Note sur quelques travaux de consolidation de ponts métalliques

Autor(en): **Schoulepnikow, N. de**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Bulletin technique de la Suisse romande**

Band (Jahr): **28 (1902)**

Heft 14

PDF erstellt am: **06.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-22865

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.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

28me Année. 20 Juillet 1902. N° 14.

Bulletin technique de la Suisse romande

ORGANE EN LANGUE FRANÇAISE DE LA SOCIÉTÉ SUISSE DES INGÉNIEURS ET ARCHITECTES. — Paraissant deux fois par mois.

Rédacteur en chef : M. P. HOFFET, professeur à l'Ecole d'Ingénieurs de l'Université de Lausanne.

SOMMAIRE : *Note sur quelques travaux de consolidation de ponts métalliques*, par M. N. de Schoulepnikow, professeur, Lausanne. — **Divers** : Constructions en béton armé. Rapport des experts sur l'accident de l'Æschenvorstadt, à Bâle (suite et fin). — Concours de plans pour le nouveau collège de la Tour-de-Peilz. —Tunnel du Simplon. Etat des travaux en juin 1902. — L'incendie de la gare de Berne. — Association des Anciens élèves de l'Ecole polytechnique fédérale de Zurich. Programme de la XXVIIme Assemblée générale.

Note sur quelques travaux de consolidation de ponts métalliques.

Depuis l'entrée en vigueur, il y a une dizaine d'années, des nouvelles prescriptions relatives au calcul des ponts métalliques, on a été obligé de soumettre ces ouvrages à une vérification théorique ou pratique. Il fallait, en effet, reconnaître s'ils étaient capables de supporter, dans des conditions satisfaisantes, les surcharges majorées circulant à des vitesses toujours croissantes. Plusieurs de ces constructions, dont la stabilité était insuffisante, ont été remplacées, d'autres simplement renforcées.

Le renforcement d'un pont à travées isolées peut se faire en ajoutant des fers supplémentaires à leurs membrures et barres de treillis. Les ingénieurs qui ont eu à s'occuper d'un travail de ce genre savent combien cette opération est délicate. Il faut en effet supporter la travée par un échafaudage ; annuler la flèche due à la charge permanente ; couper un certain nombre de rivets, ce qui a l'inconvénient d'ovaliser leurs trous, etc. La circulation est en tout cas gênée et ne peut se faire qu'à petite vitesse.

Il semble donc préférable, quand on le peut, d'avoir recours à l'addition d'une armature extérieure, formant troisième membrure de la poutre. La solution est sans doute peu esthétique et, comme le dit très bien M. Gaudard[1] dans son style imagé : le pont n'a plus que « l'élégance d'un éclopé, ferme sur ses béquilles et ne craignant point de les exposer aux regards, en témoignage de sa vaillance recouvrée ». Pour la majorité des ponts qui ne sont pas destinés à être vus, nous avouons que cette considération ne nous paraît pas d'une importance capitale. C'est le cas notamment des ponts de chemin de fer, ceux précisément qui ont eu le plus besoin d'être renforcés et dont la plupart, situés loin de tout centre habité, ne sont pas exposés aux regards du public.

L'addition d'une armature pourra être faite, soit à la partie supérieure des poutres, soit à leur partie inférieure, suivant la position de la voie.

C'est de cette manière qu'ont été renforcés, entre autres, certains ponts de la ligne du Gothard entre Luino et Bellinzone et ceux de la ligne du Cenere. Nous trouvons à ce sujet dans la *Schweizerische Bauzeitung*[1], sous la signature de M. Lubini, ingénieur des ponts du Gothard, un article très intéressant auquel nous empruntons les renseignements et figures suivants.

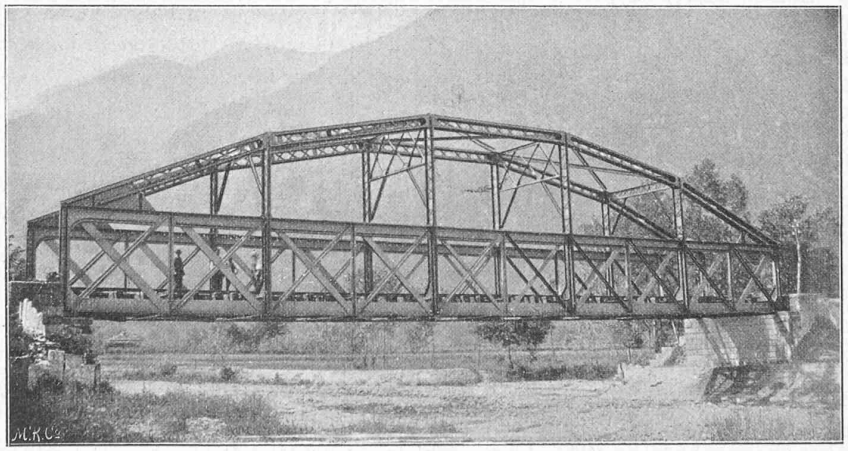

Fig. 1. — Pont de Trodo renforcé.

La fig. 1 nous montre une vue du pont de Trodo renforcé et nous estimons, pour notre part, que son aspect n'a rien de déplaisant, grâce peut-être, à la forme parabolique de l'armature. Cet ouvrage, à poutres parallèles de 3m,38 de hauteur, avec treillis en croix de St-André et montants a 35 m. de portée théorique. La voie est à la partie inférieure du tablier.

Le calcul statique avant le renforcement a donné les résultats suivants en tonnes par centimètre carré :

	Travail réel.	Travail admissible.	Excédent.
Barres comprimées (flambage) .	0.65	0.55	18 %
Membrure supérieure	1.01	0.75	35 %
Membrure inférieure	1.11	0.75	48 %
Barres tendues	0.90	0.75	20 %

[1] *Croquis de Ponts métalliques*, page 140.

[1] *Schweizerische Bauzeitung*, tome 37, nos 3 et 4.

Le pont fut renforcé au moyen d'un arc parabolique supérieur ; la membrure correspondante en forme le tirant ; le travail de cette membrure à la compression se trouve ainsi considérablement atténué.

L'ensemble de la construction constitue un système statiquement indéterminé.

Le calcul se fait de la manière suivante d'après Müller-Breslau ; on a :

Pour la membrure supérieure $M_{ox} = M_x - H\,(y_1 + h)$

Pour la membrure inférieure $M_{ux} = M_x - Hy_2$

où M_{ox}, M_{ux} sont les moments des membrures avant le renforcement, M_x ces moments après le renforcement dans une section quelconque xx', H la poussée horizontale de l'arc, y_1 et y_2 les ordonnées de la parabole, h la hauteur de la poutre (fig. 2).

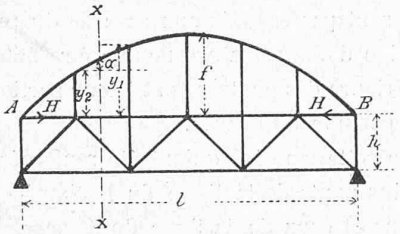

Fig. 2.

Pour les efforts tranchants on a :

$$Q = Q_x - H tg\alpha.$$

Q_x étant cet effort pour le pont non armé, α l'angle d'inclinaison de la parabole sur l'horizontale.

La seule inconnue dans ces trois formules est la valeur de la poussée horizontale H. On peut la déterminer exactement au moyen de la théorie générale de l'élasticité. Müller-Breslau donne, dans ce but, une méthode approchée dans laquelle il remplace la ligne d'influence des poussées H par une parabole. Cette courbe remplit la condition que la surface qu'elle enveloppe (surface d'influence) est égale à celle de la véritable ligne d'influence. Dès lors sa flèche aura pour expression :

$$Z = \frac{3\,Pl}{16\,f} \times v$$

P est le poids du mobile qui se déplace, pris en général égal à l'unité,

$$v = \frac{f\,(F_u + F_o) + 1.25\,(h_u F_u - h_o F_o)}{f\,(F_u + F_o) + 2.5\,(h_u F_u - h_o F_o) + \frac{15}{8f}(h_u^2 F_u + h_o^2 F_o) + \frac{15\,h^2}{8f}\left(1 + \frac{16\,f^2}{3\,l^2}\right)\frac{F_u\,F_o\,E_s}{F_b\,E_f} + 80\,\frac{h^2\,\lambda f^2}{l^4} \times \frac{F_u\,F_o\,E_s}{F_2\,E_f}}$$

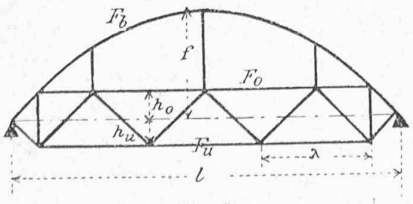

Fig. 3.

La fig. 3 donne la signification des lettres. E_s et E_f sont les modules d'élasticité du fer soudé et du fer fondu.

Dans le cas du pont de Trodo on a :

$$h_u = h\,; \qquad h_o = 0\,; \qquad F_o = F_u = F$$

soit la section moyenne brute de la membrure.

Nous aurons donc, en négligeant le terme peu important provenant de la déformation des montants de l'arc :

$$v = \frac{2f + 1.25\,h}{2f + 2.5\,h + \frac{15}{8}\,\frac{h^2\,E_s}{f\,E_f}\left[1 + \left(1 + \frac{16\,f^2}{3\,l^2}\right)\frac{F}{F_b}\right]}$$

Cette parabole ou ligne d'influence une fois connue, servira à déterminer la valeur de H pour toute position d'un train quelconque.

La fig. 4 donne les cotes d'établissement de l'armature, qui se compose de quatre fers en Z type NP 20. Les montants, formés de quatre cornières de 80 × 80 × 10, embrassent les membrures et descendent ainsi jusqu'au bas de la poutre.

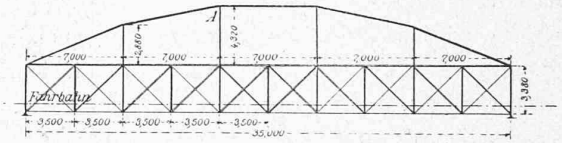

Fig. 4.

Pour que l'armature travaille d'une façon satisfaisante, il faut lui donner une certaine tension initiale et lui faire porter ainsi une partie du poids propre du pont. Dans ce but on mit en place en premier lieu les montants, laissant l'arc libre à ses extrémités en A et B (fig. 2). On put ensuite installer sans difficulté un verrin hydraulique sous l'axe de chaque poutre et annuler leur flèche de 8 mm. On riva les extrémités de l'arc en A et B et, après avoir enlevé les verrins, on put constater que la flèche due au poids mort n'était plus que de 3 $^1/_2$ mm. Le travail au centre de l'arc, mesuré par un appareil Fränkel, était de 0,13 T par cm². Au moment des épreuves, effectuées le 3 août 1898, cette tension s'éleva à 0,44 T par cm² tout compris. Les efforts trouvés dans les membrures supérieures et inférieures étaient respectivement de 0,12 T et 0,21 T. La flèche au milieu de la travée, résultant du passage lent du train d'épreuve, était de 10 mm. au lieu de 22 mm. avant le renforcement.

Ce travail, exécuté en régie, revint à 19,400 francs et exigea l'emploi de 28 tonnes de fer fondu.

Le deuxième exemple, tiré encore du mémoire de M. Lubini, est celui du renforcement du pont de Torino (ligne du Cenere) au moyen d'une armature inférieure (fig. 5).

Ce pont, de 25 m. de portée à voie supérieure, comprend deux poutres de 2^m,50 de hauteur écartées de 2^m,20 d'axe en axe. Les traverses reposent directement sur la membrure supérieure et, pour certaines d'entre

elles, en dehors des nœuds de la poutre ; cette disposition défectueuse entraîne la production de moments fléchissants supplémentaires dans la membrure.

Les calculs donnaient, avant le renforcement, les efforts suivants en tonnes par centimètre carré :

	Traction ou compression	Flexion	Travail admissible	Excédent
Membrure supérieure . . .	0.90	0.29	0.74	61 %
Membrure inférieure . . .	0.95	—	0.74	28 %
Barres comprimées, flambage .	0.75	—	0.56	25 %

L'application de l'armature a pour effet de soulager principalement la membrure inférieure, dont l'effort de traction est atténué par la compression produite par l'arc. Les culées ne permettant pas de relier l'arc aux extrémités de la poutre, l'assemblage se fit au nœud le plus voisin. Les panneaux extrêmes des membrures, non intéressés par la consolidation, sont suffisamment résistants ; les barres de treillis correspondantes ont seules dû être renforcées.

Le calcul est tout aussi simple que pour le cas précédent (fig. 6). Les moments et efforts tranchants du pont renforcé sont donnés par les formules suivantes :

Membrure supérieure $M_{ox} = M_x - Hy_4$

Membrure inférieure $M_{ux} = M_x - H(y_3 + h)$

Efforts tranchants $Q = Q_x - Htg\alpha_4$.

Les lettres ont la même signification que dans le premier exemple.

Les efforts des montants et barres de l'arc seront :

$$Z_3 = H(tg\alpha_3 - tg\alpha_4);\ S_4 = H\,sec\alpha_4.$$

L'expression générale de la poussée horizontale H de l'arc parabolique, en négligeant l'effet minime de la déformation des barres de treillis, sera :

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{\frac{f}{12}\left(\frac{l}{h}\right)^2\left\{5 + 8\frac{c}{l} - 6\left(\frac{a}{l}\right)^2 + \left(\frac{a}{l}\right)^4\right\}\left(\frac{1}{F_oE_o} + \frac{1}{F_uE_u}\right) + \frac{l^2}{2h}\left\{1 + 2\frac{c}{l} - \left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}\frac{1}{F_uE_u}}{\frac{8}{15}l\left(\frac{f}{h}\right)^2\left(\frac{1}{E_oF_o} + \frac{1}{F_uE_u}\right) + l\left(1 + \frac{4}{3}\frac{f}{h}\right)\frac{1}{F_uE_u} + \left\{1 + 2\left(\frac{f}{l}\right)^2\right\}\frac{l}{F_bE_b} + \frac{8}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^3\frac{\lambda}{F_hE_h} + \frac{h}{2}\left\{1 + 2\frac{c}{l} - \left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}}$$

$$H = \frac{P}{2} \times \frac{\frac{1}{F}\left(\frac{l}{h}\right)^2\left[\frac{f}{12}\left\{10 + 16\frac{c}{l} - 12\left(\frac{a}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{a}{l}\right)^4\right\}\right] + \frac{l}{F}\left\{1 + \frac{4}{3}\frac{f}{h} + \frac{16}{15}\left(\frac{f}{h}\right)^2\right\} + \left\{1 + 2\left(\frac{f}{l}\right)^2\right\}\frac{l}{F_b}\frac{E_s}{E_f} + \frac{8}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^3\frac{\lambda}{F_h}\frac{E_s}{E_f}}{}$$

La signification des lettres est donnée par la fig. 6. E est partout le module d'élasticité de la barre d'indice correspondant. Dans notre cas particulier, $F_o = F_u = F$ est la section moyenne brute de la membrure ; $E_o = E_u = E_s$ (fer soudé) ; $E_b = E_h = E_f$ (fer fondu) ; l'ancien pont étant en fer soudé et le renforcement en fer fondu. La formule ci-dessus peut donc s'écrire :

Posant maintenant $P = 1$, on pourra calculer la valeur de H pour n'importe quelle position du mobile et tracer la ligne d'influence de cette force. Cette ligne permettra de déterminer la poussée horizontale H pour une position quelconque d'un train.

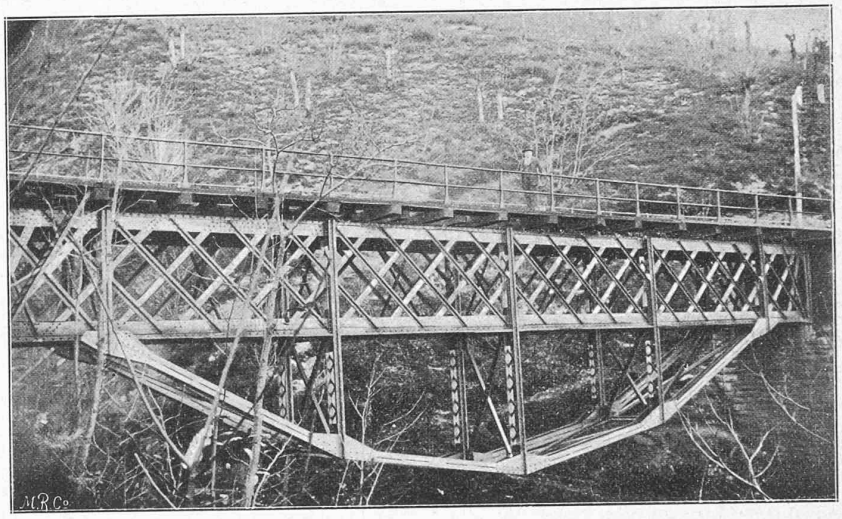

Fig. 5. — Pont de Torino renforcé.

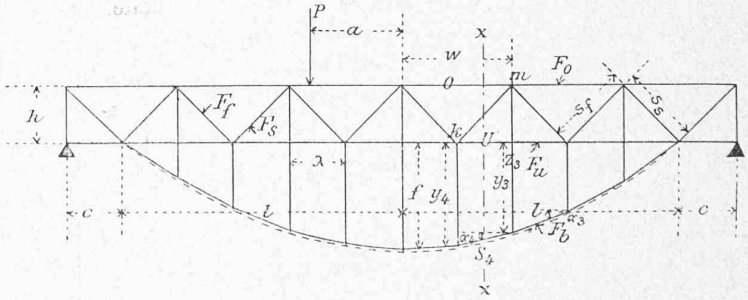

Fig. 6.

Pour donner à l'armature la tension initiale nécessaire, on ne pouvait procéder comme au pont de Trodo, vu la hauteur considérable existant sous le tablier. Pour y arriver, on mit en place les montants *ab*, *cd*, *ef* sans les fixer à l'arc et on riva les extrémités de celui-ci en *g* et *h* (fig. 7). Des verrins hydrauliques placés aux points *b*, *d*, *f* permirent alors de soulever le pont, tout en tendant l'arc. Lorsque les appareils Fränkel et Rabut indiquèrent une tension de 0,15 T par cm² dans la barre *gb*, l'action des pompes fut arrêtée et les montants définitivement percés et rivés à l'arc. La figure 8 donne les cotes d'établissement de l'armature.

Les efforts, mesurés sous le train d'épreuve, sont ré-

duits d'environ moitié dans la membrure supérieure et à peu près annulés dans la membrure inférieure. La flèche de 11 mm. avant le renforcement est réduite à 6 mm. L'opération revînt à 9900 fr. pour 16,5 T de fer fondu, y

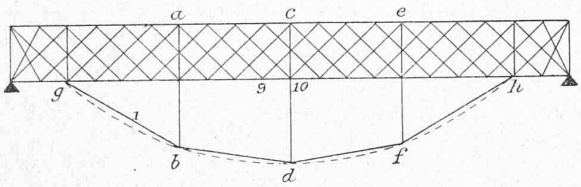

Fig. 7.

compris le remplacement de quelques barres de treillis et celui des contreventements supérieurs et inférieurs par des profils plus rigides.

* * *

Les ponts à poutres continues peuvent être consolidés par les mêmes procédés que ceux à travées isolées; en outre, on a quelquefois la ressource de pouvoir améliorer leur stabilité en modifiant leur nature même. Nous voulons dire qu'on pourra avoir avantage, dans certains cas particuliers, à supprimer la continuité d'une ou de plusieurs travées, ou encore à transformer le pont continu en pont cantilever. Quelques exemples de travaux de cette nature sont curieux à signaler.

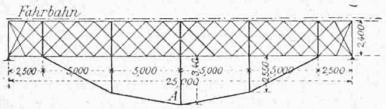

Fig. 8.

Le viaduc de Vallorbe présente peut-être le travail de renforcement le plus intéressant qui ait été exécuté en Suisse. C'est, à notre connaissance, la première application d'une armature à une poutre continue. Ce viaduc, construit en 1867-1869, passe à 59 m. au-dessus du lit de l'Orbe. Le tablier, à deux poutres pour double voie, comportait trois travées continues de 36,5 + 56 + 23,5 mètres. Il avait souffert pendant le lançage; quelques barres de treillis avaient été faussées. De plus, la travée extrême de 23m,5 avait dû être lestée par un contrepoids en maçonnerie; elle avait une tendance marquée à se soulever sur la culée lors du passage de la surcharge sur la travée centrale, près de deux fois et demi plus longue.

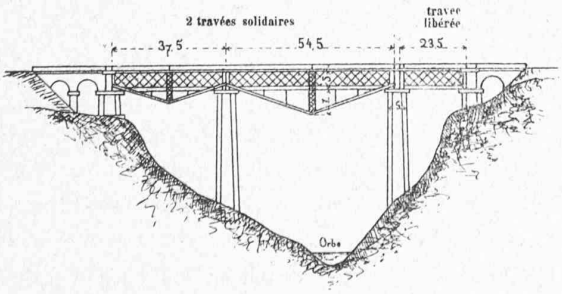

Fig. 9.

Nous ne dirons que peu de mots sur le travail exécuté, apprenant qu'il doit faire l'objet d'un article spécial par l'un de ses auteurs.

Ce travail a consisté à couper le tablier sur la pile de droite (fig. 9)[1], de manière à rendre la petite travée indépendante. Cette travée n'a eu besoin d'aucune armature; elle a naturellement été débarrassée de son contrepoids, devenu inutile. Les deux autres travées, restées solidaires, ont été armées d'un poinçon central et de tirants auxquels on a donné une tension initiale par un procédé analogue à celui du pont de Torino. Les barres de treillis faussées ont été remplacées, d'autres renforcées; les entretoises porteuses armées d'un poinçon. L'épreuve du 4 décembre 1900 a permis de mesurer les tensions effectives; elles sont conformes aux prévisions du calcul. Le travail a été étudié et exécuté par MM. Elskes et Robert, ingénieurs de la Cie du Jura-Simplon. L'armature n'embellit certainement pas l'aspect de l'ouvrage, mais nous ne voyons pas ce qu'on aurait pu faire de mieux dans ce genre.

Un autre exemple, non moins intéressant, est celui que nous trouvons dans les *Annales des Ponts et Chaussées*, de 1901 (4me trimestre), où M. Houpeurt, ingénieur des Ponts et Chaussées, nous montre la transformation d'une poutre à travées solidaires en poutre cantilever. Il s'agit des travaux de consolidation du pont sur la Canche, à Etaples (Pas-de-Calais), projetés par M. l'ingénieur en chef Marion.

L'ancien ouvrage comprenait une partie métallique de 99m,50 de longueur qui devait être renforcée et une partie en charpente de 86m,50 de long qui a été remplacée par un pont en acier (fer fondu).

La partie métallique comprenait deux poutres droites à âme pleine de un mètre de hauteur, écartées de 4m,94 d'axe en axe, formant cinq travées continues d'environ 20 mètres de portée; des entretoises, distantes de 1m,44, supportaient une chaussée en bois.

Les calculs de résistance avaient été établis autrefois d'une façon très sommaire par une compagnie concessionnaire, en supposant les travées encastrées sur les piles et n'ayant qu'une portée réduite à la distance entre leurs parements. Les charges prévues étaient bien inférieures à celles des nouveaux règlements. Enfin, les appuis ayant tassé d'une manière très inégale, les conditions de résistance de l'ouvrage étaient complètement modifiées. Sa consolidation était, de toutes façons, urgente.

Le tassement des appuis pouvant continuer, il fallait supprimer la continuité des poutres. Il n'était pas facile de rendre les travées complètement indépendantes en les coupant sur les piles; la faible largeur de celles-ci (1m,30) aurait rendu peu commode l'installation de doubles appareils d'appui. De plus, cette solution aurait eu l'inconvénient de mal utiliser les épaisseurs de fer existant sur les

[1] Cette figure est tirée de l'ouvrage déjà cité de M. Gaudard: *Croquis de Ponts métalliques.*

piles. Dans ces conditions, on décida de couper les poutres des travées paires en dehors des appuis, transformant ainsi le pont continu en système cantilever; ce système n'a rien à craindre des dénivellations ultérieures. On y trouve encore l'avantage de réduire la portée des travées libres et par conséquent l'importance des renforcements nécessaires.

Le croquis (fig. 10) montre les points choisis pour la section des poutres. Ces points ont été déterminés par la condition de n'avoir pas de métal à ajouter sur les appuis. Pour chaque hypothèse de surcharge, il suffisait d'égaler les moments fléchissants produits sur les piles au moment résistant des fers en ces points; l'emplacement théorique trouvé pour l'articulation varie du reste peu avec les différentes hypothèses de surcharge. Il fallait encore placer l'articulation dans l'espace libre entre deux entretoises consécutives, ce qui explique les différences de longueur des diverses parties en porte à faux.

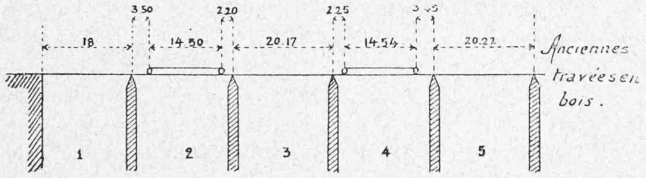

Fig. 10.

La rotule est constituée par un disque en acier de 28 centimètres de diamètre reposant entre deux coussinets de

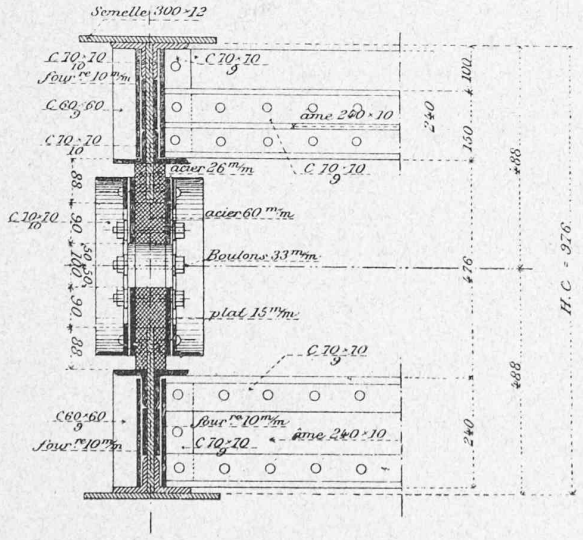

Fig. 11.

même métal (fig. 11 et 12)[1]. Elle est maintenue en place par deux flasques en tôles et cornières, boulonnées sur ce disque et dépassant les coussinets. Les tronçons d'âme, restant au-dessus et au-dessous de l'articulation ont été consolidés par des fers plats supplémentaires; enfin, pour maintenir l'écartement des extrémités des poutres, de petites entretoises furent placées au-dessus et au-dessous de la rotule.

[1] Les fig. 10, 11 et 12 sont tirées du mémoire de M. Houpeurt.

Pour exécuter le travail, on commença par mettre en place les entretoises et les renforts de l'âme. On y découpait une ouverture elliptique de 28 sur 32 centimètres. On rivait les coussinets d'acier, on plaçait la rotule, puis les flasques destinées à la maintenir. Il ne restait plus alors qu'à couper les poutres en commençant depuis l'articulation et finissant par les semelles.

La partie centrale des travées a été renforcée par l'addition de semelles supplémentaires. Il ne pouvait être question ici de l'emploi d'armatures extérieures, auxquelles il est possible qu'on ait pensé. La chaussée située à la partie supérieure de l'ouvrage d'une part, le peu de hauteur libre entre le dessous des poutres et le niveau des hautes mers d'autre part, interdisaient leur emploi.

Le reste du travail comprenait l'addition de nouvelles pièces de pont et d'un contreventement inférieur, la pose de trottoirs sur consoles, le changement du tablier en bois, le soulèvement de tout l'ouvrage d'environ 40 centimètres.

Ces opérations se sont faites avec la plus grande facilité et sans qu'il fût nécessaire d'interrompre la circulation.

Les dépenses totales se sont élevées à environ 170,000 francs, y compris le remplacement des travées en bois par un pont en acier.

Remarquons, en terminant, que pour condamner un

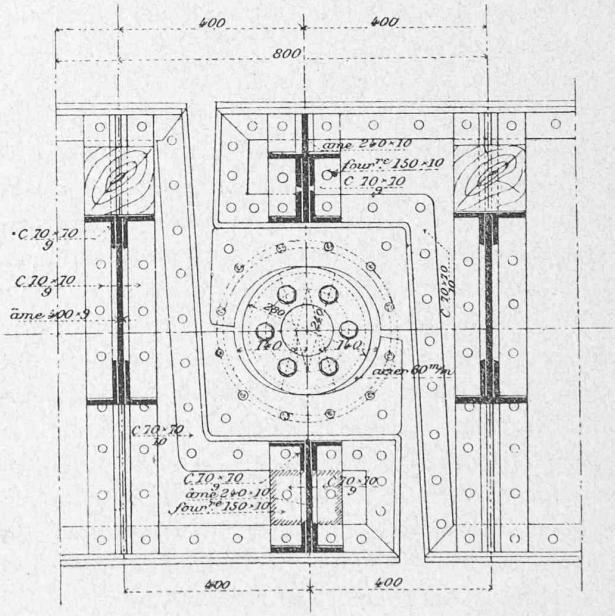

Fig. 12.

pont ou même déterminer les travaux de consolidation nécessaires, on ne doit pas se fier d'une façon absolue aux indications du calcul. Il sera toujours prudent de mesurer les tensions effectives des barres, d'« ausculter » l'ouvrage au moyen des appareils Fränkel, Rabut, ou autres analogues. Dans sa conférence si instructive faite au congrès de mécanique appliquée en 1900[1], M. Rabut, in-

[1] *Annales des Ponts et Chaussées*, 1901, 3e trimestre.

génieur en chef des Ponts et Chaussées, cite des cas où un pont, condamné par le calcul, a pu être conservé, grâce à la mesure de ses déformations réelles.

C'est ainsi que le pont d'Asnières, sur lequel passent toutes les voies principales de la Cie de l'Ouest à la sortie de la gare St-Lazare, semblait trop faible pour le trafic actuel. L'expérimentation directe a montré, au contraire, qu'on pouvait le considérer comme un des plus solides de ce réseau. Il comprend en effet cinq poutres pour quatre voies et, grâce à l'effet des contreventements transversaux, la surcharge d'une voie intéresse toutes les poutres. Les appareils ont même montré que le passage simultané de quatre trains ne produit pas de fatigue maximum supérieure à celle d'un train unique; M. Rabut explique ce fait curieux par la non concordance des effforts maximums. Ces phénomènes échappent au calcul usuel. En Allemagne, dans les nouvelles constructions, il semble qu'on cherche à éviter ces effets en rendant les tabliers portant des voies différentes indépendants les uns des autres. Ainsi dans le nouveau pont sur le Rhin, à Worms, pour deux voies ferrées, les travées d'accès de 35 m. de portée se composent de deux tabliers portant chacun une voie, simplement juxtaposés sans liaison aucune entre eux. On peut croire que le calcul serait alors d'accord avec l'expérimentation; il reste cependant l'influence des chocs et oscillations, de la vitesse de la surcharge dont le calcul ne saurait tenir compte.

M. Rabut cite encore le cas du viaduc d'Eauplet, à huit travées de 40 mètres, condamné par le calcul et dont la réfection aurait coûté plus de quatre millions. Chaque travée comprenait quatre arcs en fonte avec tympans et longerons du même métal. Le calcul indiquait une extension considérable dans les reins de l'arc. L'expérimentation directe montre, au contraire, que les arcs ne travaillent pas d'une façon appréciable dans les deux tiers extrêmes de leur longueur; quant au tiers central, le taux de fatigue est presque acceptable et facile à réduire par une consolidation peu coûteuse. Ces effets sont dus à la liaison de l'arc et du longeron par l'intermédiaire du tympan. Le calcul analytique ordinaire ne tient pas compte de cette liaison; remarquons cependant que, pour le cas d'un tympan triangulé, la statique graphique permet d'évaluer sans difficulté les efforts de toutes les parties d'une construction de ce genre.

Ce n'est du reste pas le cas du viaduc d'Eauplet, dont le tympan en fonte se compose de simples montants recoupés à mi-hauteur par une horizontale enjolivée de petits arcs. Il est assez curieux de pouvoir constater par mesure directe quel effet considérable un pareil tympan peut exercer sur la résistance de l'ouvrage.

On voit, par ce qui précède, toute l'importance des méthodes d'expérimentation directe des ponts et les services qu'elles peuvent rendre pour déterminer les points faibles d'un ouvrage métallique; cette importance est telle qu'elles pourront amener de nouveaux modes de répartition du métal entre les différentes parties d'un tablier.

N. DE SCHOULEPNIKOW,
ingr et profr.

Divers.

Constructions en béton armé.

Rapport des experts sur l'accident de l'« Æschenvorstadt », à Bâle.

(Fin)[1].

Chapitre VII. **Les calculs statiques.**

Les calculs statiques du bâtiment qui s'est écroulé ont tous été exécutés au bureau de M. Hennebique, à Paris. Ils n'ont pas été vérifiés au bureau de la Société bâloise de construction. Les minutes de ces calculs ont été mises à notre disposition, sur notre demande, parce que les copies auraient absorbé trop de temps.

Ce qu'il y a de particulier, c'est que dans les documents qui nous avaient été remis au début, le calcul des piliers ou colonnes faisait défaut. Nous priâmes la Société bâloise de construction, en date du 15 octobre, de nous fournir ce qui manquait. Le 12 novembre il fut répondu à cette invitation. Les calculs en question ont été effectués à Paris également et portent la date du 8 novembre 1901. Il n'est guère possible de ne pas soupçonner que ces calculs ont été établis après coup.

Nous estimons qu'il est nécessaire d'examiner tout d'abord ces calculs de plus près, parce qu'ils éclairent sur la sécurité des constructions Hennebique d'une manière générale et ont de l'importance, en particulier, pour ce qui est de la question de savoir ce que l'on doit faire des bâtiments restés debout.

Calcul des couvertures. — Commençons par établir que les calculs des couvertures ont été faits d'une manière très approfondie et s'étendaient à tous les hourdis et poutres qui se succèdent comme portée et charge pour les sept étages. Sans doute beaucoup des nombreux calculs de détails ont été effectués très brièvement et la justification des charges placées à la base de ces calculs manque souvent, toutefois on peut contrôler même ainsi. On a tenu compte, dans les calculs, du poids propre de la construction en adoptant une densité de 2,5 tonnes par m³. On a admis comme charges utiles 400 kg. par m² pour les deux plafonds inférieurs et 250 kg. pour les cinq plafonds supérieurs.

Nous avons vérifié ces calculs en plusieurs endroits et n'avons découvert des erreurs nulle part, quelques bagatelles exceptées. On a tenu compte, avec soin, dans le calcul des linteaux, du fait que certaines colonnes n'ont pas de prolongement direct vers le bas, mais reposent sur ces linteaux.

Les moments fléchissants pour les charges concentrées et uniformément réparties ont été calculés chacun séparément, puis additionnés. Dans cet ordre d'idées on ne saurait rien trouver à redire aux calculs qui nous ont été présentés. Reste à savoir si les calculs reposent sur une base exacte.

L'inventeur du système de construction Hennebique emploie jusqu'à ce jour, pour le calcul statique de ses hourdis et poutres, une méthode qui, de l'avis de spécialistes entendus,

[1] Voir No du 20 juin 1902, page 157.