

Conditions d'utilisation des contenus du Conservatoire numérique

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

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

Leur réutilisation s'inscrit dans le cadre de la loi n° 78-753 du 17 juillet 1978 :

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

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

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

4- Pour obtenir la reproduction numérique d'un document du Cnum en haute définition, contacter [cnum\(at\)cnam.fr](mailto:cnum(at)cnam.fr)

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

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

NOTICE BIBLIOGRAPHIQUE

Auteur(s)	Fairbairn, William (1789-1874)
Adresse	Paris : Victor Dalmont, éditeur, 1856
Collation	1 vol. (VIII-220 p.) : ill., 2 p. de pl. dépl. ; 22 cm
Nombre de vues	236
Cote	CNAM-BIB 8 Ko 44-A
Sujet(s)	Constructions métalliques -- 19e siècle Résistance des matériaux -- 19e siècle
Thématique(s)	Construction Matériaux
Typologie	Ouvrage
Note	Ce texte fait partie du recueil éditeur : <i>Fonte, fer et tôle : de l'application de la fonte, du fer et de la tôle dans les constructions</i> / par William Fairbairn ; [traduit de l'anglais, avec l'autorisation de l'auteur par L. Perret-Porta]. Recherches expérimentales sur la résistance et les diverses propriétés de la fonte de fer / par Eaton Hodgkinson ; [traduit de l'anglais par E. Pirel]. Le deuxième texte est extrait des "Annales des ponts et chaussées" il n'a pas été numérisé.
Langue	Français
Date de mise en ligne	11/06/2021
Date de génération du PDF	26/11/2021
Permalien	http://cnum.cnam.fr/redir?8KO44-A

École des Mines de Paris

École des Mines de Paris

FONTE, FER ET TOLE.

TYPGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

8e R. 44

FONTE, FER ET TOLE
—
DE L'APPLICATION
DE LA FONTE, DU FER ET DE LA TOLE
DANS LES CONSTRUCTIONS

PAR
WILLIAM FAIRBAIRN

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES
SUR LA RÉSISTANCE
ET LES DIVERSES PROPRIÉTÉS
DE LA FONTE DE FER
PAR
EATON HODGKINSON.

PARIS
VICTOR DALMONT, ÉDITEUR,
Successeur de Garielan-Gœury et **V^{er} Dalmont**,
LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSEES ET DES MINES,
QUAI DES AUGUSTINS, 49.

1856

DE L'APPLICATION
DE LA FONTE
DU FER ET DE LA TOLE
DANS LES CONSTRUCTIONS.

TYPOGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

DE L'APPLICATION
DE LA FONTÉ
DU FER ET DE LA TOLE
DANS LES CONSTRUCTIONS

PAR

WILLIAM FAIRBAIRN

INGÉNIEUR,

Membre de la Société royale de Londres, de la Société géologique,
Correspondant de l'Institut de France,
Vice-président de la Société littéraire et philosophique de Manchester, etc., etc.

—
TRADUIT DE L'ANGLAIS, AVEC L'AUTORISATION DE L'AUTEUR

PAR

L. PERRET - PORTA

INGÉNIEUR CIVIL,

Ancien Élève de l'École centrale des Arts et Manufactures.



PARIS
VICTOR DALMONT, ÉDITEUR,

Successeur de Carilian-Gœury et Vor Dalmont,

LIBRAIRE DES CORPS IMPÉRIAUX DES PONTS ET CHAUSSÉES ET DES MINES,
QUAI DES AUGUSTINS, 49.

—
1856

PRÉFACE DE L'AUTEUR.

Dans les pages qui vont suivre, j'ai cherché à résumer nos connaissances pratiques actuelles sur l'emploi du fer combiné avec d'autres matériaux dans la construction des édifices qu'on veut garantir contre les dangers d'incendie. Cette question est d'une haute importance pour le public ; et quoique, dans cette étude, j'aie eu le désavantage d'être fréquemment interrompu par des affaires urgentes, et que je n'aie pu lui donner tous les développements que j'aurais désiré, je croirai avoir atteint le but que je m'étais proposé, si j'ai pu lui donner une forme telle que l'ingénieur, l'architecte ou l'entrepreneur puissent le consulter avec quelque fruit. Il est impossible de se dissimuler que bien des exemples même d'édifices les plus récents accusent un manque de jugement complet de la part des constructeurs, et on ne peut que se lamenter en voyant les lois de la résistance des matériaux encore si généralement méconnues. Les expérimentateurs et les mathématiciens ont, en effet, préparé ces connaissances ; mais les praticiens ne les ont que trop souvent négligées dans les applications.

Dans mes remarques sur les poutres en fonte, cette étude a été bien facilitée par les travaux antérieurs de Watt, de Tredgold, de Dulong et de Barlow, et par les expériences concluantes que M. le professeur Hodgkin-

a

son a faites il y a quelques années dans mes ateliers. La question de la résistance des poutres armées est restée longtemps incertaine et contestée; mais les expériences rapportées dans cet ouvrage, ainsi que les remarquables recherches théoriques de mon ami M. Tate, me conduisent à les rejeter comme insuffisantes et comme présentant une distribution de métal extrêmement vicieuse.

Je pense que la partie la plus importante est celle où l'on recommande la substitution des poutres et poutrelles en fer forgé à celles en fonte, encore généralement employées. J'ai apporté une attention toute particulière dans l'étude de cette question, et j'ai cherché à appuyer de nombreuses expériences ces théories nouvelles dont les applications peuvent amener de notables modifications au système des constructions combustibles, au double point de vue d'économie et de sécurité.

J'ai donné de nombreux exemples des bonnes conditions où se trouvent placées les poutres en fer forgé, et il ne manque, selon moi, qu'une adoption plus générale de ce système de construction, pour appeler sur ce point l'attention du maître de forge, et pour l'engager à consacrer à cette branche de fabrication les talents et les capitaux qui en feraient rapidement baisser les prix de revient.

J'ai consacré un chapitre séparé à la description succincte du magnifique établissement qui se construit à Saltaire. La grandeur de cette conception, la perfection qui en caractérise tous les détails honoreront la mémoire de M. Salt; et, pour la part qui me concerne, je dois dire que ce n'est pas sans satisfaction que j'ai terminé ma carrière active d'ingénieur par les travaux qui s'y rattachent.

FAIRBAIRN.

TABLE DES MATIÈRES.

PREMIÈRE PARTIE.

	Pages.
<i>Des poutres en fonte employées dans la construction des planchers.</i>	1
Notice historique sur les poutres en fonte à nervures.	1
Expériences faites à Leeds en 1824 par l'auteur.	7
Expériences faites à Bradford en 1825 par l'auteur.	9
Expérience de Tredgold.	10
Expériences faites par M. Hodgkinson et l'auteur à Manchester.	11
Tableau des résultats obtenus.	34
<i>Des poutres en fonte avec armatures en fer.</i>	38
Formule empirique pour calculer la résistance des poutres armées. .	50
Comparaison des prix de revient des deux systèmes de poutres.	52
Des poutres armées où les tirants sont attachés au-dessus de la nervure supérieure.	53
Expériences pour déterminer les avantages qu'il y aurait à armer les poutres en fonte de tirants en fer employés comme auxiliaires.	55
Résumé des résultats d'expériences.	59
<i>Remarques générales relatives aux poutres en fonte.</i>	61
Influence de la durée de la charge et de la température sur la résistance des barreaux de fonte.	64
Influence de la durée des charges.	65
Action du temps.	66
Tableaux d'expériences sur des barreaux rectangulaires pour mesurer les effets d'une action prolongée de la charge.	69
Action de la température.	74
Comparaison entre les résistances au choc des fontes à air chaud et à air froid sous diverses températures.	75

Procédés pour durcir la fonte.—Expériences.—Cubilots.—Réverbères.	Pages. 77
Recherches expérimentales sur la résistance des barreaux de fonte des principales usines de la Grande-Bretagne.	84

DEUXIÈME PARTIE.

Des poutres en fer destinées à porter les planchers des édifices, etc.	88
Expériences sur la résistance, etc., des poutres en fer.	100
Des poutres en treillis en fer forgé.	125
Expériences pour déterminer la résistance d'une poutre en treillis. . . .	126
Formule pour calculer la résistance des poutres en treillis.	130

TROISIÈME PARTIE.

De la construction des entrepôts incombustibles.	133
Fabriques de Saltaire.	181
Epreuves des poutres qui y ont été employées.	186

APPENDICE.

NOTE I. Observations relatives à divers emplois des poutres.	195
NOTE II. Rapport sur les causes qui ont amené la destruction d'une filature de coton à Oldham en octobre 1844.	196
NOTE III. De quelques erreurs de principe et d'application dans la construction des édifices incombustibles.	205
NOTE IV. Des poutres en cellules et des poutres en double T.	213
NOTE V. De divers assemblages des poutres et des colonnes en fonte (par le traducteur).	215

FIN DE LA TABLE DES MATIÈRES.

DE L'APPLICATION
DE LA FONTE, DU FER
ET DE LA TOLE
DANS LES CONSTRUCTIONS.

PREMIÈRE PARTIE.

DES POUTRES EN FONTE EMPLOYÉES DANS LA CONSTRUCTION
DES PLANCHERS.

Il est impossible de fixer d'une manière précise l'époque à laquelle remonte l'usage de la fonte de fer; mais on cite déjà son emploi dans la fabrication des bouches à feu, peu d'années après qu'on eut inventé la poudre. Du temps de Savery et de Newcomen, la fonte servait à la construction de quelques parties de leurs machines à vapeur et de leurs pompes, et son application aux cylindres à vapeur suivit de près l'invention de ce dernier. A une époque assez éloignée de nous, Smeaton avait compris la valeur de ce métal, et *il y a plus de quarante ans*, nous dit Tredgold, qu'il combattit en ces termes les préjugés qui s'élevaient contre cette matière nouvelle :

« Si l'on m'objecte qu'on n'a pas encore une expérience suffisante de l'emploi de ces pièces de fonte, j'a-

1

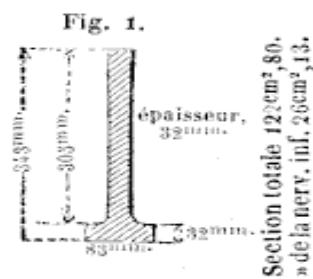
« jouterai qu'en 1755, c'est-à-dire il y a trente-sept ans, « je les ai introduites dans l'industrie comme des produits « entièrement nouveaux. On s'écriait alors que, si les bois « les plus robustes ne peuvent résister indéfiniment aux ef- « forts auxquels ils sont soumis, on devait en attendre bien « moins encore d'une matière aussi fragile que la fonte. « A cela, il suffira de répondre que ces mêmes pièces « de fonte travaillent encore; que les avantages qu'elles « ont présentés dans le nord de l'Angleterre, où l'on en a « d'abord fait l'essai, en ont généralisé l'emploi, et que « je n'ai pas entendu parler d'un seul cas d'insuccès. »

A l'époque où Smeaton écrivait, l'art de couler en fonte était encore très-imparfait, et tout le monde sait à combien d'usages divers la fonte a été appliquée depuis cette épo- que; mais la résistance de cette matière n'a pas augmenté en même temps que son emploi. Je pense, au contraire, qu'elle a depuis perdu en qualité, ce qu'on doit attribuer non point à un défaut d'habileté de la part des manufac- turiers dans la fusion ou dans le traitement des minérais, mais à leur préoccupation d'en abaisser le prix de revient. On peut sans doute produire aujourd'hui des fontes très- tenaces et très-pures, mais ces propriétés sont souvent accompagnées d'autres, qui en rendraient l'usage dange- reux pour les poutres et les autres pièces lourdes. Smeaton, Wilkinson (¹), Watt, Rennie, Murdoch, Telford et d'autres

(¹) Une des applications les plus hardies de cette matière nouvelle est son emploi dans les ponts. L'idée première en paraît due à Th. Farnolls Prit- chard, architecte, lors de son séjour à Eyton-Turret, dans le comté de Shrop. Dans ses relations avec feu John Wilkinson, maître de forges de Brosely et Castlehead, il lui fit entrevoir la possibilité de construire de grands arcs en fonte, de portée assez considérable pour donner passage à la Severn, rivière sujette aux inondations. M. Wilkinson examina ce projet avec la plus grande attention, et le mit enfin en exécution, en élevant entre

ingénieurs célèbres, ont fait faire de grands progrès à l'art de couler en fonte de fer et l'ont appliqué à la construction des machines à vapeur, des transmissions de mouvement, des poutres et des machines-outils (¹).

Le premier exemple que nous puissions citer, d'une application heureuse des poutres en fonte dans les constructions, c'est la filature incombustible de MM. Philips et Lee de Manchester. Cette fabrique fut bâtie en 1801; MM. Boulton et Watt en avaient dessiné les colonnes et les poutres en fonte, qui avaient au milieu les dimensions de la figure ci-contre.



Madeley et Brosely le célèbre pont en métal de Colebrookdale *, qui fut la première construction de ce genre en Angleterre, et probablement dans le monde entier. Le pont fut exécuté par un M. Onions, à quelques modifications près, sur les plans de M. Pritchard, sous la direction et aux frais de MM. Darby et Reynolds, des forges de Colebrookdale. M. Pritchard est mort en octobre 1777. Il avait fait plusieurs dessins ingénieux, pour montrer comment on peut éléver des voûtes en briques et en pierre, sur des cintres en fonte, devant former partie intégrante de la construction. Ces dessins sont aujourd'hui entre les mains de l'un de ses petits-fils, M. John White, du comté de Devon, auquel je dois ces détails.

(*Note de l'auteur.*)

(¹) Il y a plus de vingt ans que, lors de l'une de mes visites à Soho, près de Birmingham, M. W. Murdoch me montra une des premières roues co-niques en fonte qui aient été construites; elle servait alors à porter le cadran solaire sur la façade de la maison d'habitation. Si j'ai bon souvenir, elle avait été fondue dans le comté d'Ayr, d'après les modèles faits par M. W. Murdoch ou par son père, qui était à la fois meunier et constructeur de moulins.

(*N. de l'A.*)

* Le pont de Colebrookdale, construit en 1779, a une largeur de 7m,92 entre les parapets. Il est formé de cinq arcs en fonte de 30m,63 de portée et de 13m,72 de flèche; ces arcs ont chacun 0m,229 de haut et une section rectangulaire de 362cm²,89. La chaussée est portée par une plate-forme en fonte reposant sur les arcs par l'intermédiaire des tympans, aussi en fonte. Les naissances des arches sont à 3m,05 au-dessus du niveau des basses eaux.

(*Note du traducteur.*)

Cette poutre (fig. 1) fut la première de cette espèce qui ait été fondu, et si l'on tient compte du peu de connaissances que l'on possédait alors sur cette matière, on trouvera qu'elle fait le plus grand honneur aux talents de ces ingénieurs. Si, en l'absence d'expériences directes, nous appliquons à cette poutre la formule de M. Hodgkinson, nous voyons que Watt était arrivé assez près des meilleures proportions à donner à une poutre devant présenter, sous un poids donné de métal, une résistance maxima (¹).

La filature consiste en un grand bâtiment de sept étages, ayant 43^m environ de long sur 13^m de large. La surface des planchers, à chaque étage, est d'environ 532^{m²}, et les poutres en fonte qui traversent le bâtiment de mur en mur, à une distance d'axe en axe de 2^m,74, sont divisées en trois longueurs A, A et B, comme on peut le voir dans le plan et dans la coupe verticale, fig. 3 et 4.

(¹) En effet, d'après la formule de M. Hodgkinson, nous aurions :

$$P = \frac{4,09 \times 26,2925 \times 33,65}{426,7} = 8,5 \text{ tonnes.}$$

Si l'on suppose, en second lieu, qu'on eût donné à la pièce la section de Fig. 2. résistance maxima, en employant le même poids de métal

(fig. 2), la nervure inférieure aurait une section de 48^{cm},5852, ce qui donnerait : $P = \frac{4,09 \times 48,3852 \times 33,5}{426,7} = 15,6$ tonnes

environ, c'est-à-dire une résistance double de celle de la première poutre.

Cependant il est probable que la poutre de MM. Boulton et Watt aurait pu porter plus de 10^t,16, à cause de la grande épaisseur de la partie verticale, qui, comme nous le verrons ci-après, est presque double de l'épaisseur de la tige de la poutre de résistance maxima. (N. de l'A.)



Fig. 3.

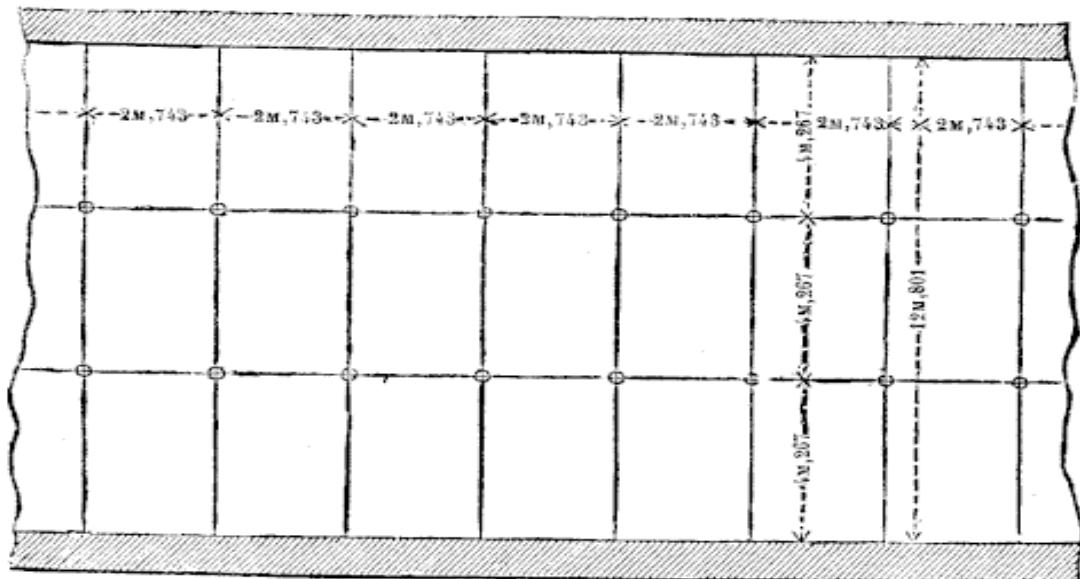
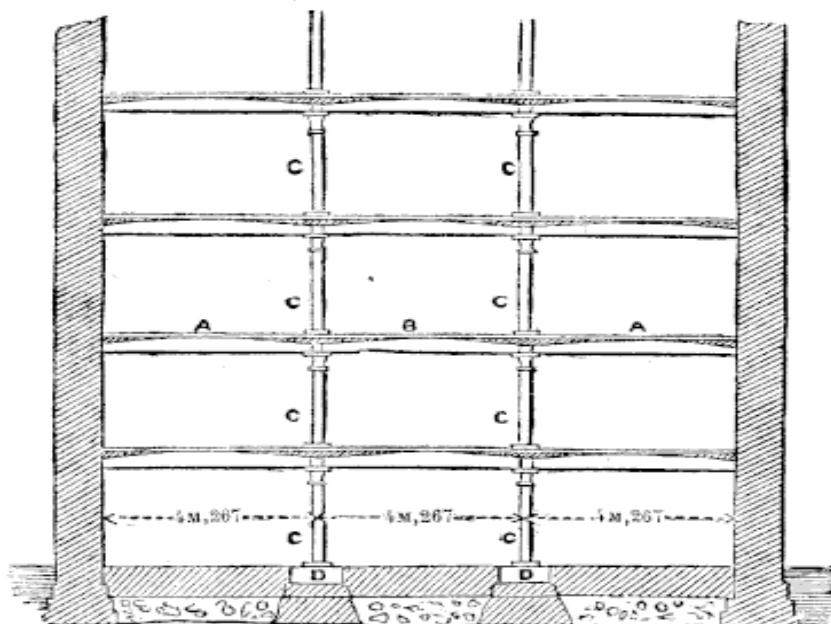


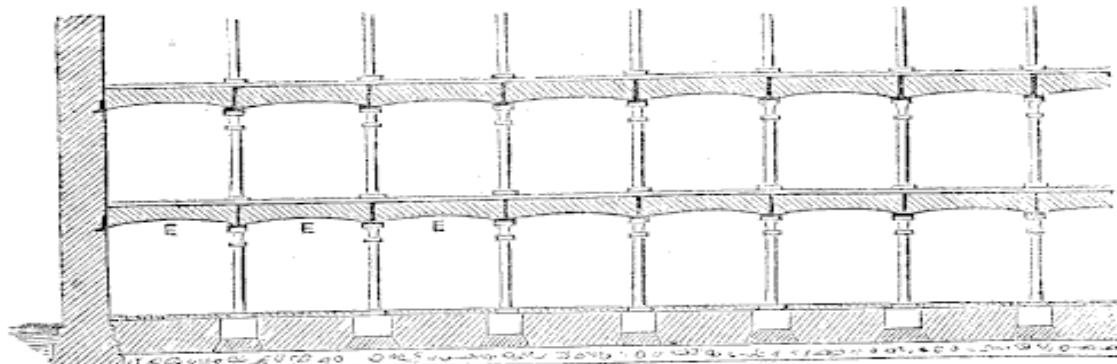
Fig. 4.



La fig. 5 est une coupe longitudinale d'une partie des fondations et des premiers étages de l'usine, avec les poutres et les voûtes qu'elles supportent. Les voûtes

E, E, E, ont une épaisseur de 0^m,229 aux naissances, de 0^m,184 sur une certaine longueur de l'arc à droite et à

Fig. 5.



gauche, et de 0^m,114 ou d'une demi-brique à la clef. En résumé, cet essai, si l'on tient compte de l'époque, eut un succès complet, et ce fut le premier pas de fait dans ce système de construction à l'épreuve de l'incendie, qui caractérise aujourd'hui les districts manufacturiers de la Grande-Bretagne.

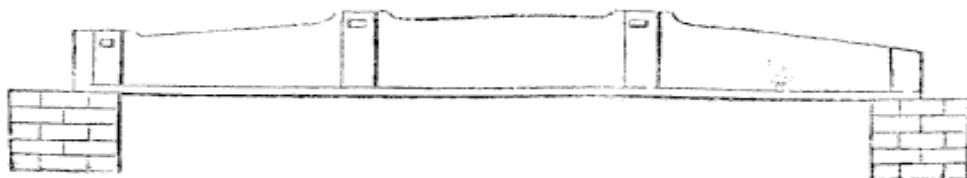
De 1801 à 1824, on n'apporta que peu ou point de modifications à cette forme de poutres, et, pendant un quart de siècle, l'usine de MM. Philips et Lee fut considérée comme le modèle à suivre dans les constructions de cette espèce. En 1827, M. Hodgkinson commença, dans mes ateliers à Manchester, ses recherches bien connues sur la résistance des poutres métalliques, et il continua avec succès, pendant plusieurs années, les expériences qui y avaient rapport. L'économie de matière était d'une importance si évidente, et la méthode d'expérimentation était si rationnelle, que, dès le premier abord, on mit à sa disposition les ressources nécessaires à l'étude la plus complète de cette question. Les résultats de ces expériences sont consignés dans les mémoires impor-

tants insérés dans le 5^e volume des *Mémoires de la Société philosophique de Manchester*.

Avant les recherches de M. Hodgkinson, j'avais eu à construire plusieurs bâtiments incombustibles importants, et entre autres fabriques celle de MM. Gott, à Leeds, et celle de M. Wood, à Bradford. Comme j'avais des doutes sur la sécurité des poutres en fonte, on entreprit une série d'expériences en grand, pour s'assurer du degré de confiance qu'on pouvait placer dans ce mode de construction. Les résultats de ces expériences que nous donnons ici montrent que, pour obtenir une plus grande résistance transversale que dans la poutre de Boulton et Watt, il fallait augmenter la section de la nervure inférieure. Dans ces expériences, j'ai cru nécessaire, pour arriver à des résultats exacts, de mesurer les flèches successives, au fur et à mesure des charges. Pour y arriver, on empilait des poids sur une plate-forme suspendue au centre de la poutre; l'appareil de suspension avait une extrémité libre, qui permettait de mettre en place et de déplacer à volonté la poutre, et on abaissait ou élevait les charges au moyen d'un étrier et d'une vis. La figure ci-dessous représente l élévation latérale de la poutre, dont la nervure au bas avait, comme d'ordinaire, une largeur et une épaisseur uniformes dans toute la longueur.

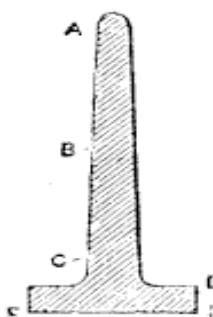
EXPÉRIENCES FAITES A LEEDS, EN 1824.

Fig. 6.



PREMIÈRE POUTRE.

Distance entre les points d'appui.	4,267
Hauteur de la poutre au milieu.	0,380
Fig. 7. " aux extrémités	0,241
Poids de la pièce (c'est une moyenne entre les poids de plusieurs poutres du même modèle).	394
Dimensions transversales en cm. :	
Epaisseur en A	0,79
" en C	2,54
" en DE.	2,54
" en FE.	12,70



Charges. Flèches.

	kil.	mm.
4570		5,3
6094		7,4
10156	42,2	Un peu de gauche.
11375	43,6	{ L'extrémité supérieure de la poutre s'est jetée d'une quantité notable en dehors du plan vertical.
12696	46,9	{ La flexion latérale avait beaucoup augmenté, et la pièce menaçait de rompre.

Les expériences relatives à la deuxième poutre, quoique exécutées avec beaucoup de soin, n'ont pu être accompagnées de la même exactitude que celles qu'on a faites plus tard à Leeds et à Bradford.

DEUXIÈME POUTRE.

Distance entre les points d'appui.	4,877
Hauteur de la poutre au milieu.	0,381
" " aux extrémités	0,254

Dimensions transversales en cm.

Epaisseur en A.	2,22
" en C.	3,49
" en DE	3,49
" en FE	13,24

Charges.	Flèches.
kil.	mm.
6094	5,4
8379	7,4
11170	10,2
13456	12,4
16250	14,0
18536	17,4
21328	21,6

23360 { La pièce s'est rompue après avoir porté la charge pendant deux heures.

EXPÉRIENCES FAITES A BRADFORD, EN 1825.

TROISIÈME POUTRE.

Distance entre les points d'appui.	^{m.} 7,134
Hauteur de la poutre au milieu.	0,457
" " aux extrémités.	0,292

Dimensions transversales en cm.

Epaisseur en A.	^{cm.} 2,54
" en C.	3,81
" en DE	3,81
" en FE	15,24

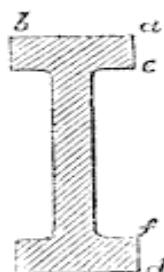
Charges.	Flèches.
kil.	mm.
13202	29,5
18282	31,7

19297 { La pièce s'est brisée sous cette charge, après l'avoir portée quelque temps.

Les expériences que nous venons de rapporter, et celles que M. Hodgkinson a données plus tard dans son Mémoire, peuvent être regardées comme les premières tentatives qui aient été faites pour améliorer la forme des poutres en fonte, depuis leur introduction à la filature de MM. Philips et Lee. Vers la même époque, en 1824, Tredgold publia la seconde édition de son ouvrage sur la force du fer, et ses expériences sur la fonte ont dû précéder

cette publication de deux ou trois ans. Nous rapporterons ici la seule expérience qui se rapporte directement au sujet qui nous occupe.

Une poutrelle en fonte, fig. 8, à nervures égales, ayant
Fig. 8. les dimensions suivantes :



Hauteur de la poutre au milieu = 0,229
Hauteur entre nervures. . . = 0,490
Largeur des nervures. . . = 0,051
Epaisseur de la tige. . . = 0,019

Fig. 8 fut posée sur des supports écartés de 5^m,791, d'abord dans la position qu'elle devrait occuper, ensuite renversée sur le côté. On mesura les flèches dues au poids propre de la portion de la poutre entre les supports, ou 245 kil., et on trouva pour la pièce placée de champ une flèche de 1^{mm},9, pour la pièce à plat 88^{mm},9. Mettant donc ces valeurs dans des formules de comparaison analogues à celle qui lui a donné la valeur d'un multiplicateur constant, pour le calcul des charges à faire supporter aux barres de fonte avec une flèche égale au $\frac{1}{480}$ de la longueur de la pièce, et qui lui a servi à comparer les fontes de provenances et d'échantillons divers, il en tire des multiplicateurs constants, qui, pour les poutres en double T, diffèrent peu de la constante des tables des barres carrées, et il en conclut que la poutre à nervures égales se trouve dans de bonnes conditions de résistance (¹).

(¹) Nous avons abrégé tout ce paragraphe, qui n'a d'intérêt que pour les personnes auxquelles l'usage du Tredgold est très-familier. Elles trouveront dans cet auteur (*Strength of Cast-Iron*) la citation que M. Fairbairn lui a empruntée.

(N. du Tr.)

Nous regrettons que Tredgold n'aït pas chargé la poutre jusqu'à la rupture, et se soit contenté de mesurer la flèche due au poids propre de la pièce. Tredgold ayant adopté le profil à nervures égales en haut et en bas, et ayant recommandé cette forme comme celle de plus grande résistance, je vais montrer ici l'inexactitude de ses conclusions et rappeler les améliorations successives qui y ont été apportées depuis, en citant quelques-unes des expériences les plus intéressantes de M. Hodgkinson, à qui la science et le public sont assurément redevables de la forme de plus grande résistance (¹).

Expérience I (²).

POUTRE A DEUX NERVURES ÉGALES.

	m.	Fig. 9.
Distance entre les points d'appui.	1,372	
Hauteur de la poutre.	0,430	

Dimensions transversales à la ligne de rupture en cm.

Section de la nervure supérieure	cm. $= 4,445 \times 1,067 = 4,7418$	cm ² .
Section de la nervure inférieure.	$= 4,496 \times 0,991 = 4,4534$	
Epaisseur de la tige ou de la partie verticale entre les nervures.	$= 0,737$	cm.
Section totale.	$= 18,1929$	cm ² .
Poids de la pièce.	$= 44,44$	k.
Charge de rupture.	$= 3028$	

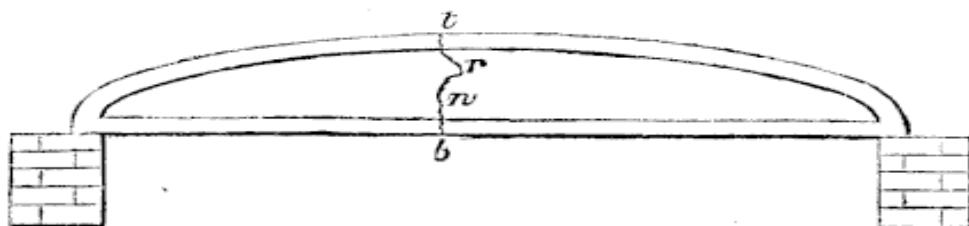
(¹) Les extraits du travail de M. Hodgkinson, inséré dans les Mémoires de la Société philosophique de Manchester, sont renfermés entre les pages 41 à 51.

(²) Les sections par le milieu des poutres, dans les figures qui accompagnent les expériences suivantes, sont toutes dessinées au quart de leurs dimensions linéaires.

(N. de l'A.)

La ligne de rupture a suivi la ligne brisée bnr , fig. 10,

Fig. 10.



dans laquelle $tr = 1\text{cm},52$ et $bn = 6,35$.

On trouvera la résistance par cm^2 de section transversale, en divisant la charge de rupture par la section totale, ce qui donne $\frac{3028^k}{18,1929} = 166^k,4$. Comme cette quantité peut servir de mesure à la résistance de chaque poutre, nous nous en servirons pour comparer les poutres de même longueur et de même hauteur; c'est le cas dans lequel se trouvent les vingt-deux premières expériences⁽¹⁾.

(1) Dans l'ouvrage de l'auteur sur les ponts tubulaires, on rencontre la formule suivante :

$$P = kC \frac{sh}{l} \quad (1).$$

s étant la section de la poutre en cm^2 ;

h la hauteur en cm;

l la distance des points d'appui, aussi en cm;

C un coefficient qu'on a déterminé, par expérience, pour chaque espèce de poutre;

k un coefficient de réduction pour transformer les mesures anglaises en mesures métriques.

Nous en tirons :

$$C = \frac{Pl}{ksh} \quad (2),$$

valeur qui, déterminée pour différentes formes de poutres, nous donnera la mesure de leurs résistances.

Mais, entre des poutres de même longueur et de même hauteur, le rapport deviendra : $C = \frac{P}{s}$ (3),

En comparant cette poutre avec la poutre de l'expérience IV, qui a porté $181^k,6$, par cm^2 , nous trouvons que la première avait une résistance plus faible de $181,6 - 166,4 = 15^k,2$ par cm^2 ; elle était donc de $\frac{15,2}{181,6}$ ou de $\frac{4}{42^k}$ environ plus faible que la poutre à simple nervure (fig. 13).

La poutre à nervures égales est celle que Tredgold a représentée comme ayant la section de plus grande résistance, dans les limites d'élasticité du métal. Les expériences subséquentes nous montreront aisément qu'il était dans l'erreur.

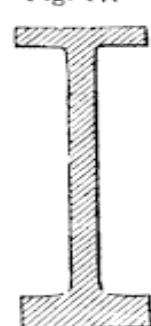
Expérience II.

POUTRE A DEUX NERVURES, LA NERVURE INFÉRIEURE AYANT UNE SECTION DOUBLE DE CELLE DE LA NERVURE SUPÉRIEURE.

Distance entre les points d'appui	$1,372^{\text{m.}}$
Hauteur de la poutre.	$0,430$

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	$\text{cm.} = 4,420 \times 0,604 = 3,0579$	$\text{cm}^2.$
Section de la nervure inférieure.	$= 4,524 \times 1,397 = 6,3459$	
Epaisseur de la tige ou partie verticale	$= 0,762$	cm.
Section totale.	$= 18,5454$	$\text{cm}^2.$
Poids de la pièce.	$= 17,68$	k.
Charge de rupture.	$= 3344^k$	



La poutre s'est rompue à environ $0^{\text{m.}},025$ du milieu de

c'est-à-dire que les résistances de ces poutres seront entre elles comme les charges de rupture divisées par les sections correspondantes.

(*N. de l'A.*)

la longueur, la partie supérieure obliquant dans cette direction.

La configuration de la fracture était à peu près la même que dans l'expérience n° I; ici on avait $tr = 1^{cm},4$ (Voir fig. 10).

La résistance par cm^2 de section s'obtiendra comme plus haut, et sera de $\frac{3344}{48,5454} = 180^{k},4$ par cm^2 . En comparant ce résultat avec celui de l'expérience IV, où la poutre a porté $181^{k},6$ par cm^2 , nous avons une différence en moins de $181^{k},6 - 180^{k},4 = 1^{k},2$. Le profil n° II est ainsi de $\frac{4,2}{181,6}$ ou de $\frac{4}{151}$ environ plus faible que le profil n° IV.

Expérience III.

POUTRE A DEUX NERVURES, DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 4.

Distance entre les points d'appui	$1,372$
Hauteur de la poutre.	$0,430$

Dimensions transversales en cm.

Fig. 12.	Section de la nervure supérieure	$2,748 \times 0,762 = 2,0709$
	Section de la nervure inférieure.	$5,334 \times 1,448 = 7,7223$
	Epaisseur de la tige.	$0,813$
	Section totale.	$49,4831$
	Poids de la pièce.	$18,14$
	Flèche maxima plus de.	$6,5$
	Charge de rupture	3750^k

La pièce s'est rompue très-près du milieu.

La résistance par cm^2 de section sera

$$= \frac{3750}{49,4834} = 192,5.$$

La poutre n° IV a porté 181,6 : la différence en faveur de la première est donc de $192,5 - 181,6 = 10,6$ par cm^2 ; l'augmentation de résistance obtenue est donc de $\frac{10,9}{181,6}$ ou de près de $\frac{1}{17}$.

Expérience IV.

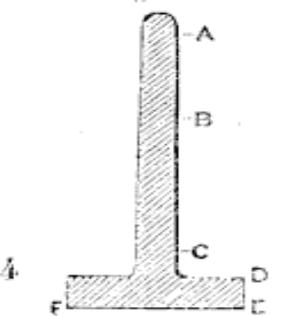
POUTRE A SIMPLE NERVURE, SUR LE MODÈLE ADOPTÉ D'ABORD
PAR MM. FAIRBAIRN ET LILIE.

Distance entre les points d'appui, et hauteur de la poutre, comme précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Epaisseur en A	cm.	= 0,813
» en B.	cm.	= 4,448
» en C.	cm.	= 4,494
» en FE.	cm.	= 5,766
» en DE.	cm.	= 4,324
Section totale	cm^2	= 20,6444
Poids de la pièce	k.	= 48,37
Sous la charge de 2614^k , la flèche était de.	mm.	6,35
» » 3226.	mm.	9,40
Charge de rupture = 3750		

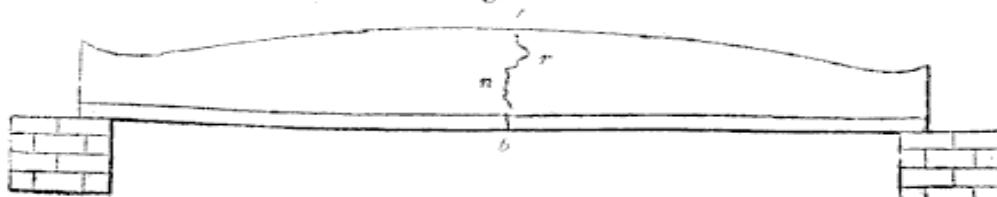
Fig. 15.



La poutre s'est un peu tordue avant de se rompre ; ce fait ne s'est pas présenté avec les autres poutres du même modèle.

La figure 14 indique la forme de la fracture $tr = 1 \text{ cm}, 5$.

Fig. 14.



La résistance par cm^2 de section est ici de

$$\frac{3750}{20,6444} = 181^k,6.$$

Toutes les expériences qui précèdent ont été faites sur des poutres coulées à plat avec une fonte dont voici la composition :

$\frac{1}{3}$ Blaina n° 2 } (fonte de Galles).
 $\frac{1}{3}$ Blaina n° 3 }

$\frac{1}{3}$ fonte à la marque W SS (Comté de Shrop) (*).

Ce mélange donne une fonte tenace, qui, par conséquent, convient bien pour des poutres.

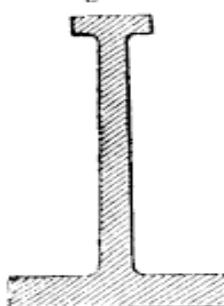
Expérience IX.

POUTRE A DEUX NERVURES, DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES
 COMME 1 A $4\frac{1}{2}$ ENVIRON.

Écartement des supports et hauteur de la pièce, comme précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Fig. 15.



Section de la nervure supérieure . . .	cm.	cm.	cm ² .
$= 2,667 \times 0,864 =$			2,3031
Section de la nervure inférieure . . .	$= 7,823 \times 1,295 =$	10,4338	
Epaisseur de la tige.		$0,775$	cm.
Section totale		$= 21,7441$	cm ² .
Poids de la poutre.		$= 20,29$	k.
Charge de rupture.		$= 4864^k$	

(*) Les n°s 1, 2, 3, etc., par lesquels les Anglais ont coutume de distinguer les différentes espèces de fontes, indiquent le nombre de fusions que cette matière a subies. En général, le n° 1 est une *fonte noire*, à gros grains, tendre et sans beaucoup de ténacité ; le n° 2 est la *fonte grise*, la meilleure pour les pièces de machines et celles qui demandent de la résistance ; le n° 3 est la *fonte blanche*, très-dure et très-cassante, c'est celle qui convient aux boulets de canon, aux pièces grossières, etc. (N. du Tr.)

La poutre s'est rompue par extension à 10^{cm}, 16 du milieu, mais la fracture s'inclinait de ce côté, et il paraît y avoir eu une petite soufflure dans la nervure inférieure, au point de rupture. Ici $tr = 1^{cm}, 524$ (voir fig. 12).

La résistance de rupture par cm² de section est donc

$$\frac{4864}{21,7444} = 223^{k}, 7.$$

En comparant ce résultat avec celui de l'expérience X, on trouve une différence en faveur de la première de $223,7 - 196,2 = 27^{k}, 5$ par cm².

On a donc gagné en résistance $\frac{27,5}{192,5}$, ou environ $\frac{4}{7}$.

Observation. Quoique cette poutre eût la nervure inférieure plus forte que les précédentes, elle s'est encore brisée sous un effort de traction, ou, comme le montre la fracture, elle s'est déchirée d'abord à la partie inférieure ; car elle n'a été ni écrasée ni soulevée en coin à la partie supérieure. J'avais déjà fait la même remarque dans les expériences précédentes. En renforçant la nervure supérieure, on a gagné en résistance $\frac{4}{7}$ sur la poutre à une seule nervure, et il est probable qu'on aurait pu encore ajouter de la fonte en ce point, sans craindre de la voir se briser par compression ; car, dans aucun cas, si l'on en excepte celui de la poutre à une seule nervure, qui s'est quelquefois tordue avant de se rompre, il n'y a eu d'indices d'une compression excessive. Ce point de vue est confirmé par les expériences qui suivent.

Expérience X.

POUTRE A SIMPLE NERVURE, FONDUE DE CHAMP, MAIS RETOURNÉE,
COMME CELA SE FAIT ORDINAIREMENT.

Cette poutre, comme les autres, avait le même profil que la poutre n° IV.

Distance entre les points d'appui, comme précédem-
ment.

Dimensions transversales en cm.

(Voir fig. 13, Exp. IV.)

Epaisseur en A	em.	0,737
" en B	em.	1,089
" en C	em.	1,468
" en FE.	em.	5,842
" en DE.	em.	4,346
Section totale.	cm ² .	20,3863
Poids de la pièce.	k.	18,36
Charge de rupture	k.	4000k

La poutre s'est brisée à une distance du milieu de la longueur égale à 3^{cm},81.

Fracture de même forme que dans l'expérience IV;
 $bn = 5^{cm},71$ et $tr = 2^{cm},03$ (fig. 14).

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{4000}{20,3863} = 196^k,2 \text{ (1).}$$

(1) Les poutres qui ont servi aux expériences IX et X, se sont brisées entre les supports, en deux points éloignés de 1^m,219, à cause de défauts près des extrémités de ces pièces. On a cependant replacé la charge au centre, en rapprochant les points d'appui de 7^{cm},620 de chaque côté. Les charges de rupture réelles ont été alors 5472 k. et 4301 k. ; celles que nous avons données plus haut ont été rapportées par le calcul à un écartement fixe de 1^m,372 entre les supports ; c'est la raison qui nous a fait négliger les flexions correspondantes. (N. de l'A.)

Dans les expériences qui suivent, la nervure inférieure a été renforcée dans une proportion considérable, d'après l'observation faite à propos de l'expérience IX; mais, pour que la nervure supérieure ne fût pas soumise à un effort excessif, et de peur que, par sa compression, le point d'application de la charge ne s'abaissât, on a aussi renforcé légèrement cette partie.

On a ainsi renforcé graduellement la nervure inférieure, jusqu'à ce qu'on arrivât à faire rompre la poutre par compression ou par le soulèvement d'un coin; arrivés à ce point, nous obtiendrons peut-être le profil de résistance maxima pour une hauteur et une section données.

Expérience XI.

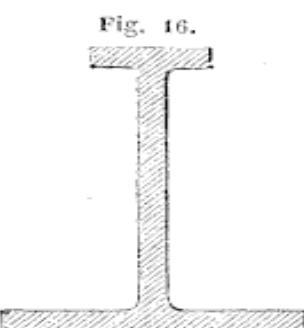
POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 4 ENVIRON.

Cette poutre est sur le modèle de la poutre n° IX, dont on a modifié les nervures d'après les observations précédentes.

Distance entre les points d'appui et hauteur comme plus haut.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	$= 4,064 \times 0,800 =$	$3,2515$
" " " inférieure	$= 10,566 \times 4,346 =$	$44,9240$
Epaisseur de la tige	$= 0,965$	
Section totale	$= 29,0314$	
Poids de la pièce	$= 25,8$	
Flèche sous une charge de 5072^k	$= 40,460$	
" " " " 5757	$= 44,430$	
" " " " 6245	$= 43,208$	
Charge de rupture	$= 6337^k$	



La pièce s'est rompue par traction à $2^{cm},54$ du milieu ; $bn = 6^{cm},35$ (fig. 10).

La résistance par cm^2 de section est donc

$$\frac{6557}{29,0314} = 225^k,9.$$

En comparant ce résultat avec celui de l'expérience XIII, où la poutre s'est rompue sous une charge de $189^k,3$ par cm^2 de section, nous trouvons un excédant de résistance, en faveur de la première, égal à $225,9 - 189,3 = 36^k,6$ par cm^2 , ou un gain en résistance de $\frac{36,6}{189,3}$ ou d'environ $\frac{4}{5}^e$.

On peut aussi se rendre compte des avantages respectifs des divers profils pour les poutres de même longueur et de même hauteur, en rapportant leurs résistances aux poids des pièces (¹). Ainsi, la poutre n° XI, en lui supposant la même résistance par kil. de métal qu'à la poutre n° XIII, qui a porté 4054^k et qui pesait $18^k,54$,

(¹) En effet, soient :

p le poids d'une poutre de section uniforme dans toute sa longueur,
 d la densité de la fonte,

Nous aurons, d'après la formule de l'expérience I, p. 42, en posant $KC = K$:

$$P = \frac{Ksh}{l}$$

et $p = sld$;

d'où $\frac{P}{p} = \frac{Kh}{l^2d}$ ou $\frac{K'h}{l^2}$ en faisant $K' = \frac{K}{d}$;

d'où $K' = \frac{P}{p} \cdot \frac{h}{l^2}$.

La valeur de K' déterminée, par expérience, pour chaque forme de poutre, nous permettra de mesurer sa résistance relative.

Entre deux poutres de même hauteur et de même longueur, on aura la relation :

se serait rompue sous une charge de $\frac{25,8 \times 4054}{48,54} = 5626^k$.

Mais elle a porté 6557^k : il y a donc un excédant de $6557 - 5626 = 931^k$, ce qui représente un gain en résistance de $\frac{931}{5626}$ ou de $\frac{1}{6}$ environ.

Expérience XII.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES
COMME 1 A $5 \frac{1}{2}$ ENVIRON.

Cette poutre ne diffère de la précédente que par la plus grande section donnée à la nervure inférieure.

Même écartement des supports que précédemment.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	$3,962 \times 0,800$	$\frac{\text{cm.}}{\text{cm.}} = 3,1792$
" "	$13,132 \times 4,422$	$= 18,6799$
Epaisseur de la tige	" "	$= 0,864$
Section totale	" "	$= 3,2257$
Poids de la pièce	" "	$= 30,49^k$

$$\frac{K'}{K_s} = \frac{\frac{P}{p}}{\frac{P_s}{p_s}} = \frac{P p_s}{P_s p},$$

formule qui donne le rapport des résistances de deux poutres de même longueur et de même hauteur.

En appliquant cette formule à l'exemple ci-dessus, on aura :

$$\frac{K'}{K_s} = \frac{6557 \times 18,59}{4054 \times 25,8} = 1,4632 \text{ ou près de } 1 \frac{1}{6},$$

L'augmentation de résistance est donc d'environ $\frac{1}{6}$, *(N. de l'A.)*

Charges en kil.	Flèches en mm.	Fig. 17.
k. 3758	6,096	
5757	8,635	
6245	10,460	
6443	10,668	
6900	11,430	
7129	12,492	
7357	12,446	
7586	13,462	

Sous cette dernière charge, la poutre s'est rompue après quelques minutes. La pièce s'est brisée sous un effort d'extension, très-près du milieu de sa longueur.

La résistance par cm^2 de section est donc

$$\frac{7586}{3,2257} = 235^k,2.$$

En comparant cette poutre à celle de l'expérience XIII, nous avons un excédant de résistance par cm^2 de $235,2 - 189,3 = 45^k,9$. Ainsi, la poutre qui nous occupe a une résistance plus grande de $\frac{45,9}{189,3}$ ou de $\frac{1}{4}$ environ.

En faisant la comparaison par les résistances par unité de poids des pièces, on a la proportion suivante :

$$44^k : 8942^k :: 67,25 : 6649.$$

La différence en faveur de la première poutre est de $7589 - 6649 = 937^k$; on obtiendrait, avec le même poids de métal, une résistance plus grande de $\frac{937}{6649}$, ou de $\frac{4}{7}$ environ. Ce dernier résultat est bien inférieur à celui que donne l'autre mode de comparaison; cela tient au grand poids de la nervure inférieure, qui a les mêmes dimensions sur toute sa longueur de $1^m,524$.

Expérience XIII.

POUTRE A SIMPLE NERVURE, SUR LE MÊME MODÈLE QUE LES PRÉCÉDENTES.

Distance entre les supports, comme plus haut.

Dimensions transversales en cm.

(Voir fig. 13, expérience IV.)

Epaisseur en A	cm.	0,737
» en B	»	4,079
» en C	»	4,346
» en DE	»	4,435
» en FE	»	5,943
Section totale	cm ² .	21,4485
Poids de la pièce	k.	18,59
Charges.		Flèches.
k.		mm.
3445		10,160
3854		10,922
4054		11,938

Sous cette dernière charge, la poutre se brisa à 0^{cm},38 du milieu, après l'avoir portée pendant quelques minutes.

La résistance par cm² de section est donc

$$\frac{4054}{21,4485} = 189^k,3.$$

Expérience XIV.

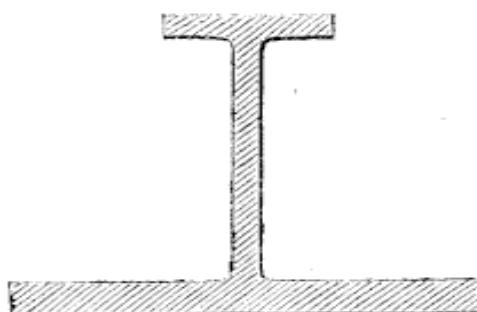
POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES COMME 1 A 6 ENVIRON.

Distance entre les points d'appui $\equiv 4,372$
 Hauteur de la poutre, comme ci-dessus $\equiv 0,430$

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	$= 5,918 \times 0,787$	cm.^2	$= 4,6598$
»	»	inférieure	$= 16,941 \times 1,676$
			$= 28,4002$
			cm.
		Epaisseur de la tige.	$= 0,676$
		Section totale.	cm.^2
			$= 41,2887$
		Poids de la pièce.	$\text{kg.} = 32,19$

Fig. 18.



Cette poutre s'est brisée au milieu, sous un effort de compression, sous une charge de 11827^k, par la séparation d'un coin à la partie supérieure.

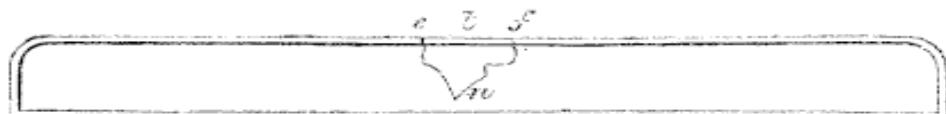
Les poids avaient été placés graduellement sur la pièce, et la poutre avait porté pendant un temps assez long, près d'une heure, une charge très-rapprochée de la charge de rupture.

La forme de la fracture et du coin est représentée en élévation latérale dans la fig. 19. Le coin *enf* a les dimensions suivantes :

$$ef = 12\text{cm},95, \quad tn = 9\text{cm},94,06;$$

l'angle *enf* est de 82° au sommet du coin.

Fig. 19.



La résistance par cm^2 de section est de

$$\frac{11827}{41,2887} = 286^k,8.$$

et, par conséquent, beaucoup plus considérable que celle des poutres précédentes.

En comparant ce résultat avec celui de la poutre ordinaire du n° XIII, qui a été fondu dans la même coulée et a porté une charge de 202^k,8 par cm², nous avons un excédant de résistance de 286,8 — 202,8 = 84^k par cm².

L'augmentation de résistance que donne le profil n° XIX est ainsi de $\frac{84}{202,8} = 0,41$ ou de plus de $\frac{2}{5}$ es.

La quantité de métal économisé serait donc de

$$\frac{84}{286,8} = 0,292 \text{ ou de presque } \frac{3}{10}$$

Si nous comparons la résistance de cette poutre et de la précédente par leurs poids, nous trouvons une économie de métal de 0,377, ce qui provient de la forme de la poutre et de son profil.

Ainsi, en ajoutant constamment de la fonte à la nervure inférieure, nous sommes arrivés au point où la nervure supérieure ne peut plus résister à la compression ; mais il a fallu pour cela que la nervure inférieure eût beaucoup plus du double de matière que le reste de la poutre, le rapport de la nervure inférieure au reste de la poutre étant ici de 41,3 à 12,9, et le rapport entre les deux nervures de 6 à 1. Cependant la nervure inférieure ne donnait encore aucun signe d'écrasement, ni de faiblesse. La rupture avait eu lieu par la torsion autour de l'axe neutre de la partie verticale, sous l'action des forces opposées de tension et de compression.

La grande résistance de cette poutre est une réfutation complète de la théorie qui donnerait mêmes sections à la nervure inférieure et à la supérieure.

Expérience XX.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES
COMME 1 A 7 ENVIRON.

Cette poutre est du même modèle que la précédente.
Même distance entre les points d'appui.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure	$5,842 \times 0,744$	cm.	cm.	$\text{cm}^2.$
" "	$16,840 \times 1,654$			$= 4,1547$
Epaisseur de la tige			$= 0,854$	cm.
Section totale				$\text{cm}^2.$
Poids de la pièce				$= 41,9339$
				k.
				$= 33,89$

CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES		FLÈCHES, en retournant la pièce, après avoir enlevé les charges.
	en MILLIMÈTRES.	en mm.	
4229		5,588	0,00
5168		6,096	0,00
5795		6,530	0,00
6504		6,604	0,75
7215		7,620	1,02
7926		8,656	
8282		9,444	
8657		9,632	
9548		10,922	
10059		11,958	
10415		12,192	
		12,700	

La poutre s'est rompue au milieu par tension, sous une charge de 10541^{k.}

Ce résultat est beaucoup moins favorable que le précédent, quoique la nervure inférieure, qui supporte presque seule les efforts de tension, eût presque les mê-

mes dimensions. Il fallait donc que le métal employé fût d'une qualité inférieure.

Résistance par cm^2 de section $= \frac{40544}{41,9399} = 251^k,4$. En comparant ce résultat avec celui de l'expérience XXII, où la poutre a porté $202^k,8$ par cm^2 , nous avons un excédant de résistance de $251,4 - 202,8 = 40,^k6$.

L'augmentation de résistance, due à une meilleure section de la pièce, fut donc $\frac{48,6}{202,8} = 0,236$ de la résistance de la poutre à simple nervure; l'économie en métal est ainsi de $\frac{48,6}{251,4}$ ou d'environ $\frac{1}{5}$.

Si nous comparons ces deux poutres par les poids, l'économie du métal serait de $0,26$, ou de plus de $\frac{1}{4}$.

L'épaisseur de la tige de la poutre n° XIX était $0^{\text{cm}},676$, elle était ici de $0^{\text{cm}},851$; ainsi nous aurions pu renforcer la nervure inférieure dans le même rapport de 851 à 676, ou de près de $\frac{4}{3}$; il est probable que la pièce eût cédé à la tension au même moment qu'à la compression, ou la rupture se serait produite d'abord à la partie verticale comme dans la poutre n° XIX, et on aurait obtenu ainsi une bien plus grande résistance.

Expérience XXI.

POUTRE A DEUX NERVURES DONT LES SECTIONS SONT ENTRE ELLES
COMME 1 A $6 \frac{1}{2}$ ENVIRON.

La poutre avait en élévation une forme semi-elliptique; elle était, d'ailleurs, sur le même modèle que la poutre n° XII, dont on avait renforcé la nervure infé-

rieure, en lui donnant la même largeur sur toute sa longueur. Même distance entre les points d'appui.

Dimensions transversales en cm.

Section de la nervure supérieure $= 3,912 \times 0,813 = 3,1792$
 " " " inférieure $= 16,510 \times 12,954 = 21,3863$

Fig. 20.



Epaisseur de la tige. $= 0,864$ cm.

Section totale. $= 34,9049$ cm².

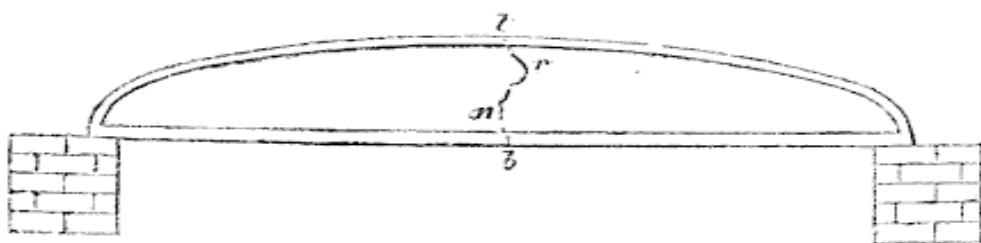
Poids de la pièce. $= 32,08$ k.

CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.	FLÈCHES, en retournant la poutre, après avoir enlevé les charges.
4229 k.	6,604 mm.	0,000 mm.
4853	6,858	0,000
5168	7,412	0,000
5480	7,620	4,524
5795	7,874	4,524
6304	8,655	
7245	8,890	
7574	10,668	
7926	10,922	
8657	11,684	
8995	12,700	
9548	13,716	

La poutre se rompit par tension, près du centre, sous une charge de 9526^k.

La forme de la fracture est à peu près celle de la fig. 21, en faisant $bn = 4,57$.

Fig. 21.



La résistance par cm^2 était donc de $\frac{9526}{34,9049} = 272^k,9$.

En comparant ce chiffre avec celui de l'expérience XXII, où la poutre portait, au moment de la rupture, $202^k,8$, par cm^2 , nous avons un excédant de résistance de $272^k,9 - 202^k,8 = 70^k,1$.

L'augmentation de résistance fut donc de

$$\frac{70,1}{202,8} = 0,345$$

de la résistance de la poutre ordinaire, ce qui donne une économie de métal de $\frac{70,1}{272,9} = 0,257$ ou plus de $\frac{1}{4}$.

Si l'on fait la comparaison par les poids des pièces, l'économie de métal ne serait plus que de 23 p. 100, ce qui est moins qu'on n'aurait obtenu en faisant l'extrémité de la poutre comme dans les poutres qui précédent (n°s XIX et XX); la nervure inférieure de celle qui nous occupe ayant la même largeur et la même épaisseur dans toute sa longueur de $1^m,524$, quoique la distance entre les points d'appui ne fût que $1^m,372$.

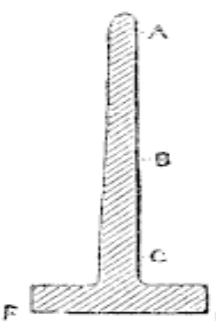
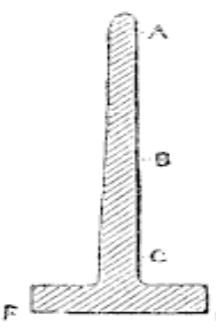
Expérience XXII.

POUTRE A SIMPLE NERVURE SEMBLABLE AUX PRÉCÉDENTES.

Même distance entre les supports, 1^m,372.

Dimensions transversales en cm.

Fig. 22.

	Epaisseur en A	=	0,762	cm.
	„ en B	=	1,067	
	„ en C	=	1,443	
	„ en D	=	1,219	
	„ en E	=	5,791	cm ² .
	Section totale	=	20,4508	
	Poids de la pièce	=	18,14	k.

Cette poutre porta 4065^k, et se brisa au centre avec une charge bien inférieure à 4229^k, un homme ayant supporté une partie de cette charge avec un levier. Cet accident empêcha de déterminer exactement la charge de rupture; mais je l'évalue à 4147^k, moyenne entre les deux chiffres précédents, et peut-être un peu au-dessus.

La résistance par cm² de section serait donc de

$$\frac{4147}{20,4508} = 202,8.$$

FORMULE POUR CALCULER LA RÉSISTANCE DES POUTRES EN FONTE.

En comparant les résultats des expériences n°s IX, XI, XII, XVII, XX et XXI, et en tenant compte des différences de qualité du métal, qu'indique la comparaison des poutres à 1 et à 2 nervures, j'ai trouvé que la résistance finale est, à peu de chose près, proportionnelle à la section de la nervure du rebord inférieur, c'est-à-dire qu'une nervure de section double donne à la pièce une résistance presque double. Les expériences subséquentes prouvent que

la résistance est, toutes choses égales d'ailleurs ('), proportionnelle à la hauteur de la pièce. Par conséquent, *les résistances de rupture de deux poutres de même longueur, mais de proportions transversales différentes, seront entre elles comme les produits des sections respectives des nervures inférieures par les hauteurs correspondantes de ces poutres, et, si les longueurs sont différentes, comme ces produits divisés par les longueurs correspondantes.* On aura donc la formule suivante :

$$P = \frac{kcs_h}{l},$$

P charge de rupture en tonnes de 1000 kilog.

s, section de la nervure inférieure au milieu de la longueur en cm^2 .

h hauteur de la poutre en cm.

l longueur de la poutre en cm.

k coefficient pour la réduction des mesures anglaises en mesures métriques françaises = 0,1574326.

c un coefficient presque constant, égal à 26 (et $kc = 4,092$), pour la meilleure forme de poutre. On l'a obtenu par une moyenne entre les valeurs que donnent les expériences précédentes.

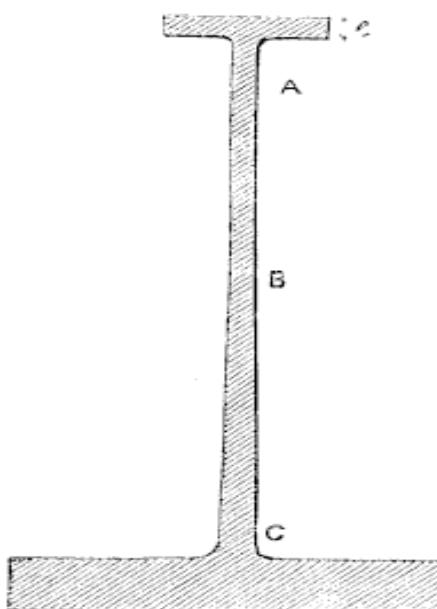
Exemple. Quelle est la charge qui, placée au milieu de la longueur d'une des poutres principales du pont-viaduc de Water-Street, à Manchester, briserait cette poutre, en la supposant coulée sur champ, et composée de la

(') Il est important d'observer que ces formules ne sont exactement vraies que pour des poutres semblables. Cette conclusion de la théorie est pleinement confirmée par les résultats des expériences qui précédent.

(*N. de l'A.*)

même qualité de fonte que celle des expériences? Les dimensions de la poutre, d'après le modèle en construction chez MM. Fairbairn et Lilie, sont les suivantes :

Fig. 23.



Distance entre les points	m.
d'appui	7,925
Hauteur de la poutre au mi-	m.
lieu	0,6985
Section au milieu en cm^2	
$= 40,64 \times 7,62 = 309,67$	cm^2 .

Les proportions en coupe sont, à peu de chose près, celles de la fig. ci-contre.

En mettant dans la formule les données ci-dessus :

$$l = 792^{\text{cm}},5, \quad h = 69^{\text{cm}},85, \\ s_i = 309^{\text{cm}}{,}67, \quad k_c = 4,092,$$

on aura :

$$P = \frac{4,092 \times 309,67 \times 69,85}{792,5} = 111^{\text{t}},7 \text{ (1).}$$

(1) M. Tate, dans son *Traité sur la résistance des matériaux*, donne une formule basée sur l'hypothèse que les sections des nervures du haut et du bas doivent être, dans chaque cas particulier, inversement proportionnelles aux forces de compression et d'extension.

Cette formule, adaptée aux mesures métriques et aux notations françaises, est :

$$P = k \frac{16s_i(2h - h_i - h_{i+1})^2}{l(2h - h_i + h_{i+1})}.$$

P charge de rupture en tonnes de 1000 kil.

s_i section de la nervure inférieure en cm^2 .

h hauteur totale de la poutre au milieu en cm.

h_i » de la nervure inférieure.

h_{i+1} » » supérieure.

$k = 0,1574526$ comme plus haut; d'où $16k = 2,5189$ ou $2,52$.

En appliquant cette formule à la poutre de l'exemple qui précède, où

Dans les expériences que nous avons rapportées, M. Hodgkinson, après avoir déterminé le profil de résistance maxima⁽¹⁾, a comparé presque tout l'ensemble de ses expériences avec les résultats que donne le profil perfectionné, adopté d'abord par M. Lilie et moi. Cette comparaison des résistances par cm^2 de section des différents profils peut se faire au moyen du tableau ci-contre, où nous avons inscrit exactement le poids des pièces, les surfaces de profils, l'écartement entre les supports, les charges de rupture etc., des différentes formes de poutres qui étaient en usage plusieurs années avant l'époque où M. Hodgkinson a fait ses expériences.

$h=69\text{cm},85$, $h_1=7\text{cm},62$, $h_{11}=2\text{cm},54$, $l=792\text{cm},5$, $s_1=509\text{cm},67$, nous aurons :

$$P = \frac{2,52 \times 309,67 (2 \times 69,85 - 7,62 - 2,54)^2}{792,5 (2 \times 69,85 - 2,54 + 7,62)} = 144^{\text{r}},8,$$

résultat qui diffère très-peu de celui que donne l'autre formule.

La formule de M. Tate paraît être, dans son origine, plus strictement mathématique que l'autre, quoiqu'elles donnent toutes les deux des résultats presque identiques.

(*N. de l'A.*)

(¹) M. Hodgkinson a trouvé que la résistance des poutres de cette forme varie avec la méthode de fusion de la fonte et le mode de coulée. Ainsi, les charges de rupture étant 4 pour les poutres coulées à plat, elles ont été de 1,043 avec les poutres coulées debout, mais retournées, la grande nervure en dessus (moyennes de 9 et 5 expériences). Des poutres fondues au cubilote et au réverbère ont donné 4 pour la résistance avec le premier mode de fusion, et 4,191 avec le second.

Les expériences de MM. Hodgkinson et Fairbairn, sur la résistance transversale d'un grand nombre de fontes, montrent qu'en général l'emploi de l'air chaud diminue cette résistance dans le cas des fontes tendres du n° 1, a peu d'influence sur celle des fontes grises ou du n° 2, et qu'il augmente celle de la fonte blanche ou du n° 3 dans un rapport qui va quelquefois de 20 à 40 pour 100.

(*N. du Tr.*)

N° des expériences	Poids de la poutre en kilogrammes.	Écartement des points d'appui.	Section total en cm ² .	Flèche maxima en millimètres.	Charge de rupture en kilogrammes. par cm ² de section.	Observations.	
						Résistance en kilogrammes par cm ² de section.	Fig. I.
4	11,44	1,572	18,1929	0	5028	166,4 cm ²	
4	18,57	1,572	20,6444	40,922	5750	181,6	
7	17,25	1,572	19,2251	16,002	4309	224,1	
Moyenne.	17,80	1,572	19,9347	15,462	4029	202,9	
19	32,49	1,572	41,2887	14,224 ⁽¹⁾	11827	286,8	
20	33,89	1,572	41,9359	12,700	10541	251,4	
Moyenne.	33,04	1,572	41,6115	15,462	11184	269,4	

(¹) La flèche 14^{mm},22 a été calculée d'après l'expérience XX, parce que les flexions ne sont pas données pour l'expérience XIX. Nous avons dû omettre la flèche de rupture de l'expérience n° I sur les poutres de Tredgold, M. Hodgkinson ne la donnant pas dans son mémoire. (N. de l'A.)

En adoptant les calculs de M. Hodgkinson, on trouve que les résistances comparées des trois profils sont représentées par les chiffres 1664, 2029 et 2691, et, en prenant pour unité le profil de résistance maxima de M. Hodgkinson, on a les rapports suivants :

Poutre Hodgkinson et poutre Fairbairn.	1 à 0,754
Poutre Hodgkinson et poutre Tredgold.	1 à 0,619
Poutre Fairbairn et poutre Tredgold.	1 à 0,820

Ces chiffres donnent les résistances relatives de ces différents profils, et il n'y a pas de doute qu'aux diverses époques où l'on a proposé ces formes, elles étaient celles qui présentaient la plus grande résistance transversale parmi celles qui étaient en usage. On peut regretter de n'avoir aucune donnée d'expérience qui puisse servir à leur comparer la poutre de Boulton et Watt. Par un simple calcul, cependant, on trouve que le rapport de leurs résistances est de 1 à 0,543, c'est-à-dire que la résistance de la poutre de Boulton et Watt n'était guère que la moitié de celle de la poutre Hodgkinson. Le développement rapide des constructions à l'épreuve de l'incendie, lorsqu'on fut arrivé au profil de résistance maxima pour les poutres en fonte, a donné une nouvelle impulsion à leur emploi dans toutes les directions. L'ancienne forme à simple nervure, mise en usage par M. Lilie et moi, et la forme à double nervure de Tredgold, furent rejetées et remplacées par la poutre du nouveau profil, et les ingénieurs prirent tant de confiance dans la stabilité des poutres en fonte, que la portée de ces pièces ou la distance des colonnes qui les portaient dans les constructions inflammables, s'éleva de 4 à 6^m. Cette facilité d'agrandir les entraxes arriva au moment opportun où l'augmentation

des proportions des principales machines des filatures de coton, ou plutôt leur allongement dans le sens longitudinal, nécessitait un accroissement considérable dans la largeur des fabriques. Telle était, cependant, la confiance qu'inspirait le nouveau profil, que j'ai construit moi-même des bâtiments de six à sept étages, et de 15^m,85 de large, avec un seul rang de piliers au milieu des salles et deux poutres transversales ayant chacune une longueur de 7^m,92 entre les colonnes centrales et les murs latéraux.

Dans la construction des planchers d'entrepôts, qui ont à porter des charges lourdes (¹), ce profil de poutre, quand on lui donne des proportions suffisantes, présente toutes les garanties, et, dans les ponts où la portée ne dépasse pas 12^m, on peut l'employer en toute sécurité, pourvu qu'on prenne les précautions nécessaires pour obtenir des pièces de fonte saines et sans défauts.

Dans un seul cas, je crois, on a construit un pont en plate-bande avec des poutres d'une seule pièce de 23^m,16 de portée. Ces pièces ont été fondues en Angleterre pour MM. John Dixon et C[°], d'Amsterdam, qui les ont employées sur le chemin de fer de Haarlem (²).

(¹) Voir le *Rapport sur les entrepôts à l'épreuve de l'incendie, de Liverpool.*
(N. de l'A.)

(²) La portée des poutres en fonte se trouve limitée par la nécessité d'obtenir des pièces parfaitement saines, et dont la manœuvre sur les chantiers ne soit pas trop difficile. Les ingénieurs anglais, interrogés par commission des chemins de fer, ne se sont pas accordés sur la longueur maxima qu'on peut donner à ces pièces. MM. Glynn, Ch. May et W. Cubitt fixent cette limite à 48^m; MM. Fox et Grisell à 18^m; MM. Stephenson, P. et W. Barlow à 12^m. M. Brunel pense qu'il n'est guère possible d'obtenir au delà de 10^m,50 des pièces sans défauts, qui présentent les

Malgré les nouvelles garanties de sécurité qu'offrent ces perfectionnements de la forme des poutres en fonte, leur emploi est toujours accompagné de quelque danger, quand la détermination de leurs proportions et leur exécution sont laissées à des personnes ignorantes; et c'est à cette circonstance que nous devons attribuer les accidents, si nombreux et si graves, arrivés à diverses époques, qui ont inspiré au public des craintes bien naturelles sur sa sécurité. Dans plus d'un cas, la rupture des poutres en fonte a causé la mort de quinze à vingt personnes dans des fabriques et dans des bâtiments, où un grand nombre d'individus se trouvaient accumulés, et le nombre des victimes, aussi bien que la valeur des dommages causés par cette ignorance, a été très-sérieux. Un accident de cette espèce est arrivé à Oldham, le 31 octobre 1844, dans une filature de coton, par la rupture d'une des poutres; dans cette catastrophe, plus de vingt personnes ont été ensevelies sous les ruines de la fabrique (').

Entre autres catastrophes de la même nature, on peut encore citer celle de la filature de coton de M. Nathan Gough, à Salford, en 1828, où les poutres avaient la même construction qu'à la prison de Northfleet; et l'accident encore plus récent arrivé à la filature de M. Gray, à Manchester, en 1845, et dont on a donné, la même année, la description à la Société des ingénieurs civils de Londres.

garanties nécessaires. La principale difficulté consiste évidemment à assurer une distribution égale et simultanée de la fonte dans les moules par les jets de coulée, et un retrait régulier pendant le refroidissement.

(*N. du Tr.*)

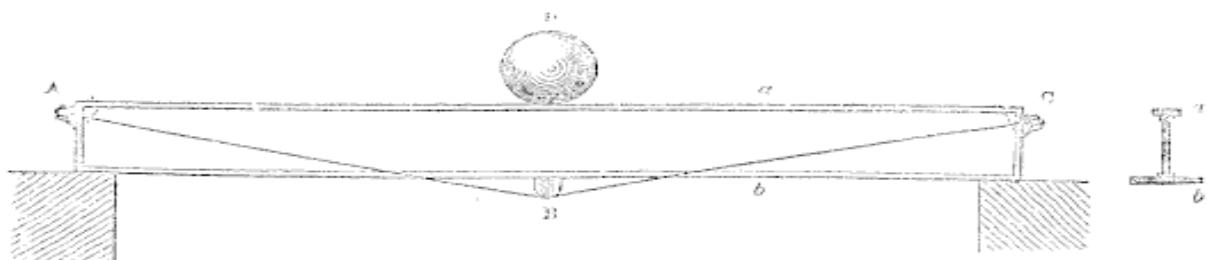
(') Voir le rapport à la commission du gouvernement, Appendice n° II.

DES POUTRES COMPLEXES, OU POUTRES EN FONTE ARMÉES DE TIRANTS EN FER.

Dans le rapport de la Commission d'enquête que nous venons de citer, on a signalé plusieurs faits importants relatifs aux dangers que présentent les poutres armées, ou celles dans lesquelles on a essayé d'augmenter leur résistance et leur rigidité par le moyen de barres de fer, fixées aux extrémités des poutres et agissant obliquement sur la partie inférieure de ces pièces. L'emploi de ces tirants de tension m'a toujours inspiré des craintes sérieuses; mais comme plusieurs personnes, distinguées par leurs talents, ont, à ce sujet, une opinion contraire, on ne trouvera pas inopportun de ma part de donner ici les raisons sur lesquelles mon opinion est fondée, et les expériences qui l'appuient.

Si l'on prend une poutre en fonte ayant le profil de plus grande résistance, et si l'on essaie d'augmenter le taux de sa résistance par l'emploi de tirants, A B C, fig. 24, on verra bientôt que, dans certains cas, on introduit une force de sens contraire qui a sur la pièce une action dangereuse, ou, en d'autres mots, que la poutre aurait présenté plus de sécurité sans ces armatures.

Fig. 24.



Cette assertion peut paraître paradoxale à quelques

personnes; aussi, pour reconnaître jusqu'à quel point elle peut être vraie, nous supposerons que les nervures a, a , fig. 24, aient le $\frac{4}{6}$ de la section de la nervure inférieure b, b (¹), et que, pour ajouter à sa résistance, on y ait adapté deux tirants AB, BC , fig. 24, un de chaque côté de la poutre, tirants qui doivent servir auxiliairement à porter la charge P .

Les expérimentateurs ayant reconnu que le fer offre plus de résistance à l'extension qu'à la compression, tandis que la fonte en offre plus à la compression qu'à l'extension, on s'est demandé dans quels cas et dans quelles limites on pourrait associer ces deux matières dans la construction des poutres, de manière à profiter des avantages spéciaux provenant de leurs propriétés distinctives. Cette recherche a donné naissance à la construction des poutres armées, où le fer n'est employé que pour donner de la résistance à la partie inférieure de la poutre par sa résistance à la traction, tandis que la fonte, à la partie supérieure, est disposée de manière à ne résister qu'à la compression. Or, si on pouvait disposer une poutre armée de manière que les deux métaux agissent en parfait accord l'un avec l'autre, cette invention amènerait sans doute une grande économie de matière; mais nous montrerons tout à l'heure que cette condition ne peut se réaliser dans la pratique.

Dans une poutre armée supposée parfaite, la fonte

(¹) Ces proportions sont celles que l'expérience a fait reconnaître comme celles du profil de plus grande résistance. Voir les expériences de M. Hodgkinson, dans les Mémoires de Manchester, vol. V, seconde série.

(*N. de l'A.*)

devrait céder par compression au même moment que le fer par extension. Si l'on donnait aux tirants une tension trop grande, ils se briseraient avant que la poutre fût arrivée au point de rupture; si une trop faible, la poutre se romprait avant que les tirants fussent prêts à céder. En l'absence de données exactes, nous dirons que, pour prévenir toute espèce de danger, il vaudrait mieux que la tension des tirants fût trop faible que trop forte; car, dans le premier cas, ils préteraient une partie de leur résistance à la traction, puis laisseraient à supporter à la poutre elle-même le reste de la charge. L'expérience I, page 55, montre qu'il est difficile de donner une tension convenable aux tirants: car, dans cet exemple, ils se sont rompus par traction, avant que la poutre se fût brisée sous l'action d'une charge que sa résistance seule lui eût permis de porter tout entière.

Pour arriver à la tension la plus convenable à donner aux tirants, il faut étudier plus minutieusement les propriétés distinctives des deux métaux qui entrent dans une poutre armée.

Ces deux matières diffèrent autant dans leurs propriétés physiques que dans leurs propriétés mécaniques: La *fonte* est une substance dure, rigide, cristalline, non malléable, qui, tout en présentant une grande résistance à la compression, en offre peu à la traction, et qui, par sa faible ductilité, ne subit qu'un faible allongement sous l'action d'une force de traction. Le *fer*, au contraire, est une substance flexible, malléable et ductile, qui présente une grande résistance à l'extension, mais une résistance comparativement moindre à la compression; sa grande ductilité lui permet de subir un allongement

considérable sous l'action d'une force de traction. Quand la force de traction qui a agi sur ces deux matières cesse son action, l'allongement permanent d'un métal diffère beaucoup de l'allongement permanent de l'autre. La flexibilité du fer est 10 fois plus grande que celle de la fonte pour un même accroissement de température; sa dilatation est beaucoup plus considérable que celle de la fonte. Le fer résiste aux chocs et aux vibrations violentes qui briseraient la fonte.

En généralisant les résultats des nombreuses expériences qui suivent, on peut se rendre un compte exact des caractères qui distinguent le fer et la fonte.

Tableau II.

ALLONGEMENTS MOYENS PRODUITS PAR DES FORCES DE TRACTION INFÉRIEURES
A CELLE QUI ENTRAINERAIT LA RUPTURE DE LA FONTE, C'EST-A-DIRE A 1184
KIL. PAR CM². DE SECTION TRANSVERSALE.

DÉSIGNATION des MATIÈRES.	ALLONGEMENTS MOYENS produits par une force de 157 kil. par cm. c ² .	RAPPORT des ALLONGEMENTS.	ALLONGEMENTS PERMANENTS produits par une force de 1102 kil. par cm. c ² .
Fonte . . .	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{5450} \text{ de la longueur} \\ \text{totale de la barre.} \end{array} \right\}$		$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{7} \text{ de l'allongement} \\ \text{total.} \end{array} \right\}$
Fer . . .	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{12500} \text{ de la longueur} \\ \text{totale de la barre.} \end{array} \right\}$	$2 \frac{1}{4} : 4$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{112} \text{ de l'allongement} \\ \text{total.} \end{array} \right\}$

De ce tableau il résulte qu'avec *des forces de traction ne dépassant pas 1184 kil. par cm² de section, l'allongement moyen de la fonte est de $2 \frac{1}{4}$ fois celui de fer.*

Au moment où la fonte va céder à la rupture, son allongement final est égal à 3 fois celui du fer. Enfin, l'allon-

gement permanent de la fonte, dans ces limites, est beaucoup plus considérable que celui du fer.

Tableau II.

ALLONGEMENTS MOYENS ET PERTES D'ÉLASTICITÉ OU ALLONGEMENTS PERMANENTS SOUS DES EFFORTS DE TRACTION ÉGAUX AUX $\frac{2}{3}$ DES EFFORTS NÉCESSAIRES POUR PRODUIRE LA RUPTURE DANS CHACUN DES DEUX CAS.

DÉSIGNATION des MATIÈRES.	EFFORTS en tonnes par cm. ² de section.	ALLONGEMENTS sur des barres de 3 ^m ,048.	RAPPORT des allongements.	PERTES d'élasticité.	RAPPORT des pertes d'élasticité.	RAPPORT des pertes d'élasticité aux allongements moyens.
Fonte...	0,787	2,896	{ 4 : 2,4	{ 0,550	{ 1 : 10	{ 9
Fer....	2,361	6,985		{ 5,578		{ 1 : 2

Il résultera de là que, lorsque les différentes parties d'une poutre armée sont convenablement chargées, les conditions sont renversées, c'est-à-dire que l'allongement du fer forgé devient égal à 2,4 celui de la fonte, et sa perte d'élasticité à 10 fois celle de ce métal.

Tableau III.

VALEURS MOYENNES DES EFFORTS DE TRACTION CAPABLES DE PRODUIRE DES ALLONGEMENTS ÉGAUX SUR DES BARRES DE 3^m,048 DE LONG, AVEC LES PERTES D'ÉLASTICITÉ CORRESPONDANTES.

ALLONGEMENTS MOYENS sur 3 ^m ,048.	FONTE. Efforts par cm. ² de section en tonnes.	FER. Efforts par cm. ² de section en tonnes.	FONTE. PERTES d'élasticité.	FER. PERTES d'élasticité.
mm. 0,127	t. 0,041	t. 0,088	mm. »	mm. »
0,640	0,475	0,594	0,050	Impercceptible.
1,102	0,545	0,708	0,079	0,0043
1,270	0,594	0,882	0,109	0,0018
1,575	0,472	1,064	0,142	0,0025
2,210	0,650	1,417	0,229	0,0069
3,279	0,866	1,952	0,404	0,0565
3,683	0,929	2,088	0,485	0,1092

Ce tableau établit une loi remarquable sur le rapport des forces qui produisent des allongements égaux pour les barres de fer et de fonte : *Avec des forces de traction ne dépassant pas 945 kil. par cm² pour la fonte, et 2125 kil. par cm² pour le fer, il faut, pour produire des allongements égaux de ces matériaux, une force 2,25 fois plus grande pour le fer que pour la fonte.*

Ces conséquences s'accordent avec les résultats du tableau I, où l'on voit que, pour des accroissements de traction égaux, les allongements de la fonte sont 2,25 fois ceux du fer. Les allongements du tableau III peuvent être calculés approximativement par le moyen du tableau I.

En outre, avec une force de traction d'environ 866 kil. par cm² pour la fonte, de 1952 kil. pour le fer, les pertes d'élasticité, aussi bien que les allongements totaux, sont presque égales dans les deux cas. Or, si les forces qui doivent agir sur chacune des deux matières étaient dans un rapport convenable, nous aurions une loi commode pour déterminer la tension à donner aux tirants d'une poutre armée. Malheureusement, cet effort sur la fonte est trop rapproché de celui qui produirait la rupture ; tandis que, pour le fer, l'effort correspondant à des allongements égaux n'est que la moitié de l'effort de rupture. Pour des forces inférieures à 866 kil. et 1952 kil., l'allongement permanent de la fonte est plus grand que celui du fer ; avec des forces supérieures, l'inverse se produit.

Tableau IV.

ALLONGEMENTS MAXIMA SOUS DES EFFORTS DE TRACTION ÉGAUX A 1 $\frac{1}{4}$ A 1,481 POUR LA FONTE, ET A 5 $\frac{1}{2}$,048 PAR CM² POUR LE FER (1).

DÉSIGNATION DE LA MATIÈRE.	ALLONGEMENT MAXIMUM TOTAL.	ALLONGEMENT MAXIMUM par tonne et par m. et.
Fonte.....	$\frac{1}{350} = 5,39$ sur 5 $\frac{1}{2}$,048	mm. 4,015
Fer.....	$\frac{1}{2} = 144,78$ sur 5 $\frac{1}{2}$,048	42,572

Il suit de là que l'allongement *maxima* du fer par tonne et par cm² de section est 8 fois plus grand que celui de la fonte.

En examinant les expériences de M. Loyd, où la moyenne des charges de rupture était de 5038 kil. par cm² de section, on en déduirait que l'allongement total *maxima* du fer est d'environ 130 fois celui de la fonte.

Tableau V.

RAPPORTS DES ALLONGEMENTS PERMANENTS AUX ALLONGEMENTS TOTAUX.

CHARGES EN TONNES PAR CM ² .	FONTE. Rapports des allongements permanents aux allongements totaux.	FER. Rapports des allongements permanents aux allongements totaux.
0,515	$\frac{1}{15}$	
0,472	$\frac{1}{14}$	{ Presque nul.
0,787	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{110}$
1,102	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{112}$
1,574	»	$\frac{1}{60}$
2,361	»	$\frac{1}{2}$
5,149	»	$\frac{11}{12}$

(1) Voir les *Recherches expérimentales sur la résistance des feuilles* à

On voit ici que, pour des charges inférieures à 1^r, 181 par cm² de section, l'allongement permanent est beaucoup plus considérable pour la fonte que pour le fer, et qu'au contraire, au-dessus de 2^r, 361 par cm², l'allongement permanent du fer est beaucoup plus grand que l'allongement permanent *maximum* de la fonte.

Tableau VI.

DILATATIONS MOYENNES DE BARRES DE FONTE ET DE FER SUR UNE LONGUEUR DE 3^m, 048 POUR UN ACCROISSEMENT DE TEMPÉRATURE DE 50° C'.

LONGUEUR DES BARRES 3 ^m , 048.	DILATATIONS dues à un accroissement de température de 50°.	DIFFÉRENCE entre les dilatations sur une longueur de 3 ^m , 048.
FONTE.	mm. 1,692	mm. 0,170
FER.	mm. 1,862	

En rapprochant ces résultats de ceux du tableau I, on voit que la dilatation du fer pour un accroissement de 50° C correspond à l'allongement produit sous l'action d'une force de traction de 1165 kil. par cm², et la dilatation de la fonte à une force de 472 kil. par cm². En outre, la différence des dilatations des deux métaux équivaut à l'allongement produit par l'action d'une force de traction de 118 kil. par cm². Nous en concluons aussi que, dans les expériences relatives aux allongements des métaux sous l'action de forces de traction, il faut s'arranger de façon que la température demeure

tôle, publiées par l'auteur dans les *Transactions de la Société royale*, année 1850.

à peu près constante pendant toute la durée de l'expérience.

Tâchons, par un examen attentif des conclusions tirées de ces tables, de déterminer la tension la plus convenable à donner aux tirants.

1^{er} cas. Voyons le cas où les tirants n'ont aucune tension initiale avant l'application de la charge.

Supposons que la poutre soit chargée de manière à produire pour la fonte un effort de tension égal au $\frac{4}{3}$ de l'effort de rupture, ou, en d'autres termes, à 394 kil. par cm^2 de section ; le tableau III nous montre que l'effort sur les tirants serait d'environ 866 kil. par cm^2 , et que l'allongement permanent de la fonte après l'enlèvement des charges serait égal à 6 fois celui du fer. Il arriverait alors que, tandis que la fonte serait soumise à un effort égal au tiers de sa charge de rupture, le fer n'éprouverait qu'un effort égal au $\frac{4}{5}$ de la charge de rupture, et, en outre, que, une fois la charge enlevée, la poutre en fonte subirait une déformation beaucoup plus considérable que les tirants, déformation qui, dans une certaine étendue, modifierait les rapports primitifs des forces de traction ; ce qui cependant, dans le cas actuel, n'aurait pas d'inconvénient, parce que cela tendrait à donner une certaine tension initiale aux tirants ⁽¹⁾.

Si la poutre était chargée de manière à faire subir à la fonte un effort de 866 kil. par cm^2 , il faudrait, pour pro-

(1) Nous avons supposé ici que la longueur des tirants était égale à la moitié de la longueur de la poutre. Cette hypothèse ne peut évidemment pas amener d'erreur appréciable.

(N. de l'A.)

duire un allongement égal dans les tirants, un effort sur ces pièces de $2 \frac{1}{4} \times 886^k = 1948$ kil. Mais, tandis que la fonte serait chargée au-delà des $\frac{2}{3}$ de sa résistance de rupture, le fer ne serait soumis qu'à la $\frac{1}{2}$ de cette résistance finale. Une circonstance favorable dans cette hypothèse, c'est que les allongements permanents seraient à peu près égaux.

Si l'on charge la poutre de manière à déterminer un effort de 2361 kil. par cm^2 sur les tirants, l'allongement correspondant de ces pièces tiré du tableau II serait de $\frac{1}{440}^e$ de leur longueur; mais (tableau IV) l'allongement *maximum* de la fonte est de $\frac{4}{550}^e$ de sa longueur; par conséquent, la partie en fonte se romprait par traction un peu avant que les tirants ne pussent arriver à un effort de 2361 kil. par cm^2 , c'est-à-dire, avant les $\frac{2}{3}$ de leur charge de rupture.

Cette disposition est donc mauvaise; les tirants doivent évidemment avoir une certaine tension avant l'application de la charge, pour pouvoir produire leur effet et s'opposer à la flexion de la fonte.

2^e cas. Supposons donc qu'on ait donné aux tirants, au moyen d'écrous, une tension initiale de 1259^k par cm^2 , ou de $\frac{1}{3}$ de leur résistance de rupture, et admettons, pour simplifier, que la demi-longueur de la poutre soit de 3^m,048. Cette forte tension initiale, on doit le remarquer, aura un effet fâcheux sur la partie en fonte.

Si la poutre était chargée de manière à produire un effort de 1181^k par cm^2 sur la fonte, d'après le tableau IV, l'allongement sur la fonte serait de $5^{\text{mm}},59$, mais l'armature aurait subi un allongement initial de $1^{\text{mm}},96$, correspondant à la tension initiale de 1259^k ; l'allongement total des tirants serait donc de $5,59 + 1,96 = 7^{\text{mm}},55$, et, suivant le tableau II, correspondrait à un effort de traction d'environ 2519 kil. par cm^2 sur les tirants. Il résulterait de là que, même avec une tension initiale de 1259^k par cm^2 sur les tirants, tension qui n'est pas sans danger, nous ne pourrions soumettre ces armatures à un effort supérieur à 2519 k au moment de la rupture de la fonte.

En continuant ce raisonnement, on pourrait prouver qu'il est impossible de trouver une disposition qui fit entrer en action toute la résistance du fer, sans mettre en danger en même temps la partie en fonte.

Nous avons fait voir, dans les tableaux II et IV, que, pour de fortes tensions proportionnelles, le rapport de l'allongement du fer à celui de la fonte est de 1 à 2,6; il résulte de là qu'il est impossible de faire agir les deux matières de concert sous des efforts approchant des efforts de rupture.

Puisqu'on gagne si peu de résistance finale par cette tension considérable, tandis qu'on affaiblit notablement la partie en fonte, essayons de diminuer cette tension jusqu'à ce que nous arrivions à la meilleure forme de poutre.

3^e cas. Cherchons la tension à donner aux tirants, pour que les différentes portions de la poutre soient soumises l'une et l'autre, et simultanément, à des charges

équivalentes pour chacune d'elles au $\frac{4}{3}$ de leur résistance de rupture à l'extension, c'est-à-dire, pour la fonte, à 394^k , et, pour le fer, à 1259^k par cm^2 de section.

Dans ce cas, par la loi résultant du tableau III, la force additionnelle qui tendrait à allonger les tirants en fer serait de $2,25 \times 394^k = 887^k$ par cm^2 ; soit t la tension initiale des tirants par cm^2 avant la charge, nous aurons

$$t + 887^k = 1259^k$$

d'où $t = 372^k$ par cm^2 .

Si maintenant on charge la poutre de manière à produire une tension sur la fonte de 630^k par cm^2 , les tirants seront soumis à un effort additionnel de $2 \frac{1}{4} \times 630^k = 1416^k$ par cm^2 qui, ajouté à l'effort initial de 394^k , donnera un effort ou une charge totale de 1810^k sur les tirants; de cette manière, les deux matériaux seraient soumis à des efforts égaux à la $\frac{4}{2}$ de leurs charges de rupture, et, on peut voir (tableau III) que les allongements permanents seraient à peu près égaux après l'enlèvement de la charge.

Il résultera de là que la tension initiale la plus convenable à donner aux tirants serait de 310 à 470^k par cm^2 .

Mais une charge de 866 kil. pour la fonte tendrait à détruire cette répartition des efforts, car elle produirait sur les tirants un effort d'environ 2125 kil.; et, après l'enlèvement de la charge, la perte d'élasticité serait trois fois plus grande pour les tirants que pour la poutre. On remarquera, de plus, qu'un effort inférieur à 2364 kil. par cm^2 sur le fer entraînerait la rupture de la fonte.

Une poutre ordinaire (surtout une poutre en fer),

peut être chargée sans danger, en cas de nécessité, aux $\frac{2}{3}$ de sa charge de rupture ; mais il n'en peut être ainsi pour les poutres armées ; car, avec la meilleure disposition des armatures, la partie en fonte, comme nous venons de le démontrer, arriverait à son point de rupture, avant que le fer eût atteint les $\frac{2}{3}$ de sa résistance finale.

En résumé, il paraît pratiquement impossible d'arriver à un arrangement des parties d'une poutre armée qui présente quelque sécurité, tout en tirant tout le parti possible de chacune des pièces. Les deux matières qui la composent diffèrent tellement dans leurs propriétés physiques et mécaniques, qu'il semble impossible de construire une poutre dans laquelle sous tous les efforts ordinaires elles agissent de concert. Mais, même en supposant qu'on pût trouver une disposition convenable, pendant combien de temps persisterait-elle ? Outre les altérations provenant de l'inégalité des allongements et des pertes d'élasticité, les chocs brusques, les changements de température, et d'autres causes, tendraient à détruire cet arrangement. Le vice d'une poutre armée ne gît peut-être pas tant dans une distribution peu économique du métal que dans son manque de stabilité et de sécurité : car, avec des accroissements de charge comparativement limités, une poutre armée peut passer d'un état de sûreté parfaite à un état d'incertitude et de danger.

RÈGLE APPROXIMATIVE POUR CALCULER LA RÉSISTANCE D'UNE POUTRE EN FONTE
ARMÉE DE TIRANTS EN FER.

Pour calculer la résistance des poutres armées, nous supposerons que la tension des tirants soit telle qu'ils

fussent soumis à un effort de 1259 kil. par cm^2 , au moment où la fonte éprouverait à un effort de 394 kil. par cm^2 : dans ce cas de proportionnalité parfaite dans les efforts, nous avons trouvé, par des raisonnements qu'il est inutile de répéter ici, la règle approximative suivante, pour calculer la charge de sécurité d'une poutre armée :

Ajouter trois fois la section des tirants à la section de la nervure inférieure, et substituer cette valeur à la section de la nervure inférieure dans la formule ordinaire. Le tiers de cette valeur donnera la charge de sécurité ou un $\frac{1}{3}$ de la charge de rupture théorique.

Ou, en d'autres termes, soient :

P la charge de sécurité en tonnes.

s , la section de la nervure inférieure en cm^2 .

s' la section des tirants en cm^2 .

h la hauteur de la poutre en fonte en cm.

l sa longueur en cm.

Nous aurons :

$$P = k \frac{(s + 3s')h}{3l} \quad (1)$$

Dans la première série d'expériences, page 55, nous avons :

$$s = 6,7739, \quad s' = 2,5160, \quad h = 10,46, \quad l = 137,16,$$

$$\text{et } P = \frac{4,09 \times (6,7739 + 3 \times 2,5160) \times 10,46}{3 \times 137,16} = 4^{\text{r}},44.$$

Or, la charge de rupture de cette poutre trouvée par l'expérience III, page 55, était d'environ 4^r,0 dont le $\frac{1}{3} = 1^{\text{r}},3$ donne la charge de sécurité. Ce résultat montre que les diverses parties de cette poutre avaient des proportions convenables.

Dans tous ces calculs, nous avons admis l'hypothèse que la section de la nervure supérieure de la poutre a été proportionnée de manière à équilibrer les efforts de tension des tirants et de la nervure inférieure.

Voyons maintenant la question d'économie de fabrication.

COMPARAISON DES PRIX DE REVIENT ENTRE LES POUTRES ARMÉES
ET LES POUTRES SANS ARMATURES.

Quand on veut se rendre compte des avantages respectifs des poutres de formes différentes, on devrait toujours calculer le prix auquel revient pour chacune d'elles une certaine unité de résistance.

Ainsi, dans le cas des poutres armées, si nous posons :
 p le prix de revient de la poutre non armée,
 p_1 le prix de revient des tirants,
 p_2 les frais de main-d'œuvre et de pose de ces armatures,
 r la résistance à la rupture de la poutre simple,
 R la résistance à la rupture de la poutre armée,
le prix de revient de l'unité de résistance de la poutre simple sera $\frac{p}{r}$;

celui de l'unité de résistance de la poutre armée sera $\frac{p+p_1+p_2}{R}$;

le rapport de ces prix sera $\frac{p}{p+p_1+p_2} \times \frac{R}{r}$ (1).

Dans le cas de la poutre d'épreuve (Voir le tableau de la page 55), nous avons :

$$p = 5^f,625, \quad p_1 + p_2 = 5^f,00, \quad r = 2630^k$$

$$R = 3355^k$$

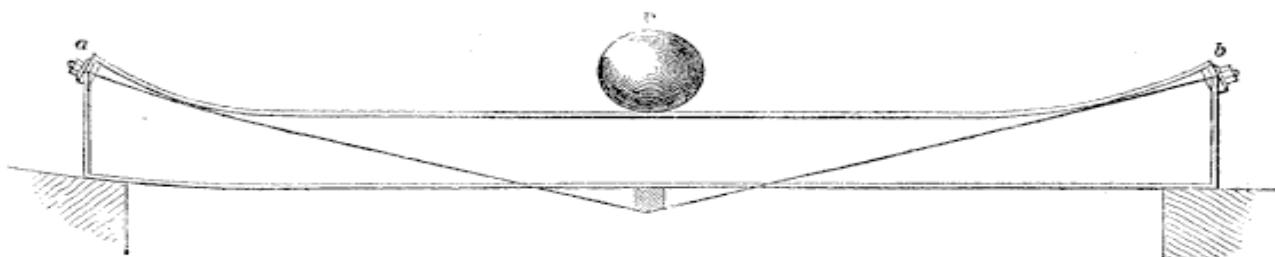
et la formule (1) nous donne pour le rapport des prix

de l'unité de résistance de la poutre simple et de la poutre armée $\frac{5,626}{5,625+5} \times \frac{3355}{2630} = \frac{2}{3}$ environ, c'est-à-dire que la poutre simple est de $\frac{1}{3}$ plus économique que la poutre armée.

POUTRES ARMÉES OU LES TIRANTS SONT ATTACHÉS AU-DESSUS DU NIVEAU
DE LA NERVURE SUPÉRIEURE.

Examinons maintenant le cas où les points d'attache *a* et *b* des tirants sont placés au-dessus de la nervure supérieure, comme dans la figure ci-contre. Cette disposi-

Fig. 25.



tion, d'après moi, tendrait à accroître plutôt qu'à diminuer les défauts de la poutre armée; car, en élevant les points d'attache *a* et *b*, on augmente le danger de rupture de la nervure supérieure par les tirants. Disons, en passant, que cette objection s'applique également aux poutres complexes de cette forme entièrement en fer.

En revenant à la poutre de meilleur profil et de section d'égale résistance, on verra (Tableau de la page 59) que, en la renversant sens dessus dessous avec la nervure inférieure en haut, nous avons dans la forme simple une pièce comparativement faible, qui se rompt sous 1525 kil., au lieu de 2643 kil., qui est la charge de rupture, quand la petite nervure destinée à résister à la compression est en dessus. Ces faits sont corroborés par des expé-

riences directes. Il suit de là que ce seul changement de position lui fait perdre la moitié de sa résistance.

Si l'on essaie de compenser cette perte par l'application d'une force auxiliaire, sous la forme de tirants attachés à la partie faible de la poutre, on fait entrer en action des éléments de résistance complètement nouveaux, et, pourvu que les tirants soient suffisants, on peut raisonnablement s'attendre à obtenir une pièce plus résistante que la pièce simple dans sa position ordinaire, mais sans auxiliaires. En réalité, la résistance à la compression est sextuple, et en admettant que les tirants présentent des garanties équivalentes à la traction, nous obtiendrons une poutre pouvant théoriquement supporter une pression énorme, environ six fois la charge de rupture de la poutre simple.

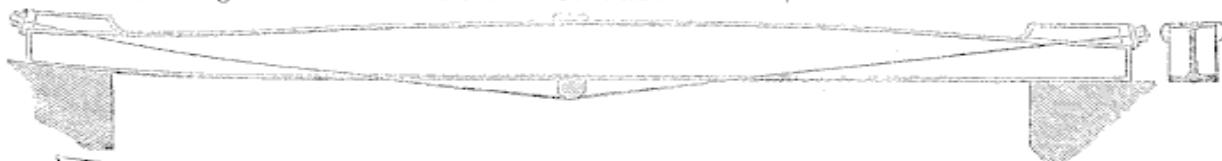
Cette évaluation de la résistance repose sur l'hypothèse que les deux résistances à la traction et à la compression sont égales, et que les différentes parties de la poutre sont disposées de manière à conserver la liaison de toutes les parties, et à empêcher le déchirement du métal dans le sens horizontal, comme dans le sens vertical.

Nous avons admis que les tirants peuvent avoir quelque utilité dans la disposition de la fig. 25; mais comme il faudrait changer la forme de la pièce et en renforcer quelques parties, on peut se demander si une poutre homogène d'une seule pièce ne présenterait point la même résistance.

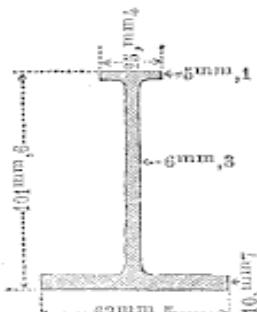
Les opinions sur ce sujet étant très-diverses, j'ai cru nécessaire d'étudier cette question expérimentalement; et pour arriver à des conclusions exactes, j'ai fait préparer et essayer des poutres modèles, qui m'ont donné les résultats suivants :

EXPÉRIENCES POUR DÉTERMINER LES AVANTAGES QUE POURRAIENT PRÉSENTER LES TIRANTS EN FER ADAPTÉS COMME AUXILIAIRES AUX POUTRES EN FONTE.

Expériences sur une poutre en fonte du profil de plus grande résistance, ayant une longueur de 4^m,372 entre les points d'appui, armée de deux tirants en fer, de 42^{mm},7 de diamètre chacun, avec la plus grande nervure en dessous.



EXPÉRIENCE I.			EXPÉRIENCE II.			EXPÉRIENCE III.		
N ^o s de l'expé-rience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimétr.	N ^o s de l'expé-rience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimétr.	N ^o s de l'expé-rience.	CHARGES en kilogram.	FLÈCHES en millimétr.
1	184	1,27	1	184	1,143	1	184	0,305
2	413	2,54	2	396	1,930	2	714	3,048
3	616	3,81	3	645	3,302	3	1120	3,861
4	819	5,08	4	803	4,394	4	1526	5,664
5	1022	5,84	5	1116	5,943	5	1932	7,213
6	1124	7,11	6	1319	7,290	6	2339	8,280
7	1225	7,87	7	1523	8,687	7	2542	10,160
8	1327	8,64	8	1726	10,261	8	2746	11,938
9	1428	9,40	9	1974	11,476	9	2956	13,411
10	1479	9,65	10	2082	12,319	10	3151	14,503
11	1530	10,16	11	2127	12,700	11	3354	15,748
12	1581	10,41	12	2177	13,487	12	3517	17,018
13	1682	11,18	13	2228	14,224	13	3761	18,667
14	1784	11,94	14	2279	14,833	14	3964	19,812
15	1833	12,19	15	2330	15,240	15	4015	Rupture.
16	1885	12,70	16	2380	15,748			
17	1945	12,95	17	2405	16,256			
18	1987	13,21	18	2492	17,068			
19	2038	13,46	19	2544	17,526			
20	2088	13,97	20	2594	18,034			
21	2139	14,22	21	2645	18,440			
22	2180	14,48	22	2706	18,796			
23	2241	14,99	23	2757	19,304			
24	2299	15,24	24	2793	19,608			
25	2342	15,75	25	2844				
26	2393	16,26	26	2895				
27	2444	16,51	27	2945				
28	2495	Rupture,	28	2996	20,980			
l'un des tirants ayant cédé par traction.			29	3047				
Flèche } maxima } 17,76			30	3098				
			31	3144				
			32	3195				
			33	3236				
			34	3296				
			35	3348				
			36	3399				
			37	3450	23,723			
			38	3500				
			39	3551				
			40	3602	Rupture.			
					Flèche } maxima } 25,095			



Section de la nervure inférieure :

$$= 63,5 \times 1,670 = 677 \text{ mm}^2,39.$$

Section de la nervure supérieure :

$$= 25,4 \times 5,08 = 19 \text{ mm}^2,35.$$

Hauteur de la poutre au milieu :

$$= 101 \text{ mm},6$$

Dans l'expérience I, l'un des tirants s'est brisé après avoir porté pendant quelques secondes une charge de 2495 kil. La seconde et la troisième poutres se sont rompues par compression à la nervure supérieure. En prenant la moyenne de ces trois résultats, la charge de rupture serait de 3370 kil.

L'un des tirants s'étant brisé, on recommença deux fois l'épreuve avec des tirants de 19^{mm} de diamètre, pour que la rupture précédât celle des tirants qui devaient céder à la tension.

Expérience II.

*La même poutre avec la grande nervure en bas, mais sans tirants.
Distance entre les points d'appui : 4^m,372.*

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
4	184	17,78
2	714	58,40
3	917	72,64
4	1120	82,80
5	1325	106,68
6	1326	124,74
7	1729	142,24
8	1952	160,27
9	2156	175,22
10	2359	184,43
11	2440	190,50
12	2342	197,40
13	2643	Rupture.
	Flèche maxima.....	199,64

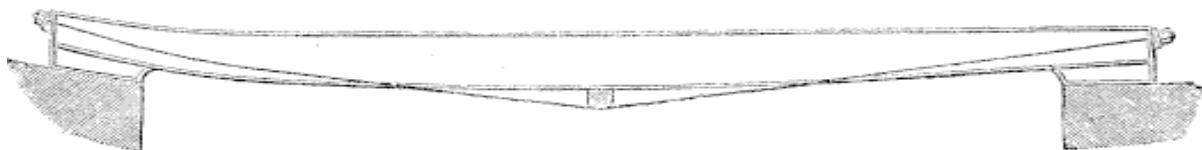
Fig. 26.



Expérience V.

La même poutre avec la grande nervure en haut et deux tirants de 19^{mm},05, de diamètre. Distance entre les points d'appui, 4^m,373.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
1	484	0,76
2	714	1,78
3	1420	2,54
4	4526	4,06
5	4952	5,08
6	2559	6,40
7	2745	7,62
8	5431	9,14
9	5517	11,94
10	5964	15,46
11	4572	15,49
12	4575	17,53
13	4776	19,56
14	4975	21,54
15	5178	23,44
16	5581	25,94
17	5584	
	Flèche maxima.....	26,92



La poutre, dans cette position, aurait porté une charge beaucoup plus considérable, si les tirants avaient eu plus de rigidité. En effet, la partie inférieure de la poutre se déchira par l'augmentation de flexion, avant que la nervure supérieure fût arrivée à sa résistance *maxima* à la compression.

Expérience VI.

La même poutre renversée avec la grande nervure en dessus, et sans tirants. Distance entre les points d'appui, 4^m,372.

NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES en KILOGRAMMES.	FLÈCHES en MILLIMÈTRES.
1	484	mm. 2,052
2	714	5,583
3	917	5,740
4	1120	9,193
5	1323	12,014
6	1425	15,055
7	1525	Rupture.
	Flèche maxima....	45,970



Les expériences que nous venons de rapporter donnent les résistances des poutres ayant les formes et les dispositions suivantes :

1^o La poutre en fonte, de meilleure forme, avec la grande nervure en bas et armée de tirants ;

2^o La même poutre renversée avec la grande nervure en dessus, et les tirants comme précédemment ;

3^o La même poutre, la grande nervure en dessus, sans tirants ;

4^o La même poutre sans tirants, ayant les formes et la disposition qui correspondent à la résistance maxima.

On peut, jusqu'à un certain point, comparer ces diverses conditions, et nous donnerons ici un tableau des résultats des expériences et du rapport des résistances de ces poutres.

RÉSUMÉ DES EXPÉRIENCES QUI PRÉCÉDENT.

PROFIL de la POUTRE.	DESCRIPTION DE LA POUTRE.	CHARGE DE RUPTURE en kilog.	RAPPORTS des RÉSISTANCES de rupture.
I	Poutre en fonte, la grande nervure au bas de la pièce.	2643 k.	
I	La même poutre dans la même position, avec deux tirants en fer la supportant au milieu.	3370	100 : 127
I	Poutre renversée, la grande nervure en dessus, sans tirants.	1525	
I	La même, dans la même position, la grande nervure supportée par les tirants.	5584	100 : 333
I	Poutre armée de deux tirants, comme plus haut, la grande nervure en dessous.	3370	
I	La même, avec deux tirants, et la grande nervure en dessus.	5584	100 : 165
I	Poutre sans tirants, la grande nervure en dessus.	1525	
I	La même poutre, la grande nervure en dessous.	2643	100 : 173

Du résumé qui précède, on peut tirer les conclusions suivantes :

1° L'accroissement de résistance qu'on obtient en armant de tirants la poutre en fonte du profil de plus grande résistance, est dans le rapport de 100:127, ou de plus d'un $\frac{4}{4}$ (¹).

2° La poutre simple renversée, la petite nervure en bas, perd les $\frac{3}{4}$ de la résistance qu'elle avait dans sa meilleure position, la grande nervure en bas; le rapport entre les résistances dans ces deux positions est de $\frac{400}{473}$. En outre, la même poutre renversée et armée est à la poutre renversée mais non armée comme 100:333.

3° Enfin la même poutre, armée dans les deux cas, a une résistance de 7,5 pour 100 supérieure avec la grande nervure en bas, tandis que, dans l'autre position, la grande nervure en bas, sa résistance n'est pas augmentée d'une manière notable comparativement à la même poutre dans la même position, mais non armée.

Nous pourrions multiplier ces comparaisons, mais il nous suffira d'avoir prouvé ce fait que, dans les circonstances les plus favorables, les poutres ne peuvent pas gagner une augmentation de résistance importante par l'addition de tirants en fer forgé. Dans les cas où ces auxiliaires deviendraient absolument nécessaires, je recommanderais de les attacher aux poutres par une forte nervure, à la partie supérieure, pour résister à la compres-

(¹) Voir, à l'appendice n° III, un compte-rendu des dangers qu'a présentés une poutre armée de cette manière.

(N. de l'A.)

sion, de proportionner leur résistance et de régler leur tension de manière à les opposer à la rupture, en même temps que la partie supérieure rigide. Ce qui, cependant, est infiniment préférable, c'est une poutre en tôle bien construite, à laquelle on peut donner une résistance presque illimitée et une portée de 150 à 300 mètres.

REMARQUES GÉNÉRALES SUR LES POUTRES EN FONTE.

J'ai probablement accordé à cette partie de mon sujet plus d'attention qu'il ne paraît à première vue le comporter. Je ferai remarquer cependant que l'ignorance des principes de la construction des poutres en fonte a été la cause de beaucoup d'accidents graves, et je puis espérer peut-être que les recherches que je viens de faire ne seront pas tout à fait inutiles pour les travaux qui doivent réunir les conditions essentielles de l'économie de matière et d'une grande sécurité, et qui demandent par conséquent tant de soins de la part de l'architecte et de l'ingénieur.

Si j'ai rempli ce but et si j'ai présenté un aperçu plus exact des principes de construction, je me croirai amplement récompensé du temps et des peines que m'a coûtés cette étude.

Avant d'entrer dans une autre division importante de mon ouvrage, celle de la résistance des poutres tubulaires appliquées aux ponts, je veux m'arrêter quelque peu à l'étude des poutres en fer destinées à porter les planches des édifices, et aux autres applications où les conditions principales sont la stabilité et la sécurité contre l'incendie. Pour cette partie du sujet, nous avons à

notre disposition, sur la forme et sur la construction, une grande quantité de renseignements qui, depuis ces vingt dernières années, ont guidé nos efforts dans ce département de la science pratique. Nous devons aux recherches remarquables et concluantes de M. Hodgkinson beaucoup de formules et d'autres données utiles pour l'art de la construction. Plusieurs raisons nous empêchent d'avoir une confiance entière dans l'emploi de la fonte ; ce sont l'inégalité de retrait dans le refroidissement de ce métal, sa fragilité, les imperfections et les soufflures qu'on rencontre dans les pièces coulées, et l'absence d'indications de la rupture qui est sur le point de se produire.

Le *retrait* ou la contraction de la fonte pendant son refroidissement nous expose à de grandes incertitudes. Une pièce de fonte, quoique dans de bonnes proportions, éclate quelquefois soudainement, sans cause apparente ; l'exposition à la pluie ou un froid intense pendant la nuit cause souvent la rupture, et, dans ce cas, elle est accompagnée d'un bruit violent, semblable à un coup de pistolet. Par un examen attentif, on voit que l'accident est dû à un violent effort de tension dans le voisinage immédiat de la fracture, qui est ordinairement fort large, et il faut employer une force énorme pour ramener les parties au contact. Cette tension inégale et dangereuse à l'intérieur de la pièce me semble provenir ou d'un refroidissement irrégulier, qui troublerait sérieusement la cristallisation, ou d'un mélange imparfait des métaux, qui produirait un retrait plus grand dans une partie que dans une autre, et dont la conséquence serait une tension inégale des molécules. Il faut donc apporter la plus grande attention à la coulée : il faut s'assurer que les mé-

taux sont bien mêlés et que les moules et les modèles ont des proportions qui assurent un refroidissement uniforme. Ces détails du métier ont la plus grande importance. Les moules, après la coulée, devraient être hermétiquement recouverts, et il faudrait les laisser en place aussi longtemps que possible pour obtenir, par un refroidissement uniforme, une plus grande perfection dans la structure cristalline (¹).

Une seconde cause de danger, c'est le caractère de fragilité et d'irrégularité que les corps cristallins présentent à un bien plus haut degré que ceux de structure fibreuse ; le fer, par sa ductilité et sa nature fibreuse, est dans de meilleures conditions que la fonte pour résister aux chocs et pour porter les lourdes charges, et sa grande résistance aux efforts de traction fait de son application une question de la plus haute importance pour les constructeurs. La supériorité de sa résistance à la tension n'est pas la seule qualité qui le recommande : les formes et les conditions nouvelles dans lesquelles on peut le manufacturer et l'employer dans des dispositions et sous des formes variées pour résister à la compression,

(¹) Tredgold paraît avoir eu connaissance des dangers qu'entraîne un refroidissement inégal de la fonte. Dans ses remarques sur la qualité et sur la structure des métaux, il dit, page 8 de son *Traité sur la résistance de la fonte*, « qu'il faut apporter les plus grands soins à obtenir l'homogénéité dans chaque coulée, parce que le retrait varie avec la qualité de la fonte, et qu'un retrait irrégulier produit une tension inégale des particules du métal, altère sa résistance et l'expose à des ruptures soudaines et inattendues. » Plus loin, il ajoute : « Je ne dois pas oublier de rappeler que la fonte, lors de sa rupture, ne donne aucun avertissement de l'accident qui va se produire, et c'est là son principal défaut quand on l'emploie à supporter l'action des charges permanentes ou des forces en mouvement. »

(*N. de l'A.*)

le feront préférer à la fonte, comme plus léger et plus sûr. Un autre inconvénient de la fonte, c'est qu'il est impossible de découvrir les imperfections et les souffrances qui se trouvent dans l'intérieur des pièces et qui trompent les regards les plus exercés. Ces défauts sont fréquents, et on a de nombreux exemples de pièces coulées qui, parfaites à l'extérieur, cachaient sous une couche unie et saine les souffrances ou les cendres qui devaient en amener la rupture. Ces imperfections ne peuvent se rencontrer dans les poutres en fer, parce que les différentes opérations de la fabrication, telles que le puddlage, le cinglage, la mise en paquets, le laminage, suffisent à faire reconnaître les imperfections qui altéreraient la qualité des feuilles de tôle. Il peut se rencontrer, toutefois, que de petites quantités de scories soient enfermées dans l'épaisseur des barres qui servent au laminage des feuilles; mais ces défauts n'affectent sensiblement la résistance que dans le cas des tôles à chaudières, qu'elles exposent à être brûlées sous l'action d'une grande chaleur. Dans la construction des poutres, ces défauts ont moins d'importance, parce qu'ils n'altèrent pas sérieusement leur résistance.

INFLUENCE DE LA DURÉE DE LA CHARGE ET DE LA TEMPÉRATURE
SUR LA RÉSISTANCE DES BARRES DE FONTE.

Avant de terminer ces observations sur les poutres en fonte, il sera peut-être utile de rappeler quelques faits d'expérience relatifs à deux questions intéressantes et importantes, c'est-à-dire à l'action du temps et à celle de la température sur la fonte, et de voir dans quelles limites ces causes modifient sa résistance aux forces qui

tendent à la déchirer ou à la briser. Ces questions m'ont occupé, il y a quelques années, et comme elles portent directement sur le sujet qui nous occupe, nous donnerons quelques extraits de ces expériences (¹) qui, à cette époque, ont été jugées d'une grande utilité, et qui ont conduit à plusieurs résultats importants.

INFLUENCE DE LA DURÉE DES CHARGES.

De tout temps, on s'est demandé dans quelles limites un corps comme la fonte peut être soumis à l'action d'une charge sans que sa résistance soit altérée. Cette question n'est, jusqu'à présent, qu'imparfaitement résolue, parce que tous les corps sont soumis à de nombreuses causes d'altération et de perturbation, qui affectent leur état permanent, et qui conduisent d'une manière lente, mais inévitable, à leur destruction. Les influences atmosphériques, la température, le temps, sont chacun des éléments qui concourent à ce résultat, et il est curieux de savoir quel est celui qui a le plus d'influence sur la stabilité d'une matière de construction aussi répandue que la fonte. Pour résoudre ce problème, j'ai commencé, en 1837, une série d'expériences, qui se sont prolongées pendant huit ans; et comme ces expériences sont en désaccord avec la théorie généralement adoptée de la résistance des matériaux, il nous sera nécessaire non-seulement d'en faire connaître les résultats, mais encore d'en tirer des conclusions pratiques.

(¹) Pour plus de détails sur ce sujet, voir mon rapport sur les effets de la durée de la charge et de la température, inséré dans le 6^e volume des *Transactions de la Société britannique pour l'avancement de la science*.

(N. de l'A.)

ACTION DU TEMPS.

Dans le rapport lu à la Société britannique pour l'avancement de la science, nous avons présenté les remarques préliminaires suivantes sur l'action du temps sur les métaux soumis à des charges permanentes.

Dans les expériences qui précèdent sur la résistance transversale de la fonte, on a supposé que l'élasticité restait parfaite jusqu'au tiers de la charge de rupture, et qu'on ne devrait jamais dépasser cette limite ⁽¹⁾. Cette

(1) M. Hodgkinson, en discutant ses expériences sur la résistance transversale des fontes anglaises, a trouvé une formule qui exprime bien le rapport des pertes d'élasticité aux charges correspondantes. Les barres essayées avaient une longueur de 1^m,572 entre supports et 2^{cm},54 d'équarrissage ; la charge était placée au milieu de la barre. Pour les barres carrées, la formule prend la forme :

$$e = k \frac{P^2}{n}$$

e perte d'élasticité en millimètres.

P charge correspondante en kilogrammes.

k = 0,039596, coefficient de réduction des mesures anglaises en mesures métriques.

n coefficient variable avec les qualités de fonte, les dimensions des barres, etc.

En prenant les moyennes entre les pertes d'élasticité obtenues avec douze fontes de qualités différentes, et en faisant *n* = 328, on a le tableau suivant :

Charges en kilogrammes..	25,4	50,8	76,2	101,6	127,0	152,5	177,5
Pertes d'élasticité mesurées.....	mm. 0,094	mm. 0,325	mm. 0,711	mm. 1,243	mm. 1,950	mm. 2,769	mm. 3,785
Pertes d'élasticité calculées.....	0,070	0,310	0,686	1,245	1,834	2,794	3,785

On voit ainsi que les pertes d'élasticité sont sensiblement proportionnelles

hypothèse, soutenue par Tredgold, a été généralement adoptée, mais sans fondement, à mon avis. Dans quelques expériences, déjà anciennes, ayant pour objet la comparaison des fontes à air chaud et à air froid, on avait remarqué que la plupart du temps l'élasticité était altérée d'une manière notable pour des charges correspondant à $\frac{4}{5}^{\circ}$ ou à $\frac{4}{6}^{\circ}$ de la charge de rupture. Ce fait avait assez d'importance pour porter mon attention sur les flexions permanentes des expériences précédentes, et me faire noter avec soin les pertes d'élasticité dans celles qui suivirent, jusqu'au moment où les charges furent arrivées au repos sur les barres. En suivant cette méthode, on verra que la valeur des flèches permanentes a été donnée à des intervalles déterminés, depuis le commencement des expériences jusqu'à l'instant de la rupture, et on appréciera plus facilement les rapports qui existent entre les charges, les flèches et les pertes d'élasticité.

La limite très-rapprochée à laquelle l'élasticité est altérée nous a amené à faire une nouvelle série d'expériences, pour nous assurer si cette altération de l'élasticité, en prolongeant l'action de la charge, entraînerait la rupture. Cette question ne pouvait être résolue que par expérience.

Les recherches se résumaient en cette question : Dans quelle étendue peut-on charger sans danger la

aux carrés des charges correspondantes, ou, si l'on veut exprimer graphiquement cette relation, que les pertes d'élasticité forment les abscisses d'une parabole dont les charges sont les ordonnées. Il résulte de là qu'il n'y a pas de charge, si faible qu'elle puisse être, qui n'altère plus ou moins l'élasticité de la fonte.

(N. du Tr.)

fonte ? Cette question très-importante affectait un point très-intéressant, la stabilité des ponts, celle des entrepôts, des fabriques et de toutes les constructions où l'on emploie la fonte.

En donnant la valeur de la résistance de la fonte, on a toujours pensé qu'il était dangereux de lui faire porter plus de $\frac{1}{3}$ de sa charge de rupture, et c'est toujours une bonne précaution de rester en deçà de cette limite ; mais dans quelques cas particuliers, comme dans les ponts, les poutres pour entrepôts, etc., il serait convenable de ne prendre pour charge de sécurité que le $\frac{1}{3}$ ou le $\frac{1}{6}$ de la charge de rupture, à cause des efforts accidentels auxquels ces pièces peuvent être exposées, comme les chocs ou d'autres forces qui les placent dans des conditions défavorables. En examinant cependant les expériences, on voit qu'on a obtenu quelques résultats sur dix barres rectangulaires en fonte de $2^{\text{cm}^2},5399$ de section de fonte Coed Talon, à air chaud et à air froid, en y suspendant au milieu d'une manière permanente les charges suivantes :

Tableau I.

TABLEAU DES CHARGES AUXQUELLES ONT ÉTÉ SOUMISES DES BARRES DE FONTE DE L'USINE COED TALON, DE 1^m,572 DE LONGUEUR ENTRE LES POINTS D'APPUI, POUR RECONNAITRE LES ALTÉRATIONS QU'UNE DURÉE PLUS OU MOINS PROLONGÉE DES CHARGES PEUT FAIRE SUBIR A LA FONTE.

(Les charges de rupture ont été données par les expériences et sont en moyenne de 230^k,3 pour la fonte à air froid, et de 219^k,5 pour celle à air chaud.)

NUMÉROS DES BARRES.	CHARGE PERMANENTE en kilogr.	CHARGE DE RUPTURE moyenne en kilogr.	RAPPORTS DES CHARGES de rupture AUX CHARGES permanentes.	OBSERVATIONS.
1	127	240,5	1:551	Fonte à l'air froid.
2	152	"	1:661	
3	178	"	1:771	
4	203	"	1:881	
5	203	"	1:991	
6	127	219,5	1:578	Fonte à l'air chaud.
7	152	"	1:604	
8	178	"	1:803	
9	203	"	1:925	
10	203	"	1:925	

Le tableau qui précède montre le mode d'expérimentation adopté pour mesurer avec une grande exactitude les plus petits accroissements de flèches qui, de temps à autre, se manifestaient sur ces barres. Si cet accroissement avait été progressif, on en aurait conclu que la rupture aurait lieu à une époque plus ou moins reculée; s'il en avait été autrement, qu'un nouvel arrangement des parties aurait dû se produire, et qu'elles étaient arrivées à développer une résistance équivalente à la charge.

Voici les résultats du mois de mars 1837 et du mois de juin 1842.

Tableau II.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N° 2 ET N° 7, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 152 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimètr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimètr.	OBSERVATIONS.
»	11 mars 1837.	52,257	57,109	
25°,55 c.	5 juin 1838.	55,426	59,064	
22°,22	5 juillet 1839.	55,146	58,937	
21°,66	6 juin 1840.	55,096	58,607	
10°,00	22 nov. 1841.	35,172	41,147	
14°,44	19 avril 1842.	55,223	41,147	
	Moyenne..	55,045	59,518	Avant les époques où l'on prit les observations, en novembre et avril, la barre de fonte à air chaud avait subi des altérations.

Les expériences montrent qu'il y a eu, au bout de cinq années, un accroissement graduel des flèches de 0^{mm},787 pour l'air froid, et de 2^{mm},210 pour l'air chaud.

Tableau III.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N° 3 ET N° 8, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 178 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimètr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimètr.	OBSERVATIONS.
»	6 mars 1837.	42,179	43,560	
25°,55 c.	23 juin 1838.	46,529	45,795	
22°,22	5 juillet 1839.	46,259	45,668	
21°,66	6 juin 1840.	46,534	45,668	
10°,00	22 nov. 1841.	46,450	45,821	
14°,44	19 avril 1842.	46,456	46,024	
18°,78	Moyenne..	45,770	45,414	

Pendant cinq ans les flèches avaient été un peu plus

grandes pour la fonte à air froid que pour celle à air chaud, et leurs accroissements pour les deux espèces de fonte étaient dans le rapport de 45,770 à 45,414, tandis que dans le tableau précédent, avec des charges moins considérables, l'accroissement était en sens inverse, ou de 33^{mm},045 pour la fonte à air froid, et de 39^{mm},318 pour celle à air chaud.

Néanmoins les flèches, dans ce cas, indiquent, comme plus haut, une augmentation bien marquée de 3^{mm},591 pour l'air froid, et de 1^{mm},854 pour l'air chaud.

Tableau IV.

RÉSULTATS OBTENUS SUR LES BARRES N^os 4, 5, 9 ET 10, AVEC DES CHARGES PERMANENTES DE 203 KIL.

TEMPÉRATURE	DATES des OBSERVATIONS.	FONTE à l'air froid. FLÈCHE en millimètr.	FONTE à l'air chaud. FLÈCHE en millimètr.	OBSERVATIONS.
»	6 mars 1857.	55,815	»	
25°,53 c.	23 juin 1858.	57,007	»	
22°,22	5 juillet 1859.	56,728	»	
21°,66	6 juin 1840.	56,702	»	
10°,00	22 nov. 1844.	56,804	»	
14°,44	19 avril 1842.	56,804	»	
18°,78	Moyenne..	56,626	»	

L'accroissement progressif de la flèche était ici de 0^{mm},813, ce qui, on le voit, est beaucoup moins considérable que celui du tableau précédent avec des charges de 178 kil., et inférieur à la flèche de la fonte à air chaud, qui était de 1^{mm},854 avec le même poids agissant comme charge permanente.

En étudiant l'ensemble de ces résultats pour la solu-

tion du problème des lois de la résistance des corps à des efforts continus, on doit observer de quelle admirable manière les propriétés cohésives de la matière s'adaptent aux circonstances, et avec quelle ténacité elles s'opposent aux forces qui tendent à en séparer les parties et à les briser.

Il faut encore examiner jusqu'où va cette propriété, et si les corps soumis à des charges ne dépassant même pas le millième de leur charge de rupture pourraient porter indéfiniment cette charge, dans le cas où aucune force étrangère n'interviendrait de façon à amener leur rupture.

J'ai tout lieu de croire qu'il en serait ainsi en réalité, quoiqu'on ait observé un accroissement progressif des flèches dans toutes les barres, ce que je crois pouvoir attribuer aux vibrations continues du bâtiment où elles étaient placées et aux influences atmosphériques, telles que les variations de température, l'oxydation, etc., auxquelles toute matière est soumise.

Les expériences que nous venons de rapporter établissent sans contestation ce fait important, qu'une pression continue et permanente, lors même qu'elle entraînerait la rupture, diffère complètement, dans son principe, de la perte d'élasticité que produisent les changements affectant les conditions du métal, tels que les variations de pression, qui font agir une force perturbatrice sur toutes les parties en action, et qui, par une série d'alternations, détruisent, en effet, ses capacités de résistance.

Dans le premier cas, la charge, quelque rapprochée qu'elle soit de la charge de rupture, agit d'une manière

fixe et permanente, tandis que, dans le second, les changements, si petits qu'ils soient, conduiraient, s'ils étaient suffisamment prolongés, à une destruction complète. Cette conclusion ressort des expériences de M. Hodgkinson, comme des miennes, et j'ai la conviction qu'une charge, si faible qu'elle soit, qui produirait une flèche permanente sur une barre, finirait par la rompre, si on l'enlevait et la replaçait un nombre de fois suffisant.

Prenons pour exemple les barres qui supportent la plus faible charge, 127 kil., et supposons que l'on en enlève 91 kil., et qu'on remette ce poids en place toutes les demi-minutes : il est évident que cette charge, souvent répétée, détruira à la fin la cohésion de la barre, soit à la partie inférieure où les cristaux sont soumis à la traction, soit à la partie supérieure où ils sont comprimés ; ou, ce qui est plus probable encore, les altérations iraient en croissant dans un certain rapport aux sections supérieures et inférieures correspondant à leur résistance à la compression et à la traction. Ce mouvement constant, ou ce glissement des atomes ou des molécules des corps cristallins comme des corps fibreux, est donc la cause de la rupture, et, en supposant qu'un changement ait lieu dans les molécules des corps, si faibles que puissent être les efforts agissant alternativement en sens contraires, tôt ou tard la rupture doit se produire, et ce n'est plus qu'une question de temps.

Les expériences qu'on fait actuellement dans ce point de vue particulier de la résistance des matériaux confirment si bien la justesse de ces observations, que je veux en parler ici. Je le ferai pour qu'on acquière une connaissance exacte des principes dont dépendent la sé-

curité et la durée des matières. Il y a une grande importance à populariser ces faits, parce qu'il existe une grande différence entre la résistance qu'on peut attribuer à une poutre exposée à des changements de pression, et celle d'une poutre qui doit porter une charge permanente et dans un état de repos complet.

ACTION DE LA TEMPÉRATURE.

Les conséquences des effets de la température sur la fonte sont développées avec beaucoup de détails dans mon rapport publié dans le quatrième volume des *Actes de la Société britannique pour l'avancement de la science*. Les expériences qu'il contient sont concluantes, et celles qu'on a données sur les influences de la durée des charges auraient été moins complètes, si on laissait celles-ci de côté.

Dans ce Mémoire, on rappelle que Rondelet, dans son *Traité de bâtir*, a donné et rassemblé les résultats des expériences faites par lui et par d'autres sur la dilatation des corps sous l'action de la chaleur; mais je crois pouvoir dire que j'ai été le premier à mesurer la résistance des substances métalliques à différentes températures, et, quoique l'action de la chaleur sur les métaux n'ait pas échappé aux physiciens, il n'est pas à ma connaissance que ceux qui ont écrit sur ce sujet aient dirigé leurs expériences dans le sens qui va nous occuper.

Si le temps l'avait permis, je me serais proposé d'étendre ces expériences sur l'action de la chaleur à une plus grande variété de formes et de changements de température. Des expériences ainsi éten-

dues auraient conduit peut-être au développement de quelque loi nouvelle, surtout pour les changements produits par des accroissements et des décroissements alternatifs de température. Une fois, peut-être, je pourrai reprendre ces recherches si intéressantes, qui ont tant d'importance pour la science théorique comme pour la science pratique, et je suis convaincu qu'elles seront de la plus grande utilité dans toutes les circonstances où les matériaux sont exposés à des variations fréquentes de température. Pour le moment, nous nous contenterons de donner les résultats comparatifs que fournissent nos expériences.

Tableau V.

COMPARAISON ENTRE LES RÉSISTANCES TRANSVERSALES ET LES RÉSISTANCES AU CHOC DE BARRES DE FONTE COED TALON A AIR CHAUD ET A AIR FROID, SOUS DIVERSES TEMPÉRATURES.

Résistance transversale.

TEMPÉRATURE.	FONTE à L'AIR FROID.	FONTE à L'AIR CHAUD.	RAPPORT des résistances transversales des deux espèces de fonte.
— 3°,33C	Fonte n° 2. k. 385,9	Fonte n° 2. k. 373,2	1000 à 9672
0°	426,5 } moyenne 430,6	423,2 } moyenne 417,0	1000 à 977,6
87°,77	434,6 }	410,8 }	1000 à 1108
Rouge sombre.	327,9	373,4	°
	336,9	376,2	
	Fonte n° 3.	Fonte n° 3.	
100°	410,3 } moyenne 419,1	371,1	1000 à 885,4
	427,8 }	378,2 }	
315°,55	412,3 } moyenne 468,4	419,1 }	1000 à 847,4
	524,6 }	416,0 }	

Rapport des résistances au choc, la moyenne entre les résistances des deux fontes à 0° étant prise pour unité.

TEMPÉRATURE.	FONTE à L'AIR FROID.	FONTE à L'AIR CHAUD.	RAPPORT des résistances au choc des deux espèces de fonte.
— 3°,33C 0° 87°,77	Fonte n° 2. 0,900 0,927 } moyenne 0,984 1,041 } 0,575	Fonte n° 2. 0,877 1,047 } moyenne 1,016 0,985 } 0,769	1000 à 974 1000 à 1032,9 1000 à 1336

Modules d'élasticité en kilog. par cm² de section.

TEMPÉRATURE	FONTE A L'AIR FROID.	FONTE A L'AIR CHAUD.
— 3°,33C 0° 87°,77	Fonte n° 2. k. 18489,0 19247,9 } moyenne 20585,7 21553,5 } 20480,9	Fonte n° 2. k. 20500,4 19326,5 } moyenne 19924,5 20522,7 } 19734,1

Quand nous avons voulu continuer ces expériences, notre provision de fonte n° 2 était malheureusement épuisée, ce qui empêche la comparaison entre 3°,33 au-dessous de zéro et la température correspondant à la fusion du plomb. Le n° 3 aurait dû être chargé jusqu'à la rupture sous toutes les températures, pour qu'on pût évaluer sa diminution de résistance au fur et à mesure de l'élévation de température. Cela n'a pu avoir lieu, et c'est pour cette raison que la comparaison est restreinte aux deux qualités n° 2 et n° 3, et entre 100°C et 315°,55 C.

On voit que, dans la fonte n° 2, la résistance diminue graduellement, à mesure que la température s'élève ; tandis que dans le n° 3 elle augmente, comme il est indiqué dans le tableau, de $419^{\circ}1$ à $468^{\circ}4$, ce qu'on ne peut expliquer que par une irrégularité et une plus grande rigidité dans cette qualité de fonte. En résumé, nous pouvons en conclure que la fonte de qualité moyenne perd de sa résistance quand elle est exposée à une température moyenne supérieure à 49°C , et qu'elle présente des dangers à la température de la congélation de l'eau ou 0° .

DES MÉLANGES DE FONTE.

Nous ne possédons aucune règle, aucune loi bien déterminée, qui puisse nous guider avec sûreté dans le mélange des diverses qualités de fontes pour les pièces coulées. Chaque fondeur suit ses propres habitudes, et il est très-difficile d'obtenir des pièces d'un mélange déterminé à l'avance sans une surveillance sévère. Les fondeurs, les directeurs d'usines, les chauffeurs des fours paraissent attacher peu d'importance au mélange des métaux, et c'est là la cause de ces diversités entre les fontes douces ou dures, fortes ou faibles, de tous ces défauts qu'on pourrait éviter avec une connaissance plus exacte des qualités et des proportions à employer pour chaque espèce de fonte et de la quantité de charbon et de fondant que demande la fusion. Ces considérations sont de la plus haute importance dans la fonderie, et il reste encore beaucoup de progrès à faire dans la manipulation du moulage et dans la distribution des jets de coulée, qui demande beaucoup d'intelligence et d'habileté.

On a toujours pensé qu'il était avantageux de mélanger les fontes, et il doit en être ainsi, puisque nous avons à notre disposition tant de variétés de fontes, de douces, de dures, de riches, de pauvres, de blanches, de bleues, de grises, etc., qui peuvent, par leur combinaison, nous donner toutes les qualités de métal employées dans les arts. Les mélanges ont encore ce grand avantage d'améliorer la qualité de la fonte, et de former des composés qui, avec les soins nécessaires, peuvent varier avec les usages auxquels les pièces sont destinées. On obtiendra un mélange convenable pour les poutres employées dans les ponts ou dans les édifices, en prenant $\frac{2}{3}$ de fonte de Galles n° 3 forte, une portion de fonte d'Ecosse ou du comté de Stafford n° 2, et une petite quantité de vieille fonte. On peut employer aussi d'autres fontes fortes, telles que la fonte écossaise à grains fins ou la fonte du comté de Stafford n° 3; une petite quantité du n° 4, et environ $\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{5}$ de fonte provenant de minerai d'hématite rempliront le même but. Ces mélanges sont d'une grande utilité pour obtenir un métal fort; mais, dans les cas ordinaires, on peut les laisser à la discrétion du fondeur.

Nous citerons ici un mélange qui, plus que tout autre, semble indiquer une résistance supérieure. En 1847, M. Owen, l'Inspecteur des métaux de l'Amirauté, a eu la bonté de me communiquer ses expériences sur la fonte durcie de M. Morries Stirling, qui, suivant ce dernier, aurait une résistance double de celle de la fonte commune.

Le procédé de M. Stirling consiste à faire fondre au

cubilot ou au réverbère une certaine quantité de fer avec les gueuses. M. Owen donne les résultats dans les deux

Lcas, et, comme ils ont beaucoup d'analogie avec ceux qui font le sujet de ce travail, je prends la liberté de les citer ici. Les expériences ont été faites en grand. Les poutres avaient 5^m,182 de long, et 4^m,877 entre les supports, leur section au milieu étant celle de la figure ci-contre.

Les poutres avaient le profil indiqué par M. Hodgkinson, et pesaient environ 762 kil. chacune ; leur charge de rupture calculée était de 40^t,118.

Les mélanges furent composés de la manière suivante :

FUSION AU CUBILOT.

	Parties.	Charge de rupture.
Fonte de Russell's Hall à air chaud, n ^o 2 (comté de Stafford).	45	
Prior Field, n ^o 2 (comté de Stafford).	20	
Riblons ou rognures de fer.	6	
		44 p.
		54 ^t ,290

FUSION AU RÉVERBÈRE.

Ce même mélange, fondu au réverbère, a donné une charge de rupture de 52^t,306 ; il y aurait donc une augmentation de résistance de 2 pour 100 en faveur de l'emploi du réverbère.

Des expériences sur sept pièces différentes, provenant de fontes Russell's Hall n^o 2, Madeley Wood n^o 3, Colebrook Vale n^o 3 (pays de Galles), et Calder n^o 1 (Ecosse), ont donné une résistance moyenne de rupture de 33^t,770.

Le rapport de la résistance de ces fontes à celle des fontes Stirling est donc de 33,770 à 52,306, ou de 1 à 1,55.

Nous donnerons, pour terminer, le tableau suivant, qui résume les expériences faites sur les deux espèces de fonte.

Fontes ordinaires.		Fontes Stirling.	
NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES DE RUPTURE en TONNES.	NUMÉROS des EXPÉRIENCES.	CHARGES DE RUPTURE en TONNES.
1	50,469	1	55,522
2	55,548	2	51,290
3	55,516	3	48,751
4	54,552	4	52,814
5	55,770	5	55,522
6	55,040	6	61,447
7	44,455	7	55,522
8	47,228	8	51,290
9	47,756	9	56,876
10	47,989	10	49,259
11	59,402	11	52,814
12	59,071		
13	59,402		
Moyenne. . .	58,887	Moyenne. . .	55,418

Le rapport des résistances des deux espèces de fonte est de 1 : 1,36 ; ce chiffre est, par conséquent, plus faible que celui qui a été trouvé plus haut, mais ce résultat suffit pour mettre en évidence la supériorité de ce composé pour les pièces exposées à des efforts transversaux.

Peu de temps après les expériences de M. Owen, je fus invité à assister aux expériences de mon ami, M. Lillie de Manchester, sur des fontes auxquelles on avait mêlé du fer, principalement sous la forme de copeau de tour. Ce fer paraissait fondre en même temps que la

fonte, et se combiner avec elle en diverses proportions. Les expériences indiquaient une résistance supérieure.

Les expériences de M. Lilie ont été faites sur des barres carrées, ayant $0^m,914$ de long, de $6^{cm^2},45$ de section (1 pouce carré), et posées sur des appuis écartés de $0^m,864$.

NUMÉROS des EXPÉ- RIENCES	DÉSIGNATION du MÉTAL.	CHARGE DE RUPTURE en kilogrammes	FLEXIONS en millimètres.	OBSERVATIONS.
1	Fonte de Gartsherrie (Ecosse).	576,8	15,87	
2	Mélange Lilie.	610,5	19,05	
3	Barre de fer (mêmes dimensions).	457,0	15,87	Une faible addition de poids fit plier la barre et l'altéra au point de la rendre incapable de supporter la charge.

Ainsi, le mélange du fer, dans la fonte Lilie, donne à ce composé une résistance transversale qui l'emporte de $\frac{4}{3}$, sur celle de la fonte ordinaire, et de près de $\frac{4}{5}$ sur celle du fer. Il est à regretter, cependant, que M. Lilie n'ait pas poussé plus loin ses expériences, et qu'il n'ait pas donné les taux de résistance comparés pour les différents fers, en réduisant les barres au même échantillon de $6^{cm^2},45$. Il eût été fort utile aussi de mesurer les résistances à l'extension et à la compression de chaque mélange de fonte : car on ne peut douter que l'alliage du fer en riblons ou en copeaux de tour dans une proportion convenable, n'élève le taux de la résistance soit à la flexion, soit à l'extension ou à la compression.

Il vaudrait la peine d'entreprendre une série d'expériences sur ces composés, pour évaluer les résistances diverses des fontes mêlées de fer, et pour étudier, d'une

manière générale, un sujet encore si mal connu : car, jusqu'au jour où M. Morries Stirling a mis en évidence ces propriétés de combinaison, on avait cru que le fer ne pouvait ni se fondre, ni se combiner à la fonte.

Dans le cas où l'on ne voudrait pas employer la fonte durcie de M. Stirling, on pourra former une fonte de grande résistance et de grande rigidité, convenant très-bien aux poutres de ponts ou d'édifices, etc., en prenant les proportions suivantes :

	Parties.
Low Moor (comté d'York), n° 3.	30
Blaina ou fonte du comté d'York, n° 2.	25
Fonte du comté de Shrop ou de Derby, n° 3.	25
Ferraille de bonne qualité.	20
	<hr/> 100

Ce mélange donne des pièces coulées d'une résistance supérieure, mais il est difficile de se le procurer, à cause du prix élevé de la fonte de Low Moor ; c'est pour cela même qu'on peut rarement compter sur les fondeurs pour avoir les proportions exactes qu'on avait déterminées à l'avance. Cette partie de la fabrication est laissée d'ordinaire à des subordonnés, qui, par négligence ou par ignorance, prennent le métal qui leur tombe sous la main, et trompent ainsi les calculs des mathématiciens, aussi bien que la confiance qu'on en tirait.

D'autres mélanges présentent des propriétés diverses; tels sont ceux des fontes d'Ecosse et de Stafford, n° 1, qui conviennent pour les ouvrages légers et les pièces de machines, ou des qualités plus riches des mêmes fontes, dont le travail est plus facile et qui présentent plus de ductilité que les fontes fortes du pays de Galles.

Dans la pratique, ces mélanges demandent une grande attention, car la bonne réussite de tel objet manufacturé dépend, en bonne partie, du métal employé. Nous ajouterons encore que, une fois les proportions et les qualités des fontes déterminées pour le mélange, le succès dépend encore beaucoup de l'habileté et des soins de l'ouvrier qui a la charge du fourneau, soit pour la température du four pendant la fusion, soit pour celle à donner au métal au moment de la coulée.

Les limites de notre sujet ne nous permettent pas d'entrer dans un examen plus approfondi de ces conditions, qui influent beaucoup sur la texture cristalline de

(¹) Les fontes de la Grande-Bretagne peuvent se classer comme suit, d'après leurs provenances :

FONTES ANGLAISES.

Comté de Stafford. Apedale près Newcastle, Eagle Foundry, Windmill End, WSS. Coltham, Corbyn's Hall près Dudley, Level.

Comté d'York. Low Moor, Milton, Brierly près Bradford.

Comté de Derby. Butterley, Adelphi.

Comté de Shrop. Oldberry.

Comté de Worcester. Wall Brook.

Autres. Ley's Works, Lane End, Carroll, Elsiciar, Old Park, etc.

FONTES D'ÉCOSSE.

Gartsherrie, Eglinton, Clyde, Govan, Calder, Carron, Monkland, Muirkirk, Dundyvan, Glengarnock, Devon, etc.

FONTES DE GALLES.

Blaina (Monmouth), Beaufort, Maesteg (Glamorgan), Cwm Avon (*id.*), Coed Talon, Ponkey, Frood, Ebw Vale, Pant, Pontypool, Brimbo, Plaskynaston, Varteg-Hill (G. du Sud), Dowlais, Bute, Crawshay, etc.

Istalyfera et Yniscedwyn (fontes à l'anthracite).

Les seules usines au charbon de bois sont celles de Newland, Blackbarrow, Duddon et Lorn, près d'Ulverston. (*N. du Tr.*)

la fonte, et qu'il ne faut négliger sous aucun prétexte, lorsqu'on veut obtenir une fonte de moulage à la fois résistante et fluide. Nous ajouterons que la fonte à l'anthracite est un métal très-tenace, et qu'on peut l'employer avec avantage dans les mélanges pour former une fonte dure et résistante; nous renvoyons, pour les expériences sur ce fer, au 6^e vol., II^e série, des Mémoires de la Société de Manchester déjà cités.

Le tableau suivant, résultat de plusieurs années de travaux, donne les résistances transversales et d'autres propriétés de presque toutes les qualités de fontes de la Grande-Bretagne, et servira de conclusion à cette partie de notre sujet.

Observations sur le tableau ci-contre.

Les fontes marquées d'un astérisque sont tirées des expériences faites, par M. Hodgkinson et moi, sur les fontes à l'air chaud et à l'air froid pour la Société britannique pour l'avancement de la science. Voir le Mémoire, n° 7, vol. VI.

Le module d'élasticité a été calculé, dans la plupart des cas, d'après les flexions obtenues sur les barres de 1",372 sous des charges de 1 quintal anglais = 50^t,78.

RÈGLE.

Pour trouver, au moyen de ce tableau, d'une manière générale, la charge de rupture, on emploiera la formule suivante :

$$P = k \frac{lbh^2R}{l'}$$

P charge de rupture cherchée en kil.

R charge de rupture moyenne des barres du tableau en kil.

$l = 137^{\text{cm}},2$, longueur des barres expérimentées en cm.

b largeur en cm de la barre dont on cherche la résistance.

h sa hauteur en cm.

l' sa longueur en cm.

$k = 0,061$, coefficient de traduction de la formule en mesures métriques, d'où $137,2k = 8,3692$.

Exemple. Quelle est la charge qui, placée au milieu de la longueur d'une barre de fonte de Low Moor de $0^{\text{m}},05$ de large sur $0^{\text{m}},075$ de haut entraînerait sa rupture, l'écartement des supports sur lesquels elle est posée étant de $1^{\text{m}},80$? En mettant ces valeurs dans la formule, nous avons $b = 5^{\text{cm}}$, $h = 10^{\text{cm}}$, $l = 180^{\text{cm}}$, $R = 214,2$, d'où

$$P = 8,3692 \times \frac{5 \times 100 \times 214,2}{180} = 4980^{\text{k}}.$$

DEUXIÈME PARTIE.

DES POUTRES EN FER ET EN TÔLE POUR LES PLANCHERS ET POUR DIVERS AUTRES USAGES.

Les poutres en fer malléable sont d'origine récente, et, si ce n'est dans quelques cas particuliers, on ne les a employées que d'une manière restreinte là où leur supériorité en résistance et en stabilité aurait dû les faire préférer. On les a appliquées sous diverses formes dans la construction des navires en fer; dans les ponts qui peuvent être exposés à de lourdes charges, comme aux convois des chemins de fer, leur emploi a rendu de grands services, et ces poutres forment presque exclusivement aujourd'hui les pièces de pont qui portent la chaussée dans les ponts tubulaires de mon système.

La poutre en cellule (*box-beam*) (fig. 27) a été d'abord préférée à la poutre en double T (*plate-beam*) (fig. 28). Ces deux poutres ont été appliquées tour à tour aux usages que nous venons de mentionner; mais j'ai toujours donné la préférence à la forme en double T (fig. 28), qui est plus simple de construction, et qui, sans présenter moins de résistance que la forme en cellule, a sur elle quelques avantages importants.

En comparant ces deux poutres, on trouve que, à poids égal, la résistance de la poutre en double T est les

Fig. 27.

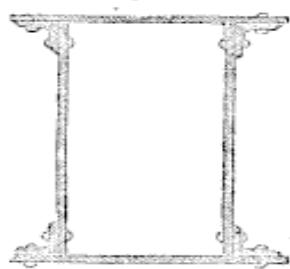


Fig. 28.



0,93 ou environ 0,9 de celle de la poutre en cellule (¹).

Cette inégalité de résistance ne provient pas d'une distribution peu judicieuse du métal dans l'une des deux poutres, mais d'une meilleure disposition dans le profil transversal. La poutre en cellule a une plus grande section extérieure : elle a, par conséquent, plus de rigidité, et elle est mieux disposée pour résister aux efforts latéraux sous lesquels la poutre en double T cède ordinairement, avant d'avoir atteint la limite de ses résistances à l'extension et à la compression. Cependant, dans une position analogue à celle qu'elle occupe dans les voûtes des constructions à l'épreuve de l'incendie ou sous la chaussée d'un pont de chemin de fer, position où la partie verticale se trouve maintenue, sa résistance est presque égale à celle de la poutre en cellule. D'un autre côté, la poutre en double T est d'une exécution plus simple, plus économique et elle présente plus de durée, parce que sa tige ou sa partie verticale a plus d'épaisseur que les plaques ou feuilles latérales de la poutre en cellule, et qu'elle se trouve dans de meilleures conditions pour résister aux changements atmosphériques qui, dans notre climat, ont une si grande influence sur la durée des métaux. Elle offre, en outre, un accès facile dans toutes ses parties pour les travaux de nettoyage, de peinture, etc.

Toutes ces raisons m'engagent à donner la préférence à la poutre simple, et, après en avoir fait exécuter un très-grand nombre, je puis certifier que l'emploi en est très-satisfaisant pour les grandes poutres qui portent les ponts des navires en fer, et pour toute espèce de châssis,

(¹) Voir l'appendice n° IV.

de bâtis ou de machines où des mouvements alternatifs et des vibrations tendent à en déranger ou à en séparer les diverses parties.

La grande sécurité et la résistance supérieure que présente la poutre en fer, me la font regarder comme parfaitement adaptée aux constructions à l'épreuve de l'incendie. Elle offre beaucoup plus de sûreté, et elle n'est pas exposée aux accidents assez fréquents qui ont été causés par l'emploi des poutres en fonte, et qui ont si vivement préoccupé l'opinion publique. Nous avons déjà montré la supériorité du fer dans son application aux ponts et, en général, à toutes les constructions dont les conditions principales sont une grande résistance et une grande stabilité. Il ne sera pas sans intérêt d'exposer ici les avantages qu'on peut attendre de son emploi en grand dans les entrepôts, les filatures de coton et de lin et les maisons d'habitation, qui demandent des garanties efficaces contre toute espèce de dangers provenant de la faiblesse ou de la combustibilité des matériaux. Dans les constructions de cette espèce, le fer rend les plus grands services, sans parler du sentiment de sécurité que la nature même de ce métal inspire au public. C'est dans cette conviction que j'en recommanderai, sans hésiter, l'emploi à l'ingénieur et à l'architecte, et j'ai tout lieu de croire que, si l'on observe avec attention les lois de sa résistance, quelques exemples de son application lui feront accorder une confiance entière, et qu'une plus grande expérience tendra à en améliorer les conditions, et, probablement, à perfectionner les formes sous lesquelles il est employé⁽¹⁾.

(1) Depuis que nous avons écrit ces lignes, nous avons appliqué avec

Pour guider le praticien et l'encourager dans cette étude, j'ai donné une série de dessins qui indiquent les dispositions dans lesquelles je conseillerais la substitution des poutres en fer aux poutres en fonte. J'ai déjà exposé les objections qu'on peut faire à l'emploi de la fonte, et en dirigeant l'attention vers celui d'une matière nouvelle, j'ai cherché à présenter les règles et les formules qui sont nécessaires au calcul de la résistance, ainsi que les détails complets de la construction de ces poutres et des pièces, telles que les supports, les tirants, etc., qui s'y rattachent.

Un avantage particulier à la poutre en fer est la latitude qu'elle donne pour l'agrandissement de l'espace couvert suivant les convenances de l'établissement ou le goût du constructeur. La plupart des filatures de coton, récemment bâties, ont une largeur de 18 mèt. à 20 mèt., et deux ou trois rangs de colonnes, écartées d'axe en axe de 4^m,50 à 5 mèt. dans le sens transversal, et de 2^m,75 à 3 mèt. dans le sens longitudinal. Ces colonnes présentent des obstacles sérieux à un bon arrangement et à un travail convenable des machines, mais on ne peut guère les éviter avec les poutres en fonte. Ils disparaissent, au

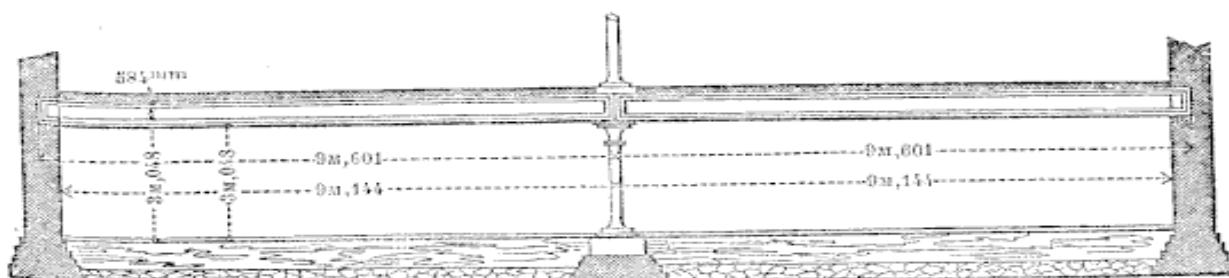
un plein succès ce système de construction à une partie du nouveau moulin à l'épreuve de l'incendie, récemment élevé par MM. Joseph et James Norton de Wolverhampton. Dans ce bâtiment, qui a cinq étages, plusieurs voûtes sont portées par des poutres semblables à celle de la fig. 28, page 87.

Les voûtes, aussi bien que les poutres de cet édifice, devaient présenter une grande résistance, parce qu'elles avaient à supporter des volumes énormes de blé et de farine, qui atteignent quelquefois jusqu'aux plafonds, sans parler des vibrations produites par les mécanismes de dix-huit paires de meules, qui sont presque toujours en travail. (N. de l'A.)

contraire, avec l'emploi des poutres en tôle, car dans ce cas un seul rang de colonnes au milieu donne toute la stabilité désirable. On remarquera cependant qu'une augmentation des proportions de ces pièces entraîne un accroissement rapide des frais d'établissement. Mais dans tous les cas où l'économie ne serait pas la première considération à suivre, on pourra construire des filatures ayant plus de 18 mètres de largeur, sans encombrer cet espace par des colonnes qui gêneraient le travail.

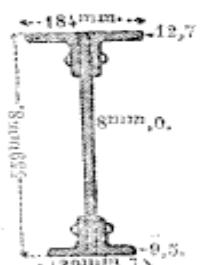
On remplit cette condition avec la plus grande facilité dans les grands édifices publiques, et les poutres qu'on a l'habitude d'y employer, peuvent porter une charge de 4¹,86 à 6¹,07 par m². Retournons cependant aux constructions qui exigent un rang de colonnes au centre avec une distance de 9¹,144 entre les supports, comme dans la fig. 29.

Fig. 29.



Dans un bâtiment semblable, les poutres auront une longueur de 9¹,601 et une portée de 9¹,144 ; on pourra les former de feuilles de tôle de 0¹,559 de haut sur 7¹,9 d'épaisseur, et de cornières de 9¹,3 d'épaisseur rivées de chaque côté de la tige, comme dans la fig. 30. La charge de rupture de cette poutre, en don-

Fig. 30.



nant à la constante c la valeur 75 (¹), se calculera ainsi :

Soient :

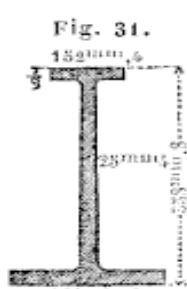
P la charge de rupture de la poutre en tonnes ;
 s_i la section de la nervure inférieure en $\text{cm}^2 = 38,71$;
 h la hauteur de la poutre en $\text{cm} = 55,9$;
 b l'écartement entre les supports en $\text{cm} = 9144$;
 $k = 0,1574326$, le coefficient de réduction employé pour traduire la formule anglaise en formule française,
ou $kc = 12,59444$;

On aura $P = \frac{kes_i h}{l}$.

$$= \frac{12,59444 \times 38,71 \times 55,9}{9144} = 21^{\text{r}},930.$$

Ainsi, la poutre se romprait sous une charge de 21930 kil. si on la plaçait au milieu de sa longueur, ou de 55860 kil. si on la distribuait uniformément.

Or, une poutre en fonte, ayant en élévation et en coupe les formes de plus grande résistance, comme



celle de la fig. 31, et devant porter la même charge, pèserait environ 2031 kil., tandis que la poutre en tôle ne pèserait que 823 kil. ou un peu plus du $\frac{4}{3}$ du poids de la poutre en fonte. Cette différence de poids est importante, non-seulement à cause de l'économie de matière qu'elle permet de réaliser, mais aussi par ce

(¹) J'ai pris 75 pour la valeur de la constante au lieu de 80 qui a été employé pour les poutres tubulaires à cellule, à cause des défauts de forme qu'on ne peut complètement éviter avec les poutres en double T, dont la nervure verticale est formée d'une seule feuille. (N. de l'A.)

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LA RÉSISTANCE DES FONTE.

Résumé général d'expériences sur les barres rectangulaires de fonte, chaque barre ayant été ramenée par le calcul à une section exacte de un pouce carré anglais.

(Dans ce tableau, la résistance transversale, qui peut servir de mesure à la valeur commerciale de chaque fonte, est la moyenne des résultats qu'on a obtenus sur les grandes barres de 18,372 entre les supports et sur les petites de longueur moitié ou 9,686. Toutes les autres valeurs ont été données par les barres de 18,372.)

NUMÉRO d'ordre de la fonte dans l'échelle des résistances.	DÉSIGNATION des FONTEs.	NOMBRE d'expériences sur chaque barre.	DENSITÉ.	COEFFICIENTS OU MODULUS d'élasticité en kilogrammes par cm ² de section.	CHARGES de RUPTURE en kilogrammes de 0,686 rapportées aux barres de 18,372.	CHARGES de RUPTURE des barres de 9,686 rapportées à la longueur de 18,372.	CHARGES de Rupture moyennes en kilogrammes.	FLÈCHES maximales ou de rupture des barres de 18,372 en millimètres.	RAPPORT résistances au choc sur les barres de 18,372 à la moyenne des résistances étant prise pour barre de 18,372.	COULEUR.	QUALITÉ.
1	Ponkey, n° 3, air froid.	4	7,122	4 250 963	257,1	269,8	263,4	44,37	4,359	Blanc gris.	Dure.
2	Devon, n° 3, air chaud.	2	7,251	4 579 491	243,5	...	243,5	27,69	0,826	Blanche.	"
3	Oldberry, n° 3, air chaud.	3	7,500	4 597 748	246,2	243,5	244,8	25,53	0,770	"	"
4	Carron, n° 3, air chaud.	2	7,056	4 236 456	235,8	237,6	236,7	34,67	0,993	Blanc gris.	"
5	Eglington, n° 4, au coke purifié (*)	6	233,5	...	233,5	37,08	1,053	Gris clair.	Assez dure.
6	Beaufort, n° 3, air chaud.	5	7,069	4 180 877	229,0	239,9	214,4	40,61	1,106	Gris sombre.	Dure.
7	Butterley.	4	7,038	4 080 901	221,7	233,5	227,6	46,40	1,246	Gris foncé.	Tendre.
8	Bute, n° 4, air froid.	4	7,066	4 065 687	224,4	220,8	222,6	44,80	1,223	Gris bleu.	"
9	Wind Mill End, n° 2, air froid.	4	7,071	4 158 949	219,0	224,4	221,7	40,16	1,072	Gris foncé.	Dure.
10	Old Park, n° 2, air froid.	5	7,049	4 026 605	200,0	239,9	219,9	41,17	1,007	Grise.	Tendre.
11	Beaufort, n° 2, air chaud.	4	7,108	4 145 666	216,7	213,1	214,9	38,40	1,022	Gris sombre.	Dure.
12	Low Moor, n° 2, air froid.	4	7,053	4 023 973	209,5	219,0	214,2	47,04	1,199	Gris foncé.	Tendre.
13	Buffery, n° 4, air froid.	5	7,079	4 081 021	209,9	...	209,9	39,37	1,011	Grise.	Assez dure.
14	Brimbo, n° 2, air froid.	5	7,017	4 048 021	211,3	205,4	208,3	44,40	1,143	Gris clair.	"
15	Apedale, n° 2, air chaud.	3	7,017	4 043 827	207,2	206,3	206,7	43,94	1,109	"	Rigide.
16	Pentwyn, n° 2.	4	7,038	4 067 794	198,6	214,5	206,5	37,69	0,911	Gris bleu.	Fluide.
17	Oldberry, n° 2, air froid.	4	7,050	4 005 559	205,4	207,2	206,3	46,00	1,452	Gris foncé.	Assez tendre.
18	Maesteg, n° 2.	5	7,038	981 162	205,4	206,3	205,8	49,71	1,242	Gris foncé.	Assez tendre.
19	Muirkirk, n° 1, air froid.	4	7,113	984 197	200,9	210,4	205,6	44,04	1,079	Gris brillant.	Fluide.
20	Adelphi, n° 2, air froid.	5	7,080	970 981	200,0	207,2	203,6	44,68	1,089	Gris clair.	Tendre.
21	Blaina, n° 3, air froid.	5	7,159	4 003 729	196,3	210,4	203,3	43,84	1,047	Gris brillant.	Dure.
22	Devon, n° 3, air froid.	4	7,285	2 026 687	203,1	...	203,1	20,07	0,493	Gris clair.	"
23	Gartsherrie, n° 3, air chaud.	5	7,017	4 229 337	193,6	211,7	202,6	39,55	1,399	"	Tendre.
24	Eglington, n° 4, coke ordinaire.	6	193,6	...	193,6	47,50	1,119	Gris sombre.	Assez dure.
25	Frood, n° 2, air froid.	5	7,034	921 584	208,6	196,8	202,7	46,33	1,179	Gris clair.	Texture lâche.
26	Lane End, n° 2.	3	7,028	4 109 348	201,3	...	201,3	35,91	0,882	Gris foncé.	Tendre.
27	Carron, n° 3, air froid.	5	7,094	4 168 462	201,3	200,9	201,1	33,93	0,831	Grise.	"
28	Dundyvan, n° 3, air froid.	4	7,087	4 162 042	206,8	195,0	200,9	37,31	0,943	Gris sombre.	Assez tendre.
29	Maesteg (marque rouge).	5	7,038	984 944	199,5	201,3	200,4	47,93	1,164	Gris bleu.	Fluide.
30	Corbys Hall, n° 2.	5	7,007	973 123	195,0	205,9	200,4	42,85	1,019	Grise.	Tendre.
31	Pontypool, n° 2.	5	7,080	923 269	199,0	200,0	199,9	47,17	1,141	Bleu sombre.	Assez tendre.
32	Wallbrook, n° 3.	5	6,979	4 082 473	195,9	203,6	199,7	36,65	0,876	Gris clair.	Assez dure.
33	Milton, n° 3, air froid.	4	7,051	4 114 143	193,6	203,6	198,6	34,75	0,801	Grise.	"
34	Buffery, n° 4, air chaud.	3	6,998	963 007	197,7	...	197,7	41,66	1,011	Gris sombre.	Tendre.
35	Level, n° 4, air chaud.	5	7,080	4 083 924	209,0	182,7	193,8	38,51	0,978	Gris clair.	"
36	Pant, n° 2.	3	6,975	4 073 974	185,0	203,4	195,2	31,77	0,902	"	Assez dure.
37	Level, n° 2, air chaud.	6	7,031	4 071 167	190,0	199,0	194,5	34,93	0,799	Gris foncé.	Tendre.
38	W. S. S., n° 2.	5	7,041	4 050 694	187,3	202,2	194,7	34,04	0,777	Gris clair.	"
39	Eagle Foundry, n° 2, air chaud.	4	7,038	998 777	185,0	202,2	193,5	38,40	0,866	Gris bleu.	"
40	Elsicar, n° 2, air froid.	4	6,928	884 608	202,2	183,0	193,3	55,49	1,359	Grise.	"
41	Varteg, n° 2, air chaud.	4	7,007	4 035 073	191,3	195,0	193,4	36,83	0,871	"	Dure.
42	Coltham, n° 4, air chaud.	5	7,123	4 090 077	210,4	174,6	192,5	38,91	1,004	Gris blanche.	Assez tendre.
43	Carroll, n° 2, air froid.	4	7,069	4 197 323	195,0	185,0	190,0	31,27	0,743	Grise.	Dure.
44	Muirkirk, n° 4, air chaud.	4	6,953	934 398	189,4	...	189,4	39,55	0,899	Gris bleu.	Tendre.
45	Brierley, n° 2.	5	7,185	4 135 223	184,1	...	189,4	31,04	0,530	Gris foncé.	"
46	Coedtalon, n° 2, air chaud.	4	6,969	4 006 613	185,4	192,2	188,8	47,80	1,081	Gris brillant.	"
47	Coedtalon, n° 2, air froid.	5	6,953	4 000 534	182,7	189,6	186,4	37,34	0,841	Grise.	"
48	Moukland, n° 2, air chaud.	3	6,916	861 622	182,3	183,2	182,7	44,73	0,994	Gris bleu.	"
49	Ley's Works, n° 1, air chaud.	3	6,957	814 007	177,7	...	177,7	48,01	1,040	"	"
50	Milton, n° 1, air chaud.	4	6,976	844 592	160,0	175,0	167,5	38,73	0,729	Grise.	Tendre et fluide.
51	Plaskynaston, n° 2, air chaud.	5	6,916	937 637	171,4	152,8	162,4	34,70	0,725	Gris clair.	Assez tendre.

(*) Cette fonte a été obtenue au cubilote avec un coke complètement purifié de soufre, d'après le procédé de M. Calvert.

(N. de l'A.)

qu'en diminuant le poids de la construction elle vient augmenter d'autant sa résistance et sa stabilité. Cherchons à comparer le prix de revient de ces deux poutres, ce qui, après tout, est la seule mesure de l'utilité et de l'opportunité d'un perfectionnement. Toutes les inventions se réduisent à une question de prix et, toutes choses égales d'ailleurs, quand il s'agit de généraliser une invention nouvelle, sa supériorité se mesure au coût de la production.

En supposant ainsi que les fonderies puissent livrer les poutres en fonte au prix de 160 fr. la tonne de 1000 kil., et qu'on puisse fabriquer celles en tôle à 393^{fr.},⁸⁴ la tonne (20 fr. le quintal anglais), nous aurons la comparaison suivante :

	fr.
Poutre en fonte, 2031 kil. à 160 fr. les 1000 kil.	324,95
Poutre en fer, 823 kil. à 393,84 les 1000 kil.	327,68

La différence de prix n'est donc que de 2^{fr.},⁶⁴ en faveur de la première (¹). En admettant l'égalité des prix, la poutre en fer ne pèsera que le $\frac{1}{3}$ de la poutre

(¹) En France, la comparaison serait encore bien plus à l'avantage du fer. En effet, des poutres en fer de 9 mèt. de long, composées, comme celle de la fig. 50, d'une tige en tôle et de cornières rivées au haut et au bas pour former les nervures, peuvent être aisément livrées aux prix actuels à 60 fr. les 100 kil., tandis que les poutres en fonte coûteraient 50 fr. environ les 100 kil. On aurait donc :

	fr.
Fonte, 2031 kil. à 50 fr. les 100 kil.	609,50
Fer, 823 kil. à 60 fr. les 100 kil.	495,80
Différence en faveur de la poutre en tôle	405,50

L'économie réalisée par l'emploi du fer serait donc de $\frac{1}{6}$.

(N. du Tr.)

en fonte, et sa plus grande légèreté diminuera d'une quantité notable les frais de pose sur place. En résumé, je suis persuadé qu'on pourra, d'ici à peu de temps, exécuter sur une grande échelle des travaux de tôlerie à des prix modérés, en remplissant le but qu'on se propose de combiner la résistance à la légèreté.

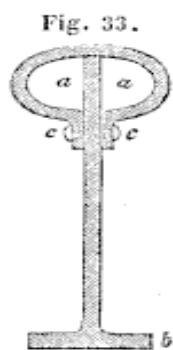
Je suis convaincu, en outre, qu'on peut construire des poutres de cette espèce au prix de 344^{fr},61 la tonne (17 fr. le quintal anglais), au lieu de 393^{fr},84, qui est le chiffre dont nous sommes partis plus haut pour faire la comparaison entre les poutres en fer et les poutres en fonte. En ce cas, on réaliserait une économie directe de 37^{fr},80 par tonne, économie importante, indépendamment de la plus grande stabilité qu'on obtiendrait.

Si l'emploi de ces poutres devenait général, il est plus que probable que celles qui pèseraient moins de 600 kil., pourraient être fabriquées directement au laminoir, et ce serait préjuger que d'assurer qu'on ne pourrait dépasser ce poids. L'habileté et l'intelligence des maîtres de forges de notre pays ont surmonté de grandes difficultés, et je ne doute pas qu'il suffise d'un besoin réel pour assurer un succès complet à toutes les opérations qui doivent y satisfaire. Si l'on y parvenait, on réaliserait une économie fort importante sur les trésors métallurgiques de notre pays ; on épargnerait près des $\frac{2}{3}$ du métal, et en conséquence son prix (en supposant que les poutres soient fabriquées d'une seule pièce au laminoir) serait réduit de 393^{fr},84 à 196^{fr},92 ou 246^{fr},15 la tonne (de 20 fr. à 10 fr., ou 12^{fr},50 le quintal anglais). Dans ces circonstances l'emploi de la fonte devrait être aban-

donné, et les constructions seraient à la fois mieux garanties contre les chances de fracture des poutres et contre les dangers de l'incendie.

Si nous anticipons sur ces perfectionnements, nous pouvons dire qu'une poutre, construite d'après le système que nous avons exposé, prendrait alors la forme ci-contre (fig. 32). On donnerait à la nervure supérieure une force suffisante pour résister aux efforts combinés de traction et de compression. Il faudrait, dans tous les cas, donner une grande largeur aux deux nervures, pour conserver à la poutre une rigidité suffisante dans le sens latéral, ce qu'il faut prévoir avec l'emploi d'une matière si ductile et si flexible. Avec la tôle, la forme en cellule est celle qui paraît la plus convenable et qui présente le plus de résistance à la compression. Mais on ne pourrait l'obtenir dans la fabrication au laminoir qu'à la condition d'en compliquer beaucoup le travail. On pourrait cependant former une poutre à cellule supérieure à la fois très-résistante et très-simple de construction, si l'on parvenait à laminer sur un mandrin la feuille destinée à constituer la cellule, en lui donnant la forme indiquée à la fig. 33. On la composerait de deux cellules, *a*, *a*, fixées sur l'arête supérieure de la tige verticale, et qu'on riverait solidement en *e*, *e*, sur toute la longueur de la poutre.

Cette forme diminuerait probablement les difficultés de fabrication, puisque au lieu de doubles nervures venues au laminoir sur le corps de la poutre, on pourrait se contenter d'une seule en *b*, ce qui réduirait



le poids du fer à T et donnerait de grandes facilités à son passage entre les cylindres. Le travail de la feuille qui formerait la cellule présenterait, il est vrai, quelques difficultés; mais, ici comme pour tous les autres perfectionnements, on en viendrait à bout avec de la persévérence et avec une volonté ferme de réussir⁽¹⁾. Le but de cette disposition serait de réduire le poids de la nervure supérieure. Dans la forme à cellules, on donnerait à la saillie supérieure et à l'inférieure des sections à peu près égales, proportions qui, dans ce cas, équilibreraient les résistances à l'extension et à la compression. Avec une nervure pleine, il faudrait donner à la nervure supérieure presque le double de cette quantité de métal pour équilibrer ces deux forces, ou, en d'autres termes, pour obtenir que la partie supérieure cédât à la tension, au moment où la partie inférieure se romprait par compression. Cette question, cependant, demanderait à être résolue expérimentalement, et elle dépendrait des perfectionnements qu'on pourrait apporter à la fabrication. Il n'y a pas de limites aux modifications qu'on pourrait faire subir à ces formes dans les travaux de l'ingénieur; mais la simplicité est une condition si essentielle, que je ne veux pas multiplier des dispositions qui se présenteront d'elles-mêmes à l'esprit. Des hommes ingénieux ne sont que trop portés à oublier cette consi-

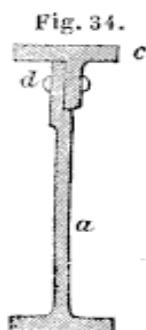
(1) Le collier ou cellule supérieure devrait avoir assez de ductilité et assez d'élasticité pour permettre à la partie inférieure de se resserrer pendant le poinçonnement des trous de rivets, qui se ferait à travers les deux feuilles à la fois, et de se rouvrir pour donner passage au haut de la tige, qui s'y fixerait à demeure avec des rivets, comme nous l'avons indiqué.

(*N. de l'A.*)

dération que la simplicité de forme et une application facile décident du succès ou de la chute de leurs inventions, et tout le monde sait que beaucoup de projets, pleins d'originalité et de talent, n'ont pu réussir à cause de leur complication et de la trop grande attention qu'on avait apportée au dessin.

Si l'on redoutait quelque sérieuse difficulté de fabrication dans la poutre de la fig. 33, je ferais remarquer que, à moins de pouvoir laminer d'une seule pièce des poutres semblables à celle de la fig. 32, qui est évidemment la meilleure et la plus économique, celle qui se rapprocherait le plus de ces conditions serait une poutre dont la nervure inférieure serait venue au laminier avec la tige *a*, fig. 34, et dont la nervure supérieure *c*, laminée séparément en forme de fer à T, serait rivée contre le haut de la tige en *d*. Un inconvénient propre à cette forme, c'est que le fer à T *c*, n'embrassant qu'un côté de la tige, offre une disposition peu commode, quoiqu'il soit dans de bonnes conditions de résistance à la compression, quand, pour distribuer également les efforts des deux côtés de la tige, on lamine en retraite la partie qui reçoit le fer à T. Sous tous les autres rapports, cette poutre est d'une exécution facile, et paraît combiner les conditions essentielles d'économie de fabrication et de simplicité de forme. Elle a en outre, sur la forme cellulaire, l'avantage de porter plus près de l'axe neutre la distance moyenne des rivets de la partie supérieure.

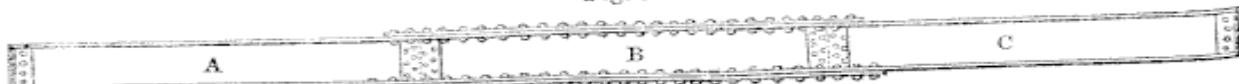
Nous n'avons considéré jusqu'ici que les poutres légères ou de faible portée ; il y a cependant des circonstances qui nécessitent l'emploi de pièces ayant à la



fois une grande résistance et une grande portée, et il faudra trouver des dispositions qui remplissent ces conditions. Les poutres que nous venons de décrire ne seraient plus alors celles que nous pourrions recommander ; et, même en supposant qu'on pût fabriquer au lamoir les poutres de faibles dimensions, il nous resterait encore à étudier celles dont la portée irait de 9 à 15 mètres. Les édifices publics, les pièces de pont, les passerelles nous présentent de nombreux exemples de cas où il est important d'allier la légèreté et la résistance, et il est évident qu'il faut apporter des modifications aux formes précédentes pour les adapter à ces constructions.

Nous avons déjà fait remarquer qu'on peut laminer d'une seule pièce des poutres en fer de petites dimensions, et les livrer à des prix très-modérés, et que l'économie directe de près de $\frac{2}{3}$ qu'on réalisera sur le poids des pièces devrait en faire descendre le prix de revient beaucoup au-dessous de celui des poutres en fonte de même résistance. Quand l'augmentation de portée ne permettrait plus de les laminer d'une seule pièce avec leurs nervures, on pourrait les former en plusieurs longueurs du profil voulu, et on obtiendrait une poutre dans d'excellentes conditions, en assemblant les diverses parties, comme le montrent, en coupe et en élévation, les fig. 35, 36 et 37. Les pièces A, B, C sont laminées séparé-

Fig. 35.



ment en trois longueurs, et ont le profil de la fig. 36, qui est une section faite suivant la ligne *ab* ; en les réu-

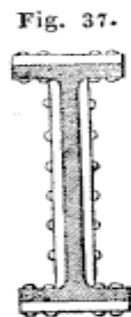
nissant entre elles par des couvre-joints convenables et Fig. 36. des rivets, une coupe en travers aux assemblages *c d* et *ef* (fig. 36), présenterait la disposition de la fig. 37. Cette poutre serait applicable à des portées allant jusqu'à 12 mèt. à 15 mèt., et si les couvre-joints avaient des dimensions convenables et que la rivure fût bien exécutée, la poutre présenterait une résistance égale à celle de la poutre d'une seule pièce.

J'ai déjà fait voir qu'un des grands avantages de cette disposition serait l'absence des trous de rivets. Pour rendre ceci plus sensible, supposons que chaque poutre fût percée à la nervure inférieure de quatre trous de rivets de $6^{\text{cm}}\text{,4514}$ de section chacun; il suivrait de là qu'une poutre sans trous de rivets, dont la section serait

$$38^{\text{cm}}\text{,7082} - 4^{\text{cm}}\text{,8385} = 35^{\text{cm}}\text{,8697},$$

résisterait autant qu'une poutre avec rivets ayant $38^{\text{cm}}\text{,7082}$ de section à la nervure inférieure; on voit par là quelle économie considérable de métal on réalisera en substituant aux poutres en tôle les poutres laminées.

Il est probable que la poutre rectangulaire en cellule conviendrait mieux pour de grandes charges et de grandes portées que la poutre en double T que nous avons proposée. Mais j'ai déjà fait connaître mes objections à la poutre en cellule (*voir page 88*); les mêmes inconvénients subsistent dans le cas qui nous occupe, c'est-à-dire le danger d'oxydation et la difficulté d'arriver aux parties internes pour la peinture, le nettoyage, etc. Ces



raisons me font donner la préférence à la poutre pleine, et je suis convaincu que, si l'on apporte à la construction les soins convenables, on reconnaîtra sa supériorité sur toute autre espèce de poutre, pour des portées allant jusqu'à 12 mèt. et même à 15 mèt. Quand la distance entre les points d'appui dépasse 15 mèt., la poutre tubulaire est évidemment celle dont la forme nous semble l'emporter, et nous l'étudierons dans tous ses détails, quand nous traiterons le sujet des ponts.

Le chapitre qui suit renferme les données d'expérience qui nous ont amené à ces conclusions, et qui nous ont engagé à recommander l'adoption des poutres en double T d'une seule pièce pour les constructions à l'épreuve de l'incendie.

EXPÉRIENCES SUR LA RÉSISTANCE, ETC., DES POUTRES EN FER MALLÉABLE.

Nous pensons qu'il sera intéressant d'ajouter aux expériences que nous avons déjà rapportées la série de celles qui ont été faites pour déterminer les formes et les proportions à donner aux ponts tubulaires Conway et Britannia ⁽¹⁾.

Ces expériences ont donné lieu à cette remarque que non-seulement elles sont intéressantes en elles-mêmes, mais aussi par d'importantes conséquences pratiques en rapport avec les intérêts futurs de la société. Elles montrent que la forme rectangulaire, pour les poutres tubulaires en fer forgé, est dans de meilleures conditions pour résister aux efforts transversaux que toute

⁽¹⁾ Pour plus de détails sur ces expériences, voir mon ouvrage sur les ponts de Conway et Britannia. (N. de l'A.)

autre forme, pourvu que les sections soient disposées et proportionnées, de manière à présenter une résistance maxima avec une quantité de métal minima.

EXPÉRIENCES SUR LA RÉSISTANCE TRANSVERSALE DES TUBES RECTANGULAIRES EN FER MALLÉABLE.

Expérience XIV (31 juillet 1845).

Tube carré de 5^m,639 de long, 0^m,244 de côté, distance entre les points d'appui, 5^m,334.

(1) Epaisseur des tôles du haut	$= \frac{26,6695}{14} = 1,905$
Epaisseur des tôles du bas	$= \frac{26,4455}{14} = 1,887$
Epaisseur des tôles des parois latérales .	$= \frac{26,4455}{14} = 1,887$
Poids du tube	$= 91,6$
Poids de l'appareil.	$= 425,3$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
425	4,52	»	
955	15,97	»	
1441	24,58	»	
1694	»	»	 Le tube a cédé par compression par le piolement de la partie supérieure et le renflement des parois, près de la partie altérée.
Flèche maxima, 28,45			

La grande faiblesse qu'indiqua ce tube en cédant

(1) Pour arriver à une grande exactitude dans la mesure des épaisseurs, on superposait un certain nombre de feuilles de tôle de même échantillon qu'on serrait dans un étau pour obtenir un contact parfait, et, en divisant cette épaisseur totale, mesurée par le nombre de feuilles, on obtenait l'épaisseur moyenne.

(N. du Tr.)

sous une charge de 1694 kil. seulement engagea les expérimentateurs à modifier la disposition des feuilles. Une nouvelle tôle, d'une épaisseur presque triple, fut rivée sur la partie supérieure ; on renforça la feuille inférieure aux joints, et, après avoir réparé les parties endommagées, le tube fut de nouveau soumis aux épreuves comme suit.

Expérience XIV a (9 octobre 1845).

Tube carré de 5^m,639 de long, de 0^m,244 de côté; distance entre les points d'appui, 5^m,334.

Epaisseur des feuilles du haut	$= \frac{32,0034}{5} = 6,401$
Epaisseur des feuilles du bas.	$= \frac{26,6696}{44} = 1,905$
Epaisseur des feuilles des parois latérales. .	$= \frac{26,4155}{14} = 1,887$
Poids du tube	$= 474,4$
Poids de l'appareil.	$= 435,3$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
435	1,78	»	
844	4,06	»	
1232	6,55	»	
1618	8,89	»	
2014	11,45	1,78	
2408	15,97	2,54	
2802	17,02	2,79	
2802	18,54	»	Le tube s'étant légèrement déformé, on a remis une seconde fois cette même charge.
3182	21,54	3,56	
3568	25,88	5,08	
3563	27,18	7,57	
5754	»	»	Le tube s'est rompu en se déchirant à l'un des joints, à la partie inférieure, à 0 ^m ,28 de l'appareil, endroit où la tôle était affaiblie.
Flèche maxima, 27,94			

Ici, en augmentant la quantité de métal à la partie supérieure, nous avons plus que doublé la résistance, ce qui prouve que les corps fibreux comme le fer forgé, par leur ductilité même, sont plus susceptibles d'être altérés par la compression que par l'extension.

Expérience XV (31 juillet 1845).

Tube carré de 5^m,639 de long, de 0^m,244 de côté; distance entre les points d'appui, 5^m,334.

Epaisseur des feuilles du haut	$= \frac{26,9235}{14} = 1,923$
Epaisseur des feuilles du bas	$= \frac{28,9555}{8} = 3,619$
Epaisseur des feuilles des parois latérales.	$= 1,923$
Poids du tube	$= 415,6$
Poids de l'appareil.	$= 448,0$

CHARGES en kilogrammes.	CHARGE en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
			
448 k.	4,06 mm.	mm. »	Dans cette expérience, comme dans la précédente, le tube a montré une grande faiblesse.
956 1464	11,43 20,52	1,27 2,29	
4718	»	»	Sous cette charge, le tube a commencé à se courber à 0 ^m ,76 de l'appareil d'un côté, et à 0 ^m ,15 de l'autre côté. Le tube paraissait manquer de rigidité pour résister à la tendance au soulèvement.
Flèche maxima, 25,88			

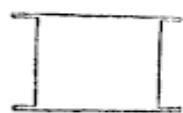
Cette expérience a été répétée après qu'on eut ajouté à la partie supérieure une forte tôle de 0^m,787 de long,

de 0^m,279 de large et de 2^{mm},79 d'épaisseur, de manière à lui donner plus de rigidité et à faire porter les efforts en plus grande partie sur la partie inférieure. Les résultats furent cependant sans importance, jusqu'à ce qu'on eût renversé le tube pour placer la grande épaisseur en dessus; alors de grands changements se produisirent, comme le montre l'expérience suivante.

Expérience XV a (31 juillet 1845).

Le même tube renversé, avec la grande épaisseur en haut.

Epaisseur des feuilles du haut.	$= \frac{28,9555}{8} = 3,619$
Epaisseur des feuilles du bas.	$= \frac{26,9235}{44} = 1,923$
Epaisseur des feuilles des parois latérales. . .	$= \frac{26,9235}{44} = 1,923$
Poids du tube	$= 445,6$
Poids de l'appareil.	$= 448,0$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
448	4,52	mm. »	La flèche et le module d'élasticité sont beaucoup plus considérables dans cette expérience que dans les précédentes.
956	12,70	1,78	
1464	19,84	5,56	
1718	22,86	4,57	
1971	26,67	5,08	
2223	30,73	6,60	
2479	34,80	8,13	
2755	39,42	10,16	
2987	44,45	12,70	
3241	»	»	
Flèche maxima, 44,70			

En comparant les résultats des deux dernières expériences (XV et XV a) avec les deux premières (XIV et XIV a), on voit que dans ces deux tubes la partie supérieure et les parois ont des dimensions très-différentes. Dans les deux cas, cependant, on obtient une résistance double ou presque double, quand on retourne le tube, de manière à placer la grande épaisseur en dessus. Il suit de là que, pour obtenir une section de résistance maxima, la partie supérieure du tube doit être beaucoup plus forte que la partie inférieure, toutes les fois que ces tubes peuvent être exposés à des efforts transversaux.

Ce point de vue est entièrement confirmé par toutes les expériences qui suivent comme par celles qui précédent : car le tube a presque toujours cédé à la compression, quand on ne l'a pas renforcé à la partie supérieure.

Expérience XVI (1^{er} août 1845).

Tube rectangulaire de 5^m,639 de long, de 0^m,463 de haut sur 0^m,235 de large; distance entre les points d'appui, 5^m,334.

Epaisseur des feuilles du haut.	$= \frac{34,0354}{9} = 3,782$	mm.
Epaisseur des feuilles du bas.	$= \frac{34,4624}{5} = 6,832$	mm.
Epaisseur des feuilles des parois latérales. . .	$= \frac{24,4296}{16} = 1,508$	mm.
Poids du tube	$= 143,7$	k.
Poids de l'appareil.	$= 448,0$	

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 448	mm. 5,81	mm. »	
956	7,62	»	
1464	11,48	1,27	
1971	15,24	1,78	
2479	17,78	2,54	
2987	25,40	5,59	
5089	»	»	<p>Sous cette charge, la tôle supérieure a commencé à se soulever à 0^m,46 de l'appareil, après avoir supporté ce poids pendant environ une minute.</p> 
Flèche maxima, 26,16			

Le tube s'étant plissé à la partie supérieure, on l'a renversé après l'avoir redressé, et on a répété l'expérience.

Dans la plupart des épreuves, la tendance à la rupture s'est montrée lente et progressive, et c'est là une des propriétés essentielles des tubes en tôle, surtout quand ils cèdent par compression. Sous les efforts de cette espèce, la rupture n'est jamais instantanée, mais elle s'annonce par degrés, et alors le métal fait entendre des craquements pendant les quelques instants qui précèdent la rupture totale.

Expérience XVI a (1^{er} août 1845).

Le tube précédent renforcé, avec la plus grande épaisseur en dessus.

$$\text{Epaisseur des feuilles du haut} = \frac{34,1624}{5} = 6,832 \text{ mm.}$$

$$\text{Epaisseur des feuilles du bas} = \frac{34,0354}{9} = 3,782 \text{ mm.}$$

Epaisseur des feuilles des parois latérales.	$\frac{24,4296}{16}$	mm. = 1,508
Poids du tube		k. = 143,7
Poids de l'appareil.		= 448,0

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
448	2,05	»	
936	7,62	»	
1464	10,67	0,76	
1971	13,97	2,34	
2479	17,78	5,84	
2987	20,52	5,08	
5495	23,57	6,40	
4005	27,94	7,62	
4511	53,02	7,87	
4764	54,29	8,43	
5018	53,56	10,16	<p>2 août. Cette charge de 5018 kil. demeura sur le tube depuis trois heures et demie après midi jusqu'au lendemain matin, à neuf heures et demie; à ce moment, la flèche s'était élevée de 36mm,83 à 40mm,64.</p>
5018	40,64	12,70	<p>L'expérience fut reprise après que le tube eut porté cette charge pendant dix-huit heures.</p>
5272	41,91	15,46	
5526	»	»	<p>Sous cette charge, la partie supérieure s'est gondolée.</p>
Flèche maxima, 45,94			

Le tube a cédé sur deux joints de la partie supérieure à 0^m,91 de l'appareil. La rupture fut accompagnée d'un renflement d'une des parois latérales vers l'intérieur, avec une tendance semblable du côté opposé, et la tôle du dessus s'est ployée aux joints en forme de S.

Expérience **XVI 6** (20 septembre 1845).

La partie supérieure ayant encore cédé par compression, on y a rivé une feuille plus forte, et, pour forcer la partie inférieure à rompre par traction, on y a rivé sur le joint du dessous une tôle plus épaisse, après quoi on a répété l'expérience.

Distance entre les points d'appui. ^{M.} = 5,334, comme plus haut.
Poids de l'appareil ^{k.} = 435,3

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES. en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
435	mm. "	mm. "	
1225	2,29	"	
2007	4,06	"	
2799	6,55	"	
5565	8,64	"	
4552	10,67	"	
5106	15,24	1,78	
5489	16,51	3,56	
5890	18,29	5,81	
6288	"	"	
Flèche maxima, 19,50			 <p>La pièce s'est brisée, après avoir porté la charge quelques minutes, par l'arrachement des rivets aux joints du dessus, à 1^M,12 de l'appareil.</p>

La grande résistance qu'on a obtenue, dans cette expérience, par l'addition d'une certaine quantité de métal à la partie supérieure, a suggéré de légères modifications de forme, propres à faire mieux ressortir encore le principe qui paraissait en découler.

Dans ce but, on construisit une poutre creuse de 7^m,652 de long et de 0^m,381 de haut, et on la soumit aux expériences.

Expérience XVII (2 août 1845).

Tube rectangulaire ou poutre en cellule de 7^m,652 de long, de 0^m,384 de haut, sur 0^m,057 de large; distance entre les points d'appui, 7^m,135.

Epaisseur des feuilles du haut.	$= \frac{33,0194}{5} = 6,604$
Epaisseur des feuilles du bas.	$= \frac{33,0194}{5} = 6,604$
Epaisseur des feuilles des parois latérales. . .	$= \frac{29,9745}{9} = 3,330$
Poids du tube	$= 357,3$
Poids de l'appareil.	$= 362,7$

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS,
565	4,78	mm. »	L'élasticité est restée presque inaltérée jusqu'à la charge de 3918 kil.
871	5,08	»	
1578	8,58	»	
1886	12,70	»	
2594	15,24	»	
2902	17,78	»	
3410	21,07	»	
5918	24,44	4,78	
4425	30,48	5,81	
4955	34,29	5,08	
5441	38,10	6,55	
5949	»	»	Le tube s'est brisé, par le déchirement de la plaque inférieure, à 0 ^m ,178 de l'appareil, lorsqu'on a posé la charge.
Flèche maxima, 40,97			

Une paille ayant été découverte sur la feuille de tôle, qui se rompit par ce défaut de forge, on riva sur cette partie une tôle plus forte de 0^m,356 de long sur 6^{mm},35 d'épaisseur, et on recommença l'expérience.

Expérience XVII a (4 août 1845).

Le même tube rectangulaire.

CHARGES en kilogrammes,	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
2594	16,51	2,05	
2902	19,56	3,81	
5410	22,86	4,57	
5918	26,67	5,84	
4425	30,48	7,62	
5441	33,27	5,55	
5949	37,08	5,55	
6457	40,64	5,55	
6711	44,45	15,24	
6964	53,59	15,75	
7218	53,12	15,75	
7472	57,91	17,27	
7726	60,45	18,80	
7980	»	20,52	{ Sous cette charge, la partie supérieure a cédé par compression.
Flèche maxima, 67,56			

Ce système de poutre paraissant présenter une grande résistance, on jugea convenable de l'éprouver encore en y laissant la charge suspendue pendant toute une nuit. Elle y resta dix-sept heures, après quoi on l'enleva. La flèche, pendant ce temps, avait augmenté de $50^{\text{mm}},80 - 44^{\text{mm}},45 = 6^{\text{mm}},35$, et la perte d'élasticité de $15^{\text{mm}},24 - 7^{\text{mm}},62 = 7^{\text{mm}},62$.

Pendant les deux dernières expériences, la poutre avait beaucoup souffert des fortes épreuves auxquelles on l'avait soumise ; on pensa qu'on pourrait éviter sa tendance anormale au soulèvement qu'on avait remarquée pendant toute l'opération, en retournant la poutre et plaçant la forte nervure en dessus. C'est ce qu'on fit, après avoir redressé la partie avariée et y avoir rivé une

forte feuille de 0^m,483 de long, et on reprit l'épreuve comme suit :

Expérience XVII b (5 août 1845).

Le même tube rectangulaire renversé, la petite nervure en bas.

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 4425	mm. 53,56	mm. 9,65	La flèche et la perte d'élasticité doivent être, la première ajoutée à 35 mm,56, et la seconde retranchée de 9 mm,65
4935	41,91	12,70	
5444	46,48	14,99	
5949	51,56	17,53	
6457	58,42	21,54	
6964	63,24	24,64	
7218	»	»	Le tube s'est brisé par traction, au moment où la charge a été placée, par le déchirement de la feuille inférieure, à 0 ^m ,15 de l'appareil.
Flèche maxima, 63,53			



La position de la large nervure en dessus faisait prévoir que le tube céderait par traction, ce qui eut lieu en effet ; mais la tôle se rompit suivant une ligne de rivets, à quelque distance du milieu. Le joint, en outre, avait été fortement éprouvé par les expériences précédentes, ce qui peut rendre compte de sa rupture sous une charge comparativement faible.

Expérience XXV (20 septembre 1845).

Après avoir éprouvé, de différentes manières, la poutre de grand modèle, on répéta les mêmes expériences sur la poutre de petit modèle comme suit :

Poutre rectangulaire de 3^m,658 de long sur 0^m,203 de large et 25 mm,4 d'épaisseur, avec une distance entre supports de 3^m,353.

$$\text{Epaisseur des feuilles du haut.} = \frac{35,813}{5} = 3,330 \text{ mm.}$$

Epaisseur des feuilles du bas.	=	$\frac{29,463}{40}$	=	2,946 mm.
Epaisseur des feuilles des parois latérales.	=	$\frac{25,6535}{45}$	=	1,710 mm.
Poids du tube	=	56,7 k.		
Poids de l'appareil.	=	424,7		

CHARGES en kilogrammes.	FLECHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
422	1,52	"	
807	2,79	"	
1192	4,06	"	
1594	5,33	"	
1987	6,60	"	
2364	8,43	"	
2768	9,40	0,25	
2967	10,41	0,50	
3172	11,48	0,89	
5570	11,94	1,02	
5364	12,95	1,27	
5751	13,72	1,47	
5831	14,75	1,90	
4129	15,75	2,46	
4528	17,02	5,00	
4522	18,80	5,81	Lorsqu'on eut placé la charge de 4522 kil., les extrémités ont cédu près des points d'appui, à cause du peu d'épaisseur des tôles ; deux pièces de bois dur furent cependant placées entre les parois pour les maintenir et les empêcher de se tordre.
4709	22,10	6,17	
4909	26,92	8,23	
5105	"	"	La partie supérieure s'est plissée sous cette charge, à 0 ^M ,10 de l'appareil ; cette partie ayant été reconnue faible, on retourna le tube et on y plaça une charge de 2772 kil. pour la redresser.
<i>Poutre renversée.</i>			
2772	12,95	2,54	
2969	15,24	3,50	
5164	18,80	5,84	
5240	"	"	Sous cette charge, la partie supérieure s'est soulevée.
Flèche maxima, 19,03			

Cette poutre, quoique très-faible dans les parois latérales et passablement épaisse à la partie supérieure, n'en céda pas moins à la compression. Sa résistance était très-considerable quand on plaçait la grande épaisseur en dessus, et, avec un peu plus de métal à la partie supérieure, elle aurait porté plus de 5668 kil. Pendant la durée de cette expérience, j'eus de fréquentes conférences avec M. Stephenson, et, lui ayant fait connaître de temps en temps les résultats obtenus et les conséquences que j'en tirais, il proposa un tube de construction toute différente, pour faire agir si possible par traction la partie supérieure aussi bien que la partie inférieure ; le but qu'on se proposait était d'éviter le soulèvement anormal de la tôle et de s'opposer, autant que possible, à la tendance que les feuilles de tôle laminées (¹) ont toujours plus ou moins à se gondoler.

Expérience XVIII a (3 août 1845).

Tube rectangulaire de 11^m,506 de long, de 0^m,337 de haut au milieu, sur 0^m,190 de large, avec une surélevation de la partie supérieure, qui avait en AA une hauteur de 0^m,438. Distance entre les points d'appui, 5^m,486. La largeur des feuilles du haut et du bas était celle de la figure ci-dessous.

$$\text{Epaisseur des tôles du haut} = \frac{28,9555}{8} = 3,619$$

(¹) Il est presque impossible de donner aux feuilles laminées une tension égale dans toutes les parties. Presque toutes les tôles sont plus ou moins gondolées, et il faut beaucoup d'habileté pour redresser les portions où cette tendance se manifeste, comme pour découvrir les parties qui la causent. Cette inégalité de tension provient probablement, en grande partie, d'une contraction inégale dans le refroidissement, et aussi d'un degré de chaleur variable dans les loupes qui servent au laminage des feuilles.

(N. de l'A.)

Epaisseur des tôles du bas	=	$\frac{28,9555}{8}$	=	3,619
Epaisseur des tôles des parois latérales.	=	$\frac{34,4954}{44}$	=	2,863
Poids du tube	=	290,0		
Poids de l'appareil.	=	362,7		

CHARGES en kilogrammes.	FLECHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
565	2,29	mm.	
871	3,08	"	
1578	8,45	0,54	
1886	14,45	1,27	
2594	14,99	2,29	
2902	18,05	4,06	
5410	24,54	4,85	
5918	23,15	5,59	
4425	29,97	6,86	
4955	"	8,45	
Flèche maxima, 53,27			 Sous cette charge, la partie supérieure s'est ployée à 63,46 de l'appareil.

Le tube ayant cédé à la compression à la partie supérieure, les charges furent enlevées; après avoir abaissé les supports, on fit porter le tube sur deux barres transversales qui le traversaient, et on suspendit de nouveau les charges.

A cette nouvelle épreuve, ces charges n'apportèrent aucun changement dans la direction des efforts: car la partie supérieure céda encore par compression, et se souleva beaucoup plus que précédemment, tandis qu'on vit s'augmenter le tiraillement des côtés, et que les parois finirent par se rencontrer en diagonale des deux côtés de l'appareil. Dans cette expérience, il est probable

que la partie supérieure subit quelque effort de traction à sa surface supérieure : car l'extrémité du tube se releva avec quelque force, lorsque les charges augmentèrent. Ce relèvement de l'extrémité du tube tournant comme un levier autour du point AA, devint plus apparent quand la charge entière de 4933 kil. y fut placée ; mais il ne parut modifier en rien les conditions de la portion du milieu, qui se souleva par compression, et suivit la même loi qu'une poutre simple.

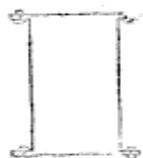
Ces circonstances semblaient indiquer une tendance de la part des extrémités, qui avaient un porte-à-faux égal à la moitié de la distance entre les supports, à agir comme contre-poids, et non-seulement à changer la direction de l'effort à la partie supérieure, mais à venir au secours de la partie inférieure, qui, sans cela, aurait eu à supporter la charge totale. On pouvait en conclure que le tube de grande dimension serait considérablement soulagé, si on le prolongeait des deux côtés des tours des culées, comme dans le pont Britannia, d'une longueur égale à la moitié de l'ouverture.

Pour mieux constater ces faits, on répara le tube en y rivotant une seconde feuille de même épaisseur à la partie supérieure, par-dessus la feuille endommagée, et les essais furent repris.

Expérience XVIII (reprise le 10 août 1845).

Le même tube rectangulaire.

	mm.
Epaisseur des tôles du haut.	= 7,239
Epaisseur des tôles du bas.	= 3,619
Epaisseur des tôles des parois latérales.	= 2,863
Distance entre les supports.	= 5,486

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
5440	17,26	mm.	
5918	24,52	»	
4425	25,43	4,02	
4955	29,24	2,54	
5441	35,27	4,06	
5693	35,56	6,53	
5949	44,66	8,45	
6205	»	10,67	
Flèche maxima, 45,45			
			 <p>Sous cette charge de 5441 kil., les parois se sont légèrement gondolées, ce qui indiquait une tendance de la partie supérieure à se voiler.</p> <p>Gondolé comme précédemment, la feuille du haut se pliant à 0⁰,33 de l'appareil.</p>

Si l'on examine les deux dernières expériences, on s'assurera qu'on n'a obtenu aucune augmentation notable de résistance en doublant l'épaisseur de la tôle du dessus. On peut cependant se l'expliquer par ce fait que les feuilles du haut étaient au-dessous au lieu d'être au-dessus de la ligne de compression.

Dans toute espèce de poutre construite en fer, et probablement aussi pour toute autre matière, la partie supérieure devrait dépasser de beaucoup le niveau de la flèche maxima. Elle devrait être toujours au-dessus, jamais au-dessous de la ligne de compression.

Une autre cause de la rupture de ce tube, sous une charge comparativement faible et avec une aussi grande épaisseur, peut être attribuée aux sérieuses avaries que cette portion avait subies dans les expériences précédentes. De là provient le soulèvement des feuilles du haut, beaucoup plus tôt que cela ne serait arrivé si les feuilles avaient

été saines et si la ligne des forces avait été changée. Les expériences sur cette forme de tube n'en sont peut-être que plus intéressantes, par cette raison qu'elles mettent en évidence les défauts de forme à éviter.

Dans le cas où les portions du tube situées au delà des culées devraient faire contre-poids à la charge centrale, il faudrait donner à la poutre une résistance et une texture uniformes dans toute sa longueur, avec une légère courbure à la partie supérieure d'environ $\frac{4}{10}$ de sa hauteur.

Ces détails de construction augmenteraient beaucoup la résistance de ce tube, qui, sous l'action d'efforts considérables, suivrait alors, pour la compression et l'extension, la même loi qu'une poutre de la forme simple.

Pendant la durée de l'expérience XXII où le tube elliptique, renforcé par une nervure cellulaire en fer rivée à la partie supérieure, fut trouvé faible pour résister à l'écrasement, on pensa qu'on pourrait adopter un autre système de construction, destiné à renforcer cette partie et à lui donner plus de roideur. Dans ce but, je dessinai et je fis construire un tube dont la partie supérieure en tôle ondulée formait deux cavités longitudinales dans toute sa longueur. Nous en donnons une esquisse dans la figure de l'expérience XXIX.

Ce tube a été construit avec les plus grands soins, et il a donné aux épreuves les résultats qui suivent :

Expérience XXIX (12 octobre 1845).

Tube rectangulaire, avec la partie supérieure en tôle ondulée, de 6^m,020 de long sur 0^m,391 de haut et 0^m,197 de large, avec une distance entre les points d'appui de 5^m,791.

Epaisseur des tôles du haut	$\frac{5,8449}{2}$	mm. 2,921
Epaisseur des tôles du bas.		4,572
Epaisseur des tôles des parois latérales.		4,778
Poids du tube		^{k.} 226,7
Poids de l'appareil.		448,0

(Les tubes formés par la tôle ondulée avaient un diamètre de 0^m,042.)

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
448	0,89	»	
1241	2,79	»	
2026	4,85	»	
2818	6,86	»	
3593	8,64	0,54	
4369	10,76	1,27	
5159	15,27	4,57	
5945	16,26	2,44	
6688	18,63	5,17	
7477	22,40	4,72	
8254	27,48	7,01	Avec la charge de 8254 kil., la flèche a augmenté de 0 ^m ,51 en trois minutes.
8644	29,54	»	
9031	52,26	10,46	
9415	56,19	»	
9807	58,61	14,99	
10198	»	»	Rompu par la séparation de la paroi et de la partie supérieure à 0 ^m ,51 de l'appareil.
Flèche maxima, 40,59			

Peu de temps avant le déchirement du haut des parties

latérales par les rivets, cette portion du tube avait commencé à se gondoler légèrement d'un côté, par suite de la faiblesse des tôles latérales, qui cédèrent près de l'appareil. Ce ne fut pas cependant la seule partie qui souffrit : le côté opposé s'arrachait près de la tôle du bas, tandis que la rupture se faisait pressentir à la partie supérieure et à la partie inférieure. Ces deux endroits donnèrent des preuves évidentes du bon rapport des sections du haut et du bas, qui, dans le cas actuel, étaient dans les proportions convenables pour résister chacune aux forces qui agissaient sur elles.

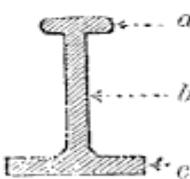
Un autre caractère fort important de ce système de poutre, c'est que sa rupture s'annonce par degrés. Au rebours de ce qui a lieu pour la fonte et les autres substances cristallines, la nature fibreuse du fer et sa grande ductilité avertissent à temps de la rupture qui menace.

Cette propriété a été remarquée dans plusieurs des premières expériences, et ici ce caractère est devenu plus apparent, quand la charge entière a été placée. Il s'est passé plus de trois minutes avant que l'expérience fût terminée et que la pièce fût complètement hors d'usage.

Expérience XXX (10 octobre 1845).

*Poutre en fer forgé ayant la section ci-dessous de 3^m,531 de long.
Distance entre les supports, 3^m,353.*

Dimensions en <i>a</i>	mm.	mm.
Dimensions en <i>b</i>	25,399	50,799
Dimensions en <i>c</i>	8,255	477,797
Poids de la poutre.	9,652	401,598
Poids de l'appareil.	402,9	
	401,3	

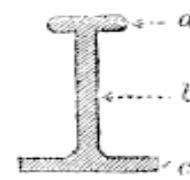
CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 401	mm. 4,02	mm. »	
4170	5,03	»	
4957	5,08	»	
2745	6,60	»	
5544	8,89	»	
4504	11,68	»	
3102	15,24	2,29	
5874	15,24	»	 <p>Sous cette charge, la poutre s'est tordue, et, en y laissant ce poids, on a vu la flèche augmenter graduellement, jusqu'à ce que la pièce se courbât latéralement et fût hors de service.</p>
Flèche maxima, 17,53			

Expérience XXXI (10 octobre 1845).

Poutre en fer forgé de la section ci-dessous de 3^m,254 de long.
Distance entre les points d'appui, 3^m,048.

Dimensions en a.	mm.	mm.
Dimensions en b.	mm.	mm.
Dimensions en c.	mm.	mm.
Poids de la poutre.	kg.	mm.
Poids de l'appareil.	kg.	mm.

Dimensions en a. = 25,399 sur 50,799
Dimensions en b. = 8,890 sur 203,196
Dimensions en c. = 14,476 sur 409,218
Poids de la poutre. = 442,0
Poids de l'appareil. = 404,3

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
k. 401	mm. »	mm. »	
4195	4,02	»	
4976	5,03	»	
2763	5,81	»	
5549	4,82	»	
4546	5,55	»	
3114	6,60	»	
5885	7,62	0,76	
6662	8,89	0,76	
7424	11,45	2,29	
8214	17,27	6,60	
8598	»	»	 <p>La poutre s'est tordue sous cette charge, et on a discontinué l'expérience.</p>
Flèche maxima, 18,03			

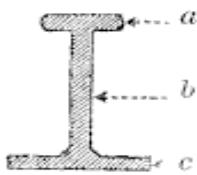
Dans ces deux expériences, les poutres ont cédé par flexion latérale, ce qui indiquait des défauts de forme dus à la faiblesse des nervures tant en largeur qu'en épaisseur.

Expérience XXXII (10 octobre 1845).

Poutre en fer forgé de même forme que la précédente, de 3^m,226 de long. Distance entre les points d'appui, 3^m,048.

Dimensions en <i>a</i>	= 25,399 sur	mm. mm
Dimensions en <i>b</i>	= 9,651 sur	203,496
Dimensions en <i>c</i>	= 40,668 sur	409,218
Poids de la poutre.	= 425,4	k.

CHARGES en kilogrammes.	FLÈCHES en millimètres.	PERTES D'ÉLASTICITÉ en millimètres.	OBSERVATIONS.
401	0,51	mm.	
4182	4,27	»	
4979	2,29	»	
2768	2,79	»	
5555	5,56	»	
4554	4,49	0,76	
5104	4,93	0,76	
5894	5,59	1,02	
6678	6,55	»	
7459	6,55	»	
8240	7,57	»	
8995	9,40	»	
9772	12,06	»	<p>Sous la charge de 9772 kil., la flèche a augmenté dans les quatre premières minutes de 0^m,63, dans les quatre suivantes de 2^m,54, et après quatre autres minutes elle était de 2^m,63.</p>
10454	14,99	»	
10449	»	»	<p>La poutre s'était courbée latéralement de 0^m,07 quand on a arrêté l'expérience.</p>
Flèche maxima, 15,24			



L'expérience ci-dessus fut la dernière qu'on fit sur les

poutres d'une seule pièce. Ces poutres sont évidemment très-inférieures en résistance aux tubes creux rectangulaires.

Les expériences qui précédent ont été terminées le 14 octobre 1845, et, depuis cette époque jusqu'au commencement de juillet de l'année suivante, rien, ou presque rien, n'a été fait. Un rapport abrégé, donnant un résumé des résultats présentés par les expériences, a été lu aux Directeurs de la Compagnie du chemin de fer de Chester à Holyhead ; ce rapport a été rendu public. Les résultats qu'on a obtenus, et principalement ceux qu'a présentés le tube avec la partie supérieure ondulée, ont engagé les Directeurs, sous la recommandation expresse de M. Stephenson, à adopter ce système de pont, de préférence à tout autre système d'un caractère moins pratique. On trouva cependant nécessaire de répéter ces expériences sur des tubes de plus grand modèle, pour déterminer les formes et les proportions à adopter. Dans ce but, un nouveau tube, ayant exactement le sixième des dimensions linéaires du pont Britannia, fut construit, et, après avoir disposé l'appareil, on recommença les expériences comme précédemment.

J'ai donné un extrait des expériences qui ont eu pour but de déterminer les formes et la résistance des ponts tubulaires Britannia et Conway. Ces expériences étant les premières qui aient été faites sur les poutres en fer malléable, et étant de la plus grande importance en vue de l'emploi si répandu du fer dans la construction des édifices, il n'aura pas été inutile de les rappeler dans cet ouvrage, si elles dirigent l'attention des membres les plus jeunes de la profession sur une distribution conve-

nable et économique d'une matière qui a aujourd'hui une si haute valeur.

Depuis les expériences précédentes, on en a commencé de nouvelles, qui se rapportent plus directement au sujet des poutres employées dans les bâtiments. On les a faites sur des poutres de la forme ci-dessous :

Dimensions en a = 88,898 sur $42,699$ (cornière).

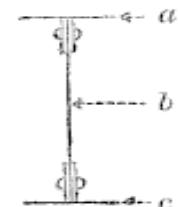
Dimensions en b = 9,398 sur $406,4$

Dimensions en c = 88,898 sur $42,699$ (cornière).

Hauteur de la poutre. = $0,4064$

Poids de la poutre. = $626,7$

Distance entre les points d'appui. = $7,315$



Cette poutre a été éprouvée par des charges successives de 1016 kil. environ, jusqu'à ce qu'on fût arrivé au poids total de 14726^k,9, qui a donné une flèche totale de 40^{mm},639. En essayant d'y ajouter de nouvelles charges, on vit se produire une flexion latérale considérable, ce qui fit discontinuer l'expérience. Les poutres de ce système en fer malléable, qu'elles soient composées de parties rivées ou qu'elles soient laminées d'une seule pièce, présentent toutes une résistance trop faible à la flexion latérale : il ne suffit pas que les nervures du haut et du bas soient bien proportionnées, il faut encore adopter des dispositions spéciales pour prévenir la torsion qui se fait souvent remarquer avant qu'on ait atteint la limite de résistance.

On observera que la poutre qui nous occupe avait ses deux nervures semblables et de même section ; il aurait fallu, au contraire, faire la nervure supérieure presque double de la nervure inférieure, pour équilibrer les résis-

tances aux efforts transversaux. Si cela avait eu lieu, et que la poutre eût été fixée de manière à ne pouvoir céder dans le sens latéral, elle aurait porté 31,485 tonnes; car la formule (¹) nous donne :

$$P = k \frac{cs \cdot h}{l} = \frac{0,1574305 \times 80 \times 45,4596 \times 406,4}{7345} = 31^{\text{r}},485.$$

Ici, sous la moitié de cette charge, la poutre s'est tordue en partie par sa faiblesse à la nervure supérieure, en partie par défaut de roideur latérale. Il ne sera pas nécessaire de rapporter toutes ces expériences, parce que presque toutes les poutres ont montré la même faiblesse latérale; et que dans presque toutes le fer se ploie dans une direction perpendiculaire à la charge, quand il n'est pas maintenu par des étais, par des planchers ou par des voûtes. On ne peut pas toujours employer ces supports; c'est pourquoi il sera plus prudent, et plus d'accord avec les expériences, de

(¹) La formule, dont se sert ici M. Fairbairn, ne nous semble guère applicable aux poutres en fer, et il nous faut toute l'autorité d'un ingénieur aussi distingué pour l'accepter même comme une approximation. En effet, cette formule ne tient compte que du métal des nervures, avec cette hypothèse que leurs sections seront proportionnelles aux résistances de rupture à la compression et à l'extension. Si cette formule convient la plupart du temps au calcul des poutres en fonte du profil Hodgkinson, où la quantité de métal contenue dans la tige est négligeable à côté de celle qui compose les nervures, il n'en est plus de même avec les poutres en fer; dans ce cas, il faut tenir compte de la section de la tige, dont la hauteur est relativement considérable, et dont l'épaisseur ne peut être diminuée indéfiniment, parce qu'il faut se prémunir contre la flexion latérale. Cette formule a encore l'inconvénient de négliger comme inutile toute quantité de métal qui, dans l'une des deux nervures, excéderait la section fixée par le rapport des résistances à l'extension et à la compression, tandis qu'il est probable qu'en modifiant ce rapport, on élèverait ou on abaisserait l'axe neutre, tout en augmentant plus ou moins la résistance totale de la poutre. (N. du Tr.)

prendre 60 (¹) pour la valeur de c dans la formule générale, au lieu de 80, coefficient qui s'applique aux poutres de forme tubulaire ou aux poutres en double T, quand elles sont garanties contre la flexion latérale.

En adoptant cette valeur, et en supposant que les poutres aient des sections de nervures et de cornières parfaitement proportionnées, la nervure supérieure étant double de la nervure inférieure, nous aurons pour la poutre précédente ainsi modifiée :

$$P = \frac{0,1574326 \times 60 \times 45,4596 \times 406,4}{7345} = 237,97,$$

valeur qui donne la charge de rupture ou la résistance finale d'une poutre en double T exposée à la flexion transversale.

DES POUTRES EN TREILLIS EN FER FORGÉ.

Depuis que les expériences qui précèdent ont été faites, j'ai eu l'occasion d'examiner une série de poutres en fer, destinées à l'édifice élevé à Dublin pour la grande exposition de 1853.

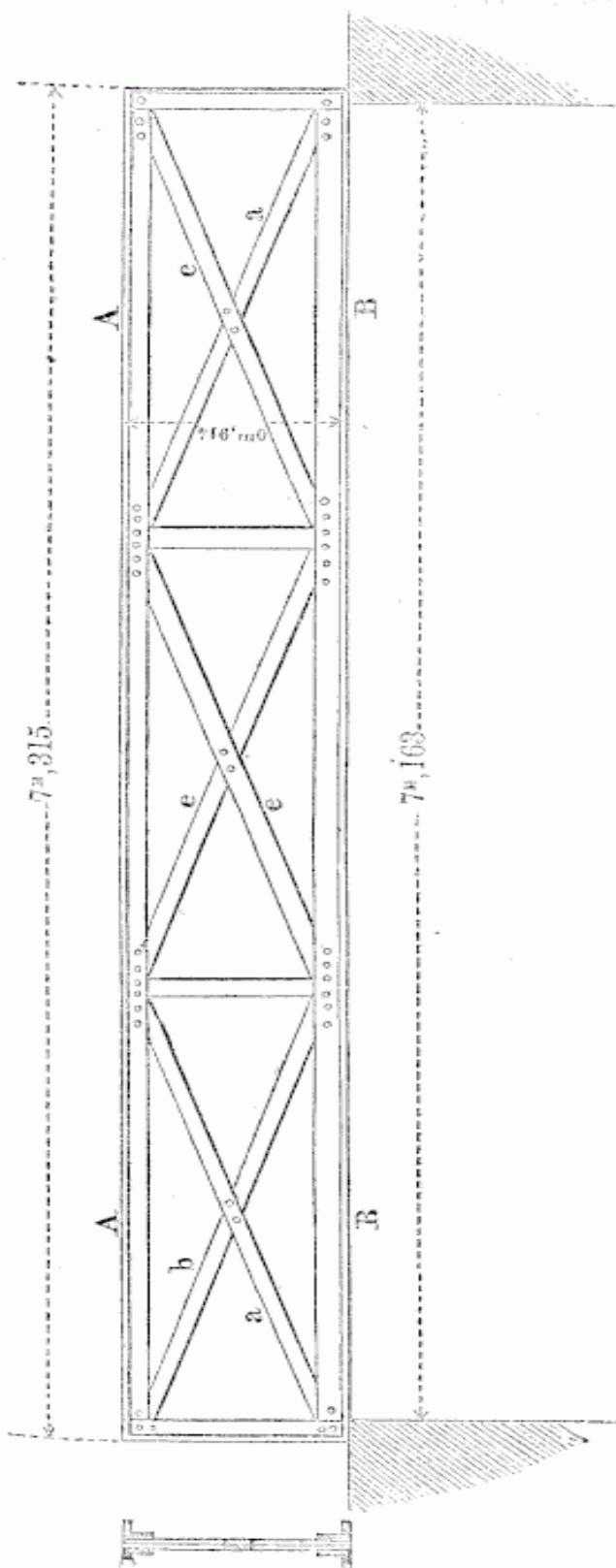
Cet édifice, ainsi que son pareil à New-York, est construit à peu près dans le même système que l'était le Palais de Cristal à Hyde-Park. Il y avait cependant cette différence que les poutres qui portaient les galeries de l'Exposition universelle de 1851 étaient en fonte, tandis que celles de l'exposition de Dublin ont été composées entièrement de fers plats, de cornières et de fers à T. La fig. 36 est la vue en élévation de l'une de ces poutres en treillis.

(¹) Ou 75 pour la poutre en double T, dans la formule de la page 92.

Expériences pour déterminer la résistance d'une poutre en treillis semblable à celle de la fig. 38 (12 octobre 1852).

NUMÉROS des expé- riences.	CHARGES en kilogrammes	FLECHES en millimètres.	REMARQUES.
4	4016	mm. »	
2	2031	2,5753	
3	5047	4,7497	
4	4063	6,5499	
5	5078	6,5551	
6	6094	6,7565	
7	7110	9,5216	
8	8123	12,6998	
9	9141	16,0779	
10	40156	16,2049	
11	44472	19,0497	
12	12188	22,2246	
13	15202	25,0120	
14	14219	25,5995	
15	15253	26,2654	
16	16250	27,1773	
17	17266	27,6547	
18	18282	28,7015	
19	19297	29,5143	
20	20515	30,0983	
21	21528	30,4747	
22	22544	30,5323	
23	23539	30,5856	
24	24375	30,9566	
25	25591	31,0890	
26	26407	31,4954	
27	27425	32,5114	
28	28458	34,8482	
29	29454	36,5735	
30	50469	38,4295	
31	51485	39,6255	
32	52501	41,2489	

Fig. 38.



Cornières du haut 76,2 \times 76,2 \times 9,5 mm.
 Cornières du bas 76,2 \times 76,2 \times 6,3 mm.
 Cornières verticales 76,2 \times 76,2 \times 9,5 mm.
 Groisillons 76,2 \times 12,7 mm.

Poids de la poutre. 371,3 k.

Comme dans le public on conservait encore quelques doutes sur la sécurité de ces poutres, M. Dargan et le Comité me demandèrent de les examiner et de faire un rapport à ce sujet. Dans ce but, je disposai deux de ces poutres sur des appuis écartés de $1^m,219$, et, après avoir couvert la partie centrale d'une plate-forme, je la fis charger graduellement de poids en fonte, jusqu'à ce que la flexion atteignît $41^{mm},15$, et, à ce moment, l'expérience fut discontinuee.

Au commencement, les deux croisillons *a a* donnèrent signe de faiblesse ; ils ne prêtaient que peu de résistance à la nervure supérieure soumise à la compression. Pour leur faire rendre tout leur effet, il aurait fallu les faire en fer à T ou en fer à cornière, de manière à leur donner la rigidité nécessaire pour combattre les efforts de compression qui agissaient sur eux, aux extrémités de poutre, à mesure que la flexion des poutres augmentait. Dans toutes les constructions de ce système, il faudrait tenir compte de la direction des forces et s'arranger de manière à faire entrer en même temps en résistance toutes les pièces.

Ensuite on plaça sur la poutre un poids de $32^r,5$, la flèche maxima fut de $40^{mm},64$, et, après avoir enlevé les charges, la flèche permanente mesurée fut de $16^{mm},51$.

Dans la construction de ces poutres, on peut reconnaître des défauts de forme, ainsi qu'une mauvaise distribution du métal. Dans le cours des expériences, les croisillons *b b* étaient soumis à une forte tension, parce qu'ils formaient avec la nervure inférieure le principal élément de résistance, et qu'ils se trouvaient dans les conditions d'une poutre armée, portant la partie la plus rigide de

la poutre ou la nervure AA, et cela sans recevoir de secours suffisant des croisillons *a, a*. Non-seulement ces derniers, composés d'une feuille mince, étaient faibles et insuffisants, mais les croisillons *e, e* étaient aussi sans action et ils se relâchèrent par l'effet de la tension sur les entretoises *b, b* et sur la nervure inférieure qui, en réalité, supportait presque toute la charge.

Si l'on avait formé ces croisillons en fer à T ou en fer à cornières, de façon à les faire résister comme des bielles, aussi bien à la compression qu'à la tension, et si l'on avait enlevé les deux entretoises centrales, en ne laissant au milieu

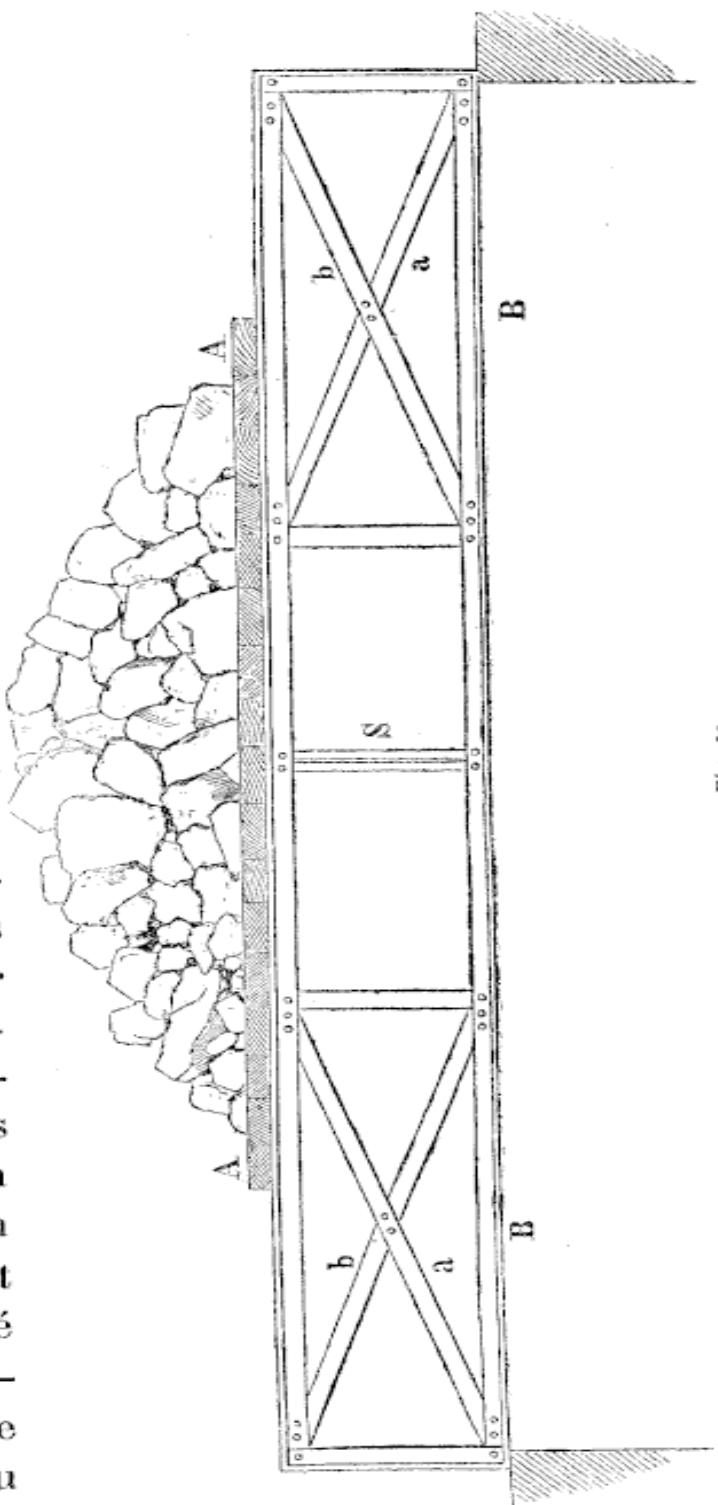


Fig. 39.

qu'un potelet ou pièce verticale en fer à T comme en S, fig. 39, on aurait obtenu, avec le même poids de métal, une poutre bien plus forte. Cette modification, jointe à un travail parfait dans les assemblages, aurait pour effet non-seulement d'augmenter la résistance, mais encore d'élever de beaucoup la valeur de ces pièces si répandues aujourd'hui dans la construction des édifices de grandes dimensions, tels que les palais de cristal pour les expositions industrielles, les gares de chemins de fer, etc.

La fig. 39 indique la position de la charge (32^r,5) sur les poutres, ainsi que la disposition proposée par nous pour la suppression des croisillons centraux *e*, *e* de la poutre originale, fig. 38.

Cherchons maintenant une formule qui puisse servir à calculer la résistance des poutres en treillis.

Nous pouvons considérer une poutre en treillis comme une poutre à double nervure imparfaite, où le métal serait concentré sur les portions du haut et du bas. Nous disons imparfaite, parce que la liaison entre les deux nervures n'est pas aussi complète qu'elle le serait dans le cas d'une feuille ou d'une tige pleine. Cependant, en tenant compte de cette circonstance, nous pouvons, pour calculer la résistance de ces poutres, nous servir de la même formule que pour les poutres à double T de la forme ordinaire.

Nous aurons donc :

$$P = kC \frac{s_1 h}{l}, \quad (1)$$

$$\text{et} \quad C = \frac{Pl}{ks_1 h}, \quad (2)$$

s_1 étant la section de la saillie inférieure,

On déterminera la constante C en remplaçant dans l'équation (2) les lettres par leurs valeurs tirées de l'expérience page 128 :

$$P = 32^r,704, \quad l = 7162^{\text{cm}},7, \quad s_i = 22^{\text{cm}}\text{,}5798, \\ H = 914^{\text{cm}},4, \quad k = 0,1574326;$$

$$\text{d'où} \quad C = \frac{32,704 \times 7162,7}{0,1574326 \times 22,579 \times 914,4} = 72,$$

$$\text{et} \quad kC = 11,33;$$

$$\text{d'où} \quad P = \frac{11,33 s_i h}{l}.$$

On voit ainsi que la valeur de la constante est presque égale à celle qu'on a obtenue pour les poutres tubulaires.

TROISIÈME PARTIE.

DE LA CONSTRUCTION DES ENTREPÔTS A L'ÉPREUVE DE L'INCENDIE (¹).

Le rapport qui suit a été écrit à la demande de M. Samuel Holme, de Liverpool, pour appuyer sa proposition de construire tous les nouveaux entrepôts en matériaux incombustibles. Comme nous pensons que les vues

(¹) Quoique ce chapitre traite plus spécialement des entrepôts de marchandises, les considérations présentées par l'auteur s'appliquent également aux fabriques, aux moulins, aux manutentions militaires, aux édifices publics, aux maisons d'habitation, et en général à toutes les constructions qu'il est d'un intérêt direct de protéger contre l'incendie. Depuis que ce livre a paru, de nouveaux et nombreux désastres ont fait sentir la nécessité d'adopter des dispositions plus efficaces pour se garantir contre ce terrible fléau : il suffira de citer la destruction des chantiers de MM. Scott Russell à Blackwall, celle des ateliers de MM. Cubitt à Londres, et la terrible et récente catastrophe qui vient de plonger dans la désolation les villes de Newcastle et de Gateshead, pour montrer combien les moyens actuels pour prévenir et combattre l'incendie sont insuffisants et imparfaits.

Les constructions à l'épreuve de l'incendie peuvent se diviser en deux classes :

a, celles dont les planchers n'ont d'autre charge à porter que celle qui provient d'une accumulation d'individus ou de marchandises légères sur un espace donné, telles sont les maisons particulières, les édifices publics, certaines fabriques et ateliers, et les magasins de marchandises légères.

b, les magasins et entrepôts de matières lourdes, et les fabriques contenant de fortes machines.

Quelques ingénieurs anglais calculent les poutres en fonte, les voûtes et les planchers pour une charge permanente de 800 kil. par mètre carré dans le premier cas, et de 1,400 kil. dans le second, ces chiffres comprenant la charge due à la construction du plancher lui-même.

Les entrepôts et les magasins qui font plus spécialement le sujet de ce chapitre sont de deux sortes :

- 1° Des magasins (*warehouses*), appartenant aux manufacturiers ou aux

émises dans ce mémoire peuvent présenter quelque intérêt et avoir quelque utilité, nous l'avons réimprimé pour le soumettre au public.

« La gravité des incendies récents, qui ont éclaté à Liverpool, à Manchester et dans d'autres grandes villes, a donné lieu à une enquête sur les causes de ces accidents, sur les moyens propres à arrêter leurs progrès et sur les mesures à adopter pour prévenir des calamités si désastreuses pour les intérêts publics comme pour les intérêts privés. Nulle part les conséquences de l'incendie n'ont été ressenties si sévèrement, nulle part les pré-

négociants, où les produits des fabriques viennent s'accumuler et qui alimentent la consommation intérieure ou l'exportation ; 2^e des entrepôts, (*bonded stores*) où les marchandises, soit brutes, soit manufacturées, viennent attendre un écoulement avantageux et sont confiées à la garde de tiers qui en répondent et qui en donnent un récépissé ou *warrant*. Le warrant peut se négocier et s'escompter, et il permet au possesseur de réaliser une partie du capital qu'il y a investi. Les entrepôts sont ce qu'on a improprement baptisé en France du nom de *docks*, terme qui en Angleterre désigne les bassins de la marine marchande ou militaire.

En Angleterre, on construit généralement les magasins et entrepôts à plusieurs étages, et on a adopté presque partout des machines ingénieuses qui remplacent le travail manuel pour le chargement et le déchargement des marchandises. Dans la plupart, une machine à vapeur placée dans les caves met en mouvement des monte-sacs continus, à peu près semblables à ceux des moulins ou les tambours des grues ; une communication de mouvement fait marcher les presses soit hydrauliques, soit à vis, pour l'emballage des marchandises. — Dans d'autres localités, on élève les fardeaux par le moyen d'une machine hydraulique dont le cylindre est en communication avec les conduites de la distribution municipale ; à la tige du piston, dont la course est multipliée par une disposition convenable de mousfles et de pouliées, est attachée la chaîne d'une grue fixée à l'étage supérieur ; il suffit ainsi d'ouvrir un robinet pour se procurer le travail nécessaire. Cette disposition est applicable partout où la pression hydrostatique sur les conduites est suffisante et constante, et elle est souvent avantageuse là où un travail intermittent et irrégulier ne justifie pas l'emploi d'une machine à vapeur.

(N. du tr.)

cautions qui auraient pu les prévenir n'ont été si complètement négligées, que dans les entrepôts qui servent dans les ports de mer à l'emmagasinage des produits commerciaux.

« Les districts manufacturiers n'ont pas montré la même apathie à cet égard, car presque partout on a vu s'élever des fabriques à l'épreuve du feu, et, en considérant le succès complet dont ces mesures ont été suivies, on peut s'étonner que le même système de construction n'ait point été appliqué aux entrepôts et aux bâtiments destinés à la réception des marchandises.

« Quand on se rend compte de l'importance des produits enfermés dans ces magasins et de l'immense valeur qu'ils représentent, on a peine à croire qu'un pareil ordre de choses puisse exister encore, surtout au sein de la classe la plus active et la plus intelligente de l'Europe. Tel est cependant l'état des choses, et nous n'aurions qu'à citer quelques exemples pour montrer que la plus grande indifférence pour les conséquences de ces incendies, ou une coupable ignorance des perfectionnements actuels, ont prévalu depuis bien des années dans le corps des négociants. Certes, on n'aurait pas dû s'y attendre, puisque les grands établissements où l'on manufacture le coton, le lin, la soie et la laine, ont été mis, à quelques exceptions près, presque complètement à l'abri du feu, et qu'il y a plus de trente ans que les poutres métalliques, les colonnes en fonte et les voûtes en briques ont été adoptées dans la construction des fabriques comme des moyens propres à les protéger contre l'incendie. Ces faits n'auraient pas dû échapper au négociant de la Grande-Bretagne, et cependant, excepté dans un seul

cas (¹), il n'y a que peu de mois qu'on a commencé à se servir de matériaux incombustibles dans la construction des immenses magasins de Liverpool. Dans d'autres parties du royaume, la même négligence se fait encore remarquer ; mais les tentatives si heureuses faites au port de Liverpool s'étendront, il faut l'espérer, à la capitale et à tous les ports de mer du royaume. C'est dans ce but, et pour guider les personnes disposées à adopter des mesures dont les conséquences seront nécessairement une économie notable sur le taux des assurances et une protection plus efficace de leur propriété, que nous soumettrons à leur examen les considérations qui suivent.

« Dans l'antiquité, on ne rencontre que peu d'exemples de constructions à l'épreuve de l'incendie, si l'on en excepte les monuments des anciens Égyptiens et quelques édifices publics des Grecs et des Romains. Au moyen âge, quelques-unes des églises et des cathédrales gothiques (²) ont été bâties en entier en pierre, et, avec cette exception, il n'y a pas lieu de croire qu'on se rendît compte alors des avantages d'une construction entièrement incombustible. Il est probable que la rareté de la fonte et l'ignorance de son emploi, qui devait en être la conséquence, élevèrent des barrières insurmontables au développement du système incombustible ; mais, dans notre siècle, ces difficultés n'existent plus, et négliger des moyens si répandus aujourd'hui pour protéger à la fois les hommes et les marchandises, ce serait

(¹) MM. Jevons ont construit, il y a dix ans, un entrepôt à l'épreuve de l'incendie, au Nouveau-Quai, à Manchester. (*N. de l'A.*)

(²) La cathédrale de Milan est bâtie en entier en pierre et en verre.
(*N. de l'A.*)

faire croire à un manque de discernement incompatible avec l'activité et l'esprit d'entreprise de notre époque. L'extension donnée au commerce dans ces derniers temps, et la valeur considérable des marchandises confiées à la garde d'individus ou de Compagnies, ont créé une autre manière de voir, et si l'on se rend compte de l'importance des affaires actuelles des négociants, et du nombre des transferts d'une main à une autre, on ne pourra plus s'étonner que des garanties plus efficaces pour les marchandises soient impérieusement réclamées, partout où celles-ci se trouvent exposées à quelque danger.

« Le caractère général des entrepôts est resté le même pendant plusieurs siècles ; les charpentes et les planchers étaient en bois et composés de poutres solides, reposant sur des poteaux de même matière ; ces derniers étaient, la plupart du temps, si malheureusement disposés, qu'ils mettaient en danger la construction toutes les fois qu'on y entassait des marchandises lourdes. Dans le plus grand nombre des magasins, on peut remarquer que les poteaux en bois qui supportent les planchers ont leurs extrémités placées sur les poutres principales, et comme on les superposait, en les séparant par les poutres, leurs fibres s'érasaient complètement, surtout dans les étages inférieurs où la charge est la plus considérable, et dans bien des cas les poutres se sont presque éclatées sous l'énorme pression qu'elles avaient à supporter. Avec un mode de construction si imparfait, on n'a pas toujours pris la précaution indispensable en pareil cas de faire porter les poutres sur des chapiteaux en bois, et jusqu'à l'adoption des colonnes en fonte terminées par des chapiteaux et des piédestaux

recouvrant une large surface de la poutre, les pièces de bois étaient souvent gravement avariées. L'emploi des colonnes en fonte, quoique ce soit déjà un perfectionnement sur l'ancien système de construction, ne présente point de garanties contre l'incendie ; car il est évident qu'on ne peut en attendre aucunes d'un édifice construit principalement en bois et percé d'ouvertures, que des portes et des volets en bois ne ferment qu'imparfaitement.

« Pour offrir des garanties suffisantes contre l'incendie, il faudrait que la construction des entrepôts remplit les diverses conditions que nous allons énumérer :

« 1. *L'édifice sera construit en entier en matériaux incombustibles, tels que le fer, la pierre ou la brique.*

« 2. *Pour arrêter le développement d'un incendie, qu'il soit dû à un accident ou à la combustion spontanée, toutes les ouvertures, toutes les fissures communiquant avec l'air extérieur devront pouvoir être hermétiquement fermées.*

« 3. *Un escalier isolé en fonte ou en pierre (bien protégé dans tout son pourtour par des murs en pierre ou en briques), communiquera avec chaque étage, et on disposera dans la cage de cet escalier des conduites s'élevant jusqu'au sommet de l'édifice et ayant une prise d'eau sur la distribution qui dessert la localité.*

« 4. *Dans une rangée de magasins contigus, les divers bâtiments devront être séparés par des murs mitoyens solides, n'ayant pas moins de 46^{cm}. d'épaisseur, et on ne fera dans les murs que les ouvertures qui seront jugées indispensables pour l'éclairage et pour la réception des marchandises.*

« 5. *Les colonnes en fonte, les poutres métalliques, et les voûtes en briques, auront une résistance assez élevée,*

non-seulement pour supporter d'une manière permanente des charges au repos, mais encore pour pouvoir subir sans danger les chocs auxquels les expose la chute de corps lourds sur les planchers.

« 6. Enfin pour prévenir la fusion des colonnes par la chaleur intense développée dans un incendie, on établira, dans l'intérieur des colonnes creuses, une circulation d'air froid, qu'on y amènera par un tunnel voûté construit sous les planchers.

« Nous allons, en adoptant les divisions que nous avons établies, reprendre une à une chacune de ces conditions et l'étudier en détail.

« 1. Construire l'édifice entier en matériaux incombustibles.

« Le choix des matériaux dépend, en grande partie, des localités et des prix auxquels on peut se les procurer. Dans la Grande-Bretagne, les bâtiments incombustibles les mieux construits sont généralement en pierre ou en briques, avec des colonnes et des poutres en fonte, convenablement disposées et reliées entre elles par des chaînes dans les murs, et des voûtes en briques formant planchers ; ces voûtes reposent sur les nervures des poutres et s'étendent parallèlement à chaque étage dans toute la longueur de l'édifice. Les voûtes peuvent être disposées, suivant les circonstances, dans le sens de la longueur ou de la largeur du bâtiment. Les planchers sont généralement formés de dalles ou de carreaux, qui reposent sur les voûtes, après qu'on en a nivelé la surface supérieure, et qu'on en a fait le remplissage aux reins avec un béton maigre composé de chaux, de sable et de cendres. Des dalles et des carreaux, convenablement assis et ma-

çonnés au mortier, forment un plancher excellent et d'une grande durée. Dans certains bâtiments ayant une destination spéciale, on est obligé de conserver les planchers en bois; dans ce cas, les madriers sont généralement cloués à la manière ordinaire sur des traverses maçonées dans le béton maigre dont nous avons parlé, ou, ce qui vaut probablement mieux encore, sur un pavage en blocs de bois. Un bâtiment de cette construction, quand il est convenablement exécuté et qu'il est couvert avec une charpente en fer, est parfaitement à l'abri du feu, et, pourvu qu'on ait fait choix d'un surveillant attentif, les propriétaires, comme les locataires, peuvent regarder leur propriété comme parfaitement protégée.

« 2. Toutes les ouvertures communiquant avec l'air extérieur doivent pouvoir être hermétiquement closes.

« Cette condition ne doit point être négligée dans les édifices qu'on veut protéger contre l'incendie. Dans les entrepôts en particulier, elle est de la plus haute importance; car il n'y a rien qui contribue autant à la sécurité d'un magasin renfermant des matières combustibles que la faculté de le clore hermétiquement, et d'y empêcher l'admission de l'air. Dans ce but, on devrait attacher au bâtiment un escalier en fonte ou en fer, entouré de murs en briques ou en pierre, et le faire communiquer avec les différents étages par des portes en fer. Cet escalier doit être facilement accessible de l'extérieur et avoir une ouverture couverte au haut, des fenêtres à chaque palier, et être en communication directe avec toutes les parties de l'édifice. Les entrepôts construits dans ces conditions présenteront une sécurité presque parfaite. En cas de feu, on pourra approcher du foyer de l'incendie et fermer

toutes les issues communiquant avec l'air extérieur, de manière à étouffer les flammes, jusqu'à ce qu'on ait à sa disposition des moyens spéciaux pour les combattre. Je recommanderai particulièrement, dans ce but, l'emploi dans chaque salle des portes, des châssis et des volets en fer, que construisent et qu'ont adoptées MM. Samuel et James Holme, de Liverpool. Les portes sont formées de doubles feuilles de tôle, rivées sur un châssis et séparées par une couche d'air qui, agissant comme corps non conducteur, répond admirablement au but qu'on se propose.

« 3. *Attacher au bâtiment un escalier extérieur indépendant, communiquant avec toutes les salles, et muni d'une ligne de tuyaux, se reliant à la distribution d'eau établie dans la localité.*

« Au paragraphe 2, nous avons déjà parlé de cet escalier et de la nécessité de le rendre complètement indépendant des autres parties du bâtiment. En outre, il sera toujours prudent d'avoir à sa disposition une provision d'eau abondante; on ne se contentera pas d'établir une prise d'eau sur la conduite de la distribution de la ville; il faudra la mettre en communication avec chaque étage au moyen d'un robinet en bronze et d'une culotte, et au haut de l'édifice avec un réservoir muni d'une soupape, et porté par la toiture. Le réservoir doit avoir une assez grande capacité pour assurer un volume d'eau suffisant dans le cas où un accident mettrait hors de service les conduites de la distribution municipale. Les tuyaux, les culottes en cuir et les appareils de décharge, tels que les robinets, les clefs à vis, etc., doivent être bien entretenus, et les culottes et les clefs à vis seront suspendues

à chaque palier et prêtes à servir. Ces précautions ajouteront encore à la confiance des personnes qui mettent des marchandises en dépôt, et à celle des propriétaires des magasins. Il serait bon, en outre, de donner aux clefs à vis, aux culottes et aux robinets, les calibres qui ont été adoptés par les corps de pompiers des villes où sont situés ces établissements.

« Avant de terminer ce sujet, je citerai un appareil aussi simple qu'ingénieux, qui a été adopté par MM. Jones de Wallshaw, près d'Oldham. Il se compose de globes creux en cuivre mince, de 0^m,23 de diamètre, perforés d'une quantité de petits trous, et suspendus aux plafonds dans chacune des salles d'un magasin ou d'une fabrique. Chacune de ces pommes est, en cas de nécessité, alimentée d'eau par une ligne de tuyaux qui communique avec les conduites de la distribution voisine. De cette manière on peut, à volonté, non-seulement verser un torrent d'eau dans chaque salle, mais par la forme même de l'appareil (avec une pression sur les orifices équivalente à une colonne d'eau de 60^m), la disperser dans tous les sens dans un rayon de 12^m. C'est là une disposition sûre et efficace pour combattre l'incendie, et on pourrait facilement l'établir dans presque toutes les constructions importantes des grandes villes, partout où l'on a à sa disposition une pression et un volume d'eau suffisants. Ce qui caractérise encore l'appareil de M. Jones, c'est la facilité et la rapidité avec lesquelles le feu peut être combattu. Les robinets sont tous à l'extérieur du bâtiment, et comme on les a mis sous clef et qu'on les a numérotés d'après les salles, on évite beaucoup de délais et de confusion en cas d'accident.

« 4. *Dans le cas d'une rangée de magasins contigus, il faut séparer les bâtiments par des murs mitoyens solides, et ne les percer que des ouvertures absolument nécessaires pour l'éclairage et la réception des marchandises.*

« Ces précautions prennent plus d'importance dans le cas où de grands massifs de constructions sont contigus et où un incendie peut se propager d'un bâtiment à un autre. La loi sur les bâtiments de la métropole a prévu les accidents de ce genre par une clause où l'on insiste sur ces précautions ; les maisons d'habitation sont mises dans des conditions de sûreté parfaite par l'emploi des murs mitoyens. C'est dans les bâtiments contigus que ces séparations ont le plus d'avantages, et il n'est pas sans exemple que des constructions adjacentes à un bâtiment qui a été complètement détruit par l'incendie aient été sauvées de la conflagration ; de là la nécessité d'une séparation complète entre les bâtiments contigus.

« Pour les entrepôts, ces précautions ont d'autant plus d'importance que les marchandises qu'ils contiennent ont plus de valeur, et que celles-ci sont, dans certains cas, exposées à plus de dangers. Ces bâtiments devraient donc être parfaitement séparés les uns des autres, et, en élevant les murs de séparation, ce serait peut-être un grand progrès que de laisser, pour la ventilation, un espace vide au milieu de 5^{em} avec des attaches convenables, parce que l'air, comme non conducteur, empêcherait les murs d'atteindre une trop haute température, et qu'il se renouvellerait constamment par le courant ascendant que ferait naître l'incendie. Il faudrait aussi leur faire dépasser la toiture, pour fermer toute communication entre les magasins adjacents, et pour obtenir une séparation

complète des divers compartiments qui forment un de ces massifs (¹). Pour donner toute la sécurité possible aux différentes salles ou hangars des entrepôts, on ne doit y percer que très-peu d'ouvertures. C'est le plan qui a été adopté dans les entrepôts de MM. Brancker, à la rue de Dublin, à Liverpool; ces bâtiments sont très-bien disposés pour la réception et l'expédition des marchandises, et comme ils n'ont que les ouvertures absolument indispensables pour qu'on puisse déposer et enlever les marchandises, ils réunissent à la fois toutes les conditions désirables de commodité et de sécurité. Dans tous les cas, on devrait employer les portes et les volets en fer dont nous avons parlé; mais il faut observer qu'ils ne présenteraient une utilité réelle qu'autant qu'on les verrouillerait exactement chaque nuit avant de fermer les magasins.

« 5. *Les colonnes, les poutres et les voûtes, doivent être en mesure de résister aussi bien aux chocs auxquels les expose la chute des matières lourdes sur les planchers qu'aux charges permanentes.*

« Cette condition est de la plus haute importance pour la stabilité des constructions destinées à servir de magasins. Pour éclaircir tous les doutes qui pourraient subsister sur la stabilité de ces édifices, je renverrai le lecteur aux ouvrages de mon ami, M. Hodgkinson, cet homme si habile et si estimé, l'une de nos premières autorités dans la question de la résistance des matériaux. C'est à lui que nous devons toute une série d'expériences théoriques et pratiques sur la résistance des poutres et des piliers, expériences du plus haut intérêt pour l'ingé-

(¹) La loi sur les bâtiments de Liverpool oblige aujourd'hui à construire les pignons jusqu'à 1^m,52 au-dessus des gouttières. (N. de l'A.)

nieur, le constructeur et l'architecte. Les personnes qui étudieront avec attention les principes qu'il en a déduits ne rencontreront aucune difficulté à construire des poutres et des colonnes présentant la plus grande résistance, avec une grande économie de métal dans toutes leurs parties.

« Nous ferons remarquer ici que jusqu'à la publication des travaux de M. Hodgkinson, les praticiens n'avaient aucune règle, aucune théorie satisfaisante qui pût les guider et qui pût servir de base à leurs calculs quand il s'agissait de déterminer la forme à donner aux poutres, et la distribution du métal. Ce sujet est maintenant compris de tout le monde, et on sait quelle est la forme qui convient le mieux pour les divers genres d'efforts auxquels ces pièces peuvent être soumises. Dans les entrepôts, ces efforts sont plus variés que dans les fabriques. Les planchers des premiers sont souvent chargés en grande partie, tantôt de matières solides, lourdes, tantôt de légers ballots, et dans les étages inférieurs on empile fréquemment des tonneaux ou des caisses contenant des substances minérales, qui non-seulement agissent comme poids morts, mais qui en outre exposent l'édifice aux conséquences de la chute des plus lourdes masses sur les planchers, et le menacent ainsi d'une destruction complète, dans le cas où les poutres viendraient à se rompre. Ces accidents sont rares à la vérité; mais on doit les prévoir, et les poutres, les voûtes et les colonnes doivent être calculées de manière à ce qu'elles puissent résister à la fois à la plus grande charge permanente à laquelle elles peuvent être soumises, et à la force vive qu'engendre un corps en tombant d'une

certaine hauteur sur le sol. Ces observations s'appliquent plus particulièrement aux planchers des deux étages inférieurs, parce que c'est là qu'on a l'habitude de déposer les matières lourdes.

« M. Hodgkinson, en cherchant expérimentalement le profil de résistance *maxima*, a prouvé que l'ancien système des poutres à nervures égales est très-défectueux. Il a déterminé le rapport le plus convenable à établir entre ces parties, et, pour obtenir la même résistance sur toute leur longueur, les efforts allant en diminuant du milieu aux extrémités des pièces, il leur a donné la forme parabolique. C'était là une découverte importante, et dans les magasins et les entrepôts, où les poutres doivent présenter une résistance uniforme et être en état de porter des charges uniformément distribuées sur toute leur longueur, on doit adopter cette forme pour les nervures, et déterminer le rapport de ces dernières avec le corps de la pièce.

« En discutant ces proportions, M. Hodgkinson a démontré de la manière suivante la courbure qu'il faut donner aux nervures. Supposons que la nervure inférieure d'une poutre soit formée de deux paraboles égales, le sommet de l'une de ces paraboles ACB étant en C; par



la nature même de la courbe, une ordonnée quelconque sera proportionnelle au produit de $Ac \times Bc$; la résistance de la nervure inférieure, et par conséquent celle de la poutre dans cette section, seront donc dans le même rapport que ce produit. D'un autre côté, les auteurs sur la ré-

sistance des matériaux ont prouvé que le produit $Ac \times Bc$ est une quantité proportionnelle à la résistance d'une poutre qui porterait même charge sur tous les points de sa longueur, ou une charge uniformément distribuée. Il résulte de là que la forme proposée par M. Hodgkinson se trouve dans de bonnes conditions, et qu'elle réalise une économie importante de matière allant jusqu'aux $\frac{3}{10}$ ^{es} du poids total de la fonte employée.

« Après avoir exposé la forme de poutre la plus résistante dans son application aux constructions à l'épreuve du feu, il nous faut revenir à la résistance de ces pièces et examiner la nature des efforts auxquels elles sont soumises. Nous avons déjà dit que les poutres métalliques des entrepôts sont exposées à deux espèces d'efforts, à la pression directe et au choc ; l'évaluation des premiers ne présente aucune difficulté ; celle des effets du choc repose sur un principe sur lequel les mathématiciens ne s'accordent pas. Pour prendre un exemple pratique, supposons qu'une masse lourde, telle qu'un tonneau de mélasse ou une caisse de substance minérale, du poids de 1,000 kil., tombe sur le plancher d'une hauteur de 2 mètres. La puissance vive que ce corps aura acquise, au moment où il va rencontrer le plancher, sera égale à $1000^k \times 2^m = 2,000^{\text{kgm.}}$; le travail de la résistance nécessaire pour anéantir la puissance vive totale du corps choquant dépassera cette valeur, puisque nous négligeons l'accroissement qu'elle aura prise pendant la durée même du choc. Il faudra se mettre en mesure de résister aux efforts de ce genre, en donnant aux poutres, aux colonnes et aux voûtes des étages inférieurs des

dimensions⁽¹⁾ qui leur permettent de subir sans danger ces collisions, et d'en neutraliser l'effet sur les sols.

« Lors même que les poutres en fonte et les voûtes d'un plancher incombustible auraient assez d'élasticité pour résister à un choc semblable, il serait bon d'adopter encore des précautions supplémentaires, comme de maçonner des poutres en bois sur les voûtes⁽²⁾ ou de

(¹) M. Hodgkinson, qui a fait de nombreuses expériences sur le choc des corps, a donné une formule qui relie la résistance au choc d'une poutre posée sur deux appuis à sa résistance transversale.

Si l'on suppose la poutre de section uniforme et le choc horizontal, de manière à ne pas faire entrer dans le calcul la flexion due au poids propre de la poutre, on a :

$$h = \frac{rf(p+i)}{2p^2},$$

h étant la hauteur de chute,

p le poids du corps choquant,

i l'inertie due au poids de la poutre que, par des expériences directes, M. Hodgkinson a trouvé être égale à 0,47 ou environ 1/2 du poids de la poutre,

f la flèche produite par le choc,

r la charge placée au milieu de la longueur de la poutre qui détermine-rait la même flexion *f*,

En faisant *r* égal à *R* ou à la charge qui amènerait la rupture de la poutre par pression transversale, on pourra calculer la hauteur de chute nécessaire pour entraîner la rupture par collision ; on pourra aussi, par la même formule, calculer les dimensions à donner à une poutre pour qu'elle ne prenne qu'une flèche déterminée sous un choc d'une intensité donnée.

Si la poutre est assez légère pour qu'on puisse négliger son poids relativement à celui du corps choquant, *i* devient égal à 0 et on a :

$$h = \frac{rf}{2p},$$

ou

$$ph = \frac{rf}{2}.$$

La quantité *rf* est donc proportionnelle à la résistance des corps au choc, et dans les tableaux d'expérience sur les résistances des fontes, c'est ainsi qu'ont été calculées les résistances au choc des diverses fontes que nous avons rapportées à une moyenne entre les qualités essayées dans chaque tableau. (N. du tr.)

(¹) Depuis que j'ai écrit ces lignes, j'ai appris que l'acte du Parlement

former les planchers des deux étages inférieurs de madriers de 7 à 8^{cm} d'épaisseur, cloués solidement sur des longrines, qui seraient elles-mêmes maçonnées dans le béton. Cette disposition ajouterait à la stabilité, parce que les effets se transmettraient sur une plus grande surface, et que le choc se produirait d'abord sur une substance tendre et élastique, avant d'atteindre les matériaux plus rigides qui composent les poutres métalliques et les voûtes.

« Cependant, pour se trouver dans des conditions de sécurité parfaite, il y aurait avantage à renforcer les colonnes et les poutres des deux étages inférieurs, et si l'on fait le calcul de leurs résistances aux divers étages, l'on verra que ce rapport doit être à peu près de 4 à 3. Si, avec ces données, nous supposons que la charge de rupture qu'il conviendrait d'admettre pour les poutres des étages supérieurs d'un entrepôt fût de 22 tonnes, celle des poutres aux étages inférieurs devrait être de 29¹,32, ou d'environ 30 tonnes, et les colonnes elles-mêmes, quoique moins exposées à la rupture, gagneraient beaucoup à avoir des épaisseurs de métal variant dans les mêmes proportions.

« Nous avons établi, aussi bien qu'il nous a été possible, ce fait de la parfaite sécurité que présente l'emploi des poutres en fer forgé et des voûtes ; il nous reste maintenant à examiner la résistance et les proportions à donner aux colonnes. Mais avant de traiter cette partie de notre sujet, disons un mot des chaînes fixées dans les murs et des tirants qui traversent les planchers, et qui

qui réglemente les constructions incombustibles proscrit totalement l'emploi du bois. Dans ce cas, je conseillerais de renforcer les poutres de moitié de leur résistance.

(*N. de l'A.*)

doivent relier les murs et les poutres en formant une sorte de filet. Ces tirants combattent efficacement la poussée des voûtes, et comme ils agissent par traction suivant leurs axes ils s'opposent au renversement des murs et maintiennent les poutres dans la position la plus favorable pour la charge qu'elles ont à porter. On a l'usage, dans nos districts de l'Ouest, de placer 5 lignes de tirants en fer carré de 19^{mm} de côté dans un bâtiment de 10^m de large; 2 rangs sont encastrés dans les murs, les autres sont fixés aux voûtes, et on regarde cette disposition comme présentant toute la solidité désirable. Cependant il faut se rappeler que les filatures de coton ne sont pas soumises à de grandes charges; dans les entrepôts, au lieu de 5 tirants de 19^{mm} il devrait y en avoir 7 de 32^{mm} en carré. Cela donnerait une section d'environ 71^{cm²} pour une largeur de 10^m. En supposant que leur résistance à la traction fût de 3¹,94 par cm², on obtiendrait une résistance totale de 279 tonnes. Dans les fabriques, la résistance totale de ces pièces dépasse rarement 102 à 112 tonnes, ce qui équivaut à un peu moins de 12 tonnes par mètre de largeur, tandis que dans les entrepôts elle ne devrait pas descendre au-dessous de 30 tonnes par mètre de largeur.

« Dans les constructions à l'épreuve de l'incendie, il est nécessaire de relier les extrémités des poutres par des tirants encastrés dans les murs; il faut aussi maçonner dans les murs les plaques qui supportent les reins des voûtes à chaque extrémité, et pendant la construction, ces plaques, aussi bien que les extrémités des poutres, doivent être placées un peu au-dessus du niveau supérieur des colonnes, à cause du tassement qui se produit

toujours dans les murs à mesure qu'ils s'élèvent. Pour la forme la plus convenable et la plus résistante à donner aux colonnes qui ont à subir de fortes pressions, nous citerons encore M. Hodgkinson comme la première autorité. Dans son excellent traité sur la résistance des piliers de fonte ou d'autres matériaux, imprimé dans les *Transactions philosophiques*, année 1840, II^e partie, travail qui lui a valu la médaille d'or de la Société royale de Londres, on trouvera quelques-unes des expériences les plus intéressantes et les plus utiles qui aient été publiées. Nous donnerons quelques extraits de ces recherches, pour qu'on puisse se rendre compte des lois qui relient la forme des piliers en fonte à leur résistance, et pour qu'on puisse déterminer celle qui est la plus convenable dans le cas de charges lourdes. Les premières expériences ont eu pour objet les piliers pleins et uniformes, la plupart cylindriques avec des extrémités arrondies, pour que la pression pût être dirigée suivant l'axe de la pièce; on a éprouvé ensuite des piliers de mêmes dimensions avec des extrémités plates et perpendiculaires à l'axe de la pièce; les troisièmes avaient une extrémité plate et l'autre arrondie. On a brisé des piliers de toute longueur, depuis 4^m,524 à 25^m,4 (quelques-uns avaient des disques aplatis), et ils constituent un ensemble d'expériences du plus haut intérêt. Les piliers à disques donnent un peu plus de résistance que les piliers à base plane; mais on a obtenu à peu près la même résistance avec les piliers à disques et les piliers à extrémités arrondies de même diamètre, mais de longueur moitié. M. Hodgkinson conclut de là qu'un pilier long, de section uniforme, avec ses extrémités solidement en-

castrées (soit par des disques, soit par d'autres moyens), offre la même résistance à la rupture qu'un pilier de même diamètre et de longueur moitié, dont les extrémités seraient arrondies ou tournées de manière à diriger l'effort de compression dans l'axe de la pièce.

« Si l'on compare les résultats des expériences sur ces trois espèces de piliers, on verra qu'il y a entre les résistances respectives de ces trois formes un rapport constant. C'est ce qu'indique le tableau suivant :

PILIERS.	CHARGES DE RUPTURE EN KILOGRAMMES.				
	k.	k.	k.	k.	k.
Deux extrémités arrondies.	63	1568	3178	5178	2944
Une extrémité arrondie, l'autre plate.	116	2847	6121	6151	6147
Deux extrémités plates.	221	4084	9209	10190	—

« Dans chaque colonne verticale de ce tableau, les piliers ont même diamètre et même longueur; leurs résistances sont dans le rapport des chiffres 1, 2 et 3, le terme du milieu étant une moyenne arithmétique entre les deux autres.

« M. Hodgkinson a trouvé, par de nouvelles expériences sur les bois, le fer forgé, l'acier, etc., que ces matériaux, comme tous les autres, suivent les mêmes lois, et que la résistance d'un pilier avec une de ses extrémités arrondie et l'autre plate, est une moyenne arithmétique entre celles du pilier à deux extrémités arrondies et du pilier à deux extrémités plates.

« Ces lois ont trop d'importance dans les constructions à l'épreuve de l'incendie pour qu'on puisse en négliger l'étude, et nous croyons utile d'insister sur ce point que

ces lois subsistent, quels que soient les rapports des résistances.

« En traitant de la résistance des colonnes, j'ai essayé d'exposer des principes encore peu connus sur l'augmentation ou la diminution de résistance que peuvent entraîner l'arrondissement ou l'aplatissement des extrémités de ces pièces. Ainsi, pour éviter des erreurs funestes dans les constructions lourdement chargées, on fera bien de se rappeler qu'on peut, par une simple modification de forme, augmenter la résistance de ces pièces, dans le rapport de 1 à 2 et de 1 à 3.

« 5° *Établir une circulation d'air froid dans l'intérieur des colonnes.*

« Après avoir insisté sur la résistance des piliers, nous devons, avant de terminer ce rapport, signaler une circonstance qui paraît avoir alarmé le public, et qui est venue augmenter les défiances qu'inspirait l'application du système incombustible, consistant en voûtes en briques portées par des poutres métalliques. On a allégué que, en cas d'incendie dans l'une des salles inférieures d'un entrepôt, la chaleur intense produite par une combustion rapide peut fondre les colonnes et entraîner ainsi la destruction de l'édifice ⁽¹⁾.

(1) Il n'y a, à ma connaissance, qu'un seul exemple d'une construction à l'épreuve du feu qui ait souffert par suite de la fusion des colonnes. Cet accident est arrivé à Manchester, dans les ateliers de MM. Sharp, Roberts et C^o, où des piliers étaient fixés entre les générateurs d'une machine à vapeur. On avait empilé une masse considérable de bois à dessécher autour de ces colonnes; le feu y ayant pris, la chaleur fut si considérable que ces colonnes ployèrent d'abord, puis se rompirent. La façade de la chambre des chaudières était ouverte, ce qui déterminait un tirage complet et direct à travers le bâtiment et mettait la salle dans

« Ce cas peut, à la vérité, se présenter, mais il est en dehors de toute probabilité, parce qu'il serait impossible, si l'on avait soin d'observer exactement les précautions indispensables que nous avons recommandées dans ce travail. Il est vrai que des négligences dans la construction et dans l'entretien peuvent faire courir de grands risques et causer des pertes énormes. Mais ce n'est pas une objection sérieuse que de dire qu'un entrepôt, bâti en forme de cheminée et rempli de toute espèce de matières combustibles, court des dangers, quand on a le moyen d'en construire qui soient complètement incombustibles et parfaitement garantis contre les ravages de l'incendie. Il ne reste pas, dans mon esprit, l'ombre d'un doute sur la sécurité d'un semblable édifice, et je n'hésiterai point à affirmer qu'il est possible d'élever des entrepôts qui présentent, avec une construction solide et une bonne disposition intérieure, des avantages importants et durables aux associations manufacturières. »

Pendant plusieurs années qui ont suivi la publication de ce mémoire (1844), on a ignoré, ou du moins on n'a connu que bien imparfaitement, la supériorité en résistance que présente le fer malléable pour la construction des poutres. Le fer forgé avait eu, à la vérité, des applications variées, et on avait même fabriqué, sur une petite échelle, des poutres de ce métal ; mais, excepté dans la marine, son emploi avait été fort restreint. L'élasticité, la ductilité et la cohésion du fer sont restées presque complètement inconnues, jusqu'à ce que ce sujet eût

les conditions d'un four à réverbère. En considérant la question sous ce point de vue, on ne peut plus la comparer au cas d'un entrepôt parfaitement garanti contre l'admission de l'air.

(*N. de l'A.*)

été étudié dans des applications en grand, lorsqu'on chercha les moyens de faire franchir les détroits de Conway et de Ménai au chemin de fer de Chester à Holyhead. Nos connaissances sur les propriétés des poutres et des solives en fer malléable doivent être considérées comme imparfaites encore et comme renfermées dans d'étroites limites. La découverte des nouveaux principes à suivre dans les applications et les développements qu'on en a tirés, et qu'on a déduits de ces expériences, ont réduit à peu de chose quelques-unes des instructions renfermées dans ce rapport ; mais il en reste assez pour que ces observations offrent quelque utilité aux praticiens et au public en général. Les constructeurs et les architectes peuvent, en toute sécurité, les prendre pour point de départ dans toute construction incombustible comportant des poutres en fer ou en fonte.

Nous ne nous étendrons pas plus longtemps sur ce sujet, et nous porterons maintenant notre attention sur les détails qui suivent, et qui ont de l'intérêt pour l'emploi des poutres en fonte destinées à supporter les planchers des bâtiments incombustibles.

Dans une autre partie de ce traité, nous avons exposé les principes de construction, les lois de la résistance et les autres conditions auxquelles le fer est assujetti comme matière de construction ; nous allons passer en revue les détails d'exécution, et nous insisterons sur ce principe, que les parties accessoires doivent être fixées solidement et à demeure dans la maçonnerie.

Dans tous les bâtiments, que ce soient des fabriques renfermant des machines, des magasins, des entrepôts de marchandises pesantes ou des édifices publics,

une considération importante se présente d'elle-même à l'esprit, c'est la nécessité d'établir une combinaison directe de toutes les parties et une liaison parfaite entre les planchers et les murs qui les entourent. Pour obtenir une stabilité et une résistance uniformes partout, il faut qu'il y ait un équilibre parfait, c'est-à-dire qu'il faut proportionner dans tous les points les résistances des pièces aux efforts qu'elles ont à supporter.

En observant ces conditions, on réalisera une économie notable sur les matériaux qu'on emploie, et on obtiendra des proportions plus harmonieuses et plus convenables, au double point de vue de la résistance et de l'effet symétrique. C'est ainsi que travaille la nature, et nous croyons pouvoir affirmer que, dans la structure de tout être, aussi bien dans le règne végétal que dans le règne animal, chaque partie est adaptée et proportionnée au service qu'elle doit faire. Qu'on prenne la nature dans ses détails ou dans son ensemble, une harmonie parfaite de forme et de structure s'y révèle, et on remarque partout que la disposition et la distribution des parties sont celles qui leur assurent le plus de résistance avec la plus petite quantité de matière. C'est ainsi que travaille le grand architecte de l'univers, et, pour arriver aux véritables principes de l'application dans les arts, nous n'avons qu'à étudier les formes et les conditions de construction du monde naturel.

Il y a deux modes de construction adoptés pour les bâtiments incombustibles; les uns sont entièrement bâtis en fer, en briques ou en pierre; les autres ont des poutres et des colonnes métalliques avec des voûtes en briques. Les murs extérieurs peuvent être formés de l'un

quelconque de ces matériaux, suivant les circonstances et les convenances de localité. Les planchers, qui font plus particulièrement le sujet de notre travail, demanderont une description spéciale et plus détaillée que les autres parties.

Les planchers des édifices, quand ils sont formés de voûtes en briques, doivent être examinés au triple point de vue de la charge qu'on peut leur faire supporter, de la construction des voûtes et de la poussée latérale que celles-ci exercent sur les poutres et sur les murs aux-quels elles aboutissent.

Dans les filatures de coton, de laine, de lin et de soie, la portée des voûtes varie de 2^m,75 à 3^m, et va quelquefois jusqu'à 3^m,40. Les voûtes sont généralement établies en arc de cercle, avec une flèche égale au $\frac{1}{42}$ ^e de la longueur de la corde de l'arc sous-tendu. Un $\frac{1}{40}$ ^e est cependant préférable pour les filatures et $\frac{1}{8}$ ^e pour les entrepôts de matières lourdes. Ces proportions varient cependant avec les circonstances, la nature des efforts et la destination des édifices.

Dans les usines, les voûtes sont généralement construites avec de bonnes briques dures, les voussoirs des reins sont alors moulés exprès, comme l'indique la fig. 40, en *a, a, a, a*. À partir des reins jusqu'en *b*, les voussoirs sont construits en briques ordinaires de 229^{mm} de haut; les portions de la voûte, allant de *b* en *c*, sont formées de briques $\frac{3}{4}$, c'est-à-dire de 178^{mm}

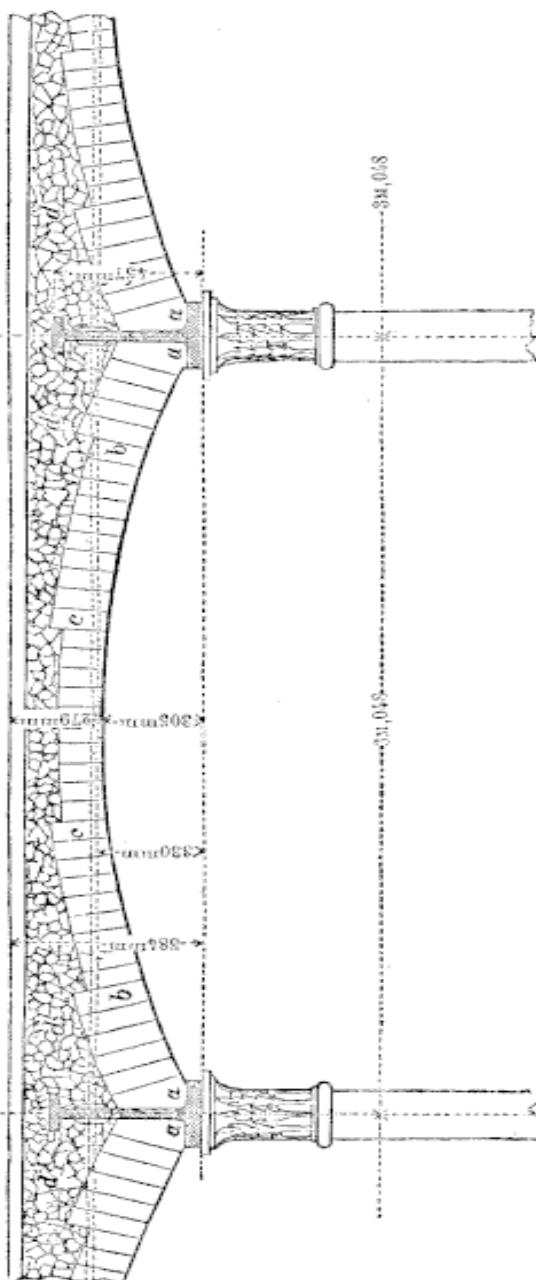
de haut, et la partie centrale de briques de 114^{mm}, posées sur champ. Toutes

ces briques sont moulées, de manière à suivre la courbure de l'arche ; dans le cas où l'on emploierait des briques ordinaires, on leur donnerait le serrage voulu et la stabilité convenable, en plaçant dans les joints à l'extrados des morceaux d'ardoise et du mortier. Une fois les arcs construits, on fait le remplissage des tympans avec un béton maigre de cailloux, de chaux et de cendres, qui est représenté en *d*, *d*, *d*. En recouvrant ce béton d'un peu de plâtre, on obtient une assise solide pour les dalles ou les carreaux qui forment le plancher.

Dans les entrepôts où

les planchers sont fortement chargés, et où l'on a à craindre la chute des ballots sur les sols, on donne généralement plus de solidité encore à ces voûtes ; on y arrive en employant des briques de plus grande dimension et

Fig. 40.



en augmentant la flèche ou la montée des arcs. On doit cependant s'étudier à allégir, autant que possible, cette partie de la construction, surtout dans le cas des poutres en fonte, parce que toute charge additionnelle vient augmenter les dangers que feraient courir à l'édifice des défauts qu'on n'aurait pu reconnaître dans les pièces de fonte (¹).

Dans la construction des édifices incombustibles, après avoir étudié les dispositions des voûtes et des poutres, il reste encore plusieurs points à fixer ; il faut déterminer aussi les dimensions à donner aux colonnes (²), aux plaques de fondation et aux tirants qui doivent maintenir les poutres en place, et les empêcher de gauchir pendant la construction des voûtes. Il est indispensable de placer ces tirants aussi bas que possible. Leur position naturelle serait le long des nervures inférieures, de manière à ce qu'ils formassent une série de cordes ou d'attachments entre les différentes voûtes. Mais cette manière de les disposer défigurerait les plafonds et donnerait une apparence de complication à l'ensemble, qui semblerait maintenu par une série de tringles. On évite ce mauvais effet en maçonnant les tirants dans l'intérieur des voûtes et en calant et sur les poutres et sur les colonnes. De cette façon, on les dérobe à la vue, tout en leur conservant presque autant d'efficacité que s'ils passaient au niveau

(¹) A la fabrique de M. T. Salt, l'une des plus considérables de l'Angleterre, représentée au frontispice de cet ouvrage, on a employé dans toutes les salles des briques creuses pour la formation des planchers ; ces briques ont l'avantage de combiner beaucoup de légèreté à une grande sécurité.

(N. de l'A.)

(²) Voir page 151.

de la partie inférieure des poutres. Pour augmenter la résistance et la stabilité des planchers, et pour relier parfaitement les poutres aux murs, on place au centre des murs une chaîne ou tirant de même résistance que les tirants intérieurs ; on la fixe solidement et on la cale à l'extrémité de chaque poutre, et on forme de cette manière un châssis complet, qui réunit le tout en une seule masse. Pour donner une idée correcte de la manière dont on doit relier les poutres, les colonnes et les murs, nous renverrons à la fig. 41, qui indique la disposition des tirants à l'une des extrémités d'une des filatures de coton, à l'épreuve de l'incendie, le plus récemment construite.

On remarquera que les tirants 1, 2, 3, 4, etc., de la

Fig. 41.

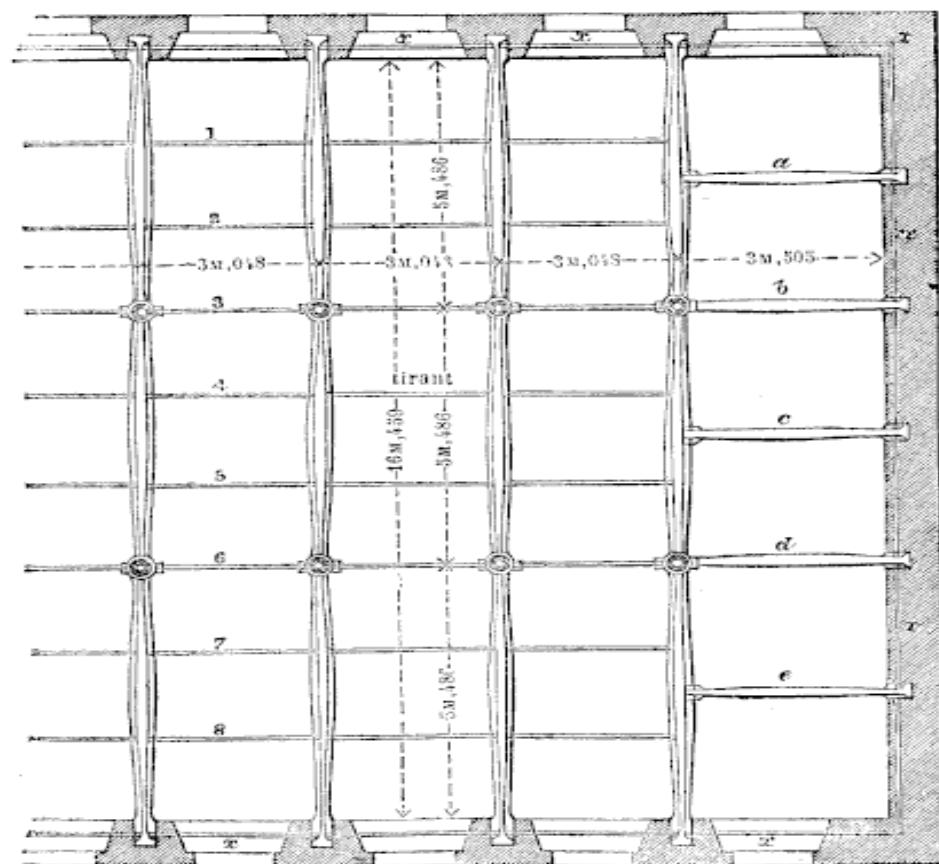


figure aboutissent au dernier rang de poutres et de colonnes à environ 3^m,00 des murs de pignon. Le but qu'on s'est proposé est de donner place aux petites poutres longitudinales *a*, *b*, *c*, *d*, etc., qui ont leurs extrémités posées d'un côté sur les pignons, de l'autre sur les nervures des poutres transversales A, B, C, qu'on a eu le soin de renfoncer. Ces poutres portent des voûtes dirigées perpendiculairement aux voûtes transversales, et comme leurs extrémités reposent sur les pignons et sur les grandes poutres, elles forment de solides et puissantes culées s'opposant à la poussée des voûtes transversales qui se succèdent dans tout le reste de la longueur de l'édifice.

Les tirants *x*, *x*, *x*, sont calés sur les extrémités des poutres, ils forment chaînes dans les murs, relient ainsi toutes les parties, et font du tout, murs, planchers et poutres, une seule masse résistante et compacte.

Le système de construction que nous venons de décrire est applicable exclusivement aux poutres en fonte; il a, à la vérité, quelque analogie avec celui qui convient pour les poutres en fer, mais il en diffère principalement par les modes d'assemblage. Avec les poutres en fonte, les tirants sont formés de barres de fer carré de 19^{mm} à 22^{mm},2 de côté, et leur liaison avec les poutres se fait au moyen de clavettes et contre-clavettes (fig. 42). Ce mode d'assemblage est probablement le plus convenable, parce qu'ainsi on n'affaiblit pas les tirants, comme cela arriverait si on y entaillait des siéges pour les clavettes; on se contente d'y forger une saillie qui saisit la poutre de chaque côté, et le serrage se

fait avec une clef, comme on le voit en *a*, *b*, fig. 42.

Fig. 42.

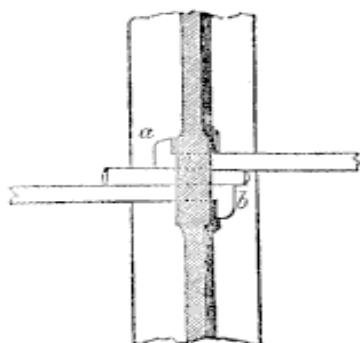


Fig. 43.

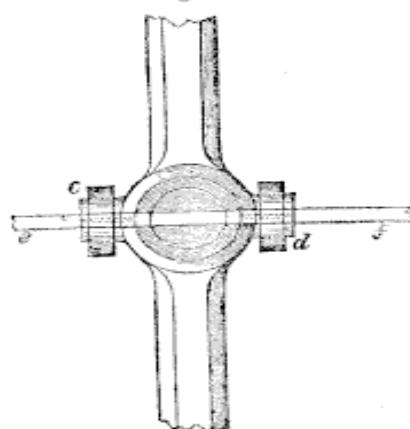
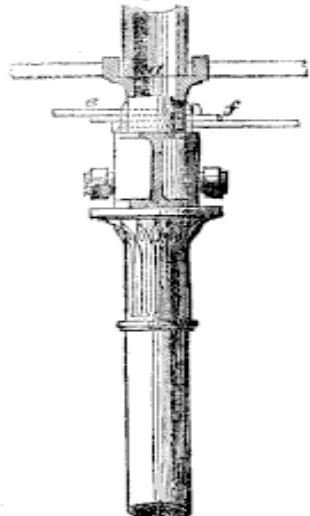


Fig. 44.



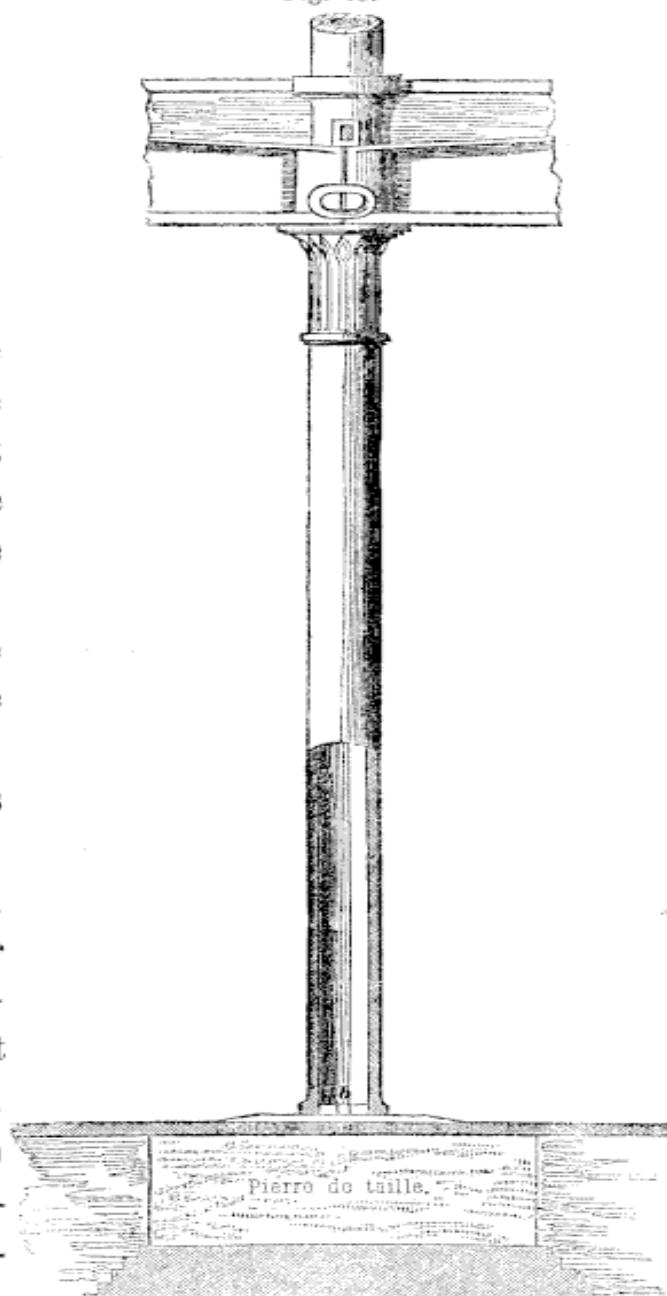
On attache d'une manière semblable les tirants aux têtes de colonnes qu'ils traversent en passant par une ouverture oblongue ; les clavettes sont alors dirigées verticalement ou dans une position perpendiculaire à celle qu'elles occupent sur les poutres. La fig. 43 montre clairement ces assemblages et la méthode qu'on suit d'habitude pour faire porter les extrémités des poutres sur la saillie des colonnes ; ici on a enlevé la partie supérieure pour faire voir ces assemblages. Les extrémités des poutres, dans cette disposition, embrassent la colonne et sont reliées par des frettées qui embrassent les oreilles saillantes *c*, *d*, fig. 43. Les tirants en fer *e*, *f*, traversent les colonnes et sont séparés par une clef en fer, placée verticalement, et ils sont semblables, du reste, aux tirants *a*, *b*, qui traversent les poutres, fig. 42.

Nous ajouterons quelques mots sur les colonnes et les plaques de fondation et sur la manière dont on les fixe, les unes sur les autres, aux différents étages.



Le dessin ci-contre, fig. 45, représente la colonne avec ses fondations et sa plaque de base, ainsi que les tirants et le bas de la colonne supérieure *a*, qui s'ajuste dans un emmanchement venu de fonte, à la colonne inférieure, comme le montre en *a* en coupe la figure 44. On voit aussi en coupe la plaque de fondation, qui a de 610^{mm} à 760^{mm} en carré, suivant la hauteur de l'édifice et la résistance qu'on veut lui donner, ainsi que les nervures en croix de cette plaque, qui s'ajustent dans la partie creuse du pilier en *b*, fig. 45. La colonne inférieure doit avoir, dans tous les cas, une large base, et on en tournera les extrémités; la plaque de fondation qui la reçoit sera aussi ajustée. Ce travail a l'avantage de donner une surface plane pour monter la plaque et de maintenir l'aplomb de la colonne. On en fera de même à la partie

Fig. 45.



supérieure de l'emmanchement et à chacune des extrémités inférieures des colonnes superposées.

Dans l'architecture des fabriques, les colonnes ont rarement plus de 0,20 de diamètre, avec une épaisseur de métal variant de 35^{mm} en bas à 16^{mm} en haut, et on conserve le même diamètre extérieur dans toute la hauteur. Ces dimensions conviennent à des portées de poutre de 7^m,30 à 7^m,60 ; avec des portées de 5^m,50, on réduit le diamètre à 0^m,165 ou 0^m,180.

Après avoir traité cette division de mon sujet avec plus d'étendue que je ne me le proposais d'abord et après avoir donné un grand nombre de figures de détail, je vais passer à l'étude d'un système de construction tout semblable, où les poutres en fonte sont remplacées par les poutres en fer et les voûtes en briques par un plancher en tôle mince. Les colonnes, les plaques de fondation sont,

Fig. 46.

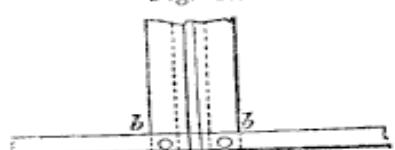
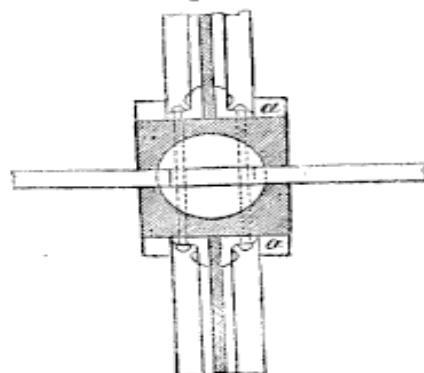


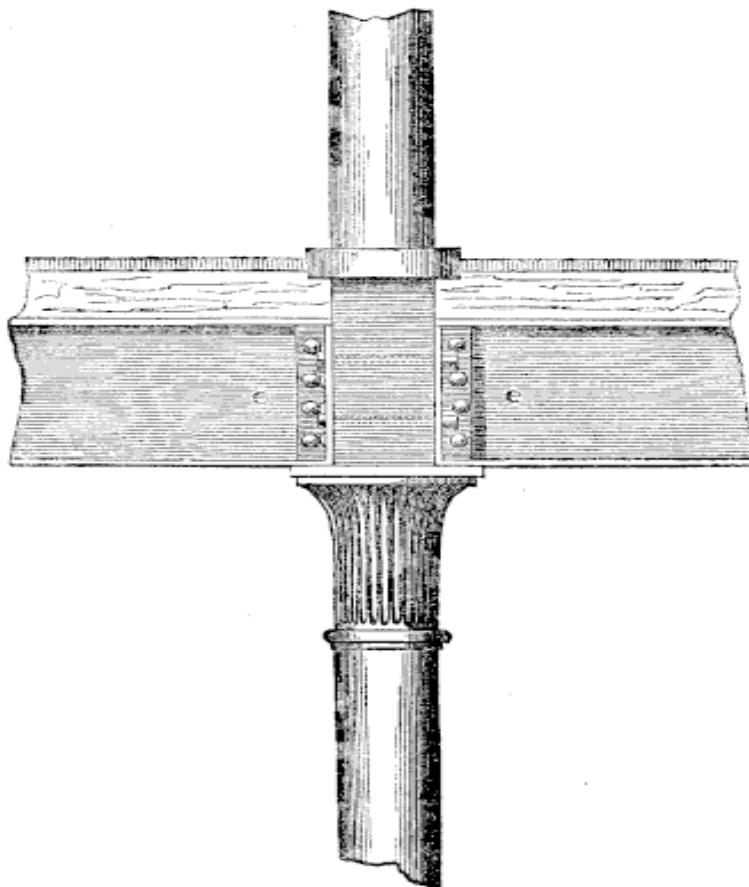
Fig. 47.



dans ce nouveau système, pareilles en tous points à celles que nous venons de décrire, et qui n'en diffèrent que par le mode d'assemblage des extrémités des poutres avec les colonnes et par les tirants composés dans ce cas de barres de fer plat, rivées aux rebords supérieurs des poutres, comme on le voit sur le plan en *b, b*, fig. 46, qui représente les poutres en place ; leur assemblage avec les colonnes est indiqué en *a, a*, fig. 47, et en *e, e*, fig. 48. Les tirants plats, *b, b*, fig. 46, sont attachés par des rivets à la

nervure supérieure de la poutre, comme nous l'avons déjà dit, et ils ont entre eux le même écartement que

Fig. 48.



ceux de la fig. 41. Les tirants dans les murs, formant chaînes, sont rivés de la même façon aux extrémités des poutres : ils relient ainsi ces dernières aux massifs qui les supportent.

Pour rendre plus évidents les avantages de ce mode de construction, prenons pour point de comparaison un édifice incombustible, d'une longueur donnée et de **14^m,63** de large, ayant un seul rang de colonnes au centre et deux lignes de poutres en fer forgé de **5^m,844** de portée, s'étendant, dans toute la longueur du bâtiment,

des colonnes aux murs longitudinaux. Si, dans ce cas, on fabriquait au laminoir des poutres en fer, semblables à celle de la fig. 32, p. 95, elles rompraient sous une charge de $13^{\text{t}},2$, placée au milieu de leur longueur, ou sous une charge uniformément répartie de $26^{\text{t}},4$; leur résistance serait à peu près suffisante pour qu'elles pussent recevoir des voûtes en briques de la construction ordinaire.

Fig. 49.

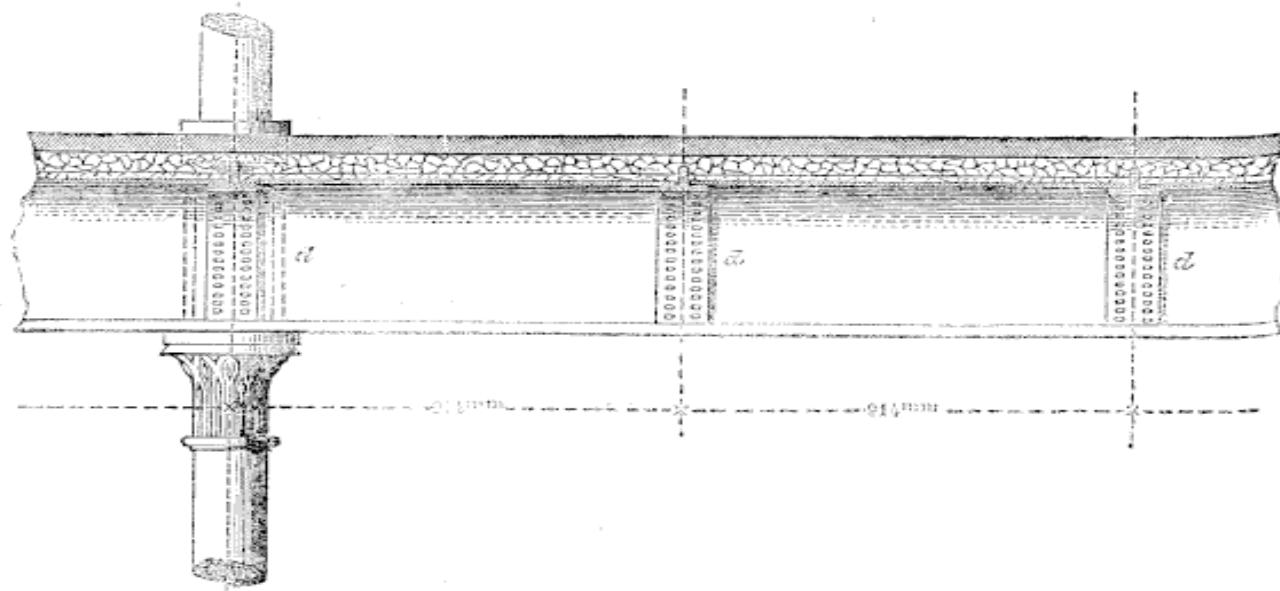
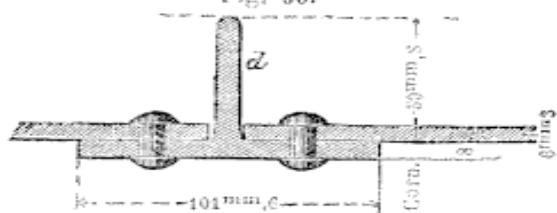


Fig. 50.



Supposons maintenant qu'on remplaçât les dernières par des tôles de $6^{\text{mm}},4$ d'épaisseur et de $0^{\text{m}},914$ de large, qu'on cintrerait suivant un arc de cercle de $3^{\text{m}},05$ de corde, et qu'on renforcerait de nervures en fer à T, comme en *d*, *d*, *d*, *d*, fig. 49 et 50, de manière à obtenir la section de la fig. 50. Cette disposition est indiquée

dans les fig. 51 et 52, et on obtient en élévation celle de la fig. 53, qui représente un entre-axe entier avec le remplissage en béton des reins de la voûte en a, a, a, a , ayant pour but de préparer une surface plane pour la réception du plancher. On obtiendrait ainsi un plancher extrêmement léger, complètement incombustible, qui renfermerait tous les éléments de résistance et de stabilité que peut présenter le système des poutres en fonte avec les voûtes en briques.

Les avantages particuliers à ce mode de construction

Fig. 51.

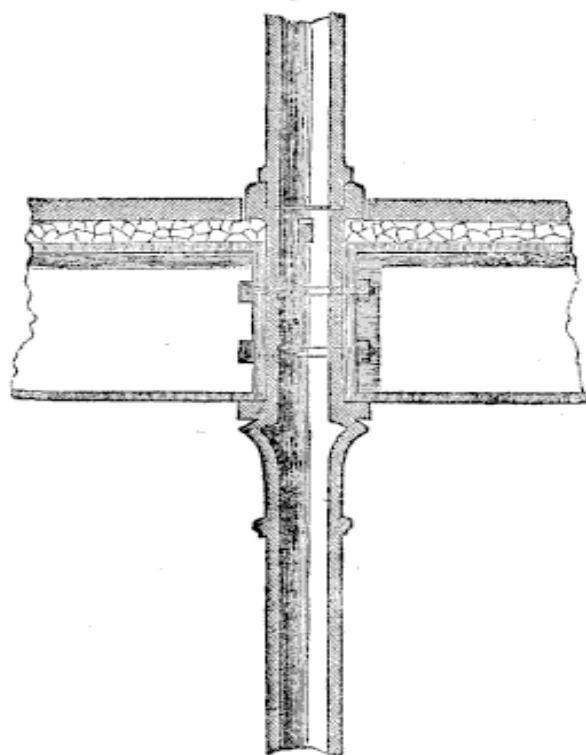
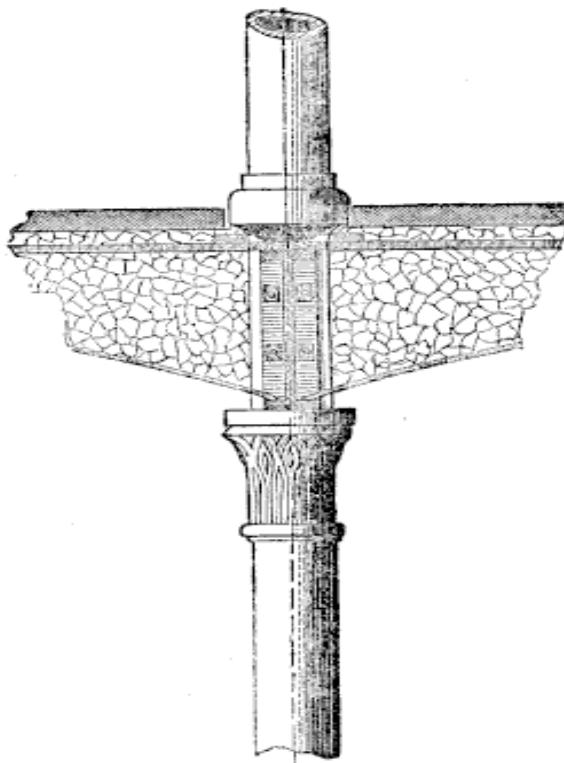
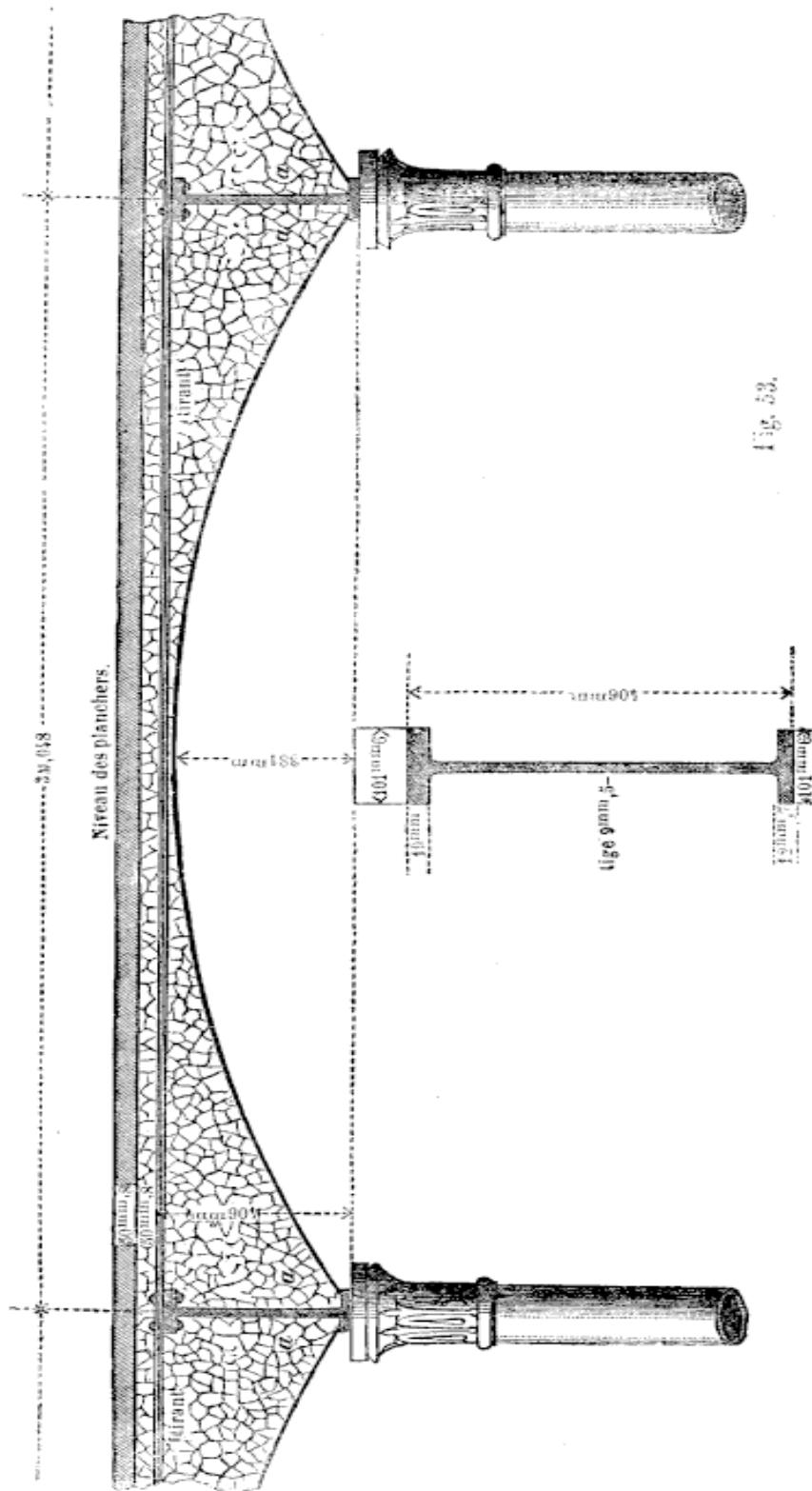


Fig. 52.



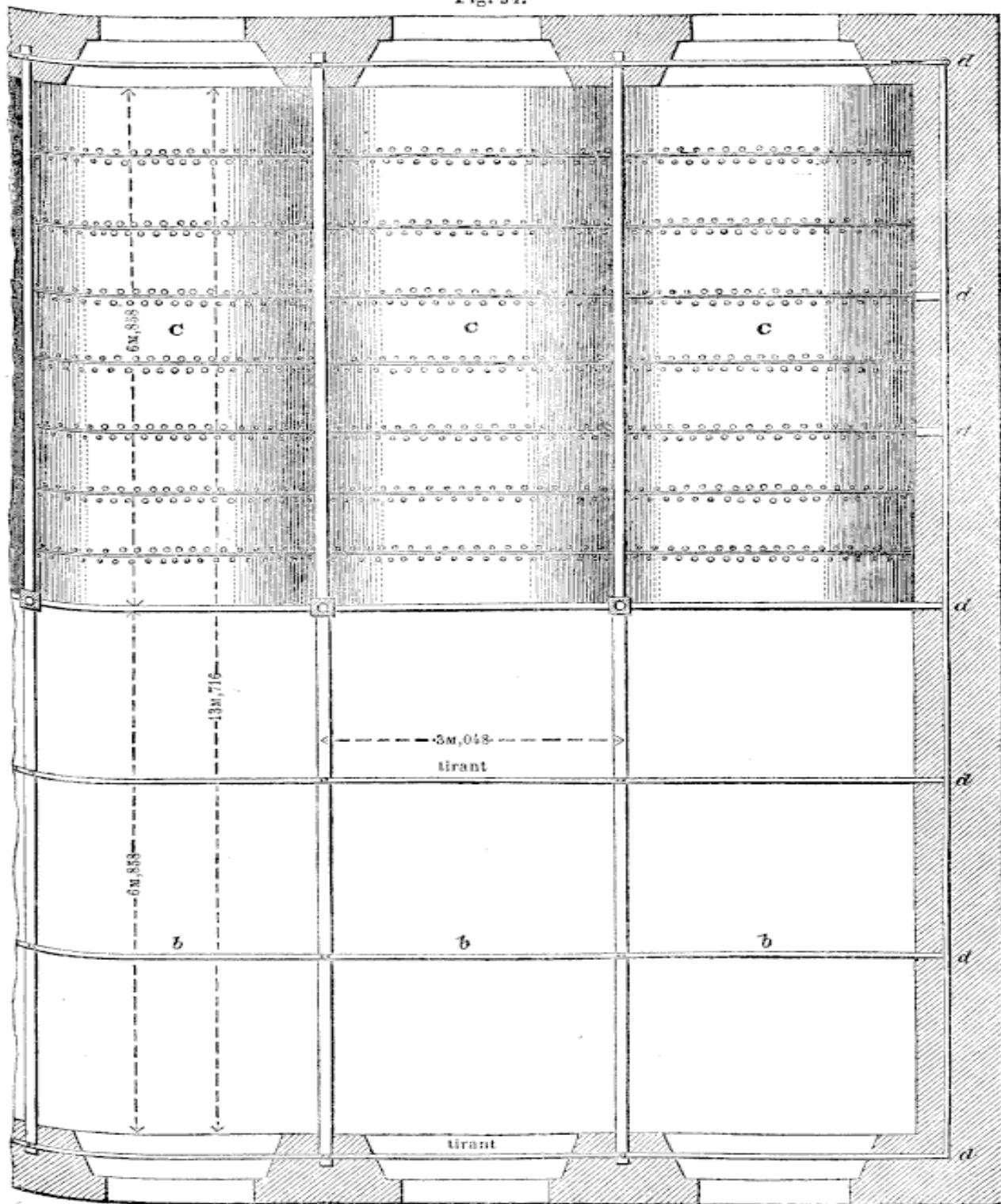
sont tels, qu'il me semble mériter une attention spéciale, et c'est dans la conviction que l'époque n'est pas éloignée où les poutres et les arcs en tôle constitueront les principaux éléments de résistance des constructions incombustibles, que j'ai cru devoir en figurer les dispo-

sitions principales. La figure 54 représente le plan d'une



portion des planchers du rez-de-chaussée d'une filature

Fig. 54.



incombustible construite dans ce système, avec la disposition des poutres transversales, des colonnes, des tirants, et des arcs en tôle en *b, b, b*, et *c, c, c*, etc. Les chaînes en fer plat seraient rivées, comme nous l'avons dit, à l'extrémité des poutres transversales qui reposent sur les murs de face; celles des murs de pignon seraient rivées à l'extrémité des tirants intérieurs en *d, d, d*, etc.

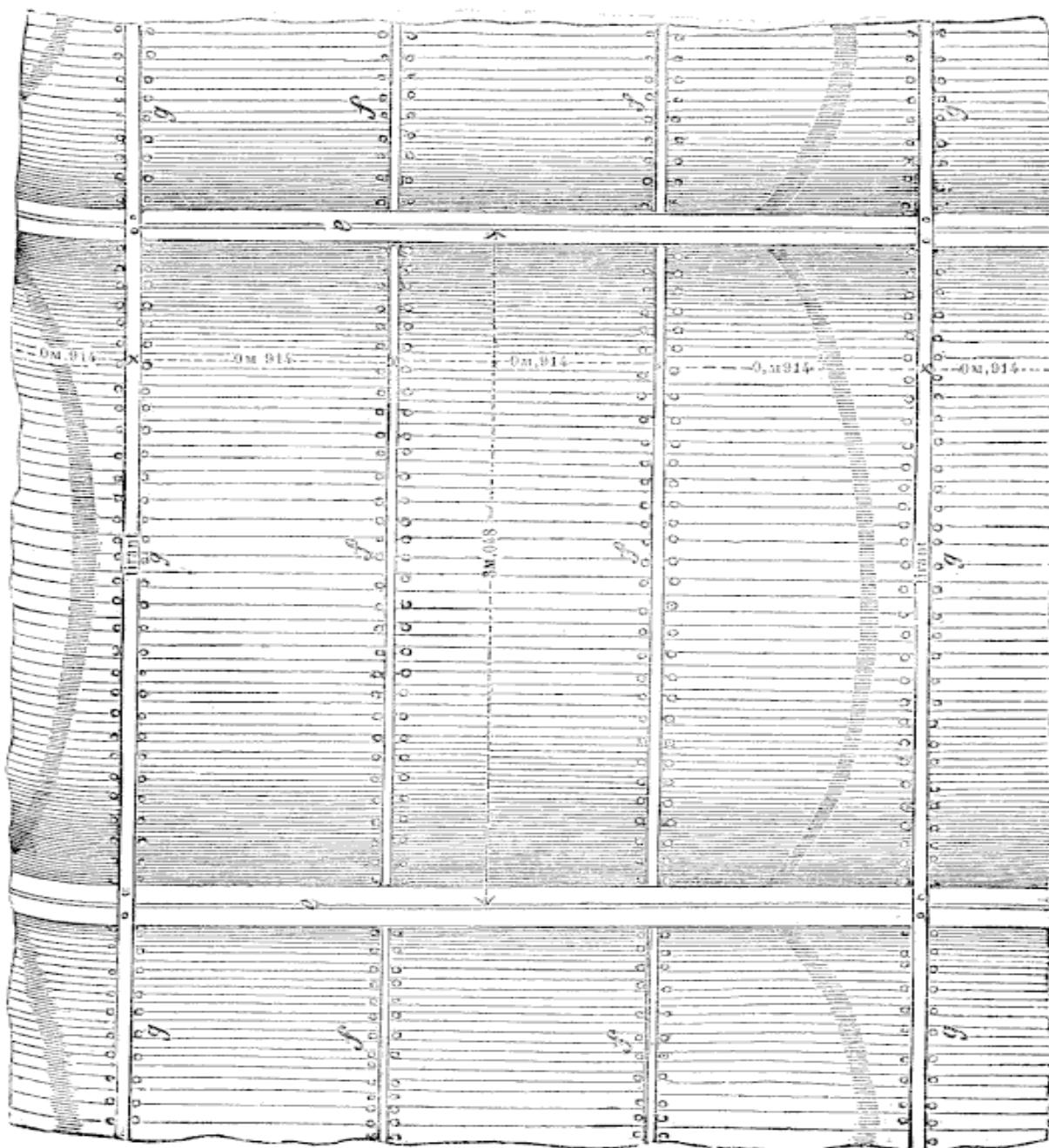
La fig. 55 représente en plan et à une plus grande échelle les assemblages et la position des arcs en tôle. Elle indique, en outre, vus d'en haut, les assemblages des tôles et des arcs aux nervures en fer à T par le moyen de rivets, ainsi que les tirants, qui relient tout l'ensemble des poutres transversales à chaque étage d'une extrémité du bâtiment à l'autre. Dans cet exemple, les extrémités des colonnes sont indiquées en *e, e, e*, les assemblages des tôles entre elles et avec les fers à T en *f, f, f*, et les tirants en *g, g, g*.

Nous ne nous étendrons pas plus longtemps sur ces considérations. C'est à l'habileté et au discernement du constructeur qu'il faut laisser les détails d'exécution. Disons cependant qu'il est indispensable de faire des fondations solides, et, pendant le cours de la construction, de relever l'extrémité des poutres qui repose sur les colonnes d'environ 12^mm à chaque étage, pour se prémunir contre le tassement des murs, qui est généralement plus considérable que celui des colonnes.

Après avoir décrit ce système avec tous les détails nécessaires au constructeur, je veux pour finir, et à propos des dispositions à adopter, citer la filature de coton de MM. Whittaker frères, près d'Ashton-under-Line, l'une

des constructions les plus vastes de ce système. Le bâtiment principal, qui a six étages de haut, a 91^m,44 de long sur 18^m,29 de large dans œuvre. Il contient 40000 bro-

Fig. 55.



ches et 1800 métiers, et ses planchers, en y comprenant les ateliers de tissage et les magasins, couvrent 20000 mètres carrés de surface. On y cardé, file et tisse 49300 mètres ou 49,3 kilomètres de calicot par jour. Les mécanismes de la transmission mettent en mouvement 92 à 100 roues droites et coniques; la longueur totale des arbres est de 1463 mètres, et ils portent 1250 poulies ou tambours qui conduisent les diverses machines; le poids total de la transmission est de 467,2 tonnes. Cette énorme masse, qui ne comprend pas les machines des préparations et des apprêts, se meut avec des vitesses variant de 50 à 200 révolutions par minute, par le moyen de 2 machines à vapeur d'une force nominale de 300 chevaux, mais qui travaillent à plus de 800. En comptant dans l'année 316 jours de travail effectif, on obtient l'énorme production de 15603 kilomètres de calicot par an.

Je n'ai cité ces détails statistiques que pour donner une idée de l'importance et de l'étendue de cette production et de l'étonnant esprit d'entreprise qui la dirige. L'établissement dont nous avons parlé appartient à une seule famille de trois frères, et ils possèdent une seconde fabrique, qui produit 21950 mètres par jour; la production totale de leurs fabriques monte à 25800 kilomètres de calicot par an.

L'établissement de MM. Whittaker n'est pas le seul qui mérite d'attirer l'attention par sa grande puissance de production; on en pourrait citer plusieurs autres d'une importance égale ou même plus grande, soit par leurs machines, soit par les facilités d'exécution; mais il en est peu qui renferment un système de concentration aussi admirable, et qui réunissent dans un seul bâ-

timent autant de facilités pour une production étendue et avantageuse. Les fabriques de MM. John Fielden et frères, à Todmorden, ou celles de MM. Thomas Ashton et fils, à Hyde, et plusieurs autres, sont d'immenses établissements; mais j'ai choisi la manufacture de MM. Whittaker comme la plus intéressante comme étude, parce que c'est l'usine la plus récente qui ait été bâtie dans nos districts manufacturiers, et qu'elle renferme tous les perfectionnements modernes (¹).

Il n'est pas nécessaire de nous étendre plus longtemps sur ce sujet, en quelque sorte étranger au but de cet ouvrage, qui porte plus spécialement sur les bâtiments et non sur les machines qu'ils renferment. Il nous suffira d'ajouter que le système de construction incombustible convient également à toute espèce de fabriques. Je puis constater ici qu'il a été appliqué avec beaucoup d'économie et un succès incontestable aux meuneries et aux filatures de coton, de lin, de soie et de laine, en y comprenant tous les bâtiments destinés au travail des matières textiles. Il présente de grands avantages aussi pour les édifices publics tels que casernes, prisons, maisons de travail, hôpitaux, halles au blé, en un mot pour tous les bâtiments qui demandent à la fois la stabilité des constructions et des garanties contre l'incendie. Il en est de même pour les édifices particuliers tels que maisons d'habitation, écuries, serres chaudes, etc., et le bas prix auquel le fer peut être livré aujourd'hui et les perfectionnements qu'on apportera sans doute dans sa fabrication me font espérer que le temps n'est pas éloigné

(¹) La manufacture de Saltaire, près Bradford (voir page 181), a été bâtie postérieurement à celle de MM. Whittaker.

où la plupart des bâtiments de ce pays seront garantis contre les ravages du temps aussi bien que contre ceux de l'incendie.

J'ai essayé d'enregistrer dans ce traité les résultats d'une expérience de près de trente-cinq ans dans les constructions de cette espèce, et ayant employé beaucoup de temps, de travail et d'argent à ces recherches, j'espère que les détails que j'ai donnés, et qui m'ont été utiles dans ma vocation, serviront aussi à guider les praticiens pour des constructions d'une aussi grande importance pour la sécurité des marchandises, soit pour la stabilité, soit pour le calcul des résistances qui constituent les éléments de l'application.

ÉPREUVES À FAIRE SUBIR AUX POUTRES AVANT LA POSE.

Il nous reste à indiquer les moyens de mesurer la résistance des poutres en fonte avant la pose, et à donner quelques conseils sur ce sujet qui demande beaucoup d'attention et n'est pas très-généralement compris.

Les opinions sont très-divergentes sur ce sujet, et comme je ne suis pas d'accord là-dessus avec plusieurs personnes sur la limite à laquelle on doit porter les essais, il ne sera pas déplacé d'en donner ici mes raisons.

L'étude des lois de la résistance des corps à l'action des forces extérieures, ou l'examen de ces vérités physiques, qu'il faut observer strictement dans les applications, conduit à des conclusions assez importantes. D'après ces lois, on peut employer des procédés pour mesurer ces résistances, mais on ne doit pas altérer la cohésion de la matière sous les efforts qu'on lui fait subir. En effet, il y a dans

tous les corps soumis à l'action de forces extérieures, quelle que soit leur nature, une tendance puissante à résister aux causes qui viennent modifier leur état d'équilibre ; c'est cet antagonisme inhérent aux corps que nous appelons la résistance ou la capacité de résister aux forces, quelque faibles qu'elles soient, qui tendent à les altérer. Or, il est clair que toutes les fois qu'une force agit sur un corps, que ce soit du fer, du bois, de la pierre ou toute autre matière, en tendant à le déchirer, à le briser ou à l'écraser, ce corps oppose immédiatement à l'action de cette force la résistance qu'offre sa cohésion. Tous les corps semblent, si je puis m'exprimer ainsi, avoir horreur de la séparation de leurs parties constituantes ; nous pouvons reconnaître ce fait, sans qu'il soit nécessaire de rechercher les lois des actions mutuelles qui relient ces molécules, et voir, dans les actions diverses qui conservent la propriété remarquable de la force d'adhésion, un principe inhérent à la matière, mais que nous ne connaissons encore qu'imparfaitement, soit dans sa cause, soit dans son mode d'action. Ce sont là des points de vue de la vérité scientifique que l'on ne devrait, sous aucun prétexte, laisser de côté dans l'éducation professionnelle : car une connaissance plus approfondie de ces propriétés, du moins en vue de leur application à l'emploi des matériaux, assurerait plus de sécurité au public et augmenterait la variété des formes dans les proportions symétriques.

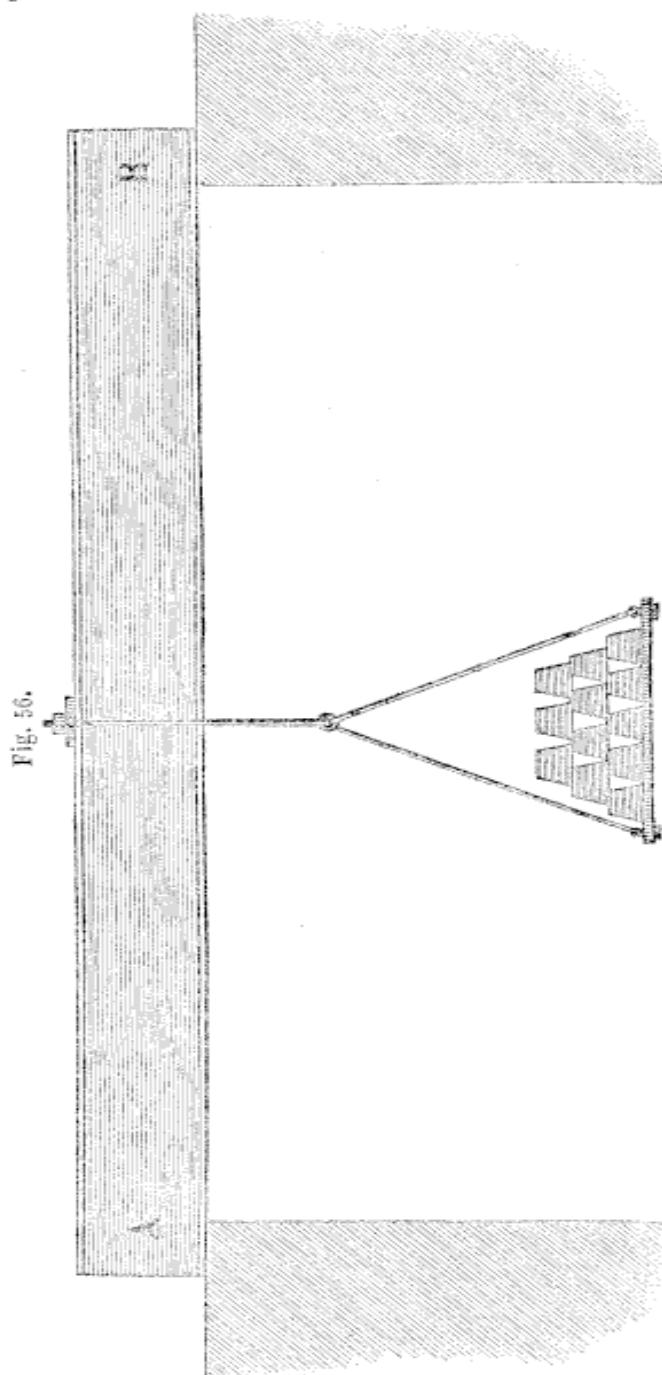
La philosophie ou l'étude abstraite de la cohésion des corps est cependant une question parfaitement distincte. Dans ce travail, nous voulons ne nous appuyer que sur

des faits d'expérience, et ce qu'il nous suffira de connaître, c'est la capacité de résistance finale ou de rupture que présentent les corps aux quatre espèces d'efforts d'extension, de torsion, d'écrasement et de flexion transversale. Ceci connu, nous pourrons nous diriger avec bien plus de certitude dans les applications pratiques que nous ne le ferions sans cela, et une fois que nous aurons mesuré la résistance de la matière que nous voulons employer, et reconnu la direction des forces qui agissent sur les pièces, nous pourrons, sans la moindre hésitation, déterminer les quantités de matière à employer et sa distribution pour obtenir un maximum d'effet. Ce sont là les quelques principes fondamentaux d'où dépendent, à ce qu'il me semble, la stabilité et l'économie de ces constructions importantes, qui forment aujourd'hui un élément si essentiel des besoins et du bien-être de la société.

La connaissance complète des quelques principes fondamentaux de la résistance des matériaux doit nous guider dans les épreuves auxquelles il est indispensable de soumettre les pièces de fonte pour reconnaître celles qui ont des souffrances ou d'autres défauts. On a déjà fait observer que la fonte ne doit jamais porter une charge permanente plus grande que le $\frac{1}{3}$ de sa charge de rupture. Je crois que, pour faire face à toutes les circonstances qui peuvent se présenter, tels que les chocs produits par des matières lourdes tombant d'une certaine hauteur sur les poutres, etc., il serait bon de se donner plus de marge encore, et de ne jamais faire dépasser à la charge permanente le $\frac{1}{4}$ de la charge de rupture.

C'est une précaution indispensable avec les poutres, et, lorsqu'on éprouve la résistance et la qualité des pièces coulées qu'on emploie dans les constructions, il serait bon de commencer par charger graduellement une des poutres jusqu'à la rupture, en notant les flexions successives. Ce mode d'expérience a ce grand avantage que non-seulement il permet de s'assurer de la valeur relative du métal employé, mais aussi qu'il met en évidence sa ténacité, son élasticité et les qualités que, à cette époque de recherches expérimentales, il est important de déterminer. Une fois la résistance de la poutre et la qualité du métal reconnues par la rupture de l'une des pièces, il n'est pas nécessaire d'étendre ces épreuves aux autres, et il suffira de les éprouver sous le tiers de la charge de rupture qu'on aura trouvée pour la première ; pendant cette expérience, on mesurera avec soin les flexions pendant la charge et les pertes d'élasticité après l'enlèvement de la charge, pour les comparer à celles qu'a données la poutre d'épreuve. Ces chiffres devront être portés en tableaux dans un registre spécial qu'on puisse aisément consulter et qui servira, quand on voudra, à déterminer les propriétés respectives de chaque poutre. Dans quelques cas, il serait désirable de porter l'épreuve au delà du $\frac{4}{3}$ de la charge de rupture ; mais, pour moi, j'ai toujours eu des objections contre ces essais, parce qu'un effort sévère trouble toujours la structure moléculaire et met en action un plus grand nombre de parties qu'il n'est nécessaire pour soutenir la charge. Ce dernier point n'a pas probablement d'inconvénient sérieux, parce que, s'il y a plus de parties en action, cha-

cune d'elles a moins à porter. Mais il y a plus de danger provenant de l'inégalité de tension des molécules qu'un effort puissant peut séparer, ce qui altère la résistance finale d'une manière sérieuse. J'ai vu souvent des avaries de cette espèce se produire, qu'il eût été impossible de découvrir en observant les flexions et le défaut d'élasticité indiqué par la flèche permanente.



la poutre, au-dessus et au-dessous de l'axe neutre, est

Pour donner un exemple du fâcheux effet des épreuves portées trop loin, supposons qu'on charge une poutre A, B, fig. 56, jusqu'au $\frac{4}{10}^{\circ}$ du point de rupture, par exemple de 950 kil., en supposant que la charge de rupture soit de 1000 kil. Il est évident qu'alors presque toute la résistance de

mise en action, et que la pièce souffre, sous cette forte pression, au point même de rupture. Si maintenant on enlève la charge, et qu'on se rende compte, en mesurant exactement les pertes d'élasticité, des conséquences des épreuves auxquelles la pièce a été soumise, on reconnaîtra que l'élasticité de la pièce a souffert dans une proportion importante, et même que la pièce menace de rompre sous une répétition de la même charge. Quel est le résultat d'une épreuve sévère ? La poutre chargée au $\frac{4}{3}$ seulement de sa charge de rupture a conservé presque toute son élasticité primitive, qui l'a ramenée très-près de sa position première ; sous une forte charge elle est sérieusement endommagée, et quelques changements de plus, même avec des charges plus faibles, auraient bientôt détruit sa résistance finale et amené la rupture par le dérangement que les molécules auraient éprouvé sous la première charge et par les efforts en sens contraires produits par le chargement et le déchargement. Ce sont là les raisons pour lesquelles je me suis toujours opposé à ce qu'on soumet les poutres en fonte à des épreuves sévères, et je n'ai pas d'hésitation, en traitant de ces pièces si utiles, à recommander un essai modéré ; qui ne dépasse pas le $\frac{4}{3}$ de la charge de rupture, et qui aurait pour but plutôt de reconnaître les défauts de coulée et les soufflures qu'on peut y rencontrer que de déterminer la charge sous laquelle la poutre se romprait⁽¹⁾.

(1) Après avoir cependant mesuré la résistance de rupture en brisant une ou deux poutres.
(*N. de l'A.*)

Dans leur résistance, les poutres (quelle que soit la matière qui les compose) offrent de l'analogie avec les muscles des animaux. Soumises à des efforts dépassant les limites raisonnables, elles peuvent, pendant quelque temps, les supporter, et probablement aussi quelques répétitions de la même action ; mais la conséquence ordinaire de ces charges excessives est, ou la rupture partielle des pièces, ou la perte totale de leur élasticité et de la faculté qu'elles possédaient de revenir à leur position première. Il suit de là qu'on ne devrait jamais demander d'une matière quelconque, soumise à une flexion transversale, d'endurer un plus grand effort que celui qu'il faudrait y appliquer pour redresser les fibres ou pour mettre en ordre les molécules de sa texture cristalline. Tout effort qui dépasse ces limites est accompagné de danger, et dans toutes les circonstances où la poutre est exposée à des vibrations agissant alternativement en sens opposés, à des charges mortes et à des collisions, il est plus prudent, dans le calcul de la charge de rupture, de multiplier la charge permanente par 4, au lieu de 3.

Pour les poutres employées dans les ponts de chemins de fer, le multiplicateur ne devrait jamais être moindre que 5, et dans la plupart des cas, il vaudrait encore mieux ne prendre que 6, à cause des grandes charges et des grandes vitesses des trains qui passent sur une ligne continue de rails, et qui soumettent aux épreuves également sévères des chocs toute construction qui a à porter le poids énorme dû au trafic de chemins de fer, avec des vitesses qui varient de 40 à 80 kilomètres par heure.

LES FABRIQUES DE SALTAIRE.

Dans les chapitres qui précédent, nous avons essayé de présenter au lecteur les résultats des recherches les plus récentes sur les différentes formes de poutres d'une application fréquente dans la construction des fabriques, des entrepôts et des autres bâtiments du même genre ; nous conclurons ce travail en donnant un exemple de construction où tous ces perfectionnements ont été réalisés, exemple qui pourra intéresser le praticien. Nous choisirons dans ce but l'établissement gigantesque de Saltaire, près de Bradford, dans le comté d'York, et ce qui nous y engage, c'est non seulement qu'il forme un ensemble complet, mais aussi qu'il donnera au lecteur une idée de la puissance de production, des ressources, de la confiance que les producteurs de tissus les plus avancés et les plus éclairés font servir au développement de l'industrie manufacturière. Quand on visite ces ruches industrieuses, qu'on surveille l'action silencieuse et uniforme de ces grandes puissances motrices, qu'on écoute le murmure confus et continual de la broche et du métier ; quand on apprend le nombre d'êtres humains employés sous un seul toit, le total de leurs salaires et le total plus étonnant encore de leurs produits ; quand on réfléchit à l'esprit d'entreprise et aux talents qui doivent constamment se soutenir, au milieu des travaux et dans les relations commerciales, pour alimenter ce grand tout et lui fournir du travail, on ne peut s'empêcher d'admirer l'intelligence qui peut diriger un établissement pareil, et on éprouve un sentiment de reconnaissance pour

la sécurité et la prospérité nationales, qui peuvent en justifier les risques.

Les fabriques de Saltaire, représentées au frontispice de cet ouvrage, appartiennent à M. Titus Salt. Elles s'élèvent dans l'une des plus belles parties de la vallée si romantique et si connue de l'Ayr, et cette situation a été choisie avec beaucoup de discernement, en vue d'une organisation économique du travail manufacturier. Entourée de grandes routes et de chemins de fer, qui pénètrent jusqu'au centre des bâtiments, la localité est traversée à la fois par un canal et par une rivière. Placée à une certaine distance en dehors de l'atmosphère fumeuse d'une grande ville, la fabrique reçoit une lumière excellente, et des communications par terre et par eau y apportent directement le charbon et les matières brutes, et emportent à destination les produits manufacturés.

On a pu rejeter complètement le transport à dos d'homme et le roulage, et on n'a négligé aucun détail qui tendît à apporter quelque économie dans la production. Le terrain sur lequel la ville de Saltaire doit se développer, petit à petit, a une étendue considérable, et la portion qui est réservée aux travaux, et qui est en réalité couverte par les constructions de la fabrique, n'occupe pas moins de 2^{hect.}, 6. Sur cette large surface s'exécutent les opérations lourdes de la manufacture ; mais les surfaces destinées à toutes les opérations et à l'emmagasinage des marchandises, ou, en un mot, la surface totale des planchers, est d'environ 4^{hect.}, 8.

Le massif principal des constructions, ou la filature proprement dite, se dirige de l'est à l'ouest, à peu près parallèlement aux voies du chemin de fer qui fait le ser-

vice entre Shipley, Skipton et Lancastre. Il a six étages, 168^m,70 de long, 15^m,24 de large, et environ 22^m de haut; les architectes, MM. Lockwood et Mawson, de Bradford, ont apporté tous leurs talents à donner à cet édifice une façade architecturale et à éviter la monotonie que présentait une aussi grande surface. Ils ont adopté un style italien qui ne manque pas de hardiesse, et la belle qualité des pierres qui composent cette construction massive fait ressortir avec avantage le caractère dominant de l'édifice. Immédiatement derrière le centre de la fabrique principale, et à angle droit avec elle, s'élève un autre bâtiment à six étages, destiné à l'emmagasinage, à la réception et à la visite des produits manufacturés, et de chaque côté de ce bâtiment sont placés les ateliers du cardage, c'est-à-dire les salles où les fibres d'alpaca, de mohair (poils du chien de Turquie), de laine, sont peignées par les machines, ainsi que la belle rangée de constructions adaptées aux bureaux et le grand atelier où se fait le tissage mécanique. Pour donner une idée de la grandeur de l'établissement, il suffira de dire qu'en septembre 1853 trois mille cinq cents invités de M. Salt ont diné dans la salle du cardage, sans confusion et sans encombrement, et avec une ventilation parfaite, et que la grande salle du tissage aurait pu en contenir un nombre double sous un seul toit. Les salles de lavage, de séchage, d'emballage et les ateliers de réparations des machines, ont une disposition commode, comme on le verra dans le plan général de la fabrique, planche I^{re}. M. Salt n'est pas resté en arrière dans la construction des nouvelles routes qui étaient nécessaires pour assurer un abord facile aux différentes parties

de la fabrique, et il a profité des découvertes les plus récentes de l'industrie; aussi on y rencontre les ponts de la construction la plus solide et la plus durable, en fonte et en fer; l'un de ces viaducs, du système tubulaire, traverse la rivière Ayr et n'a pas moins de 137^m de long.

Après avoir rapidement passé en revue les caractères généraux qui distinguent l'établissement de M. Salt, nous allons examiner en détail les points qui, en rapport avec le sujet de cet ouvrage, peuvent présenter quelque intérêt.

I. Construction. La filature A, planche II, a un étage de caves de 3^m,048 de profondeur, s'étendant dans toute la longueur du bâtiment à droite et à gauche des chambres des machines. Le rez-de-chaussée a 4^m,877 de haut d'un plancher à l'autre; les quatre étages suivants, chacun 4^m,268; l'étage supérieur, qui forme les combles, mesure 2^m,438 du plancher au tirant de la charpente, et 2^m,896 de ce tirant au sommet du toit, ce qui lui donne une hauteur totale de 5^m,734. On remarquera en outre que cet étage, étant situé à une hauteur suffisante au-dessus de la voûte de l'entrée principale et des deux chambres des machines, s'étend dans toute la longueur de l'édifice, qui est de 167^m,640, et forme ainsi, à ce que nous croyons, la plus grande salle connue en Europe, sans en excepter la longue galerie du Louvre à Paris. L'édifice tout entier a été mis à l'abri de l'incendie par l'emploi de murs en pierre, de colonnes en fonte et de voûtes en briques creuses. En se reportant à la section transversale, planche II, on remarquera que les murs de face sont creux dans toute leur longueur. Par le moyen des ouvertures *a, a, a, a, etc.*, un volume d'air pur et frais entre

dans chaque salle et est régularisé à quelques centimètres au-dessus des planchers, tandis que des ouvertures correspondantes au haut des salles servent à l'évacuation de l'air échauffé ou vicié; ainsi une ventilation simple mais complète est établie, et, dans toutes les saisons, une circulation d'air suffisante traverse constamment la filature.

Chaque salle est divisée longitudinalement en deux compartiments par un seul rang de colonnes. On a trouvé convenable de faire ces deux compartiments inégaux pour la bonne disposition des machines et pour laisser au milieu un couloir entièrement libre. Ils ont donc, l'un 8^m,356, l'autre 6^m,959. L'usine diffère en un point important des édifices incombustibles ordinaires; les voûtes sont formées avec des briques creuses, dont la forme exacte est représentée aux fig. H et I, pl. II. Cet emploi des briques creuses est un grand perfectionnement, en ce qu'il diminue le poids mort et par conséquent les efforts qui agissent sur les poutres. En moulant ces briques d'après la courbe de la voûte, on a pu obtenir une surface unie pour la douelle inférieure; ce travail n'exige qu'un piquetage, et on a pu se dispenser de le recouvrir d'un plâtrage. La vue en coupe K indique la portée et la flèche de ces voûtes, dont le remplissage a été fait avec du béton maigre; on obtient ainsi, après le niveling, une assiette solide et égale, sur laquelle repose un plancher formé de dalles du Yorkshire, de 57^{mm} d'épaisseur. Les poutres en fonte ont en coupe le profil de plus grande résistance, comme on le voit en regard des tableaux d'expérience qui suivent. On a donné aux grandes poutres

de 8^m,356 de portée une hauteur de 0^m,457 au milieu et 0^m,279 aux extrémités, et les plus petites, de 6^m,959, ont 0^m,432 et 0^m,254. La fonte qui a servi à les couler était composée de parties égales de Gartsherrie n° 3, de Dundyvan n° 3, et d'hématite n° 3.

Par le calcul, on a trouvé que la résistance de ces deux poutres à un effort transversal devait être de 29,96 tonnes françaises pour la plus grande, et de 22,60 pour la plus petite.

Cependant, pour s'assurer de la qualité du métal, on rompit des poutres d'essai, en suspendant un poids mort de gueuses au centre des pièces.

Voici les résultats qu'ont donnés ces expériences :

Essai des poutres en fonte ayant 6^m,969 entre les points d'appui.

Charges au milieu en kilogrammes. Flèches en millimètres.

7440	7,87
8024	10,92
8887	11,68
9750	14,22
10614	15,75
11475	16,51
12340	19,05
13202	20,57
14063	21,34
14930	22,86
15793	23,37
16657	26,92
17520	28,45
18383	29,97
19247	31,75
20110	33,27
20973	36,32
21635	38,40

22700 La pièce s'est rompue sous cette charge.

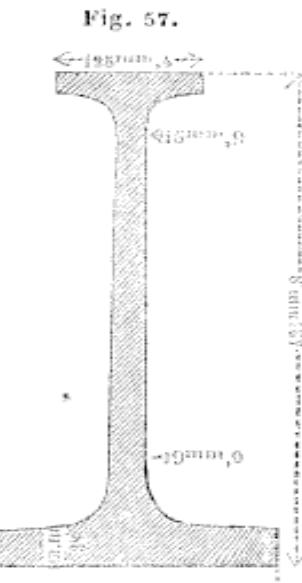


Fig. 57.

Essai des poutres ayant 8^m,331 entre les points d'appui.

Charges Flèches
en kilogrammes. en millimètres.

8887	42,70
9750	44,22
10614	44,99
11475	46,54
12340	49,05
13202	24,34
14065	23,62
14930	26,67
15793	28,45
16657	29,97
17520	33,27
18383	36,32
19247	39,62
20140	43,43
20973	46,74
21633	49,78
22441	53,85

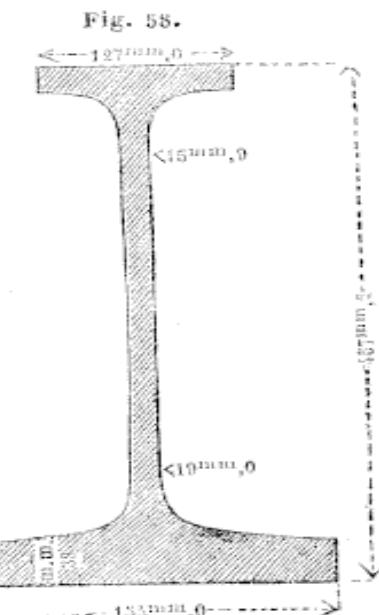
29759 { Le danger qu'il y avait à s'approcher de la poutre n'a pas permis de mesurer les flèches qui suivirent jusqu'à la charge de 29883 kil., qui entraîna la rupture de la pièce.

Environ 200 grandes poutres ont été essayées avec une charge au centre de 12^r,187 ; les flèches ont varié de 9^{mm},5 à 15^{mm},9.

Le même nombre de petites poutres, essayées avec 8^r,125 au centre, ont fléchi de 11^{mm},1 à 12^{mm},1.

Les expériences ci-dessus montrent que le mélange des trois fontes produisait une qualité de métal supérieure.

La charpente, comme les autres parties du bâtiment, est entièrement incombustible. Elle est composée de 128 fermes, formées de fers à T, de cornières et de tirants,

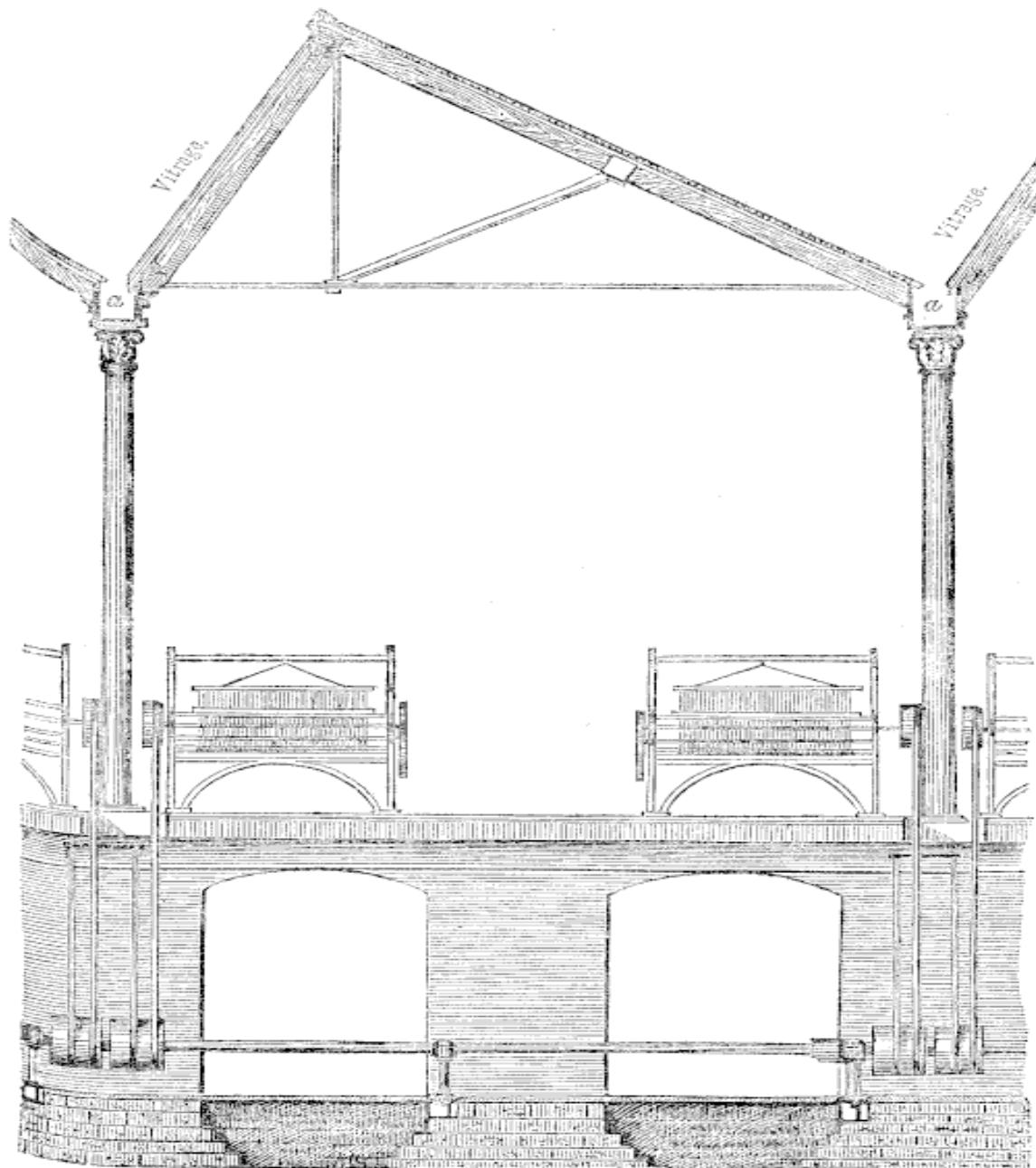


comme on le voit en coupe à la pl. II. Les extrémités des fermes sont fixées à des sabots qui reposent sur les murs, et à ces sabots sont attachés les tirants horizontaux G, qui retiennent les arbalétriers et maintiennent le tout. A la partie supérieure, de chaque côté du faîte et dans toute la longueur du bâtiment, les salles sont éclairées par un vitrage, et la disposition des châssis donne aux salles une apparence de légèreté et de gaieté. Pour le reste, la seule chose qu'on puisse reprocher à cet édifice, c'est le peu de hauteur du toit avec des salles si longues et si étendues; mais cette impression s'efface bientôt quand on réfléchit que le bâtiment est construit dans un but d'utilité et non dans un point de vue artistique, et la conception du but que l'on s'est proposé devient de plus en plus distincte et plus frappante. En outre, on doit observer que tout agrandissement de cette partie de l'édifice aurait augmenté la dépense nécessaire à l'entretien d'une température uniforme, et que dans une situation aussi exposée aux influences atmosphériques, cela aurait été nuisible, sinon désastreux pour les opérations de la manufacture et pour les mécanismes.

Si l'on se reporte à la grande salle du tissage, marquée C, sur le plan, pl. I^{re}, on verra qu'elle est divisée en parallélogrammes de 10^m,973 sur 5^m,486. Aux angles de chaque division sont fixées des colonnes en fonte, qui portent 13 lignes de gouttières en fonte, a a, fig. 59, et ces gouttières ont des dimensions suffisantes pour servir d'entablement aux colonnes et pour porter la charpente qui s'étend de l'est à l'ouest dans la même direction, et, dans chacun des compartiments faisant face au nord, les châssis vitrés qui donnent à peu

près à toutes les heures du jour une grande uniformité de lumière. La salle du peignage D est de construc-

Fig. 59.



tion semblable, mais avec cette différence qu'elle est

divisée en carrés de 5^m,486 avec des colonnes et des charpentes semblables à celles de la salle du tissage. La fig. 59 donne une coupe de cette partie de la construction et montre la position des colonnes, l'angle des châssis et une portion des caves contenant les arbres moteurs, les roues, les poulies, etc., qui transmettent le mouvement aux machines spéciales du rez-de-chaussée, c'est-à-dire à plus de mille métiers mécaniques.

Le caractère particulier de ce département est la situation des transmissions sous le sol, disposition qui écarte de cette immense surface tous les obstacles que présentent d'ordinaire les courroies, les tambours, etc., de manière que l'inspecteur des travaux peut en embrasser l'ensemble d'un coup d'œil.

2. *Service de l'éclairage et des eaux.* On s'est étudié, dans ces accessoires indispensables à un établissement de cette importance, à assurer une parfaite régularité de service. L'usine à gaz est située au point le plus bas du pays, entre le canal et la rivière, et le réservoir du gazomètre, de 19^m de diamètre sur 6^m,10 de haut, est assez bas pour être rempli, soit par les grandes conduites d'eau ou par le réservoir destinés à alimenter la ville de Saltaire, soit par le canal dont le niveau est à 7^m environ au-dessus de la rivière. Le gazomètre à 18^m,28 de diamètre, 5^m,49 de haut, et contient 1,416^{m³} de gaz, volume suffisant pour la consommation de 5000 bees. L'usine est alimentée à la fois par l'eau douce recueillie sur les toits, et par celle qui provient de la condensation de la vapeur dans les appareils de chauffage. Ces eaux sont amenées par des tuyaux dans un grand réservoir ou citerne où on les conserve, et où on les filtre pour le nettoyage et le la-

vage de la laine. Pour le service de l'eau destinée aux usages domestiques de la ville, on a creusé un puits à une profondeur considérable au-dessous des fondations des machines à vapeur, et une pompe de 0^m,229 de diamètre est attachée à l'une d'elles, exclusivement pour l'élévation de l'eau, qui débouche dans un réservoir placé à un niveau assez élevé pour desservir la ville entière.

3. *Chauffage et ventilation.* Les dispositions à adopter pour maintenir la température et renouveler l'air des différentes salles, où sont employés tant d'ouvriers, ont été l'objet de la sollicitude éclairée de l'ingénieur, de l'architecte et de M. Salt lui-même ; toutes les précautions connues ont été prises, tous les perfectionnements récents ont été adoptés pour assurer une température agréable et une ventilation salutaire. On a déjà dit que les murs du bâtiment principal ont été percés pour l'admission de l'air frais et pour l'évacuation de l'air vicié ; en outre, chaque salle a un double rang de tuyaux à vapeur qui échauffent les couches supérieures à une température de 16° C, et engendrent dans les salles une circulation constante de courants imperceptibles.

Les salles du tissage, qui sont élevées et plus exposées que les autres, sont chauffées et ventilées d'une manière bien différente. On emploie le procédé mécanique du refoulement de l'air au travers de deux ou plusieurs cylindres remplis de tubes de petit diamètre. Ces tubes sont maintenus à une certaine température par la vapeur qui s'échappe de deux machines à haute pression et sans condensation, mettant en mouvement les ventilateurs ; ils chassent l'air ainsi échauffé dans des canaux, dans

l'intérieur des planchers, et après avoir passé entre les reins des voûtes, cet air est enfin jeté dans les salles par des régulateurs à registres, disposés sur de nombreuses ouvertures dans les canaux. Cet appareil, inventé par MM. Hamilton et Weems, de Johnstone près Glascock, doit entretenir dans les salles une circulation constante d'air chaud en hiver et d'air froid en été.

4. Moteurs, transmissions et machines. Les premiers moteurs de l'usine de Saltaire consistent en deux paires séparées de machines à vapeur à condensation, placées comme on le voit dans le plan d'ensemble, de chaque côté de l'entrée principale. Les machines sont calculées pour produire une force minima de 1250 chevaux. Elles sont massives, et leur ensemble est imposant; leurs dimensions sont adaptées au travail à haute pression, si économique au point de vue du combustible. La vapeur est produite par dix chaudières tubulaires placées sur le devant de l'usine, mais au-dessous du niveau du sol. Leur position est indiquée en plan par des lignes ponctuées sur la planche I. Les chaudières sont construites en vue de l'absorption de la fumée et de l'économie de combustible. Dans ce but, on a pris toutes les précautions possibles pour éviter le rayonnement de la chaleur; les générateurs sont recouverts de matières non conductrices, et les conduites d'amenée de vapeur elles-mêmes, après avoir quitté les chaudières, traversent le carneau principal, où la vapeur se dégage de tous les globules non encore vaporisés qu'elle peut avoir entraînés avec elle, et entre surchauffée dans le cylindre, où elle exerce sa pression dans un état d'élasticité parfaite. La flamme et les gaz, en sortant des fourneaux des chaudières, se rassem-

blent dans un carneau principal, qui va directement à la cheminée. Cette cheminée qui, grâce à l'habileté et au goût des architectes, orne et complète l'ensemble au lieu de choquer la vue, s'élève à quelque distance de la façade principale, et a 76^m de haut. Elle est bâtie en pierre, dans le style d'une campanille italienne ; mais pour protéger la cheminée contre les courants d'air chaud, et pour maintenir le parallélisme des parois internes dans toute la hauteur, on l'a garnie d'un revêtement de briques réfractaires, de manière à laisser tout autour une couche d'air chaud qui garantit les murs extérieurs et qui maintient un tirage efficace et parfaitement uniforme.

Les deux paires de machines à vapeur travaillent indépendamment l'une de l'autre ; mais, dans les deux cas, la transmission de mouvement est prise directement à la circonference des volants, et les récepteurs de leur puissance se trouvent dans des roues droites, engrenant avec des pignons à dents en bois. Le mouvement et la vitesse nécessaires sont transmis d'une extrémité de l'usine à l'autre par des arbres et des engrenages comme à l'ordinaire. La longueur totale des arbres est de plus de 6100^m ou près de 6,1 kilomètres. Ils varient en diamètre de 0^m,356 à 0^m,50 , ils pèsent ensemble près de 610 tonnes, et marchent à des vitesses qui varient de 50 à 250 révolutions par minute. Il est inutile de décrire en détail les différentes sortes de machines employées à la fabrication ; disons seulement que M. Salt, avec cette prévoyance et cette libéralité qui aujourd'hui sont absolument nécessaires à un travail convenable et productif, a décidé que les machines seraient complètement nouvelles, et qu'elles embrasseraient tous les résultats des in-

ventions les plus récentes et de la construction la plus parfaite.

On peut donner une idée de l'importance de l'usine de Saltaire par ce fait statistique, qu'elle renferme tous les moyens nécessaires pour préparer les matières brutes qui doivent alimenter plus de 1200 métiers mécaniques, et que l'énorme production journalière de ces 1200 métiers monte à 27431 mètres d'alpaca ou de tissus divers, ou à plus de 8050 kilomètres par an.

APPENDICE

N° 1.

On a longtemps hésité à reconnaître les avantages que présentent les poutres en fer forgé pour supporter les arceaux qui forment les planchers des magasins combustibles. Ce genre de poutres avait eu, ces derniers temps, des applications diverses, entre autres, dans les ponts en plate-bande et dans les planchers en bois des édifices ; mais leur emploi n'a été jusqu'ici que fort limité, et, jusqu'à ce qu'elles eussent été essayées en grand à Wolverhampton et depuis, sur une moindre échelle, à Saltaire, pour supporter des arcs en briques, on les considérait comme peu applicables dans ce but, à cause de leur ductilité et leur tendance à la flexion latérale. Ces exemples ont cependant montré combien cette opinion était fausse, et l'on peut voir sur le pont-tube de Saltaire plus de cent arcs en briques portés par des poutres en fer forgé qui présentent un degré de rigidité au moins égal à celui des poutres en fonte. On peut dire la même chose des voûtes d'essai au moulin de MM. John et James Norton, où elles présentent la même solidité et plus de sécurité que celles qui sont supportées par des poutres en fonte.

J'ai cru nécessaire de faire connaître ces faits pour prouver la supériorité des poutres en fer forgé, dont le poids n'est que le $\frac{4}{3}$ des poutres en fonte, et qui présentent

tent bien plus de sécurité contre les dangers de rupture, qu'elles aient à porter une charge permanente ou à résister à des chocs.

Nº III.

RAPPORT SUR LES CAUSES DE LA CHUTE D'UNE FILATURE A OLDHAM,
EN OCTOBRE 1844.

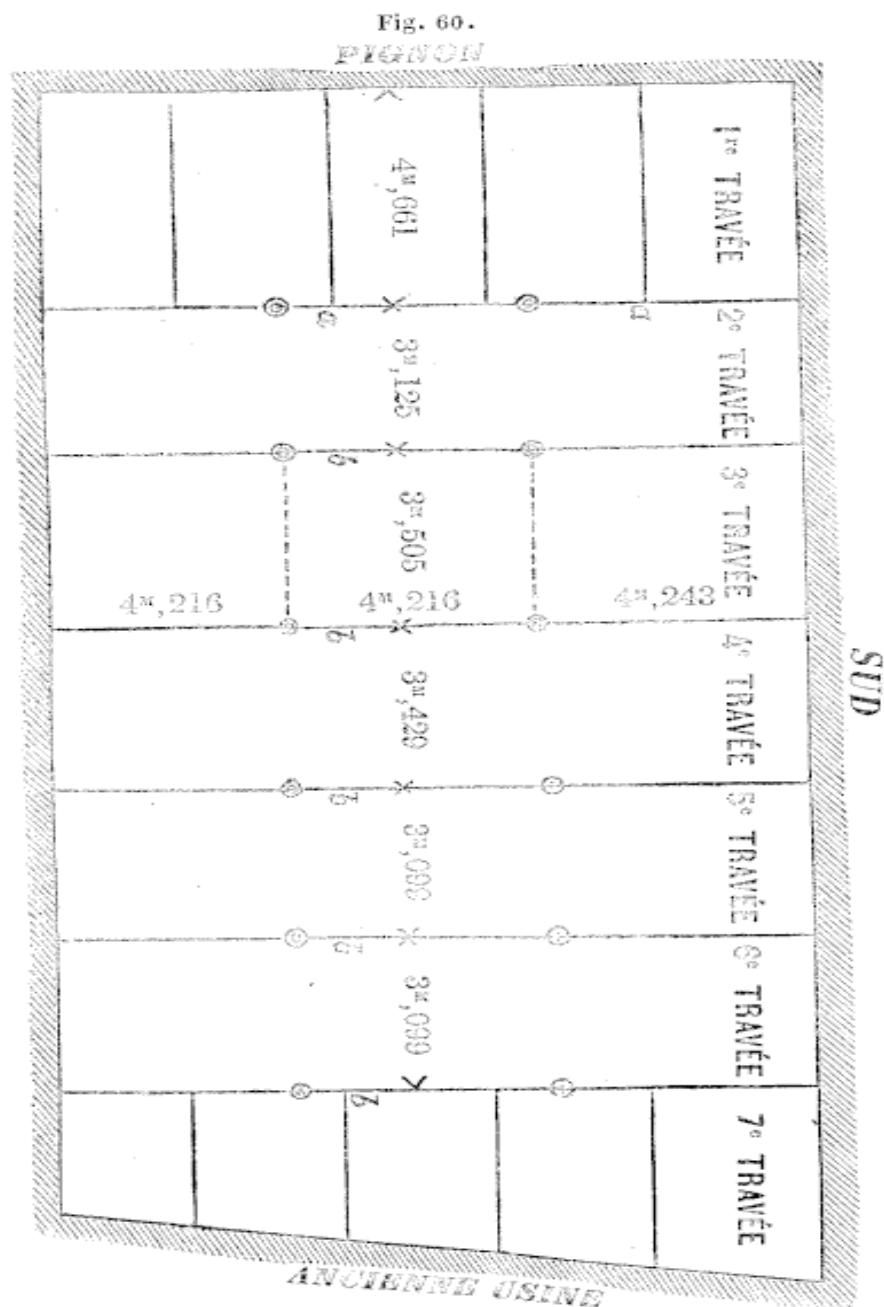
Après avoir visité avec soin le bâtiment, et avoir examiné en détail les murs, les fondations, les poutres en métal, les colonnes et les fractures de ces pièces, nous pensons que l'accident peut être rapporté à une des deux causes qui suivent : ou à la chute des voûtes, en premier lieu, ou, ce qui est plus probable, à la rupture de l'une des grandes poutres qui supportent les voûtes transversales et longitudinales adjacentes au mur de pignon de l'usine.

De l'enquête, il résultera que l'on avait observé, quelques jours avant l'accident, l'affaissement de l'une des voûtes de l'étage supérieur (la quatrième à partir de l'ancienne filature). Cette voûte ayant fléchi de 10^{cm}, on pensa qu'elle offrait des dangers, et on fit immédiatement poser les cintres pour la remplacer. On en avait reconstruit le premier tiers et la partie du milieu avait été enlevée, le reste demeurant en place, lorsque les murs céderent, à ce moment critique, et, suivant l'un des témoins, une des poutres s'étant rompue à l'about d'une des colonnes, on vit tout l'édifice s'écrouler avec fracas. Or, dans ce cas, en regardant comme exacts les renseignements que nous avons recueillis, il est évident que la poutre a dû se briser sous l'effort de la poussée

latérale des arches, et non, comme on le supposait, sous l'action verticale de la charge sur les poutres qui restaient en place. On remarquera, en effet, que les poutres du milieu avaient à supporter la poussée tout entière des voûtes, sans autre secours qu'un pilier en bois dans de mauvaises conditions, qui, naturellement faible et de texture fibreuse, se serait facilement fendu ou écrasé sous l'effort du rebord d'une nervure qui pressait sur lui, et qui n'avait que 25^{mm} d'épaisseur. Il suit de là que la poussée de deux grandes voûtes basses aurait suffi pour rompre la poutre, et, par suite, pour faire céder ou détruire les abouts de chaque côté. Une fois la poutre brisée, on se représentera facilement ce qui devait suivre. On devait attendre un accident sérieux. Mais, dans notre manière de voir, cette rupture n'explique pas suffisamment toute l'étendue de cette catastrophe et ne rend pas compte de la destruction totale de l'édifice. Une des poutres du milieu ou une quelconque des poutres de la filature, en cédant seule, ne pouvait pas, suivant nous, amener la ruine complète, et, soupçonnant d'autres causes, nous avons fait une enquête encore plus minutieuse et plus attentive sur la résistance et les proportions des autres parties de l'édifice.

Après l'examen des poutres brisées, et principalement de celles qui sont disposées transversalement, à une distance de 5^m,572 du mur de pignon, nous avons trouvé des indices plus satisfaisants de la cause de cette catastrophe. Ces poutres portent les extrémités de quatre autres poutres, dans la direction longitudinale, à partir du mur de pignon, sur lequel elles reposent comme dans le plan ci-dessous.

On voit sur la figure que les poutres a , a , a avaient à supporter une charge beaucoup plus considérable que les



poutres b , b , b ; elles devaient donc avoir une résistance proportionnellement plus grande. On les avait aussi

faites plus fortes; mais, malheureusement, par inadvertance, ou plutôt par ignorance, on les avait renforcées sans discernement, et, au lieu de porter cette augmentation de résistance sur la nervure inférieure, qui est toujours soumise au plus grand effort, on l'avait portée sur la tige verticale, qui n'en avait aucun besoin. Il est bien connu, ou au moins il devrait l'être de toute personne qui a à s'occuper de la construction de poutres en fonte, que la résistance de ces pièces est à peu près proportionnelle à la section de la nervure inférieure, toutes choses étant égales d'ailleurs; car, d'après les expériences de M. Hodgkinson, une nervure inférieure de section double donne une résistance presque double.

Ces faits ayant été confirmés par des expériences directes, il importe à tous ceux qui ont quelque intérêt dans la construction d'édifices incombustibles, où des êtres vivants et des objets de valeur sont exposés, que la forme des poutres et leur section de plus grande résistance fussent bien comprises⁽¹⁾, et nous renverrons les personnes qui ne connaissent pas ces principes au Mémoire de M. Hodgkinson sur la résistance des poutres en fonte, inséré dans le cinquième volume des Mémoires de la Société littéraire et philosophique de Man-

(¹) Pour montrer par un exemple pratique l'importance au moins d'un aperçu des premiers principes, nous n'avons qu'à prendre une poutre en T avec une seule nervure disposée au bas, et à la briser avec une charge que nous nommerons 1000. Si maintenant on la renverse et qu'on dispose la nervure à la partie supérieure, la charge de rupture ne serait plus que 520 à 540. Peu de personnes connaissent ces faits, et le plus grand nombre supposent que la poutre a la même résistance dans un cas que dans l'autre. De là la position anormale où ces pièces se trouvent placées.

(*N. de l'A.*)

chester. Dans les circonstances ordinaires, nous ne fatiguerions pas le jury de ces remarques ; mais, dans un accident aussi sérieux que la catastrophe actuelle⁽¹⁾, où la vie de plusieurs personnes a été sacrifiée, par l'ignorance et le manque d'habileté des constructeurs, nous regardons comme notre devoir de diriger l'attention publique de ce côté, non-seulement pour le cas présent, mais aussi pour l'avenir, et d'insister auprès des propriétaires d'usines et de bâtiments renfermant des ouvriers sur la nécessité d'une construction plus sûre et plus parfaite, et d'une application plus étendue du système de construction incombustible. Si nos remarques sont accueillies et suivies, nous croyons pouvoir dire que nous n'aurons plus d'enquêtes à faire sur des accidents aussi regrettables et aussi funestes.

Nous avons déjà fait remarquer que les poutres *a, a, a*, dans la figure qui précède, avaient été renforcées, non pas à la nervure supérieure, mais à la partie centrale, dont on avait, sans utilité, augmenté l'épaisseur. Si le même poids de métal avait été porté sur la nervure inférieure, les poutres les plus faibles de l'édifice auraient pu être soumises à une charge double, et ainsi, par une meilleure distribution de la fonte, on aurait sauvé l'usine en même temps que la vie de ceux qui y ont péri.

Ces observations s'appliquent aux autres poutres de l'usine dont la résistance était partout en défaut⁽²⁾. Les

⁽¹⁾ Plus de vingt personnes ont été tuées dans l'accident qui nous occupe.

⁽²⁾ En calculant les charges de chacune de ces poutres, on voit que celles qui portent les voûtes de 5^m,20 étaient soumises à une charge de 10 tonnes, et celles de 5^m,35 de 11 tonnes, sans compter le poids des ma-

poutres transversales portant les extrémités des poutres longitudinales avaient une charge de 13^r,96.

Si maintenant nous prenons les sections de ces poutres, et si nous calculons les charges qui, placées au milieu de la longueur de ces poutres, les rompraient, on trouvera que ces charges pour les poutres *a* et pour les poutres *b* sont presque égales ou d'environ 9^r,4. C'est la charge de rupture d'une fonte de qualité moyenne, et en employant une qualité supérieure, on ne peut compter que sur 10^r,16 à 10^r,66. La résistance de rupture serait donc d'environ 10 tonnes, quand la charge est disposée au milieu de la longueur, ou de 20 tonnes, quand elle est également distribuée sur toute la surface de la nervure.

Voyons maintenant la résistance que présentent ces poutres aux charges permanentes qu'elles ont à supporter, et en faisant cette comparaison, il faut se rappeler que les deux poutres *a*, *a*, fig. 60, les plus rapprochées des murs de face, ont leurs charges inégalement distribuées, ce qui réduit leur résistance à 15,23 tonnes.

Il est facile de voir que, à l'ouest, la poutre *a* pouvait porter 10 tonnes ; mais les poutres transversales, à l'est, avaient leur charge tout entière concentrée au milieu de la pièce, et, par conséquent, la résistance de rupture n'était plus que de 15,23 tonnes au lieu de 20,31 tonnes, comme cela aurait eu lieu avec une charge également distribuée, car la charge n'était distribuée que d'un côté, et de l'autre elle était appliquée en un seul point⁽¹⁾.

chines. Si l'on tient compte de la charge des machines en mouvement, on verra que ces dernières poutres supportaient une charge presque égale à la charge de rupture, qui n'était que de 19 à 20 tonnes. (N. de l'A.)

(1) Il y a une grande différence entre une charge concentrée en un point,

Or, la charge de ces poutres était de 13,96 tonnes, dont 8,63 étaient portées d'un côté en un seul point, et 5,33 étaient distribuées sur la surface de la nervure opposée.

Il résulte de là que la charge réelle était à la charge de rupture comme 13,96 : 15,23, ou, comme 1 à 1,09, c'est-à-dire que la charge permanente n'était inférieure que d'une faible fraction, $\frac{1}{10}$ ^e, à la charge de rupture.

Tels étaient les dangers que courait la construction avant sa chute.

Si l'on examine la question à ce point de vue, et si l'on accepte les calculs que nous venons de faire, on ne peut s'étonner de la destruction de l'édifice. Même en supposant que les voûtes eussent résisté, il est évident qu'il était extrêmement dangereux de faire supporter aux poutres une charge permanente aussi rapprochée de la charge de rupture, et que, dans le cas actuel, aucune précaution n'aurait pu empêcher la rupture des poutres transversales *a, a, a*, fig. 60, dès l'instant où elles auraient été soumises au moindre choc ou à des vibrations tendant à altérer la disposition des molécules et à leur enlever éventuellement une portion d'une résistance déjà si faible. Il est clair qu'elles auraient dû manquer un jour ou un autre. M. Bellhouse, je crois, s'accorde à penser avec moi que ce fut là la véritable cause de l'accident, qu'il est probable que, par les vibrations des

au milieu ou près du milieu, et une charge également distribuée. Dans ce dernier cas, la pièce peut porter une charge double, et, par conséquent, une poutre portant une voûte où nous avons une charge également répartie, portera une charge double. (N. de l'A.)

transmissions, au moment de se mettre en mouvement ou par quelque autre cause, le plus faible choc aurait brisé l'une ou l'autre des poutres *a, a*, et il est facile de se représenter ce qui devait suivre. Non-seulement le mur de pignon devait s'abîmer, mais les voûtes devaient se relâcher au même étage, et tout l'édifice devait s'écrouler. Il serait impossible de se rendre compte de la destruction complète de l'édifice sans la chute à l'un des étages du châssis formé par les poutres, et cette catastrophe s'explique par la rupture d'une des poutres *a, a*.

Outre la faiblesse des poutres en fonte, que nous considérons comme la cause première de l'accident, il nous reste à examiner les tirants qui, quoique suffisamment nombreux et résistants, n'étaient pas judicieusement placés pour résister à la poussée des voûtes. C'est près de la nervure inférieure de la poutre que ces tirants fournissent leur tension maxima ; mais là où cette disposition offre des inconvénients, ils ne devraient pas être placés plus haut que le sommet des voûtes, et, dans cette position, ils traverseraient les poutres vers l'axe neutre, et donneraient une sécurité suffisante aux voûtes, sans affaiblir la poutre. Au lieu de se rapprocher de ce point, ils étaient disposés au niveau supérieur des poutres, et à 46^{cm} de la nervure inférieure⁽¹⁾.

(1) Dans toute espèce de voûte portée par des poutres, il est urgent de placer les tirants aussi bas que possible ; la plupart du temps, il serait commode de les faire passer à la hauteur des cordes des arcs des voûtes ou de la nervure inférieure, mais en tous cas ils ne devraient pas être placés plus haut que le sommet des voûtes, et alors, comme nous l'avons dit, ils traverseraient les poutres à la hauteur de l'axe neutre. (*N. de l'A.*)

Quant aux arches, nous avons trouvé que leur flèche était trop faible. La plupart du temps elle n'est que de $0^m,1042$ par mètre courant, mais pour présenter toutes les garanties dans les bâtiments de cette espèce, nous conseillerions d'adopter une flèche de $0^m,125$ par mètre courant, ou du $\frac{1}{8}$ e de l'ouverture. Dans la voûte qui s'est écroulée, cette flèche était encore plus faible; elle n'était que de $0^m,305$ pour une portée de $3^m,505$.

En examinant les colonnes, nous avons remarqué quelque imperfection dans la variation d'épaisseur du métal; mais les piliers étaient d'ailleurs de proportions convenables et ne présentaient aucun symptôme de faiblesse qui pût faire craindre quelque danger de la part de ces pièces; cependant un diamètre de 25^{mm} plus grand aurait présenté une plus grande résistance et plus de sécurité.

Nous ne pouvons terminer ce rapport sans dire un mot de l'inquiète sollicitude de MM. Radcliffe et du profond désir qu'ils ont montré de voir construire toutes les parties de l'édifice d'après les meilleurs principes de résistance, et nous ne remplirions qu'une partie de notre devoir si nous ne disions pas ici qu'elles présentent une résistance supérieure partout ailleurs que dans celles que nous venons de décrire, et que nous ne pouvions demander d'eux qu'ils fussent capables de les juger. Nous ne pouvons attendre de personnes ignorant les principes de la construction qu'elles aient une connaissance complète des proportions et des autres conditions nécessaires dans un bâtiment de cette nature. En terminant, nous avons le plaisir de témoigner que, dans notre opinion,

les considérations pécuniaires ne sont point les seules qui aient dirigé ces messieurs dans la construction de leur usine.

Signé : WILLIAM FAIRBAIRN.

DAVID BELLHOUSE.

N° III.

DE QUELQUES ERREURS DE PRINCIPE ET DE CONSTRUCTION DANS LES ÉDIFICES INCOMBUSTIBLES, PAR M. FAIRBAIRN, MEMBRE DE LA SOCIÉTÉ DES INGÉNIEURS CIVILS.

Mémoire lu à la Société des Ingénieurs civils, présidée par M. JOHN RENNIE, séance du 20 avril 1847.

L'écroulement d'une partie de la filature de coton de MM. J. et J.-L. Gray, à Manchester, est un exemple frappant des dangereuses conséquences qui suivent l'emploi des poutres en fonte de grande portée, quand elles n'ont pas des supports ou piliers suffisants. Excepté dans des cas de nécessité absolue, on ne devrait jamais faire porter une masse de voûtes en briques sur des poutres suspendues. Quand on ne peut employer les piliers, les dimensions et la résistance des poutres prennent une grande importance. Dans ce cas, elles ne devraient jamais être chargées au delà du $\frac{4}{3}$ de leur charge permanente. Dans l'exemple qui va nous occuper, on aurait pu sans aucun inconvénient ajouter deux colonnes entre les chaudières. Après un examen attentif des murs, des poutres en fonte et des autres parties de l'édifice, aussi bien que des circonstances qui ont accompagné cette catastrophe,

je n'ai plus aucun doute sur les véritables causes de la rupture des poutres et des conséquences dont cette rupture fut suivie.

Pour arriver à une conception claire des causes de cet accident, je demande la permission de présenter quelques observations préliminaires, qu'on ne jugera pas inutiles dans une question aussi importante que celle de la sécurité d'édifices, d'où dépend non-seulement la fortune des manufacturiers, mais encore l'existence de ceux qui y travaillent.

Un corps métallique cristallin, tel que la fonte, employé dans les planchers des édifices incombustibles, dans les ponts, etc., à porter de lourdes charges, est une matière très-dangereuse. Il ne faudrait l'appliquer qu'avec beaucoup de prudence et toujours sous la direction de personnes compétentes parfaitement au courant de toutes ses propriétés, soit physiques, soit d'autre nature, aussi bien que de sa capacité de résistance sous l'action des différentes sortes d'efforts auxquels elle est soumise. Pour présenter des garanties de sécurité et de succès, on peut exiger des personnes qui entreprennent ces sortes de travaux :

1^o La connaissance des propriétés et de l'application des matériaux soumis aux efforts distincts de torsion, de compression et de traction ;

2^o Une connaissance exacte des proportions qu'il faut donner aux différentes parties d'une poutre, pour arriver à un équilibre convenable entre les forces d'extension et de compression au moment où la poutre va céder sous une charge agissant perpendiculairement à sa direction ;

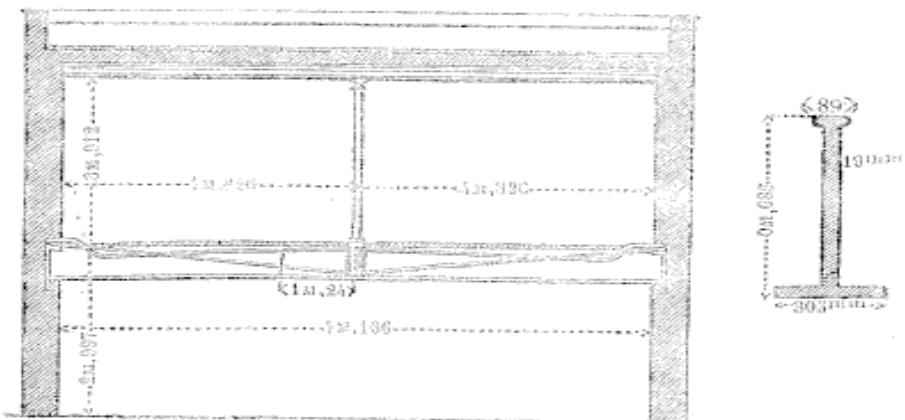
3^o La connaissance des lois d'expansion et de com-

pression des métaux, pour pouvoir obtenir des pièces coulées saines, et une tension égale pendant le refroidissement.

Ces remarques s'appliquent à tous les cas où l'on emploie de la fonte ou du fer dans les édifices, et c'est pour cette raison que nous les présentons avant que d'entrer dans la discussion du cas particulier qui va plus spécialement nous occuper.

Le bâtiment (voir fig. 61 et 62, les coupes en long et

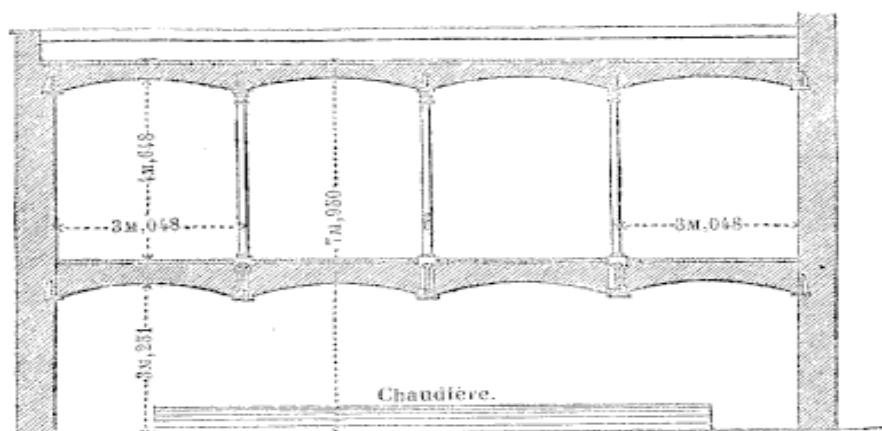
Fig. 61.



en travers avant l'accident) avait environ 12^m de long sur 9^m,652 de large. Il avait deux étages; le rez-de-chaussée contenait trois chaudières, et l'étage supérieur les métiers auxquels les ouvriers étaient employés. Immédiatement au-dessus de cette dernière salle et servant de toiture était disposé un réservoir d'eau construit en asphalte, d'environ 118 mètres carrés, lequel devait se remplir jusqu'à une hauteur de 36^{cm}. Le plancher au-dessus de la chambre des chaudières était composé de trois grandes poutres en fonte de 9^m,652 de portée, de 0^m,686 de haut au milieu, et 0^m,571 aux extrémités, ar-

mées de barres de fer de 63^{mm} de large sur 25^{mm} de haut, et ces poutres s'étendaient d'un mur à l'autre, sans pilier ou autres supports dans l'intervalle. Entre ces poutres, on avait disposé des voûtes en briques qui, nivelées et remplies aux reins, à la manière ordinaire, formaient le plancher portant les machines de l'étage supérieur, comme le montrent les coupes, fig. 61 et 62.

Fig. 62.



Ces trois colonnes de l'étage inférieur, avec les murs, sont les seuls points d'appui des colonnes en fonte, des poutres et des voûtes de l'étage supérieur, en y comprenant le réservoir formant toiture. On voit donc qu'elles avaient non-seulement à porter la charge des voûtes en briques et des machines du premier étage, mais aussi la moitié du poids des colonnes en fonte, des poutres et des voûtes en briques de la toiture et de l'eau contenue dans le réservoir. En supposant que ce réservoir fût rempli à une hauteur de 46^{cm} seulement (niveau du tuyau de décharge), on trouve que ces poutres étaient tout à fait incapables de porter la charge qui reposait sur elles.

Cependant, ayant d'entrer dans le calcul de ces piè-

ees, revenons à la vue en coupe à une plus grande échelle (planche 22), prise au milieu, où la hauteur de la poutre est de $0^{\prime}686$, la section de la nervure inférieure de $125\text{cm}^2,80$, et celle de la nervure supérieure de $23\text{cm}^2,22$, avec une distance entre les supports de $9^{\prime}652$. La charge de rupture de cette poutre, en supposant une fonte de qualité moyenne, serait d'environ 36,56 tonnes. Nous n'avons pas tenu compte des armatures qui, convenablement appliquées à une poutre bien proportionnée, élèveraient sa résistance de 36,56 à 50,78 tonnes ; mais, malheureusement, ces tirants furent ici de peu d'utilité, parce que, comme le montre la fracture, la poutre se brisa par compression à la partie supérieure qui, cédant la première, détruisit tout l'effet des armatures. En calculant la charge due au poids des planchers et de l'eau contenue dans le réservoir, etc., on peut ramener la question au cas d'une charge agissant au milieu de la pièce ; et comme une poutre peut porter une charge également distribuée double de celle qui serait placée au milieu de sa longueur, on ne devra compter que la moitié de la charge distribuée sur toute la surface de la nervure supérieure.

Nous avons donc :

Charge des voûtes en briques sur la poutre qui s'est rompue = 20,82 tonnes ;

Charge due aux machines = 10,16 tonnes ;

La charge totale correspondante agissant au milieu serait donc de $\frac{20,82 + 10,16}{2} = 15,49$ tonnes.

A cela il faut ajouter :

Le poids des voûtes en briques de l'étage supérieur
 $= 23,87$ tonnes ;

Le poids de l'eau, 46^{em}, contenue dans le réservoir,
 portant sur la poutre $= 14,22$ tonnes.

Ces deux poids forment une charge totale équivalente à une charge agissant au milieu de la poutre de
 $\frac{23,87 + 14,22}{2} = 19,04$ tonnes.

La charge totale sur cette poutre sera donc de 15,49
 $+ 19,04 = 34,53$ tonnes, charge permanente, agissant au milieu de sa longueur. Mais la charge de rupture calculée est de 36,56 tonnes; le rapport de la charge permanente à la charge de rupture n'était donc que de 34,53 à 36,56, ou 1 à 1,06, ou, en un mot, la charge permanente égalait presque la charge qui devait produire la rupture.

On peut se demander comment les poutres, dans une position aussi critique, ont pu porter un excès de charge, lorsque le réservoir était rempli à une plus grande profondeur que 46^{em}, et comment les grandes poutres avaient pu résister à une charge de 41,64 tonnes au milieu, quand leur charge de rupture n'était que de 36,53 tonnes. Nous répondrons que le métal de ces poutres était de bonne qualité, qu'elles n'avaient pas été soumises dans les épreuves à des vibrations, et qu'on ne les avait pas successivement chargées et déchargées en vidant et remplissant le réservoir, comme cela se fit depuis, et que c'est à cette circonstance qu'on peut attribuer en grande partie leur rupture.

Dans la construction des poutres à grande portée, la grande charge qu'elles devaient avoir à supporter avait été évidemment prévue, puisqu'on y ajouta des arma-

tures; mais on paraît avoir perdu de vue deux faits importants, savoir, la faiblesse de la nervure supérieure et la nature de l'effort qui agissait sur elles en un point, au milieu de la poutre avec tout le poids de l'étage supérieur. Les tirants-armatures avaient chacun $63^{mm},5$ sur $25^{mm},4$; mais ils étaient affaiblis aux extrémités par les trous des goujons qui traversaient les poutres et les reliaient en formant une chaîne. En supposant que la nervure supérieure de la poutre eût été suffisante et que les tirants eussent résisté comme avec leur section de $16^{cm^2},13$, la charge de rupture de la poutre eût été, en prenant la résistance à la traction à 3778^k par cm^2 , portée à près de 68 tonnes. Mais malheureusement la nervure supérieure était trop faible pour résister à l'action des armatures, qui, tendant à écraser la partie supérieure déjà insuffisante, devaient plutôt diminuer qu'augmenter sa résistance. Il est donc évident que les trois poutres qui, sans être de la meilleure forme possible, s'en rapprochaient cependant beaucoup, étaient avec ces auxiliaires complètement disproportionnées, et manquaient plus particulièrement dans les nervures supérieures, qui les rendaient dangereuses et complètement improches à porter la charge qu'on avait placée sur elles.

En terminant ces remarques, nous ferons observer qu'en plusieurs occasions, l'auteur a regardé comme un devoir impérieux d'être parfaitement sincère, lorsqu'il a été appelé à rechercher les causes d'accidents où la vie des hommes et la sûreté des édifices ont été exposées; mais que, quoique désireux de se rendre utile autant que ses capacités le lui permettent, c'est cependant à regret qu'il remplit un devoir onéreux et ingrat, qui peut faire

plus ou moins de tort à la réputation de personnes ayant dans leur profession des connaissances et des talents supérieurs.

Dans ce cas-ci, comme dans tous les autres cas de même nature, il n'a pas hésité à déclarer le véritable état des choses. Il n'en a pas moins abordé cette enquête avec quelque regret, et si, dans le cours de ces recherches, il a dû condamner les principes qui ont dirigé la construction de l'édifice en question, il est convaincu que ses motifs seront compris et appréciés. Quand on a affaire à des sujets si intimement liés à la sécurité publique, les intérêts des compagnies et des individus sont mieux sauvegardés par une analyse minutieuse non seulement des matériaux employés, mais aussi des principes qu'on a suivis dans les diverses parties de la construction. On peut exiger que les ingénieurs et les architectes connaissent parfaitement la résistance et toutes les propriétés des matériaux de construction, et il n'y en a pas qui, pour inspirer la confiance, demande plus d'attention que la fonte. La connaissance de la forme à donner aux pièces et des détails d'exécution ne peut suffire, il faut encore celle de la nature de la tension et de la compression, et celle des lois de la résistance aux divers efforts.

Ce Mémoire est accompagné d'un dessin dont la planche 22 est tirée (').

(') Pour plus de détails, voir les plans et la description dans les *Transactions de l'Institution des Ingénieurs civils de Londres*.

N^o 24.

L'inégalité de résistance qui se fait remarquer entre la poutre en cellule et la poutre en double T, ainsi que nous l'avons dit page 88, ne provient pas d'un défaut de proportion entre la section supérieure et la section inférieure de l'une des deux poutres, mais de la distribution du métal qui, dans la forme en cellules, s'oppose beaucoup plus efficacement à la flexion latérale. Différents moyens ont été imaginés pour augmenter la résistance latérale de la poutre à double T; on a proposé entre autres de boulonner des pièces de bois de chaque côté de la tige, pour empêcher, en en accroissant ainsi la roideur, la poutre de se tordre sous les efforts auxquels elle est soumise. Cette forme, qu'on a appelée en Angleterre la poutre en sandwich, a été, dans certains cas, fort employée. Cette poutre se compose d'une tige sans cornières, enfermée entre deux pièces de bois, desquelles dépend la résistance probablement bien plus que de la tige verticale qui, sous cette forme et dans cette position, ne peut être considérée comme une poutre. Ayant eu quelques doutes sur la capacité de résistance des pièces ainsi composées, je les ai soumises à quelques épreuves dont voici les résultats.

La poutre essayée avait 6^m,858 de long, 0^m,305 de haut et 0^m,317 d'épaisseur, et enfermait une feuille de tôle de la même longueur et de la même hauteur qu'elle, et de 9^{mm},52 d'épaisseur. Les bois latéraux, en bon sapin du Nord, étaient boulonnés à la pièce de tôle par des boulons de 25^{mm} de diamètre. La poutre ainsi

formée fut placée sur deux supports écartés de 6^m,705, et, après avoir disposé l'appareil pour mesurer les flèches, les charges ont été placées comme suit :

NUMÉRO des expériences	CHARGE en tonnes	FLÈCHE en millimètres.	FLÈCHE PERMANENTE après l'enlèvement de la charge.	OBSERVATIONS.
1	1,625	6,55	0	
2	4,065	12,70	0	
3	5,078	19,05	0	
4	8,125	25,40	0	
5	10,456	33,02	0	
6	12,488	38,40	0	
7	14,219	50,80	0	
8	15,255	57,15	0	
9	16,250	65,30	0	
10	17,266	74,42	0	
11	18,282	83,82	53,02	

En comparant les résultats de cette expérience avec ceux qu'ont fournis les poutres simples en double T, et en examinant les flèches correspondant à un poids de 18,282 tonnes distribué sur une longueur de 1^m,83 environ au milieu de la poutre, on verra que cette poutre est faible et que son élasticité, quoique considérable, est cependant trop imparfaite pour que ces pièces puissent servir à porter, soit un poids mort, soit une charge en mouvement.

Si la partie centrale avait eu des cornières rivées en forme de nervures, comme dans la poutre à double T, décrite pages 87 et 88, les jumelles de chaque côté auraient servi à prévenir la flexion latérale, mais elles n'auraient pas eu grande part dans la résistance transversale de la poutre.

Ces défauts sont plus apparents dans le système mixte

en bois et fer, à cause de la disposition de la tige de fer, de la différence de nature et de l'inégalité de résistance des deux matières. Ainsi juxtaposées, les diverses parties qui composent cette poutre n'ont jamais un mode d'action assez complet et assez simultané pour qu'elles puissent développer la résistance qu'on pourrait attendre d'une matière homogène.

N° V.

DIVERS ASSIMBLAGES DES POUTRES ET DES COLONNES EN FONTE.

Aux détails déjà donnés par l'auteur anglais sur les poutres en fonte employées dans les planchers, nous ajouterons quelques figures pour indiquer les divers assemblages usités en Angleterre dans la liaison de ces pièces entre elles et avec les colonnes.

La partie supérieure de la colonne porte d'ordinaire un collet tourné, que les poutres viennent embrasser et contre lequel elles se boulonnent. Les fig. 63, 64 et 65

Fig. 63.



Fig. 65.

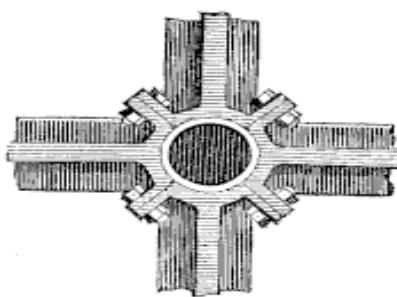
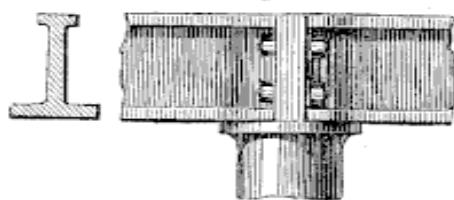


Fig. 64.



montrent ce mode de liaison pour deux et pour quatre poutres. D'autres fois, on préfère relier les poutres par

des flettes en fer forgé qui se posent sur des oreilles de fonte venues aux extrémités des pièces à assembler, comme dans les fig. 66, 67 et 68.

Fig. 66.

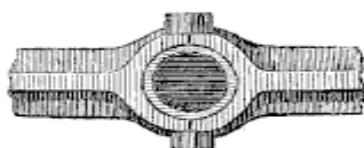


Fig. 68.

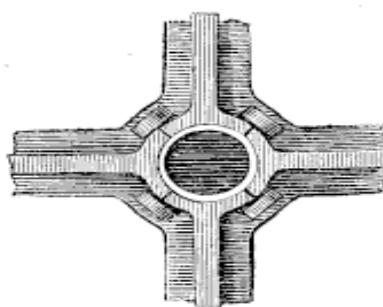
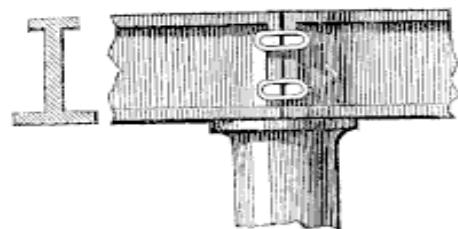


Fig. 67.

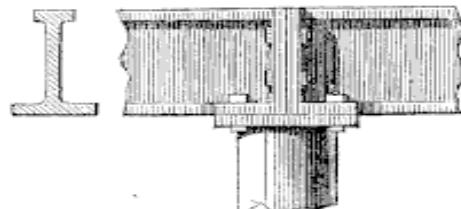


Si l'on a intérêt à diminuer la longueur des colonnes, on peut les terminer par une plate-forme ou chapiteau, portant des saillies qui servent à y caler les poutres; celles-ci se terminent alors par des parties planes, qui se boulonnent ou se calent deux à deux : c'est ce qu'on voit dans les fig. 69, 70, 71 et 72.

Fig. 69.



Fig. 70.



La forme généralement adoptée en Angleterre pour la section des poutres est celle qu'a proposée M. Hodgkinson. On donne à la nervure inférieure une section sextuple de celle de la nervure supérieure, et on réunit ces deux parties par une tige pleine aussi faible que peut

le permettre la bonne réussite des pièces à la fonderie. Mais, comme il n'est pas nécessaire de conserver sur toute la longueur de la poutre une section uniforme, on fait décroître simultanément la hauteur de la pièce et la largeur de ses nervures, et on peut donner à chacune de ces dimensions, vers les extrémités, la moitié de ce qu'elles avaient au milieu; on a soin cependant de conserver une forte portée ayant la même largeur que la poutre en son milieu, et on peut encore la renforcer, si on le juge nécessaire, par des nervures transversales.

Fig. 71.

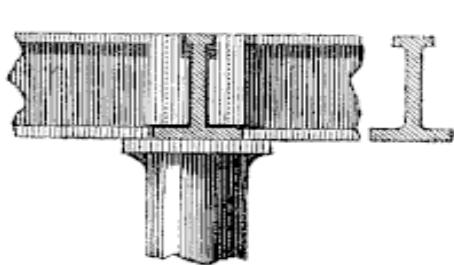
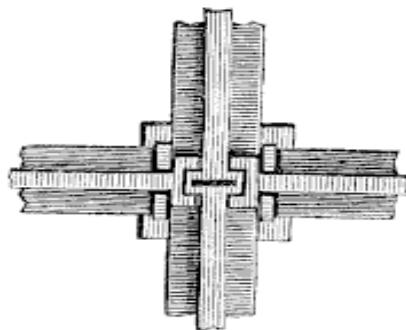


Fig. 72.



Dans la plupart des fabriques, les poutres en fonte servent à supporter des solives ou poutrelles de même matière, auxquelles on donne la même forme et la même hauteur qu'aux poutres principales, mais que l'on peut faire beaucoup plus légères que les premières, et c'est sur ces solives que porte le plancher. Quand celles-ci sont assez rapprochées, on peut construire le plancher en ardoises, en dalles ou en plaques de fonte, sans l'intermédiaire des voûtes. Les ardoises et les plaques de fonte s'attachent sur les solives au moyen de broches; quant aux dalles, on les relie d'ordinaire entre elles avec des crampons. On donne généralement aux dalles une

épaisseur de 65^{mm.}, aux ardoises de 40^{mm.}, et aux plaques de fonte de 16^{mm.}. Ce système de construction comporte naturellement plus de poutres que celui dans lequel on emploie les voûtes; mais, en raison de la diminution de la charge sur ces pièces, on peut les faire beaucoup plus légères, et on réalise une véritable économie, tout en conservant à l'édifice son caractère de complète incombustibilité.

Les colonnes reposent au rez-de-chaussée sur des pierres de taille ou sur des massifs en briques. Dans le premier cas, on se contente souvent d'entrailler la pierre d'une rainure circulaire d'environ 5^{cm} de profondeur, pour recevoir la base de la colonne qu'on y scelle au plomb. Avec les massifs en briques, on est obligé d'employer des plaques de fondation fixées par de longs boulons qui traversent les piliers. Ces deux dispositions sont indiquées dans les fig. 73 et 74.

Fig. 73.

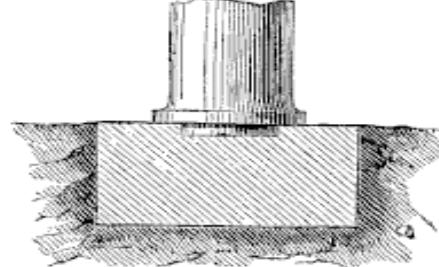
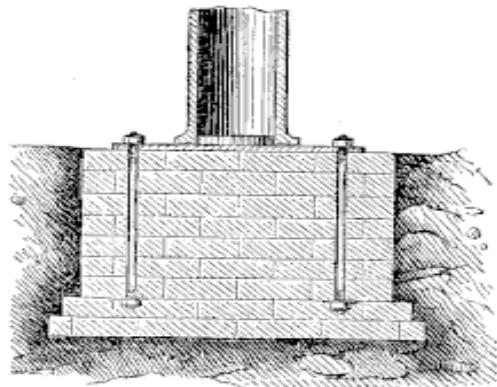


Fig. 74.



Les colonnes des divers étages se relient entre elles par des emboîtures, comme dans les fig. 75 et 76. Cette dernière disposition, qui est évidemment moins bonne

que celle de la figure précédente, a pour but de diminuer, autant que possible, la longueur de la colonne de l'étage inférieur. Dans les deux cas, ces emboîtures font l'office de collets, et ce sont ces parties qui reçoivent les portées semi-circulaires des poutres.

Fig. 75.

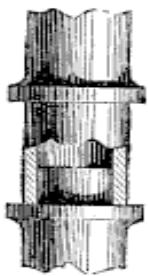


Fig. 76.

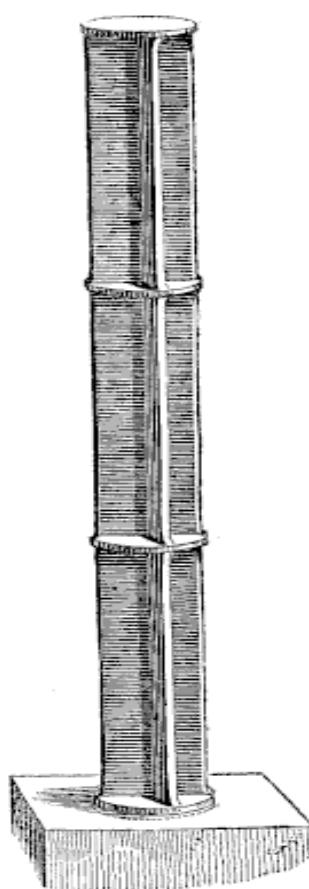
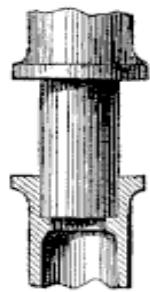


Fig. 76.

Nous indiquerons, en terminant, une forme de pilier en fonte qu'on peut quelquefois substituer avec avantage aux colonnes creuses. C'est une colonne à section en croix (fig. 77), intersectée transversalement à sa longueur par des disques circulaires qui ont pour effet d'augmenter sa rigidité.

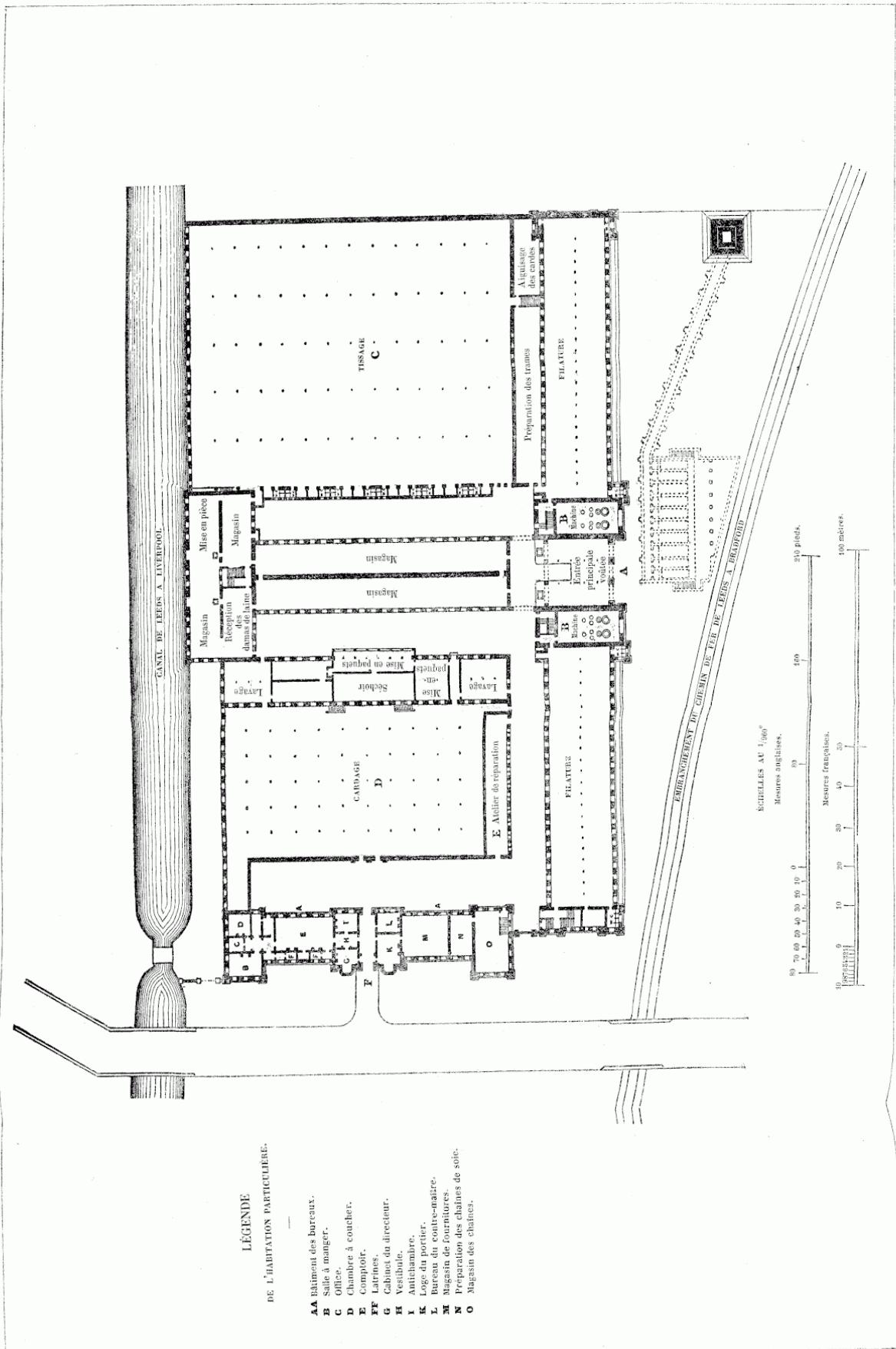
Disons aussi qu'on a cherché à employer des colonnes creuses en fer forgé, et que leur emploi serait, dans bien des cas, préférable à celui des colonnes en fonte, si on pouvait les obtenir aux mêmes conditions de prix que ces dernières.

(*Note du Traducteur.*)

FIN.

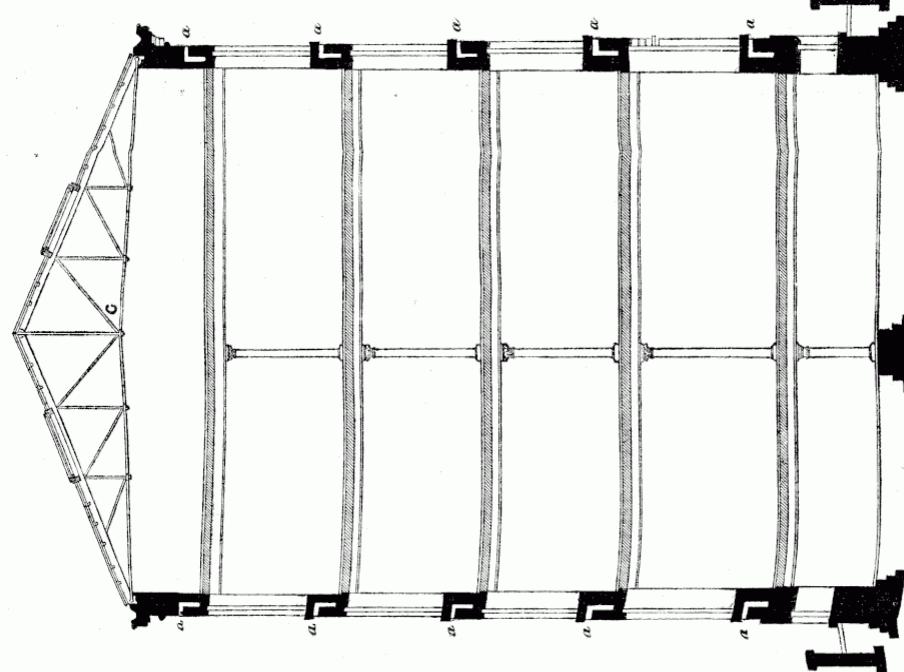
TYPOGRAPHIE HENNUYER, RUE DU BOULEVARD, 7. BATIGNOLLES.
Boulevard extérieur de Paris.

USINE DE M. SALT, A SALTAIRE. — PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE.



USINE DE M. SALT, A SALTAIRE. — COUPE TRANSVERSALE DE L'USINE, ET DÉTAILS.

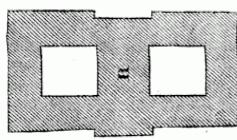
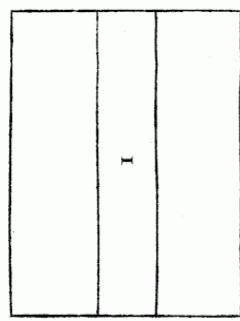
PLANCHE 2.



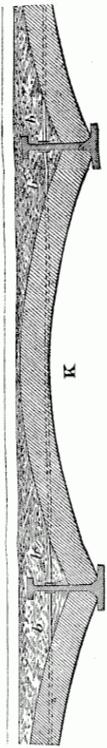
COUPE ET ÉLÉVATION D'UNE DES BRIQUES CREUSES EMPLOYÉES DANS LES VOUTES,

A L'ÉCHELLE DE 1/4.

COUPE. ELEVATION.



COUPE A UNE PLUS GRANDE ÉCHELLE DES PLANCHERS INCOMBUSTIBLES.



ÉCHELLE AU 1/32^e. — MESURES ANGLAISES.

12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0 6 5 4 3 2 1 0 pieds.

ÉCHELLE AU 1/32^e. — MESURES FRANÇAISES.

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0 6 5 4 3 2 1 0 m
MESURES FRANÇAISES.

ÉCHELLES AU 1/160^e. — MESURES ANGLAISES.

10 9 8 7 6 5 4 3 2 1 0 60 50 40 30 20 10 5 0 m
MESURES ANGLAISES.