

Note sur le pont du Forth

Autor(en): **Gaudard, J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin de la Société vaudoise des ingénieurs et des architectes**

Band (Jahr): **7 (1881)**

Heft 3

PDF erstellt am: **22.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-8673>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern. Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISANT 4 FOIS PAR AN

Prix de l'abonnement annuel : pour la SUISSE, 5 fr.; pour l'ÉTRANGER, 5 fr. 50.

Pour les abonnements et la rédaction, s'adresser à M. Georges Bridel éditeur, place de la Louve, à Lausanne.

NOTE SUR LE PONT DU FORTH

par J. GAUDARD, prof.

(Planches A et B.)

D'aussi grandioses entreprises que celles des passages de la rivière de l'Est, à Brooklyn, ou du Forth, en Ecosse, appartiennent, pour ainsi dire, à tous les ingénieurs, quelque éloignés que puissent être les pays qui en assument la gloire et les périls. Sur les projets relatifs au second de ces ouvrages, M. Baker, ingénieur anglais, nous a obligeamment envoyé quelques esquisses, avec autorisation de les reproduire dans le bulletin de notre société. Il fait en outre appel à la critique pour le projet (planche B) dont il est l'un des auteurs. De critiques, nous n'en avons que peu à présenter; et si, prenant prétexte de ce vaste projet, nous hasardons une petite digression sur les ponts-limites, elle n'aura d'autre résultat que de tendre à atténuer ce que certaines opinions accréditées pourraient avoir de décourageant pour les hardis novateurs.

A peine avait-on commencé de se mettre à l'œuvre pour l'exécution du projet dressé par M. Bouch (fig. 1, pl. A), et comportant deux grandes travées de 487^m67 (1600 pieds anglais), c'est-à-dire de la même grandeur que la travée centrale de Brooklyn, lorsque arriva la terrible catastrophe de la Tay. Sous l'impression de cet événement, on dut se demander s'il était de saison de se lancer dans pareille entreprise, alors que des travées de 75^m venaient de verser sous le vent comme un château de cartes. Les travaux furent donc suspendus. Bientôt cependant, les compagnies intéressées, — Great Northern, Midland, North Eastern et North British railway, — en présence de l'utilité majeure qu'elles voient à la traversée de l'estuaire, se sont résolues à soumettre la question à de nouvelles études; elles se sont dit sans doute que, pour le pont de la Tay, c'est aux piles défectueuses, à l'étréoussse du tablier ou à d'autres vices de construction qu'il faut imputer le désastre, et nullement à la grandeur des portées, puisqu'au détroit de Menai, à Kuilembourg, à Porto, des ouvertures deux fois plus grandes sont franchies avec succès, et que Röbbling n'a pas craint de lancer un railway sur les 250 mètres du Niagara. Plusieurs projets nouveaux viennent donc de surgir. Dans tous, ainsi qu'on le remarque à l'inspection des figures 2 à 4, pl. A, et du projet de la planche B, la portée des deux grandes travées, loin d'être diminuée, est au contraire un peu accrue; en revanche,

la hauteur des piliers ou de la superstructure au droit des piles a subi une certaine réduction. Quoique dépassant encore 100^m au-dessus de l'eau, elle renonce pourtant, avec les 168^m de M. Bouch, à dominer la pyramide de Chéops, la cathédrale de Strasbourg, la croix de Saint-Pierre de Rome, les plus orgueilleux des monuments humains. Au reste, la flèche, dans ce premier projet, était bien forte : $\frac{1}{4,6}$ environ; dans la figure 2, elle se réduit à $\frac{1}{6,5}$ et dans les figures 3 et 4 à $\frac{1}{6}$, valeurs encore supérieures aux surbaissements de $\frac{1}{10}$ à $\frac{1}{15}$ habituels dans les ponts suspendus ordinaires. Les tirants obliques divergents de la figure 1 ont disparu dans les suivantes, le projet figure 2 se bornant à chercher la rigidité dans l'emploi d'une poutre raidissante, et les projets 3 et 4 consolidant en outre l'arc lui-même, dédoublé en deux courbes entrelacées avec lattice intercalaire. Enfin, le 5^e projet, présenté par MM. Fowler et Baker, et représenté avec un peu plus de détails dans la planche B, rompt avec les types divers de ponts suspendus; et comme il arrive au minimum de dépense, c'est celui — paraît-il — qui va être mis à exécution, sous réserve des modifications de détail. Les estimations, réduites en millions de francs, sont :

	Projet fig. 2.	Fig. 3.	Fig. 4.	Planche B.
Pour le cas de double voie	46	44	42	35
Pour le cas de simple voie	35	35	33	27

Dans le dernier projet, les portées s'élèvent à 527^m30. Le système consiste en une ferme métallique rigide, de hauteur variable, cette hauteur étant la plus faible aux points d'inflexion et la plus forte au droit des piles, où elle atteint 144^m au-dessus de l'eau. Le tronçon central des travées présente la forme d'une poutre cintrée de même dimension, à elle seule, que la grande travée de Kuilembourg. Pour faire travailler tout cet ensemble absolument à la façon d'une poutre continue de hauteur variable, il eût fallu placer les chariots de dilatation sur les piles latérales; mais si faible qu'en soit le coefficient, la résistance au roulement atteindrait ici une valeur importante par l'énormité de la charge; et venant agir à un niveau inférieur à celui qu'affecte la poutre elle-même dans la région d'inflexion, elle tendrait à déformer et fatiguer cette partie faible. Les auteurs du projet ont donc pris le parti de rompre la continuité au droit du point d'inflexion A et de son symétrique dans l'autre travée. Placés à cette hauteur, les rouleaux de dilatation agiront, par leur résistance au mouvement, au niveau même de la deuxième inflexion B, ce qui supprime le danger signalé. Nous croyons

cependant qu'il sera prudent de prendre des précautions assez minutieuses, et qu'au lieu de se contenter d'un engagement court et tout à fait libre des deux fragments l'un dans l'autre, il faudra une pénétration prolongée, un emboîtement latéral précis, en un mot une sorte de joint télescopique, afin que, sous les coups de vent, le pont ne fouette pas transversalement. Sans doute, le grand tronçon central (entre le point A et son symétrique) est assimilable, en ce qui concerne cette question d'équilibre, à un pont tournant à travées égales, sur lequel la poussée du vent, théoriquement, doit s'équilibrer d'elle-même; mais pour une action de cette nature, survenant par secousses, on peut d'autant moins se borner à de simples considérations de statique, qu'il suffirait de la présence d'un train prêtant le flanc à l'ouragan, pour compromettre cet équilibre lui-même.

Quant aux fermes partielles reposant sur les piles latérales C, elles se termineront donc en A d'un côté, en D de l'autre. En ce dernier point, des rouleaux rendront la dilatation libre, et en même temps un lest de maçonnerie assurera la stabilité sous les plus grandes réactions que devra exercer, sous charge, le bec A.

Ainsi fractionné, le framework ou système résistant se présente sous des conditions assez simplifiées pour que des calculs de résistance puissent prétendre à un degré satisfaisant de certitude, surtout en ce qui concerne les fragments latéraux en forme de doubles consoles équilibrées. Quant à la partie centrale, elle fonctionne comme poutre à deux travées, appuyée au milieu et aux extrémités; or ces appuis extrêmes A ne sont pas fixes; ils sont sujets à varier de niveau, en vertu des déformations de l'armature qui les constitue. C'est là un point délicat, sur lequel les recherches théoriques devront examiner avec soin toutes les éventualités à craindre. Sous ce rapport, la réduction de hauteur vers B est favorable, en ce qu'elle prête à de petits mouvements en hauteur, sans trop de fatigue; mais encore faut-il bien y conserver de la rigidité, pour que la travée ne s'affaisse pas au passage d'un train. S'il n'y avait pas cette obligation, si, en d'autres termes, le point B pouvait être constitué en articulation, la situation de ce point serait arbitraire, comme l'est celle du point d'attache A. Celui-ci, en effet, grâce à l'amarrage en D, demeure soutenu sous l'action des surcharges, tandis que B, supposé privé de rigidité ainsi que son symétrique dans l'autre travée, ne resterait ferme que sous l'action du poids mort ou de certaines surcharges équilibrées¹. Le plus convenable, sans doute, c'est de placer le minimum de hauteur ou de rigidité de la ferme au point d'inflexion propre à la charge permanente; il faut dès lors calculer ce dernier point, en tenant compte de la déformation du système, ainsi que de l'abaissement de flexion de l'appui A. Les auteurs du projet se sont-ils livrés à cette recherche théorique? Il semblerait plutôt qu'ils se soient bornés à prendre pour guide la symétrie des figures. Dans le cas d'une poutre droite et d'appuis fixes, les points d'inflexion seraient beaucoup plus rapprochés des piles.

Les pièces ponctuées E, F, G, H, K ne figurent pas dans les dessins de M. Baker, mais on serait tenté de les ajouter, afin de compléter le lattice et d'empêcher que l'arc inférieur ne plie sous la pression d'un montant non soutenu par un tirant. Toutefois M. Baker explique qu'à son point de vue le montant

¹ Voir la note rectificative en post-scriptum, à la fin de l'article.

en question n'est pas comprimé et n'entre pas dans le réseau général: ce serait une simple aiguille de suspension accessoire soutenant (par tension) le tronçon d'arc et le tablier.

A l'examen du plan et des coupes, on remarquera comment le tablier, en vue de la stabilité latérale, se trouve rélargi d'une manière progressive vers les piles. M. Baker a calculé que le basculement ne pourrait se produire que sous une intensité de vent de 975 kil. par mètre carré, tandis que les plus forts ouragans n'ont jamais été évalués au-dessus de 300 ou 350 kil. En vertu d'un fruit prononcé donné aux plans des lattices, la largeur diminue de 30^m48 à la base à 9^m14 au sommet.

Un détail digne de remarque, c'est la forme de section attribuée à l'arc inférieur des grandes armatures, ainsi qu'aux étais principaux butant contre les piles. Ces pièces sont des tubes cylindriques, forme la mieux appropriée de toutes au travail par compression, et qui, sans aucun doute, au lieu d'être si rare dans les ponts métalliques, s'y trouverait largement appliquée, n'étaient les complications de l'assemblage aux points de réunion d'un certain nombre de barres ainsi formées. Toutefois, une difficulté de cette nature, si elle rebute dans des ouvrages ordinaires, se surmonte plus aisément, disparaît même dans un grand travail où l'assemblage, à lui seul, devient une pièce d'importance et comporte de nombreux éléments, susceptibles de se plier sans trop de déchet et de main-d'œuvre à des formes voulues. On peut même se demander pourquoi, au Forth, on n'assignerait pas encore la même forme à tous les montants verticaux soumis à compression. L'arc tubulaire devra évidemment être renforcé de solides diaphragmes et nervures intérieures, particulièrement au droit des attaches du lattice, de manière que les tiraillements se répartissent sur tout le contour de la section. Le diamètre varie de 3^m65 aux retombées à 1^m52 vers les sommets aboutissant aux points d'inflexion du système général. Les grands étais sur les piles ont un diamètre constant de 3^m65; peut-être serait-il logique également de les rétrécir un peu au faite, en raison de l'influence de leur propre poids; de ce chef, en effet, des pièces de fer ou d'acier de 100^m de haut travailleraient à 0^k78 de plus par mm² à la base qu'au sommet, dans l'hypothèse de section constante. Pour des tirants c'est en haut au contraire que serait la section dangereuse. Ces considérations, négligées à l'ordinaire, viendront s'imposer à l'attention dans des études aussi grandioses que celle-ci.

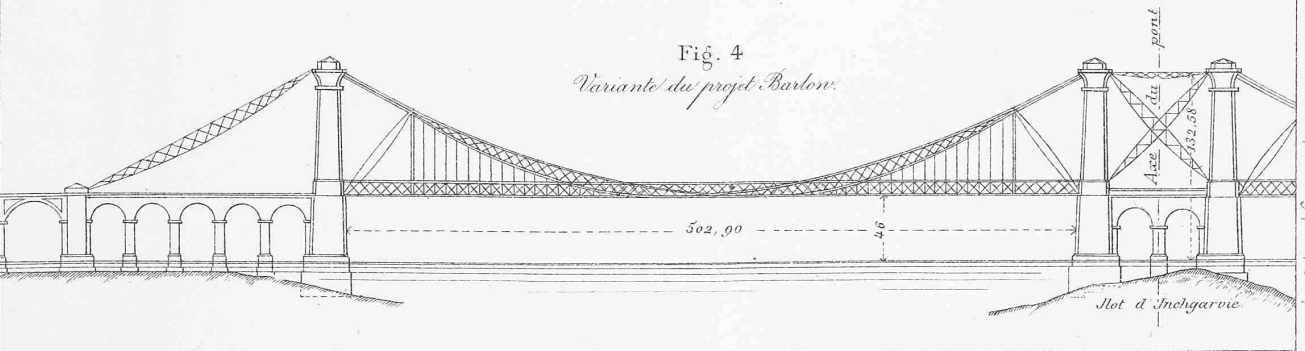
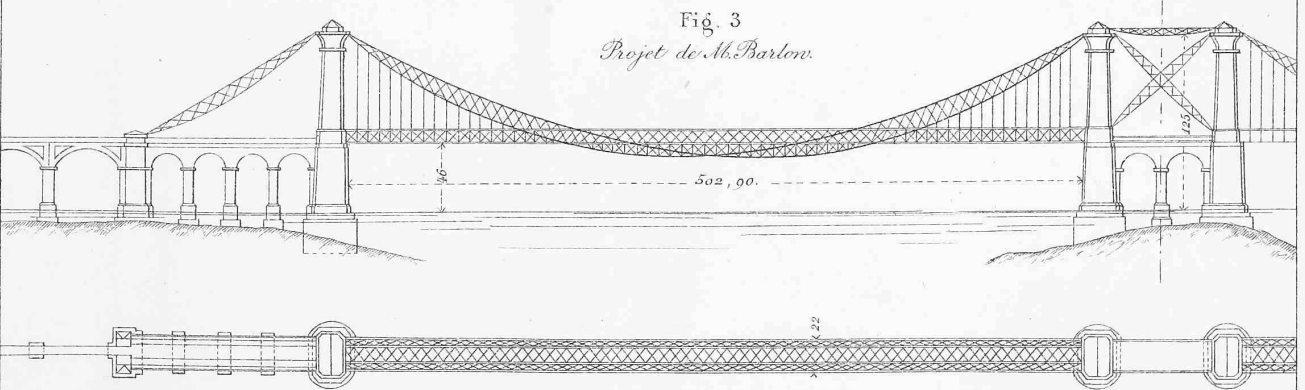
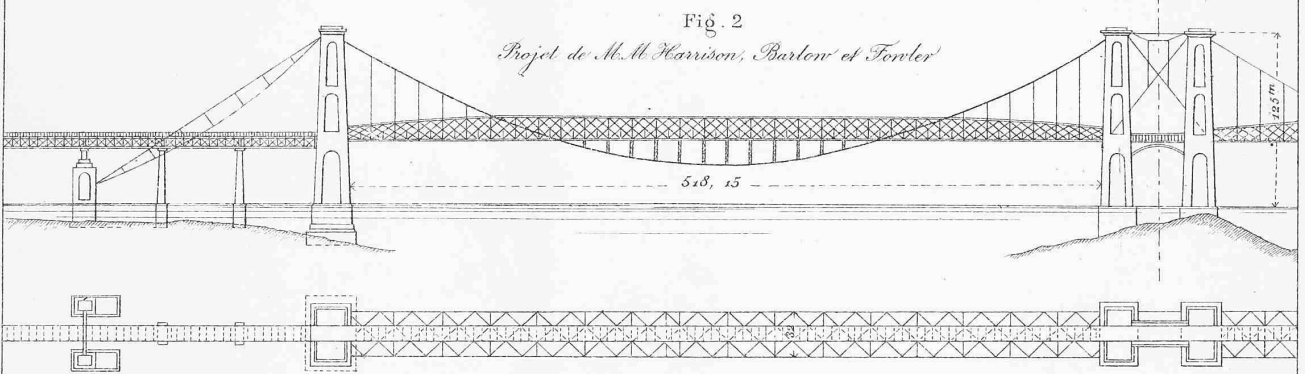
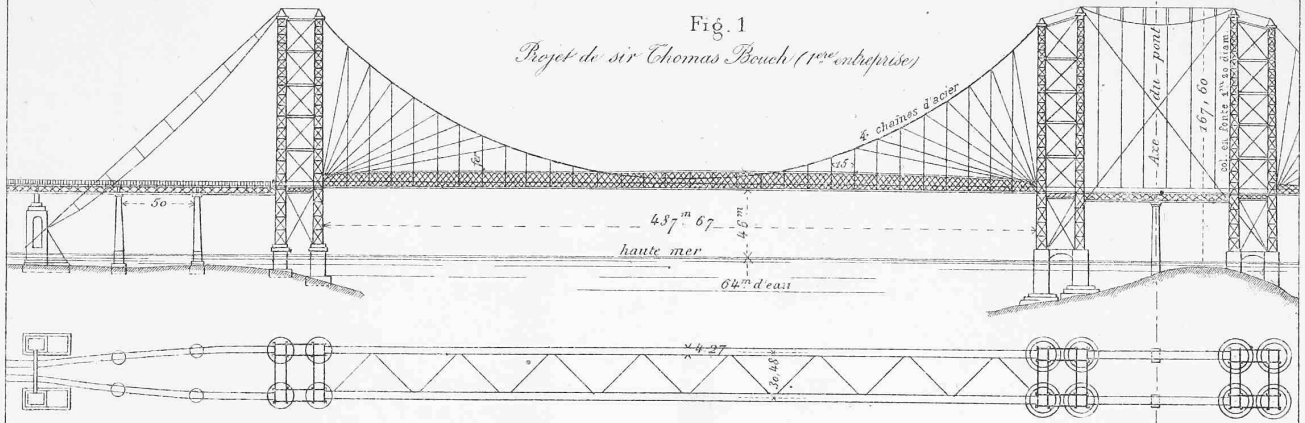
L'ouvrage doit s'exécuter avec la qualité d'acier en usage dans les constructions navales, c'est-à-dire possédant une résistance à rupture de 45 à 50 kil. par mm². Sous une surcharge roulante totale de 3550 tonnes, étendue sur une travée de 527^m (ou une charge moitié moindre en cas de réduction à voie unique), le métal travaillera à 10^k par mm².

Quant au montage en place des grandes carcasses métalliques, il s'effectuera d'après le principe des consoles équilibrées, c'est-à-dire en s'avancant symétriquement des deux côtés de chaque pile, sans autre échafaudage en rivière qu'une estacade de 45^m adossée aux piles latérales, du côté de la rive, dans le but d'augmenter l'assiette durant les opérations en porte-à-faux. La poutre cintrée de 152^m occupant le centre des travées sera amenée flottante et levée par des presses hydrauliques¹. Dans le détail cependant, il faut s'attendre à devoir faire usage

¹ Voir le post-scriptum à la fin de l'article.

PONT SUR LE FORTH

PROJETS À CHAINES DE SUSPENSION Ech. $\frac{1}{4600}$



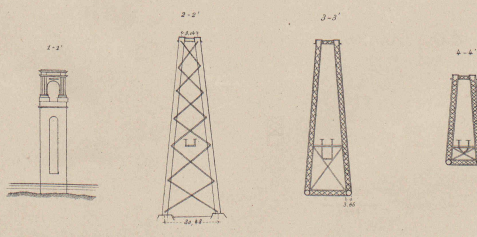
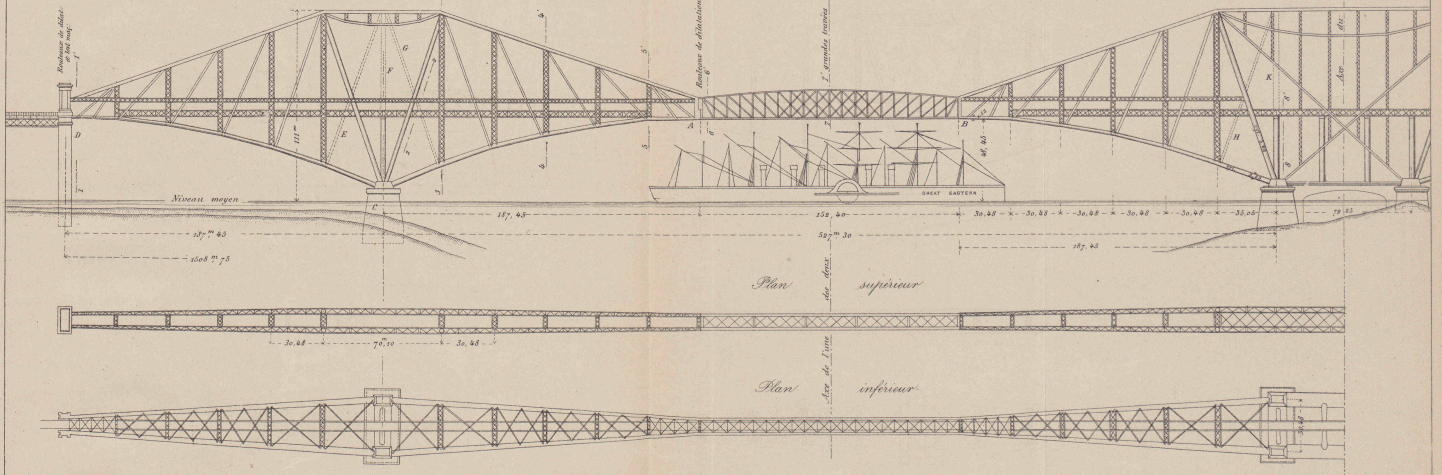
Extrait des diagrammes annexés au Rapport de M. M. Harrison, Barlow et Fowler, en date du 4 Mai 1881.

Seite / page

24(3)

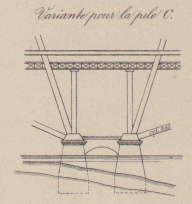
leer / vide /
blank

Projet de M. M. Fowler et Baker.



Sections transversales.

Echelle de 1/2000



Seite / page

leer / vide /
blank

de charpentes et de câbles de soutien d'une certaine importance; il est clair qu'on n'érige pas sans de puissants appareils des tours penchées métalliques de 100^m de hauteur; et pour ce qui concerne la partie à flotter, quelque légère qu'elle puisse être, comparée aux tubes de Britannia, — ce coup d'essai de Robert Stephenson, — on peut prévoir que l'opération ne laissera pas d'être délicate, s'accomplissant au milieu des eaux et depuis des extrémités de carcasses en porte-à-faux, au lieu de l'être des piles mêmes, prêtant, en cas d'accident, de fermes appuis de sûreté. Rappelons à ce propos que la contiguïté des maçonneries, leur confectionnement complémentaire effectué au fur et à mesure du levage des tubes, ne furent point de superflues garanties à Britannia, puisqu'un cylindre de presse éclata.

Dans l'œuvre du pont sur le Forth, la théorie aura tout à dire. C'est par elle essentiellement, en envisageant le problème de la manière la plus approfondie et sous toutes ses faces, que les promoteurs de l'entreprise affermiront leur propre confiance et la feront partager. Sans contester que des résultats d'essais directs sur des modèles réduits puissent présenter peut-être quelque intérêt, nous les croirions pourtant, dans l'espèce, d'assez minces arguments; attendu que ce qui pourrait ici laisser planer des craintes, ce ne sont guère les questions d'agencements ou de formes; c'est avant tout l'énormité des dimensions.

L'abandon des types à suspension, la préférence donnée à un réseau rigide ne doivent pas trop étonner. Le pont suspendu, appliqué à un railway et à d'immenses portées, doit nécessairement se compléter par des artifices ou des organes auxiliaires qui le rendent rigide. Il tend à perdre dès lors son privilège de légèreté et d'économie; et c'est ce que les chiffres d'estimation relatés plus haut mettent en évidence pour les études de pont sur le Forth; et cela, bien que l'armature principale, — la chaîne, — ait été calculée à raison d'un effort de 15 à 16 kil. par mm², tandis que dans le projet Fowler et Baker les fermes ne doivent travailler qu'à 10 kil. Or, que ce soit à des poutres raidissantes, que ce soit à des tirants obliques ou à des étré-sillonnements de chaînes que s'emprunte la rigidité auxiliaire, toujours est-il que ces expédients prêtent à l'objection inhérente à l'accouplement de deux organes résistants dissemblables. Comment démêler, dans un pont suspendu que déforment fortement les variations de la température, quelle est au juste la fatigue de la poutre raidissante, et comment garantir qu'elle ne franchira pas sa propre limite de sécurité? Il semble qu'à certains égards, au lieu d'un partage harmonique de fonctions, on détermine une cause spéciale de perturbations, en sorte que l'annexion de la poutre auxiliaire doit avoir pour corollaire un renforcement des tiges suspensives, soumises à de plus rudes assauts. Il vaudrait mieux, au point de vue de la dilatation, couper la poutre en son milieu, la munir d'une articulation centrale; mais avec les deux travées du Forth, le raidissement complet devait séduire, comme dispensant d'un haubannement spécial, destiné à empêcher que l'une des travées ne s'affaisse d'une manière exagérée à la faveur du relèvement de l'autre.

Où git en définitive la condition de légèreté des ponts suspendus ordinaires, abstraction faite de l'hypothèse d'emploi d'un métal plus résistant? Essentiellement dans le fait qu'on a banni les compressions, en renonçant à la rigidité et en rejetant

en arrière des piliers, sous forme de tirants de retenue, une certaine quantité de métal qui, maintenue sur la portée même, eût pris la forme d'un arc ou d'une membrure sous pression. Par cet artifice, le système échappe aux sujétions de raidissement qui s'imposent aux longues pièces comprimées.

Mais du moment qu'on a la prétention de raidir un pont suspendu, il ne lui reste d'autre privilège que celui qu'il peut tirer de l'emploi de fils travaillant à 18^k, par exemple comme à Fribourg, tandis que les ponts en tôle ne sont généralement calculés qu'à 6^k par mm². Otez ce dernier avantage; supposez que les ponts de tout système viennent à se construire avec une même qualité d'acier; il ne sera dès lors plus question de ponts suspendus, hors ces deux cas très exceptionnels: celui de portées absolument excessives, et celui où la présence de hauts rochers fournirait des amarrages économiques, en supprimant l'obligation d'établir des piliers supérieurs et d'y infléchir les chaînes, pour les prolonger en tirants de retenue. Quant au cas de travées multiples, il sera aussi bien mis à profit par la continuité, pour des poutres, que par la retenue mutuelle pour des câbles de suspension.

La réserve que nous venons d'énoncer en ce qui concerne les ouvertures exagérées se motive par le fait qu'alors le système suspensif regagnerait l'avantage et finirait même par demeurer seul possible, en raison de ce que ses piliers et ses retenues ne grèvent pas de leur poids le chargement même du câble.

En fait, c'est à la condition de rigidité des pièces comprimées qu'il faut attribuer l'influence prédominante dans la valeur propre aux divers systèmes de ponts métalliques; et comme elle n'est guère exprimable par des lois mathématiques suffisamment simples, des comparaisons générales sont difficiles à faire. Cette influence écartée, on serait conduit à reconnaître théoriquement que c'est la hauteur avant tout qui importe, beaucoup plus que les formes des systèmes; que du moins, parmi les types imaginables, les plus simples sont généralement les meilleurs; que, par exemple, à hauteur égale, la poutre droite en treillis à 45° l'emporte sur le bow-string, ainsi que sur les poutres armées américaines de Bollman et de Fink, mais qu'elle est inférieure à la poutre à âme pleine¹. C'est pour celle-ci surtout que la question de raideur est au plus haut point onéreuse; la multiplicité des couvre-joints et des nervures dont la paroi pleine doit être armée la font rejeter pour les grandes hauteurs, chose heureuse du reste au point de vue de l'aspect.

A entendre parler de projets de travées de 500 mètres, plusieurs sans doute se demanderont si la puissance théorique du métal va seulement jusque-là; car enfin, avec un rapport donné de la résistance à la densité, toute matière peut finir par plier sous son propre poids, et M. Collignon a donné un calcul en vertu duquel une poutre droite évidée en fer, avec hauteur réglée au $\frac{1}{10}$ de l'ouverture, ne pourrait franchir, au taux de 6^k par mm², 227 mètres de portée; le poids devenant infini à cette limite, en sorte qu'en pratique il faudrait même se tenir bien au-dessous. A cette objection pourtant il y a plusieurs choses

¹ C'est par inadvertance que M. Lévy a prétendu que la poutre pleine, ayant des fibres soi-disant neutres, était *théoriquement* inférieure aux frameworks. L'âme pleine, théorique, solidarise les deux semelles à moitié moins de frais que ne le fait un treillis; elle fournit même, en outre, un certain contingent au moment de résistance.

à répondre. D'abord, si, comme au Forth, on fait emploi de métal travaillant à 10^k , la limite ci-dessus monterait à 380^m ; ensuite, elle pourrait être doublée en cas d'encastements parfaits, la poutre étant d'égale résistance; enfin, pourquoi se lier à une hauteur préconçue? S'il y a des proportions architectoniques d'une certaine fixité en ce qui concerne la pierre, matière aux formes massives, qui fatigue surtout sous l'effet de son propre poids, il est loin d'en être de même à l'égard des ouvrages métalliques; il serait absurde de traiter sur le même pied une poutre de passerelle légère et la poutre d'un railway à lourd trafic. L'art véritable ne s'embarrasse pas de règles factices qui, loin de paraître en auxiliaires, en manifestatrices du but atteint, ne serviraient qu'à le contrarier. Mettons-nous donc au large à cet égard!

Nous pouvons représenter par $p_0 = Kpl \frac{l+3h}{7700h}$ le poids par mètre d'une poutre en treillis d'égale résistance, de hauteur h constante, de portée l entre appuis simples, et travaillant à 10^k par mm^2 sous une charge uniforme p ; l'estimation enfin étant amplifiée par l'application d'un coefficient arbitraire K , plus grand que l'unité, en vue des couvre-joints et autres accessoires pratiques. Comme la charge p se compose du poids propre p_0 lui-même et du poids donné p_1 des autres pièces du pont jointes à la surcharge d'épreuve, on déduit de là $p_0 = Kp_1 l \frac{l+3h}{7700h - Kl(l+3h)}$ en fonction de la constante p_1 . La limite de portée sera la valeur de l qui, annulant le dénominateur, rendrait p_0 infini. Sans doute, il ne serait point admissible de faire croître h indéfiniment, ni de le laisser devenir plus grand que l , car alors le système ne rentrerait plus dans celui d'une poutre à treillis; mais, par exemple, avec $h = \frac{l}{3}$ et $K = 1,4$, la portée limite atteindrait 917^m .

Mais la rigidité? Si elle n'est pas déjà assurée par une valeur suffisante attribuée à K , admettons que nous n'ayons formé qu'un tissu filamenteux, instable sous les compressions: rien n'empêche de lui juxtaposer par la pensée un certain nombre d'autres réseaux identiques, puis de les étréssillonner ou de les souder entre eux jusqu'à ce qu'on obtienne un tout suffisamment rigide. Cette conception revient à prendre d'emblée p_1 assez grand, chose permise, du moment que ce n'est pas une question d'économie, mais de possibilité théorique qui est en cause.

Mais encore, dans ce système de tiges aux dimensions démesurées, chacune d'elle va devenir comme une tour ou une poutre immense, pliant sous son propre poids? Nous voilà renvoyés de la limite d'un assemblage d'éléments à la limite de l'élément lui-même: qu'à cela ne tienne! L'élément s'allongera lui-même dans de vastes proportions si, à sa forme prismatique, on substitue une forme profilée suivant la loi d'égale résistance qui lui est propre. Par cet artifice, une tige verticale chargée d'un poids donné peut s'élever jusqu'aux nues. Consolider ainsi individuellement chaque pièce contre elle-même, ce sera sans doute une cause nouvelle de surcharges croissantes, ainsi que de complications dans le problème: nous en serons quitte pour rabattre quelque chose sur la limite ci-dessus posée.

Au surplus, est-ce bien dans la nature physique, dans la résistance du métal, que réside la cause primordiale de l'infirmité? ne serait-elle pas dans l'ouvrier, bien plus que dans la

matière à mettre en œuvre? La première limite pratique, c'est la mise au levage, l'échafaudement, la puissance opératoire; c'est la tour de Babel, c'est-à-dire la plus haute construction humainement réalisable. L'écorce terrestre nous enchaîne à sa surface, bien qu'il nous soit loisible d'y serpenter. Si nous admettons, par exemple, que la hauteur h de nos ouvrages n'arrivera jamais à dépasser les 150^m de la grande pyramide, la formule ci-dessus assignera la portée limite de 568^m si $K = 2$, ou de 873^m si K pouvait se réduire à l'unité. Il resterait donc quelque marge pour dépasser encore la hardiesse anglaise ou américaine, du moins avec le concours des encastements.

D'ailleurs, ainsi que nous l'avons indiqué, il faudrait en revenir aux chaînes de suspension en cas de portée tout à fait excessive. Une chaîne d'égale résistance, travaillant à 10^k , atteindrait la limite de 1190^m avec des piliers arrêtés à 150^m de hauteur. L'avantage deviendrait plus sensible en admettant que ces piliers, comme constructions isolées, établies sur terre ferme, puissent comparativement s'élever plus haut qu'une poutre jetée sur le vide.

En donnant aux fermes de leur projet une hauteur maximale égale au $\frac{1}{5}$ de l'ouverture, proportion de grandeur inusitée, MM. Fowler et Baker ont fait preuve de sagacité. C'est avec raison, d'ailleurs, qu'ils se hâtent de faire décroître cette hauteur en s'avançant vers les points d'inflexion. Quant aux détails du projet, ils prêteront sans doute à bien des études et des remaniements avant que l'œuvre s'achève; rien ne sera plus instructif à suivre, et le génie civil du monde entier applaudira lorsqu'il lui sera donné de contempler, parvenue à bonne fin, cette imposante construction.

Post-Scriptum. Ayant soumis à M. Baker une épreuve des pages qui précèdent, nous recevons de lui la rectification suivante concernant le point d'inflexion B. Ce point n'est pas rigide comme nous l'avions pensé, mais mobile à la manière d'une articulation. Sa position devient conséquemment arbitraire. Pour s'expliquer, dans cet arrangement, la stabilité du système, il faut considérer que la pile centrale, au lieu de se réduire à un point d'appui unique, est en réalité une pile double présentant assez d'assiette pour parer aux inégalités de chargement des deux travées adjacentes. Dans cette conception, il faudra, envisager sévèrement tous les dangers d'équilibre, soit dans le sens vertical sous les surcharges en mouvement de trépidation, soit dans le sens latéral sous l'effort des rafales. Moyennant cela, il y aura assurément un grand avantage de gagné: les grandes carcasses métalliques, outre qu'elles présentent dans leurs linéaments un réseau fort simple, seront toutes à déformation indépendante; c'est une garantie de certitude majeure dans les résultats des calculs, chose particulièrement importante pour un projet pareil.

Une autre observation de la lettre de M. Baker porte sur le mode de levage du morceau central des travées. L'auteur du projet inclinait maintenant à abandonner l'idée du flottage; il étudie un montage en place, en porte-à-faux, de chacune des deux moitiés de cette pièce centrale, provisoirement boulonnée d'une façon rigide aux jointures A. et B. Il est alors probable, si ce système est adopté, que la longueur de 152^m , sera réduite à 122^m , les grandes carcasses étant allongées en conséquence.

Enfin M. Baker annonce que, dans une récente assemblée, les compagnies de chemins de fer ont à l'unanimité adopté le projet à armatures rigides et écarté les systèmes à suspension. Les auteurs sont invités à soumettre leurs plans définitifs, avec études de détails, à l'approbation des conseils d'administration, au 30 septembre de cette année.

NOTICE SUR LE CHAUFFAGE

par M. J. SAMBUG.

I. ABANDON DES CHAUFFAGES CENTRAUX DITS « DE CAVE. »

Il est avéré que les chauffages centraux à air chaud sont tombés en discrédit à cause des nombreux échecs auxquels ils ont donné lieu. Ces échecs sont naturellement attribués dans le public au système, tandis qu'en réalité ils proviennent de leur construction ou de leur installation défectueuse.

Pour obtenir avec un chauffage central à air chaud, par n'importe quel vent, un résultat satisfaisant, il faut une entente parfaite des lois de la physique, jointe à une étude consciencieuse et approfondie des circonstances locales dans lesquelles on se trouve.

Or c'est ce que l'on rencontre rarement, les installateurs se contentant généralement d'appliquer un appareil qu'ils ont éprouvé ailleurs, en proportionnant sa dimension au cube à chauffer et sans tenir compte des courants d'air, ni de la disposition des pièces, ni de tant d'autres circonstances qui influent sur le résultat.

Les chauffages centraux à vapeur ou à eau chaude ou surchaude donnent en général de beaucoup meilleurs résultats, tant au point de vue de l'égalité de la température que de la salubrité, mais ils sont tellement dispendieux surtout en tenant compte des installations spéciales qu'ils nécessitent pour la ventilation, que l'intérêt du capital absorbe souvent l'économie de main d'œuvre et de combustible réalisée sur les anciens modes de chauffage. Leur entretien est aussi plus coûteux. Quand à l'économie de combustible que les chauffages centraux sont censés donner, elle n'existe pas, au contraire, les chauffages centraux consomment plus de combustible pour le même local que les chauffages locaux, par la raison :

1° Qu'une bonne partie de la chaleur qu'ils produisent est absorbée par les enveloppes en maçonnerie et les canaux d'air chaud, et ne sert qu'à chauffer la cave ?

2° Qu'une autre partie de la chaleur produite est perdue par la ventilation, puisque l'air employé à la ventilation est préalablement chauffé par le calorifère et s'échappe dans la cheminée d'appel à la température de la salle, soit à une température supérieure à celle qu'il avait en entrant dans le calorifère.

Cependant les chauffages à eau chaude et à vapeur jouissent maintenant d'une grande faveur, grâce aux perfectionnements qui ont été réalisés ces dernières années dans leur construction. C'est ainsi que deux grandes écoles neuves à Bâle ont été pourvues à grands frais de ces chauffages, comme nous le verrons plus loin, et le nouvel édifice de la poste dans la même ville a été muni d'un système également très apprécié actuellement et plus nouveau : « Les poêles d'eau chauffés par la vapeur ! »

Telles sont les raisons principales pour lesquelles les chauffages

centraux et notamment ceux à air chaud sont tombés en discrédit, et pourquoi on leur préfère souvent maintenant les chauffages locaux.

II. PAR QUOI LES REMPLACER ?

Mais dans cette réaction assez justifiée contre les chauffages centraux, il faut faire attention de ne pas perdre le bénéfice des progrès réalisés par leur moyen au point de vue de la ventilation et par suite de la salubrité.

a) Poêles en faïence.

Or c'est ce qu'on fait quand on retombe purement et simplement dans les chauffages primitifs avec les poêles.

Ces derniers en effet suffisent à peine à chauffer, à grands frais, des locaux privés de toute ventilation. Il faut donc là où on les applique, renoncer de nouveau à la ventilation. Ils constituent en outre le mode de chauffage le plus coûteux et le plus irrationnel que l'on puisse imaginer, vu qu'à surface de chauffe égale le poêle de faïence absorbe et transmet trois fois moins de chaleur que celui en métal.

Comme on ne peut d'ailleurs y brûler que du bois et que celui-ci est au moins deux fois plus cher à chaleur égale que le coke ou la houille, la quantité de chaleur utilisée par les poêles en faïence coûte au moins trois fois plus cher que celle utilisée par les poêles métalliques dits « calorifères. »

D'ailleurs, dans des locaux un peu vastes, ils deviennent complètement insuffisants, même sans ventilation.

b) Cheminées.

Quant aux chauffages par les cheminées, ils sont certainement les plus sains à cause de la ventilation énergique qu'ils provoquent; mais non seulement ils sont très dispendieux, puisqu'ils n'utilisent que les 15 % de la chaleur produite pour les cheminées ordinaires et les 30 à 35 % pour celles munies d'appareils perfectionnés, mais encore ils sont complètement insuffisants pour chauffer des locaux de grandeur moyenne.

Comme actuellement on construit pour les écoles et les hôpitaux des salles vastes et bien aérées, afin de satisfaire aux exigences de l'hygiène, il faut des appareils de chauffage beaucoup plus puissants que les antiques cheminées ou les poêles en catelle au bois; et si, pour les raisons citées plus haut, on ne veut pas avoir recours aux chauffages centraux, il faut en tout cas appliquer des appareils de chauffage perfectionnés qu'on appelle « calorifères. »

c) Appareils de chauffage perfectionnés appelés calorifères.

Il y a beaucoup d'espèces de « calorifères; » nous allons passer en revue les principaux, et essayer de faire un choix judicieux entre eux.

Les principaux calorifères connus jusqu'à ce jour chez nous sont : les *Irlandais*, les *Meidinger*, les *Phénix*, les *Américains*, les *Alsace*, les *Moscou* et les *Viennois*.

Pour faire un premier choix entre eux il faut ramener d'abord tous ces systèmes à trois types principaux : ceux *tout en fonte*, ceux *en fonte ou en tôle entièrement garnis de briques réfractaires* et ceux dont le *foyer seulement est garni en briques réfractaires*.