerie construits par havage. . . . .	199
Emploi de la congélation. . . . .	201
Fondations pneumatiques . . . . .	201
Limites de profondeur des fondations pneumatiques . . . . .	202
Précautions hygiéniques dans les fondations pneumatiques . . . .	202
Démontage des batardeaux. . . . .	203
Suppression des hausses. . . . .	204
Chambres de travail en maçonnerie sur rouet . . . . .	204
Caissons-cloches. . . . .	205
Cloches sur bateaux et cloches équilibrées. . . . .	206
Limite de surface des caissons . . . . .	208
Jonction entre les massifs de fondation . . . . .	209
Outillage des travaux à l'air comprimé . . . . .	211
Exécution des déblais . . . . .	211
Extraction des déblais . . . . .	212
Remplissage des chambres de travail. . . . .	215
Matériel de compression . . . . .	216
Eclairage des caissons . . . . .	216
Prix de revient des travaux à air comprimé . . . . .	217
Grands travaux hydrauliques et pneumatiques exécutés en Italie. .	228
Nouveaux procédés de fondation . . . . .	282
Coulage du béton sous l'eau . . . . .	231
Résistance des terrains sablonneux . . . . .	235

---

ÉVREUX, IMPRIMERIE DE CHARLES HÉRISSEY

