Pathologie des constructions métalliques

Autor(en): **Elskes, E.**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **23 (1897)**

Heft 4

PDF erstellt am: **22.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-19787

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

23e ANNEE 1897 N° 4

BULLETIN

DE LA SOCIÉTÉ VAUDOISE

DES INGÉNIEURS ET DES ARCHITECTES

PARAISSANT A LAUSANNE 8 FOIS PAR AN

Administration : Place de la Louve.
(GEORGES BRIDEL & Cie éditeurs.)

Rédaction : Rue Pépinet, 1.
(M. A. VAN MUYDEN, ing.)

Volume V

Sommaire : Pathologie des constructions métalliques, par E. Elskes, ingénieur des ponts métalliques à la Compagnie des chemins de fer du Jura-Simplon. [Pl. 3.] (Suite.) — L'Abbaye de Saint-Maurice en Valais. Premiers résultats des fouilles entreprises sur l'emplacement des anciennes basiliques de Saint-Maurice d'Agaune, par M. Jules Michel, ingénieur en chef de la Compagnie P.-L.-M., Paris. — Divers : La rouille a-t-elle plus de prise sur le fer fondu que sur le fer soudé ? — Rectification.

PATHOLOGIE
DES CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES

par E. ELSKES, ingénieur des ponts métalliques à la Compagnie des chemins de fer Jura-Simplon.

Planche N° 3.

(*Suite.*)

Les ruptures artificielles, avons-nous dit, présentent un grand intérêt, et nous sommes heureux de constater qu'on les répète, et que, loin de s'en lasser, on y consacre toujours plus de temps et d'argent.

Nous les traiterons par ordre chronologique :

Celle de Wolhusen, dont nous avons déjà dit quelques mots dans le *Bulletin*[1], a donné lieu à un rapport complet et très instructif de M. F. Schüle, ingénieur du contrôle des ponts, au département fédéral des chemins de fer[2].

Voici les conclusions de ce rapport :

« Les essais de surcharge jusqu'à rupture du tablier remplacé du pont de Wolhusen n'ont pas révélé de vice caché dans la construction.

» L'attache excentrique des barres de treillis a provoqué dans les extrémités des poutres des tensions considérables, qui se sont traduites déjà sous une surcharge de 5,t85 par mètre courant par des déformations permanentes des poutres.

» A mesure que la surcharge a augmenté, les efforts secondaires ont crû dans une mesure beaucoup moindre que ne le suppose le calcul, par le fait que la limite d'élasticité du métal était dépassée. Les nœuds supérieurs extrêmes du côté de Lucerne, les plus exposés aux fortes tensions dues à l'excentricité, n'ont pas montré de déformations inquiétantes, alors que le calcul hypothétique indiquait une rupture probable.

» La rupture a été produite par l'insuffisance de la barre n° 15-16[3] à résister au flambage; cette rupture soudaine n'a pas été précédée d'une déformation apparente de la barre.

» Les deux poutres présentent leurs plus graves avaries dans les parties voisines des barres qui ont flambé les premières.

» L'effort qui a produit le flambage de la barre n° 15-16 est de 67 tonnes; il correspond à un travail de 1t,07 par centimètre carré de section brute; en appliquant la formule d'Euler $P = \pi^2 \frac{EJ}{l^2}$, nous déduisons pour l la valeur de 433 cm.

La longueur théorique de la barre étant de 600 cm., elle a résisté comme une barre librement posée aux extrémités et d'une longueur de 0,72 l. Ce résultat confirme la méthode usuelle de calcul d'après laquelle les barres d'un treillis simple rivées à leurs extrémités peuvent être considérées comme des barres reposant librement et d'une longueur égale aux trois quarts de la longueur théorique.

» La sécurité effective que présentait le pont ne peut être simplement déterminée par le rapport de la surcharge de rupture à la surcharge maximum qu'il a eu à supporter en service normal. Les trains fatiguant, à cause de la courbe, surtout la poutre d'amont, les barres faussées de cette poutre étaient, pour les trains venant de Berne, appelées à subir des efforts plus rapprochés de leur limite de résistance au flambage que les mêmes barres de la poutre aval; aussi peut-on estimer que la sécurité effective devait être de 2,5 environ, par rapport aux surcharges maximum habituelles.

» L'expérience n'a pas donné de résultat précis sur la limite de résistance des membrures et des nœuds extrêmes, et il est à désirer que des essais d'autres vieux tabliers, où le flambage du treillis ne serait pas à redouter, viennent compléter les résultats acquis par l'essai du pont de Wolhusen. »

Ici aussi une rectification de notre part est indispensable.

« L'expérience de Wolhusen, disions-nous en 1894, infirme les résultats des calculs trop méticuleux et trop défavorables auxquels ne manque jamais de conduire la recherche des tensions dites secondaires. » Nous trouvions que celles-ci méritaient ainsi vraiment leur nom.

Certes, les tensions secondaires n'ont pas amené la rupture, ni déterminé la chûte du pont; mais elles n'en ont pas moins mis celui-ci dans des conditions d'infériorité très marquées, accusées par une inflexion générale croissante, et, fait digne de remarque, croissant plus rapidement que les charges.

L'inflexion d'un pont est, comme on sait, donnée grossièrement par la formule simplifiée :

[1] *Bulletin* 1894, p. 137.

[2] *Rapport sur les épreuves de charge jusqu'à rupture de l'ancien pont sur l'Emme, à Wolhusen;* publié par le Département fédéral suisse des postes et des chemins de fer. Berne 1895.

[3] Voir fig. 6, et planche 3.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p l^4}{J E};$$

il s'ensuit que f doit être proportionnel à p, et il l'est, à peu près, pour des charges modérées. Mais les mesures faites à Wolhusen ont prouvé que la proportionnalité cesse lorsque les tensions secondaires locales dépassent, elles, la limite d'élasticité : f croît alors plus vite que p ; en d'autres termes, le coefficient d'élasticité E du pont diminue.

Il est intéressant de remarquer la forme générale que le tablier a prise après la rupture, et que notre figure 6 montre clairement.

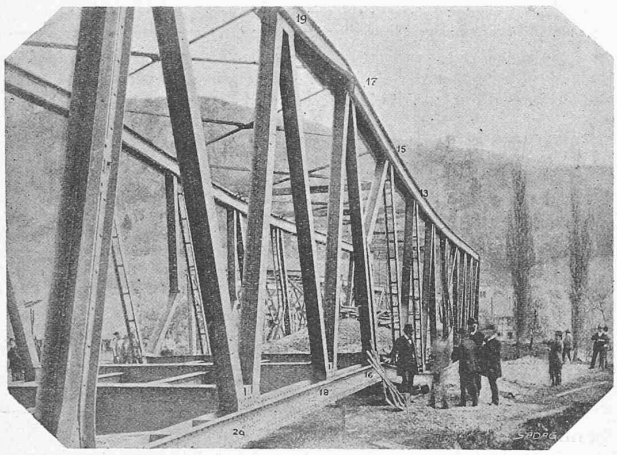

Fig. 6. — Wolhusen.

Cette forme paraît bizarre à cause du relèvement très sensible (h, environ 30 cm.) de la partie non chargée vers l'endroit même où la rupture s'est produite; ce relèvement h s'explique d'ailleurs: il est dû à une action dynamique passagère, que produit la suppression ou défection subite d'une barre du treillis.

Fig. 7.

Nous retrouverons plus loin une déformation du même genre; elle accuse régulièrement la défection des barres comprimées du treillis.

Une autre rupture artificielle est celle du pont sur la Neisse, à Forst [1], en Lusace, dont nos figures 8 et 10 donnent une idée assez exacte. C'est encore du flambage qu'il s'agit, quoiqu'on ne l'eût pas prévu.

Ce pont de Forst était l'œuvre indirecte du banquier Strousberg, de triste mémoire, mais il faut reconnaître que ce spéculateur avait su choisir d'habiles constructeurs, car ils avaient réussi à répartir la matière de leurs ponts avec beaucoup d'intelligence et de bonheur.

Il n'en faut d'autre preuve que la façon inattendue, quasi accidentelle, dont la rupture s'est produite.

Les calculs de l'ouvrage, calculs faits en vue des essais de

[1] Chemin de fer de Halle à Sorau.

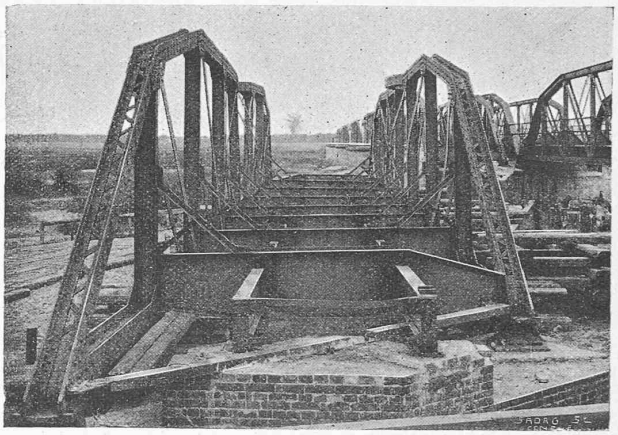

Fig. 8. — Forst.

rupture, par des ingénieurs de l'Etat — c'est dire qu'ils y ont mis la prudence et le temps voulus, — concluaient à la probabilité d'une rupture des membrures inférieures du pont : ils n'attachaient pas, à notre sens, une importance suffisante au pire ennemi de toutes les constructions métalliques et notamment des ponts ouverts, le flambage.

Ces calculs admettaient, sans discussion aucune, et simplement sur la foi d'une formule récemment éclose, que les poutres étaient amplement suffisantes contre un déjettement latéral, et que l'écrasement de la membrure supérieure pouvait se produire à peu près en même temps que la déchirure de la membrure inférieure.

En réalité, ni l'un ni l'autre n'ont eu lieu : le calcul ne s'appliquait pas, comme on dit ; il y avait anomalie, et l'anomalie était pressentie par les ingénieurs prussiens, rendons-leur cette justice.

Nous ne pouvons mieux faire que de traduire ici ce que ces messieurs pensaient de leur pont, et ce qu'ils en avaient écrit avant les essais [1] :

« Le pont sur la Neisse, qui était en service depuis 1872, montra, à la révision de 1892, des fentes très prononcées dans les semelles des poutres principales, les cornières des montants, les goussets, etc. Ces crevasses paraissaient dater de l'époque de la fabrication, mais avoir été cachées par un mattage des bords, et par le masticage et le vernissage du tout. Après vingt ans de fatigue, ces fentes semblent s'être rouvertes peu à peu, au point qu'un nettoyage minutieux de la surface des fers les fit découvrir.

» A cause de ces nombreuses avaries, réparties sur toutes les ouvertures du pont, il ne parut pas possible de conserver l'ouvrage (on le consolida provisoirement), et on construisit en 1893 un pont neuf à l'emplacement de la double voie.

» Les essais ont pour but de montrer jusqu'à quel point l'ancien pont était sûr.... »

La liste des fentes n'en accuse pas moins de quatorze dans les seules semelles des poutres principales de la travée essayée. Les plus profondes ont 80 mm. de profondeur, soit 31 % de la largeur de la semelle et 9 % environ de la section d'une membrure, rivets déduits.

[1] Extrait du programme des essais.

Voici l'image de quelques unes de ces fissures, d'après des croquis faits sur place:

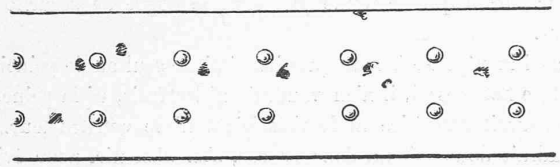

Fig. 9.

On pouvait s'attendre à ce que ces fissures ne fussent pas es seules, à ce que, pour chacune d'elles, perceptible à nos sens imparfaits, il en existât encore d'autres, peut-être une, peut-être cent, que jamais œil humain n'eût découverte.

C'est une de ces inconnues qui a trahi le pont.

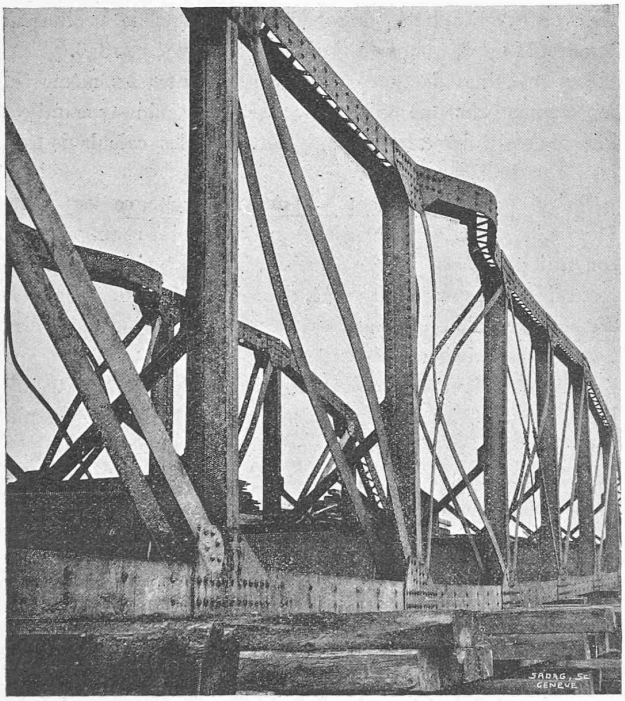

Fig. 10. — Forst.

On remarque en effet au pont affaissé une déviation du montant nº 4 vers l'extérieur[1]; on reconnaît qu'il y a là quelque chose d'anormal.

Notre première impression, nous devons le dire, était que l'autre poutre, celle de droite (à gauche pour la figure 10), avait faibli la première et que la poutre de gauche, livrée ainsi tout d'un coup à elle-même et ébranlée par la chute oblique de l'autre, s'était cassée, tordue d'une façon anormale.

Mais les diagrammes relevés, résultats des observations méticuleuses qui ont été faites au cours du chargement, prouvent le contraire.

Le pont était biais, il avait subi peu à peu une torsion, et cette torsion a contribué à la catastrophe; les ingénieurs ont affirmé d'ailleurs qu'ils avaient vu la fissure élargie, cause de tout de mal.

[1] A droite de la foulure dans la figure 10, à gauche dans la figure 8.

Nous avons pris acte de leur affirmation, qui paraît fort plausible, et reproduirons maintenant ce que ces messieurs ont pensé de leur pont après les essais[1]:

« Le résultat principal de l'essai est la conviction que le fer du pont, malgré tous ses défauts et toutes ses avaries était encore capable de supporter des efforts bien supérieurs à ceux que le trafic journalier lui infligeait.

» La faiblesse du tablier n'était donc pas le fait de la structure du fer, mais du défaut de raideur des membrures supérieures; le petit treillis qui réunissait les deux moitiés de chaque membrure n'en a pas empêché le flambage, entre deux nœuds du treillis principal.

» De plus, il faut reconnaître que la flèche du tablier n'est pas un critère sûr de la résistance....

» Les mouvements des membrures supérieures font reconnaître à l'évidence que le biais du pont a causé leur déformation vers l'extérieur; si le pont avait été droit, il n'y aurait eu probablement que des déformations vers l'intérieur. »

Après cela, il demeure certain que le montant incriminé (dont un nouveau procès-verbal constate la fissure), celui qui s'est penché vers l'extérieur, au rebours de tous ses frères, et de la théorie, avait quelque chose d'anormal et de pathologique.

Le calcul au flambage de la membrure supérieure fournira sur ce point des données de comparaison intéressantes. Qu'il suffise pour le moment de dire que l'effort maximum dans une membrure atteignait 305 tonnes, soit, par cm². de section brute:

$$\rho = \frac{305}{137.6} = 2^{t},2 \text{ p. cm}^2.$$

$$\text{or } J = 16040\,;\ i = \sqrt{\frac{16040}{137.6}} = 11 \text{ cm.}$$

et si l'on admet comme longueur libre de flamber: l=378 cm. (longueur du panneau) on trouve que la barre ne pouvait guère flamber avant $\rho = 2^{t}6$, soit 26 kg. par mm²., au moins.

On voit que la défection du montant a donné l'appoint qui manquait, en tendant outre mesure les petits treillis qui réunissaient les deux moitiés de chaque membrure et qui garantissaient la solidarité parfaite supposée ci-dessus.

La figure suivante montre la cassure de la membrure de gauche, celle qui a cédé tout d'abord.

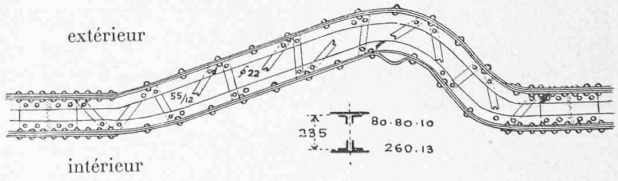

Fig. 11.

La cassure de la poutre de droite est semblable.

Nous passons enfin à la rupture encore toute fraîche du tablier du pont de Mumpf, sur le réseau du Nord-Est suisse (ligne de Zurich à Bâle, par le Bötzberg). Mumpf est un petit village au bord du Rhin, dans le canton d'Argovie, presque en face du vieux Säckingen.

[1] Zeitschrift für Bauwesen. 1895, p. 289. v. Blumenthal. *Bruchbelastung an der Neissebrücke bei Forst i. L.*

La compagnie du Nord-Est vient d'y soumettre à des épreuves très circonstanciées une des anciennes travées de 28m44 du viaduc du Mühlebach, grâce à un subside de la Confédération et à l'aide des autres compagnies de chemins de fer.

Il s'agissait en particulier de fixer, outre le degré de résistance du pont, la manière dont se comportent les treillis à mailles multiples; le pont de Wolhusen n'avait qu'un seul système de barres, la triangulation pure et simple, et hormis l'excentricité et la rigidité des attaches, il n'y avait guère d'incertitude au sujet des efforts qui régnaient dans chaque barre.

A Mumpf au contraire, où il n'y a pas moins de quatre triangulations enchevêtrées, il importait de savoir :

1° Comment une charge appliquée en un point du treillis se répartit entre les barres des quatre systèmes.

2° Comment ces barres, une fois sollicitées, réagissent les unes sur les autres, s'aidant mutuellement, comme de bons soldats. Au point de vue plus spécial encore du flambage, il était intéressant de savoir jusqu'à quel point une barre comprimée par les deux bouts, mais maintenue en plusieurs points intermédiaires par les mailles, c'est-à-dire par tous les croisement des barres tendues, était capable de résister à la compression, au gauchissement de toute la paroi, en un mot au flambage.

Notre figure montre très clairement le gauchissement, ou voilement qui s'est produit. Le cliché photographique est de M. Vallette, ingénieur au Nord-Est suisse, qui a bien voulu le mettre à notre disposition.

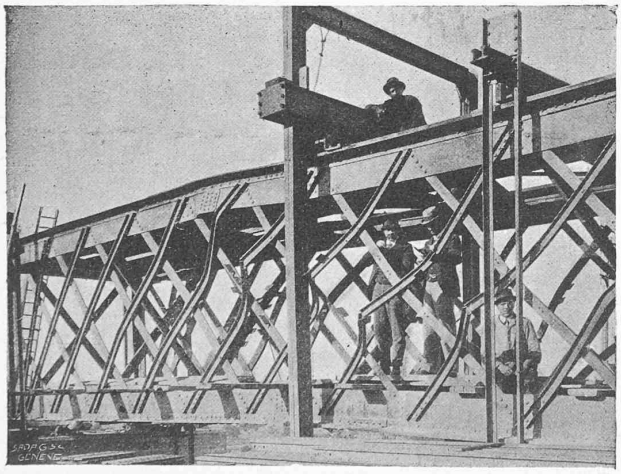

Fig. 12. — Mumpf.

Le pont était un ouvrage à voie supérieure, type éminemment avantageux à cause de sa grande raideur en tous sens.

Voici quelques fragments du rapport que l'ingénieur des ponts du Nord-Est, M. Meister, a rédigé avant les essais, pour en indiquer la tendance et le progamme :

« Il est impossible de réaliser pour notre essai les conditions où le tablier se trouvait autrefois; c'est impossible même pour les charges au repos et à plus forte raison pour des multiples de ces charges. Quant aux actions dynamiques, elles échappent à la recherche expérimentale, elles qui ont engendré des efforts considérables; la surcharge purement statique ne permet pas de répondre d'une manière à la fois sûre et complète à celui qui demande quel était le degré de sécurité du pont.

» Si la réponse à cette question était le seul ou le principal but de notre essai, il n'en vaudrait ni les frais, ni la peine, et ne saurait satisfaire ni le théoricien, ni le constructeur. Il vaudrait donc mieux, dans ce cas, s'en abstenir, pour éviter un résultat contestable et des conclusions risquées.

» Il convient donc de ne pas poser à notre objet de questions trop spéciales, de peur de recevoir une réponse fausse par malentendu; il convient de prévoir d'autres champs d'investigation et une méthode d'essai pour chacun d'eux. »

Suit le programme relatif au treillis, tel que nous l'avons résumé plus haut.

Nous avons cherché à représenter d'une manière synoptique les charges qui ont été fatales aux trois ponts de Wolhusen, Forst et Mumpf, rompus à titre d'essai en 1894 et 1896.

Les machines de notre planche sont toutes les mêmes et représentent chacune 87 tonnes; c'est la machine-type qui est imposée en Suisse, depuis cinq ans, pour les calculs de tous les ponts des lignes principales.

On voit que Mumpf tient brillamment la tête, ce dont il ne faut point trop lui faire gloire, ni à lui, ni à ceux qui l'ont construit; tout son mérite consiste, à notre avis, à avoir été fort raide, et assez indéterminé, au point de vue du calcul statique, pour qu'on n'ait pas osé réduire au strict nécessaire toutes les dimensions des barres.

Après cette remarque, il nous sied mal de nous étendre longuement sur les résultats scientifiques de ce dernier essai; pour le moment, ils nous paraissent obscurs; mais nous attendons le rapport de M. Meister, qui a environ 12 000 diagrammes à compulser; il est l'homme à la fois compétent et consciencieux par excellence, qui saura tirer la quintessence juste et utile de la quantité d'observations faites. Il convient d'attendre ses conclusions avec confiance.

Pour le quart d'heure, nous dirons simplement que, sous la charge, le système chargé supporte presque tout l'effort au détriment des autres, si détriment il y a. Tandis que loin de la charge, les divers systèmes se répartissent presque également le travail.

Et quant au flambage, il semble que la longueur libre de flamber n'a été ni la longueur de la maille, ni celle de la barre, mais, en chiffre rond, $1\,^1/_2$ fois la longueur des mailles.

Nous attirons l'attention sur quelques particularités des ruines, que le lecteur voudra bien comparer à celles du pont de Wolhusen (fig. 7).

La forme générale du tablier est la même, avec le même relèvement de la partie non chargée, h = 14 à 15 cm.

Il est intéressant de noter ici encore la variation des inflexions des poutres principales au fur et à mesure de l'accroissement des surcharges.

Au commencement, et jusqu'à 10 tonnes environ par mètre courant de pont, correspondant à 10 kg. à peu près par cm². de membrure, mais à un chiffre plus élevé pour le treillis, les inflexions observées ont un caractère purement élastique.

Ensuite, peu à peu, chaque action de la surcharge amène

un léger affaissement permanent, une déformation plastique ; ces affaissements s'accumulant finissent, quelques instants avant la rupture, par atteindre le 10 % de la flèche élastique théorique (67 mm. au lieu de 61 mm.), ce qui correspondrait à un coefficient d'élasticité réduit à E = 1620 tonnes par cm².

Ici donc, comme à Wolhusen, on constate un abaissement graduel de l'élasticité du pont ; par analogie avec notre propre organisme, on pourrait appeler cette diminution la fatigue, ou mieux encore « l'éreintement » d'un pont.

Si nous comparons entre elles les trois carcasses de Wolhusen, de Forst et de Mumpf, que notre planche montre esquissées à grands traits et chargées, grosso modo, en *locomotives-type de 87 tonnes*, de ce qu'elles avaient à supporter à leur dernier moment, nous remarquons en premier lieu l'analogie que présentent les ruines de Mumpf avec celles de Wolhusen, où l'on a aussi produit la rupture en provoquant un flambage du treillis, c'est-à-dire en écrasant les poutres.

Dans l'un et l'autre cas, on serait arrivé, comme à Forst, à un résultat plus brillant si, au lieu de s'en prendre au treillis, on avait cherché, par une charge totale, à rompre les membrures ; mais l'effort tranchant était ici de beaucoup le plus intéressant [1].

A Mumpf et à Wolhusen, les deux poutres présentent trois zones bien nettes ; des deux extrêmes sont relativement intactes : l'une, celle qui était vide, monte vers le milieu du pont ; l'autre, qui était chargée, descend vers le milieu du pont. Quant à la zone centrale, elle est comme un champ de bataille, elle accuse une déformation convulsive, et tout dans cette zone, membrures, treillis et contreventements, est réellement hors de combat.

A Forst, au contraire, où la rupture a été le fait des moments fléchissants, l'aspect général est différent ; ce sont les membrures qui ont cédé, et les parois elles-mêmes ne paraissent avoir pâti que de la torsion due au biais, et du choc du tablier touchant terre.

Cette comparaison est instructive à plus d'un égard ; il importe toutefois de se souvenir que nous y avons fait intervenir des ruptures arrêtées dans leur toute première phase, des commencements de rupture. Lorsqu'au contraire un pont s'effondre accidentellement, il tombe d'une certaine hauteur ; des déformations surgissent alors, plus ou moins fortuites, elles s'exagèrent souvent aux dépens d'autres plus intéressantes, puis les fers, en touchant terre, subissent des chocs qui parfois dénaturent complètement leurs premières déformations, même lorsque la surcharge, s'abattant encore sur eux, ne les écrase et ne les bouleverse pas tout à fait.

Néanmoins ces principes de rupture laissent généralement des traces, symptômes infaillibles comme les brisures de Miramont et de Paularo, qui permettent quelquefois de retrouver avec certitude l'origine d'une catastrophe en examinant les débris du pont.

* * *

[1] Il est utile de rappeler que le pont de Wolhusen avait été mis hors de service à cause d'une avarie grave du treillis et celui de Forst à cause des fissures du fer. A Mumpf, il n'y avait pas d'avarie ; seule, la qualité des fers laissait à désirer.

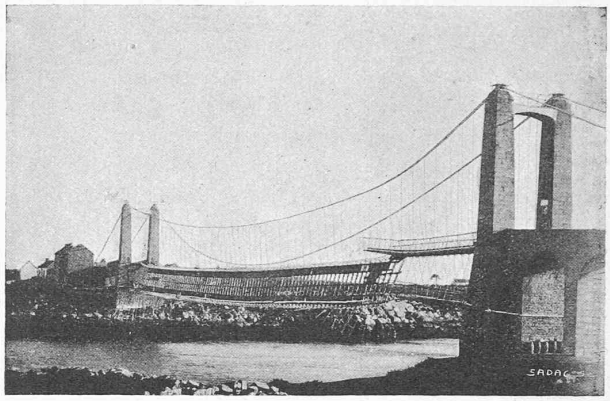

Fig. 13. -- Pont Lorois.

Avant de quitter le domaine de l'histoire, pour aborder celui de la pathologie, qu'on nous permettre de présenter encore brièvement l'image du pont Lorois, près de Lorient, grand pont suspendu de 115 mètres d'ouverture, sérieusement avarié par un ouragan le 12 novembre 1894. Ce pont est, à ce qu'il paraît, fort exposé au vent, car il avait déjà été enlevé totalement et précipité dans la rivière en 1865.

Le récit de cette hémicatastrophe se trouve dans le fascicule d'avril 1895 des *Annales des chemins vicinaux* [1] : il n'y a eu ici qu'une danse effrénée du pont et une déchirure du tablier proprement dit. Les câbles ont tenu bon, bien qu'un des piliers se soit fendu et qu'un rouleau de friction soit tombé, et nous avons affaire au cas certainement fort rare, sinon unique, d'un grave accident de pont dû à la faiblesse des organes secondaires et non à celle des maîtresses porteuses ; encore s'est-il produit dans des conditions atmosphériques telles que personne ne pouvait se tenir debout dehors, à plus forte raison sur le tablier d'un pont suspendu. Il n'a donc pas causé d'accident de personne.

Et puisque nous parlons des éléments déchaînés, deux mots encore du pont sur l'Arda, près d'Andrinople, pont de chemin de fer de 57 mètres d'ouverture, détruit le 29 janvier 1895.

Ici, ce sont les fondations qui ont fait défaut ; mais comme l'ouvrage a été observé au cours de la rupture, le récit qui va suivre, emprunté au *Journal des ingénieurs allemands* [2], est de nature à nous intéresser.

L'Arda est un affluent de la Maritza ; la ligne de Constantinople à Philippopolis, traverse cet affluent près d'Andrinople sur un pont à quatre travées de 56m93 chacune.

Cet ouvrage, primitivement en bois (la ligne date de 1872), avait été reconstruit en fer en 1880.

Une forte crue étant survenue dans la nuit du 29 janvier 1895, la culée rive droite, affouillée, bascula de 1m40, comme jadis celles de Mönchenstein et de Moudon, laissant l'extrémité du pont reposer sur un seul point d'appui ; le cas est intéressant à cause de l'analogie qu'il présente avec le premier accident de Mönchenstein, en 1881.

C'est d'ailleurs une des rares ruptures vraiment acciden-

[1] *Notice sur la chute du pont suspendu Lorois*, par M. Martin, agent voyer en chef du Morbihan.

[2] *Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure*, 1895, p. 88.

*

telles dont les phases aient pu être observées par des techniciens. Voici ce qu'ils ont pu distinguer dans la nuit :

Vers 1 1/2 heure du matin, quelques barres du contreventement supérieur, des fers plats, se rompent et pendent sur le tablier ; huit barres craquent ainsi, successivement.

A 5 1/2 heures du matin, la dénivellation des deux angles du couronnement de la culée ayant atteint 1m80, la travée rive droite s'effondre tout entière avec un grand bruit, les membrures se rompant parallèlement (*sic*) au milieu du pont et celui-ci tombant de la pile dans la rivière, qui l'emporte à une centaine de mètres à l'aval, où il demeure fort avarié et enterré dans l'alluvion.

Pour être complet, nous reproduisons en terminant l'image de la brisure d'un petit pont des chemins de fer de l'Union-Suisse, que cette administration à sacrifié, à Coire, en octobre 1894.

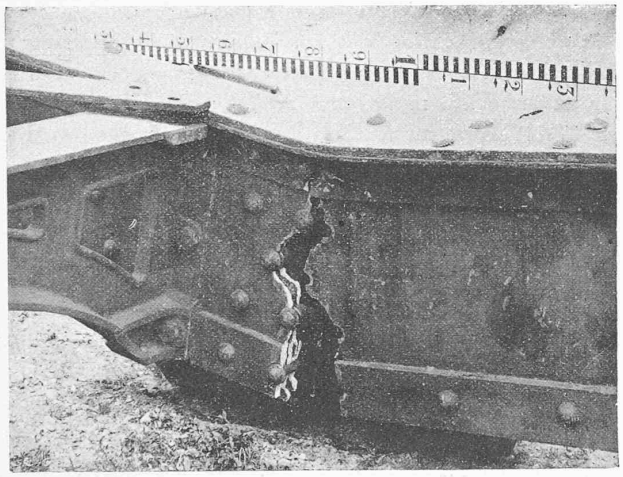

Fig. 14. — Coire.

Ce petit tablier de 5m50 de portée est arrivé à supporter 306 tonnes, soit 55 tonnes par mètre courant, avant de se rompre, ce qui correspondrait à 48 kg. par millimètre carré, si le calcul disait vrai. Un doute plane toutefois sur ce chiffre, nul ne pouvant affirmer que toute la charge ait bien porté sur le pont.

En Autriche, on continue de même : le professeur Brik, de Brünn, le vrai fondateur de la pathologie des ponts [1], a essayé jusqu'à rupture une poutre, de 11m20 de portée, du pont sur le Kundlerbach [2] (ligne Kufstein-Innsbruck) ; cette poutre en tôle ne s'est pas rompue, mais elle s'est écrasée, sous une charge de 70 tonnes environ concentrée au milieu, ce qui voudrait dire 140 tonnes uniformément réparties sur une poutre, ou 280 tonnes sur deux poutres, soit encore 25 tonnes par mètre courant de voie ; cela correspond à un travail de 28 1/2 kg. seulement par mm² pour les fibres extrêmes. La charge uniformément répartie eût donné un résultat relativement plus favorable ; mais elle laisse toujours un doute quant à sa propre valeur.

Il convient de citer enfin le beau et riche mémoire de la *Commission des voûtes* instituée par nos collègues de la Société des ingénieurs et architectes autrichiens [1].

Cette société a consacré des sommes importantes à l'essai comparatif de voûtes de tout genre, en maçonnerie, en béton et en fer.

Une arche en fer de 23 mètres de corde, à deux rotules, avec 1/5 de flèche environ et 1/64 de hauteur de poutre, a supporté sans se rompre une charge de 176 tonnes, sur la demi-ouverture, soit 15t3 environ par mètre courant ; elle avait été calculée pour supporter 3 tonnes par mètre courant à raison de 0t700 par cm², et ne pesait elle-même que 0t300 par mètre courant. La membrure inférieure de l'une des deux fermes de l'arche s'est dérobée latéralement du côté opposé à la surcharge, sous des efforts calculés de 3 tonnes environ par cm² dans la fibre extérieure. Cet essai et les nombreuses mesures de déformation qui l'ont précédé paraissent confirmer assez bien la méthode en usage pour le calcul des arcs à deux rotules.

Il est intéressant de comparer la charge de 176 tonnes avec celles qui ont déterminé la rupture des arches en maçonnerie, de même ouverture, que la *Commission des voûtes* essayait en même temps ; ce sont :

	Tonnes.
Pour la voûte en moëllons	74.0
» en briques	67.5
» en béton	83.3
» en béton armé (Monier)	146.1

(*A suivre*).

[1] *Ueber die Erkenntniss abnormaler Zustände in eisernen Brücken*, von J. E. Brik, Professor des Brückenbaues in Brünn, vormals Oberingenieur der österr. Nordwestbahn. Leipzig, Engelmann, 1891.

[2] *Zeitschrift des öster. Ingenieur- und Architektenvereins*, 1896. Nos 8 et 9.

[1] *Bericht des Gewölbeausschusses*. Ibidem. 1895. Nos 20-34.

L'ABBAYE DE SAINT-MAURICE

EN VALAIS

Premiers résultats des fouilles entreprises sur l'emplacement des anciennes basiliques de Saint-Maurice d'Agaune

par M. Jules Michel, Ingénieur en chef de la Cie P. L. M., Paris [1].

Origines de l'abbaye de Saint-Maurice. La petite ville de Saint-Maurice est placée à la sortie du défilé qui commande la route de France en Italie par le Simplon et par le Grand-Saint-Bernard : là passait la voie romaine, la plus courte, d'après Tacite, pour aller de Germanie en Italie par Tarnade, le Mont Joux et Aoste.

Tarnadæ ou *Tarnaiæ* était, d'après l'Itinéraire d'Antonin, à XII milles d'Octodure (aujourd'hui Martigny), du côté du lac Léman [2]. L'établissement d'un poste militaire était naturellement indiqué par la présence en ce point d'une barrière de rochers à travers lesquels le Rhône s'est frayé un chemin étroit,

[1] Reproduit, avec l'autorisation de l'auteur, de l'*Anzeiger für Schweizerische Alterthumskunde*, Zurich.

[2] M. le chanoine Bourban a retrouvé à Saint-Maurice la borne milliaire de l'époque constantinienne avec son chiffre XII.

Voir dans la *Gazette du Valais* du 2 décembre 1885 une notice sur les monuments historiques découverts à Saint-Maurice.