

RAPPORT

SUR LES

ÉPREUVES DE CHARGE JUSQU'A RUPTURE

DE

L'ANCIEN PONT SUR L'EMME,

A WOLHUSEN,

PUBLIÉ PAR LE

DÉPARTEMENT FÉDÉRAL SUISSE DES POSTES ET DES CHEMINS DE FER.



BERNE.

IMPRIMERIE STAMPPFLI & CIE.

1895.

III 4 8000



SOMMAIRE.

	Page
1. Introduction.	
Les précautions prises pour garantir la sécurité des ponts métalliques. Les doutes qui subsistent. Sécurité réelle d'un pont. Epreuves de charge jusqu'à rupture. Leur but	3
2. Historique du pont de Wolhusen.	
Description générale. Base des calculs primitifs. Epreuves primitives. Les défauts du pont. Barres tordues. Réparation des entretoises. Epreuves de 1891. Projets de renforcement. Remplacement	5
3. Essais du pont jusqu'à la rupture.	
Etudes préliminaires. Conférence de septembre 1893. Programme des essais. Travaux préparatoires. La surcharge. Programme définitif. Procès-verbal des relevés précédant les essais. L'application de la surcharge. Marche des essais. La rupture	7
4. Calculs du pont.	
Poids mort. Données pour le calcul. Tableaux des forces pour une charge 1 agissant à chaque nœud inférieur. La rigidité des attaches. Leur excentricité. Causes d'inexactitude des calculs des tensions secondaires. Nomenclature des tableaux. Les surcharges. Le flambage	10
5. Les déformations avant la rupture.	
Calcul des inflexions. Leur comparaison avec celles qui ont été observées. Les nivellements. Les déformations latérales. La rectitude des barres	32
6. Description du pont rompu.	
Le flambage de la barre n° 15—16. Succession des phénomènes de rupture. Les avaries de la poutre B. Les avaries de la poutre A. Discussion du flambage.	37
7. Conclusions.	
Il n'y avait pas d'avarie cachée. Les déformations ne confirment les calculs des tensions secondaires que dans la limite de l'élasticité du métal. Le flambage confirme la méthode usuelle de calcul	42

ANNEXES.

a. Programme des épreuves de charge du pont jusqu'à rupture	45
b. Résumé du procès-verbal de la vérification de la construction métallique faite en avril 1894	46
c. Qualité des fers	48

PLANCHES.

I. Dessin du tablier.	
II. Plan de situation. Echafaudage et appareil de lançage, massifs de béton.	
III. Inflexions calculées et observées.	
IV. Déformations latérales du tablier.	
V. Déformations des barres de treillis, poutre A.	
VI. Déformations des barres de treillis, poutre B.	
VII. Elévation extérieure des poutres après la rupture.	
VIII. Vue de bout avant les essais.	
IX. Vue de bout après la chute.	
X. Poutre A, nœuds 0 à 12.	
XI. » A, » 7 à 11.	
XII. » A, » 10 à 14.	
XIII. » B, » 0 à 12.	
XIV. » B, » 10 à 14.	
XV. » B, » 12 à 16.	
XVI. » B, » 10 et 22 avant les essais.	
XVII. » A, nœud 8; poutre B, nœud 16.	
XVIII. » B, nœuds 10 à 16; nœuds 17 à 21.	

ANCIEN PONT SUR L'EMME, A WOLHUSEN.

(CHEMINS DE FER DU JURA-SIMPLON, LIGNE BERNE-LUCERNE, km. 73,880.)

RAPPORT

SUR LES

ÉPREUVES DE CHARGE JUSQU'A RUPTURE DU PONT.

1. INTRODUCTION.

L'exécution des ponts métalliques est entourée de soins qui vont chaque jour en augmentant; d'une part l'ingénieur s'applique dans son projet à obtenir dans toutes les parties de la construction une sécurité égale contre la rupture, soit en évitant dans les assemblages les tensions anormales, soit en s'aidant de savantes méthodes de calcul pour évaluer ces tensions et maintenir le travail du métal dans les limites reconnues admissibles par l'expérience; d'autre part l'exécution des ponts est soumise à un contrôle sévère de la qualité du métal, du travail à l'atelier et au chantier; le constructeur emploie de nouvelles machines-outils ou des procédés qui ne soumettent plus le métal à des chocs et n'altèrent point sa qualité. L'ouvrage terminé subit des épreuves de surcharge avant d'être livré à l'exploitation, puis des révisions périodiques minutieuses qui montrent les réparations nécessaires et accusent toutes les déformations permanentes de la construction.

On peut s'attendre, grâce à ces soins, à pouvoir noter tous les changements que le temps apportera aux constructions métalliques et parer à tout danger de rupture. C'est là la tâche des services des ponts et constructions métalliques créés depuis quelques années par les administrations de chemins de fer suisses et par l'autorité fédérale chargée du contrôle de ces chemins de fer.

On ne peut affirmer que, dans les trente dernières années, les précautions aient été toujours suffisantes dans la construction des ponts en Suisse; le but de l'ingénieur a souvent été de faire un pont léger en choisissant des types nouveaux dont les détails étaient parfois vicieux. Tel pont de 25 m. de portée construit par Etzel en 1856 pesait 1,730 t. par mètre alors que le pont de Mönchenstein construit en 1876 ne pesait que 1,200 t. par mètre pour 42 mètres de portée.

L'unification des bases de calcul des ponts par l'ordonnance fédérale du 19 août 1892 permet d'établir pour tous les ponts des chemins de fer suisses l'état de leur résistance comparée et absolue; ce travail est en cours et a conduit déjà à renforcer plusieurs ouvrages et même à en remplacer quelques-uns.

En ajoutant que la connaissance des propriétés du fer était, dans les débuts de la construction des ponts, moins répandue qu'aujourd'hui et qu'il était rare de voir mentionner dans un cahier des charges une limite inférieure pour l'allongement du métal au moment de sa rupture, on comprendra que les

vérifications des calculs et des dimensions, les révisions d'assemblages, les épreuves de surcharge, les nivellements ne suffisent pas à dissiper absolument toute incertitude sur la résistance effective de certains ouvrages anciens. Il est du devoir de ceux qui assument la responsabilité de la résistance des constructions métalliques de ne négliger aucune des mesures propres à éclairer les points douteux et à justifier la confiance du public dans la sécurité des ponts.

Quelle sécurité réelle présente un pont métallique contre la rupture? On est convenu d'appeler sécurité le coefficient par lequel doit être multipliée la surcharge maximum agissant sur un ouvrage pour que la rupture se produise et de calculer toutes les parties d'un pont de chemin de fer pour qu'elles présentent une sécurité de quatre à cinq. Un pont calculé ainsi par les méthodes usuelles peut-il en réalité supporter la quadruple ou quintuple surcharge normale avant de se rompre? Cette question a préoccupé à plusieurs reprises les techniciens; quelques essais ont été faits avec des poutres de faible portée et de types divers. Le coût d'expériences semblables est toutefois trop considérable pour qu'elles aient pu être nombreuses et surtout s'appliquer à des ponts entiers de portée dépassant 10 mètres.

Les prescriptions nouvelles pour le calcul des ponts promulguées dans divers pays ayant entraîné le remplacement de plusieurs tabliers métalliques, il était très-naturel de profiter de cette circonstance pour soumettre quelques vieux tabliers remplacés à des essais de surcharge jusqu'à la rupture.

Un pont remplacé n'a généralement pas d'autre valeur que celle du vieux fer qu'il contient; le réemploi pour un pont-route, une passerelle ou une voie étroite est rare; il exige non seulement le démontage et le remontage de la construction, mais encore les frais d'échafaudage d'un pont neuf et de coûteuses modifications du platelage. On arrive ainsi à utiliser, pour avoir toute sécurité, de vieux tabliers trop lourds, qui auraient pu être, sans augmentation sensible de la dépense, remplacés par des constructions neuves mieux conçues et par conséquent plus légères.

Quels que soient les résultats d'essais à la rupture de ponts remplacés, s'ils permettent simplement de confirmer les méthodes usuelles de calcul, les dépenses qu'ils occasionnent seront toujours utiles, car elles auront contribué à augmenter la sécurité du trafic sur les chemins de fer.

En faisant varier progressivement la surcharge, les essais jusqu'à la rupture permettront de déterminer jusqu'à quel point les déformations observées confirment les déformations calculées. Il n'existe aucun doute sur l'exactitude des méthodes actuelles de calcul, mais ces méthodes ne sont exactes que dans la limite de l'élasticité parfaite du métal; l'expérience n'a pas encore bien indiqué quels phénomènes se produisent quand cette limite est dépassée; les allongements ne sont alors plus proportionnels aux efforts et, dans les assemblages, la répartition des efforts et des tensions intérieures se fait d'une manière toute différente de celle que suppose le calcul. On comprendra mieux cette différence en considérant une barre de fer d'un mètre de longueur; l'allongement élastique atteindra au maximum 8 dixièmes de millimètre alors que l'allongement au moment de la rupture pour un fer de qualité moyenne dépassera 8 cm.; l'effort aura doublé, l'allongement aura centuplé.

On sait aussi que le travail à l'atelier n'est pas toujours exempt de défauts; certaines barres ont été fatiguées par le dressage, des trous sont mal percés, il peut même exister dans une barre quelque défaut local qui aura échappé à la réception des fers ou pendant son travail à l'usine. Un essai avec des surcharges croissantes jusqu'à la rupture peut révéler ces défauts locaux, qui restent inaperçus à l'examen et n'augmentent pas les inflexions de l'ouvrage, mais dont les conséquences peuvent être terribles.

Il est à regretter qu'un essai de surcharge jusqu'à rupture ne puisse être réalisé dans des conditions semblables à celles de la surcharge par un train; pour des raisons pratiques on doit se borner à appliquer la surcharge au repos; les vibrations et oscillations du pont sont ainsi supprimées; par contre, la surcharge agit très-longtemps. Malgré ces différences, les essais gardent toute leur valeur, puisqu'ils produisent dans les divers éléments de la construction des efforts statiques, c'est-à-dire pouvant être de tout point comparés à ceux qui résultent du calcul.

L'effet des vibrations dans un pont est encore loin d'être élucidé; s'il est très-sensible dans les pièces soumises à des chocs directs, il ne paraît pas influer d'une manière inquiétante sur les efforts intérieurs des poutres principales, comme le montre la comparaison des mesures de tensions opérées avec des appareils enregistreur, au moment où un train traverse lentement ou rapidement un pont.

Il ne peut être question, dans les essais de surcharge jusqu'à rupture, de provoquer cette rupture simultanément en plusieurs endroits d'une construction; les longerons et entretoises porteuses auront en effet des tensions moindres à subir que les poutres principales; ces dernières, sur la fatigue desquelles se concentre surtout l'intérêt, pourront être chargées de manière à provoquer la rupture surtout dans les barres ou assemblages que le calcul révèle comme les plus faibles. Quelle que soit la résistance du reste de la construction, la sécurité effective se déterminera aux points les plus faibles; c'est cette sécurité qu'il convient de déterminer expérimentalement.

Le premier tablier métallique essayé en Suisse jusqu'à la rupture est l'ancien tablier du pont sur l'Emme à Wolhusen au km. 73,880 à partir de Berne sur la ligne de Berne à Lucerne. Le présent rapport a pour objet l'étude de cet essai.

2. HISTORIQUE DU PONT DE WOLHUSEN.

L'ancien pont sur l'Emme à Wolhusen (voir planches I et II) a été construit en 1874 par la maison Ott et Cie. de Berne. Ce pont franchit la rivière sous un angle de 48°; la voie unique inférieure est en courbe de 300 m. à droite.

L'ouverture libre est de 45 m. mesurée suivant le biais; la longueur totale des poutres mesurée à leur partie inférieure est de 48,600 m.

Les poutres principales ont 47,900 m. de portée théorique, elles sont espacées de 5,450 m. d'axe en axe; ces poutres sont du système Neville, formées de 11 panneaux dont 10 de 4,300 m. et 1 de 4,900 m.; ce dernier panneau correspond au biais; il se trouve à l'amont du côté de Berne, à l'aval du côté de Lucerne. Les poutres ont 5,800 m. de hauteur hors cornières des membrures; la seule différence d'une poutre à l'autre réside dans les semelles des membrures; la poutre amont, plus chargée, a 3 épaisseurs de semelles de 9 mm., la poutre aval, moins chargée, a 2 épaisseurs de semelles de 10 mm. Chaque membrure est à caisson formé de 2 âmes de 350 × 10 mm., de 2 cornières-bordure et de 2 cornières d'attache avec les semelles. Dans les panneaux extrêmes, les membrures supérieures et inférieures n'ont pas de semelle et ont une seule cornière-bordure de l'âme, à l'extérieur du pont; les âmes sont reliées entre elles dans ces panneaux extrêmes par trois à quatre diaphragmes transversaux.

Les barres de treillis sont à double T et de 8 types différents; les barres extrêmes sont formées d'une âme et de 4 cornières à ailes inégales, en outre de deux cornières rivées aux ailes du T vers l'extérieur du pont. Les barres tendues vers le milieu du pont (4 par poutre) n'ont pas d'âme, mais leurs cornières sont reliées entre elles par des fers plats de 60 × 8 mm. au nombre de 10 par barre. Toutes les autres barres ont une âme et 4 cornières.

L'attache des barres de treillis sur les membrures est excentrique, c'est-à-dire que les axes des barres de treillis ne se rencontrent pas sur l'axe de gravité des membrures; pour renforcer les nœuds, le constructeur a prévu des goussets en tôle doublant l'âme, de hauteur variable, permettant de placer le nombre suffisant de rivets d'attache des barres; ces goussets existent aux 6 nœuds extrêmes supérieurs et aux 8 nœuds extrêmes inférieurs de chaque poutre.

Les entretoises porteuses espacées de 4,300 m. ont été primitivement construites de manière à économiser autant que possible le métal; à cet effet l'âme verticale a été supprimée entre les longerons et remplacée par un treillis en fers plats de 80 × 10 mm. Les longerons traversent les entretoises et sont continus; la position de leur attache sur les entretoises varie suivant la courbe de la voie; les longerons ont 1,600 m. d'espacement; ils sont placés au même niveau, le dévers de la voie étant produit par la différence d'épaisseur des traverses et par une fourrure en chêne à l'extérieur.

Les entretoises sont rivées aux poutres principales, la partie supérieure de l'âme et les cornières supérieures de l'entretoise allant jusqu'à l'âme extérieure des membrures, tandis que la partie inférieure de l'âme et les cornières inférieures de l'entretoise s'arrêtent vers l'âme intérieure des membrures. Les réactions des entretoises sont transmises aux membrures par 6 cornières verticales, dont 2 rivées aux âmes extérieures et 4 rivées aux âmes intérieures. Les cornières placées à l'intérieur du pont ont nécessité la suppression d'une aile (horizontale) de la cornière-bordure de l'âme de la membrure qui s'est trouvée en partie remplacée par 2 goussets fixés dans le plan de l'âme intérieure et allant jusqu'aux 2 barres voisines du treillis. Ajoutons enfin que chaque entretoise est reliée aux barres de treillis voisines par une cornière rivée sur ces barres à l'intérieur du pont et sur les cornières supérieures de l'entretoise porteuse.

Le tablier possède deux contreventements: l'un, à la partie inférieure, est constitué par des fers plats de 150×10 mm. rivés sur l'âme intérieure des membrures et formant une croix de St-André dans chaque panneau; l'autre contreventement, à la partie supérieure, comprend 9 croix de St-André en cornières, attachées sur les membrures supérieures à chaque nœud, directement sur les semelles; il y a en outre une entretoise biaisée à chaque extrémité et quatre entretoises normales au pont, dont une à chaque bout et deux au milieu. Ces entretoises sont également attachées sur les semelles des membrures supérieures.

Nous renvoyons à la planche I qui indique les dispositions de la construction.

Le pont, en pente de 12‰ contre Lucerne, reposait, du côté de Lucerne, sur deux appuis fixes de 1 m. de longueur et, du côté de Berne, sur des appareils à dilatation, dont les plaques en fonte avaient 1 m. de longueur; les rouleaux, au nombre de 5 par appareil, avaient 0,150 m. de diamètre et 0,670 m. de longueur, dont 0,600 m. de contact avec les plaques.

Il résulte de l'épure originale que cet ouvrage a été calculé pour une charge propre de 2,1 t. par mètre courant et une surcharge uniformément répartie de 4,0 t. par mètre courant; ces charges ont été supposées agissant aux nœuds inférieurs, la charge propre étant répartie également entre les deux poutres et la surcharge répartie au droit de chaque entretoise suivant la position des longerons. Pour la surcharge des pièces secondaires, entretoises porteuses et longerons, on a admis 3 essieux de 12 t. espacés de 1,700 m. et de 1,300 m. Il ne semble pas d'après l'épure primitive et d'après les dimensions adoptées qu'il ait été tenu compte de l'effet du vent et de la force centrifuge sur les poutres principales. Les membrures ont été, ainsi que les pièces secondaires, calculées pour un travail admissible de 0,7 t. par cm^3 de section nette, le treillis dans les parties comprimées pour 0,6 t. par cm^3 de section brute et dans les parties tendues pour 0,7 t. par cm^3 de section nette. Les calculs qui ont été communiqués par la Compagnie n'indiquent pas comment il a été tenu compte du flambage en 1874.

L'ouvrage a été mis en service le 11 août 1875; il a subi l'épreuve de surcharge suivante: un train formé de 3 locomotives et d'un wagon, donnant une surcharge uniformément répartie de 3,4 t. par m., a produit une inflexion totale de 33 mm. au repos, de 35 mm. en vitesse moyenne et de 38 mm. en grande vitesse; les oscillations ont atteint 8 mm. Les chiffres ci-dessus doivent se rapporter à la poutre d'amont la plus chargée.

En 1875, des bois de charpente chargés sur un wagon se détachèrent au passage sur le pont; quelques pièces vinrent heurter la construction et deux barres de treillis furent un peu faussées, sans cependant présenter de déchirures. Les barres ainsi faussées sont les barres comprimées n^{os} 11—12 et 13—14 à partir de la culée Berne dans la poutre d'amont. Il y eut, en outre, quelques entretoises faussées par la chute des billes de bois; ce sont les entretoises porteuses n^{os} 5, 6 et 7 à partir de la culée Berne.

Par suite de la construction vicieuse des entretoises porteuses et de la continuité des longerons mal attachés aux entretoises, quelques détériorations des entretoises ne tardèrent pas à se manifester, hâtées par l'accident qui vient d'être signalé. Les entretoises n^{os} 5, 6, 7 furent alors renforcées au moyen de tôles de 570×10 mm. rivées par dessus les cornières des deux côtés, sur toute la longueur de

l'entretoise. Les longerons qui avaient subi vers leur attache un petit tassement furent ramenés à leur position première et reliés par des cornières et des goussets avec les âmes renforcées des entretoises.

Les autres entretoises non détériorées furent renforcées au droit de l'attache des longerons par de forts étriers en fer rond de 30 mm. de diamètre placés des deux côtés de chaque longeron. Le pont fut soumis à une surveillance très-attentive; en outre, M. l'ingénieur en chef Bridel examina le pont en 1880 à la demande de la Direction des chemins de fer Jura-Berne-Lucerne et en 1881—82 les entretoises n^{os} 1—4 et 8—11 furent aussi renforcées comme les entretoises n^{os} 5, 6 et 7 et les étriers supprimés. Nous ne nous étendons pas davantage sur cette partie de l'histoire du pont; elle n'a qu'un rapport secondaire avec les essais qui nous intéressent; il convenait toutefois de la signaler, car elle a contribué à jeter le doute sur la solidité de l'ouvrage, ainsi qu'à motiver son remplacement.

Le 12 août 1891, le pont de Wolhusen fut soumis à une épreuve de charge; le train d'essai formé de 2 locomotives de 57,6 t. placées cheminée contre cheminée et suivies de 4 wagons de 16 t. correspondait à une surcharge uniformément répartie de 3,65 t. par mètre courant pour les moments fléchissants; les flèches furent les suivantes:

	0 km.	Pour les vitesses de		
		15 km.	30 km.	45 km.
au milieu de la poutre amont	30	32	36	36 mm.
au milieu de la poutre aval	24	26	26	26 mm.

Les oscillations pour les mêmes vitesses du train furent:

dans les membrures supérieures, à gauche	8—9	8—9	10—11 mm.
dans les membrures supérieures, à droite	2	4	4 mm.

Peu après, une révision du pont fut faite par un monteur de la maison Th. Bell & Cie. de Kriens, quelques rivets furent remplacés et quelques barres du contreventement inférieur non tendues furent coupées, puis tendues au moyen de plaques formant couvre-joint. La maison Th. Bell & Cie. prépara un projet de renforcement des poutres principales de ce pont; ce projet fut soumis par la Direction des chemins de fer du Jura-Simplon le 11 décembre 1891 à l'approbation du Département fédéral des chemins de fer; les calculs étaient basés sur la circulation d'un train de 3 locomotives de 80 t., atteignant une vitesse de 50 km. à l'heure, en tenant compte de l'action simultanée du vent sur la construction. Cette étude entraînait des renforcements considérables des membrures (inférieures surtout); elle prévoyait le renforcement des barres de treillis contre le flambage au moyen d'un double cours de moises en fer à  placées à mi-hauteur des poutres et diverses modifications secondaires. Ce projet fut approuvé le 11 janvier 1892 sous plusieurs réserves concernant les entretoises porteuses et les longerons, l'attache des barres de treillis sur les membrures et les membrures dans les panneaux extrêmes et au droit des nœuds, mais il ne fut pas exécuté. Le 20 septembre 1892, la Direction de la Compagnie proposa l'échafaudage provisoire du pont au moyen d'un échafaudage et quelques renforcements des barres centrales du treillis par des doublures en bois, en attendant le remplacement du tablier. Ce projet de renforcement provisoire ne fut pas mis à exécution; par contre, on appliqua les moises en fer à  prévues au projet de décembre 1891 pour augmenter la résistance des barres de treillis contre le flambage.

Quelques mois plus tard, un projet de tablier neuf étudié par la Compagnie était présenté et approuvé. Le nouveau pont a été exécuté par la maison Th. Bell & Cie. à Kriens; il fut monté sur un échafaudage à l'amont de l'ancien pont et les deux tabliers furent ripés en juillet 1893. Le ripage eut lieu sans causer d'autre détérioration du vieux pont que quelques cornières faussées vers les nœuds inférieurs extrêmes par suite de l'emploi de crics dans ce mouvement de translation oblique.

3. ESSAIS DU PONT JUSQU'A LA RUPTURE.

C'est au printemps 1893 qu'il fut pour la première fois question de ces essais entre les ingénieurs de la Compagnie et le contrôle fédéral. Ainsi qu'on peut le voir sur le plan de situation (planche II),

il se trouvait sur la rive droite un emplacement propice pour recevoir la construction et la soumettre à des essais jusqu'à rupture. Une première étude faite par l'Inspectorat technique des chemins de fer démontra que soit le transport de l'ouvrage à l'emplacement prévu, soit l'application des surcharges pouvaient se faire aisément; aussi le Département fédéral des chemins de fer prit-il, à la suite de cet examen, l'initiative de l'expérience. La Direction du Jura-Simplon se montra de son côté désireuse de la voir réaliser et elle voulut bien mettre dans ce but le vieux tablier à la disposition du Département fédéral.

Une conférence fut réunie à Berne en septembre 1893 pour discuter le programme des essais et la répartition des frais qui devaient en résulter; cette conférence comprenait, avec les représentants du Département fédéral des chemins de fer, les délégués des cinq grandes compagnies suisses des chemins de fer; elle fixa la répartition des dépenses et arrêta le programme des essais.

Les travaux préparatoires furent exécutés par les organes de la Compagnie du Jura-Simplon; ils n'ont pas présenté de difficultés et nous nous bornons à donner ici quelques détails sur le lancement du tablier sur la rive droite. Cette opération s'est faite d'après les dispositions indiquées sur la planche II. Chaque poutre roulait sur deux appareils fixés sur l'échafaudage; chaque appareil, à 4 galets deux par deux sur le même arbre, pouvait librement basculer sur une cale en chêne; les galets d'un appareil avaient ainsi à chaque moment la même charge à supporter; leur écartement de 2 mètres suffisait pour éviter une trop grande fatigue des membrures inférieures travaillant à la flexion au passage sur les galets. Le lancement fut commencé avec un porte à faux de 17,50 m. du côté de Lucerne et de 4,70 m. du côté de Berne; à ce moment les appareils du côté de Lucerne ont eu à supporter des réactions de 30,5 t. (amont) et 27,7 t. (aval); la charge maximum par galet a donc atteint 7,6 t. donnant un travail de 0,9 t. par cm² de l'arbre; quant aux membrures inférieures, leur travail n'a dépassé en aucun point 0,6 t. par cm² de section brute pendant le lancement. Par mesure de prudence, les moises en fer à  ont été laissées pendant cette opération. On peut donc estimer que la construction n'a nullement souffert dans son transport.

Ajoutons que, pour amener le pont à l'emplacement prévu, il a été nécessaire de déplacer quatre fois chaque appareil de lancement et enfin de riper le tablier pour l'éloigner suffisamment de la voie ferrée. Le mouvement du pont était produit par un treuil installé sur la construction et agissant sur un palan amarré d'une part à un pieu battu sur la rive droite et d'autre part à la première entretoise porteuse. Le personnel occupé au lancement était formé de l'équipe des ponts de la Compagnie du Jura-Simplon et de quelques ouvriers de la voie. L'opération commença le 22 décembre 1893 et le 28 le tablier se trouvait sur l'emplacement choisi. Les moises de renfort du treillis furent enlevées en janvier et l'attache d'une barre de contreventement détériorée au ripage fut refaite. Il convient de remarquer que l'enlèvement des moises avait été décidé à la conférence du 21 septembre 1893, pour que le pont fut essayé tel qu'il avait été en service pendant 17 ans.

En mars 1894 les appuis du pont furent préparés; l'appui d'amont côté Lucerne repose directement sur la maçonnerie de la culée, l'appui d'aval fut descendu jusqu'à 4 m. au-dessous du tablier et les deux appuis du côté de Berne furent fondés à 0,80 m. au-dessous du sol. La fig. n° 3 de la planche II donne la disposition des blocs de béton servant d'appuis et sur lesquels le tablier vint reposer par l'intermédiaire de cales en bois de chêne.

Cette disposition a paru suffisante pour permettre par l'élasticité du bois une faible dilatation de la construction métallique; pendant la période qui s'est écoulée entre le calage des poutres et la fin des essais, la température de l'air n'a pas subi de fortes variations, ainsi qu'il résulte du tableau suivant:

Date	Temps	Température à l'ombre
10 avril 1894	soleil	18° C.
14 » »	soleil	11° C.
17 » »	pluie	7° C.
21 » »	ciel couvert	7° C.
24 » »	» »	14° C.
25 » »	» »	15° C.

Une différence de 10° C. dans la température correspond à une dilatation de 6 mm. sur la longueur du pont; il fut admis que l'élasticité des cales en chêne permettrait cette variation; les anciens appuis à dilatation avaient été employés au tablier neuf et n'étaient donc plus disponibles.

La surcharge du pont était prévue en rails et ballast; la Confédération suisse possède à Littau un dépôt de vieux rails qui furent mis à la disposition du Département des chemins de fer par le service du génie; ces rails ont des longueurs variant de 6,40 à 6,90 m.; ils ont servi à former le plancher de chargement; pour obtenir une surcharge bien définie de chaque entretoise porteuse, ces rails furent placés dans le sens de la longueur symétriquement par rapport à deux entretoises consécutives et également répartis sur toute la largeur du pont. La surcharge sur chaque entretoise était ainsi de la moitié du poids total des rails s'appuyant sur elle. C'est sur le platelage ainsi formé que fut chargé symétriquement par rapport à l'axe du pont le ballast complétant les surcharges à atteindre. De cette façon les deux extrémités de chaque entretoise eurent la même charge à transmettre aux poutres principales. On s'est quelque peu éloigné par ce mode de surcharge de l'action effective de la surcharge produite par un train; l'essentiel n'a pas paru, en effet, devoir être dans ces essais la surcharge agissant inégalement sur les poutres comme celle d'un train, mais plutôt l'application d'une surcharge aisée à calculer et à vérifier. Le poids des rails et celui du ballast furent déterminés à plusieurs reprises par des pesées. Par mesure de précaution, les rails furent posés sur les entretoises en intercalant une latte en bois destinée à augmenter le frottement et arrêter le glissement des rails au moment de la rupture.

Le programme définitif des essais put dès lors être arrêté; nous le donnons comme annexe a.

Les 9 et 10 avril eurent lieu les premières observations du pont descendu sur ses appuis, savoir: un relevé des détériorations (voir procès-verbal, annexe b) et un nivellement des poutres du pont non chargé. Les détériorations furent marquées en jaune pour éviter toute confusion avec celles que produirait la rupture. Parmi les défauts signalés, ceux qui paraissent les plus graves sont les défauts de rectitude des barres reliant les nœuds n° 11—12, 13—14 et 15—16 de la poutre d'amont, spécialement des deux premières. Ces divers défauts du tablier concordent du reste avec ceux qui ont été signalés par le monteur Stoll de la maison Bell & C^{ie} dans son rapport du 17 août 1891.

Le nivellement du 10 avril 1894 a été reporté sur la planche III, ainsi que le nivellement antérieur à la mise hors de service du pont (du 23 août 1892). On peut voir que les deux nivellements concordent assez bien, la différence moyenne pour les deux poutres doit être attribuée à l'inflexion produite par le poids du platelage et de la voie en 1892, poids qui atteignait environ 400 kg. par mètre courant et était plutôt porté par la poutre d'amont que par la poutre d'aval.

Il y a là une preuve que le lançage n'a pas modifié l'état de l'ouvrage en produisant des déformations permanentes.

À la suite d'un tassement de l'appui d'aval du côté de Berne, le bloc de fondation fut repris en sous-œuvre pour lui donner une plus grande surface (voir planche II, fig. 3); les tassements de cet appui ne furent dès lors plus importants. L'appui d'amont du côté de Berne tassa plus tard, quand le pont fut chargé sur toute sa longueur; on profita de l'enlèvement de la moitié de cette surcharge pour relever le tablier de quelques centimètres sur cet appui.

C'est à cause de ces tassements d'appuis du côté de Berne que la surcharge fut tout d'abord appliquée en partant du côté de Lucerne, ce qui donna au béton de ciment ajouté en sous-œuvre le temps de se prendre et permit aussi d'éviter dans les barres faussées de la poutre d'amont des efforts de compression. Il paraît certain qu'en chargeant du côté de Berne ces barres auraient flambé bien avant les barres de la poutre d'aval placées dans la même situation pour la surcharge appliquée du côté de Lucerne.

La surcharge fut appliquée à partir du mardi soir, 10 avril 1894, à raison de 51 rails par panneau; le 12 au soir, les rails étaient appliqués sur six panneaux et dans la nuit suivante on chargea le ballast complétant la surcharge de 5,85 t. par mètre courant qui était prévue pour la première période d'essais. Le 13 avril, les rails furent chargés sur trois panneaux encore; c'est aussitôt après qu'eut lieu un

nivellement des nœuds. Le pont resta dans cette situation jusqu'au 16 avril; dans l'intervalle on se borna à compléter le platelage en rails sur les dix panneaux du tablier.

Le 16 avril, la charge de ballast portant à 5,85 t. par m. la surcharge sur toute la longueur du pont fut appliquée dès le matin; un second nivellement eut lieu à ce moment-là. On remarqua du 16 au 17 avril un tassement de l'appui, côté Berne, à l'amont.

Du 17 au 20 avril, le ballast fut enlevé sur toute la longueur du pont, les rails des quatre premiers panneaux, côté Berne, furent déchargés et portés avec d'autres sur les cinq premiers panneaux du côté de Lucerne. On obtint ainsi, sur la moitié du pont, une surcharge de rails de 5,6 t. par mètre courant, qui fut complétée à l'aide d'une faible couche de ballast pour atteindre les 5,85 t. prévus par mètre courant. Dans le 6^m panneau, depuis Lucerne, les 51 rails du début furent laissés pour le cas éventuel d'une surcharge de ce panneau.

Le 23 avril, on chargea les trois panneaux extrêmes d'un poids de ballast de 5,85 t. par mètre courant; le 24 avril avant midi, ce même poids fut étendu aux panneaux 4 et 5 depuis Lucerne et les observations furent alors répétées. La surcharge totale était donc de 11,7 t. par mètre courant.

A partir de 2 heures du soir, l'application de la surcharge fut continuée; on chargea ainsi 1,5 t. par mètre courant sur les cinq panneaux côté Lucerne (formant ainsi un poids total de 13,2 t. par m.). La largeur du ballast en couronne étant devenue trop faible, la surcharge fut alors augmentée au moyen de rails; de 5 à 6 heures du soir, un poids de 0,8 t. par mètre fut ajouté sur le premier panneau côté Lucerne et la moitié du suivant. Quelques points furent nivelés le même soir. On observa quelques fendillements de la peinture au nœud n° 21 de la poutre A, barre 21—19, dans sa partie supérieure.

Le 25 avril, après avoir répété les observations, la surcharge de 0,8 t. par m. fut étendue aux cinq panneaux côté Lucerne, formant ainsi 14 t. de surcharge totale par mètre courant.

On continua dès lors à charger le pont en jetant à la pelle du ballast sur le sixième panneau depuis Lucerne. Soudain, à 9 h. 40 m. du matin et dans l'espace de moins d'une seconde, le tablier s'effondra au moment où quelques observateurs relevaient à la poutre d'aval les déformations des barres et constataient un léger écartement des âmes de la membrure supérieure, barre 3—5 de la poutre B. La chute ne fut provoquée par aucun choc, puisque le ballast était chargé à la pelle.

A cause de la promptitude de la rupture, aucun des nombreux spectateurs n'a pu donner des indications détaillées sur le phénomène qui venait de se produire, si ce n'est que la poutre d'aval se rompit la première et entraîna l'autre.

Il convient d'ajouter que les observations faites pendant le chargement du tablier, tout en accusant une fatigue générale de l'ouvrage, ne semblaient pas faire prévoir l'endroit précis où la rupture a commencé, bien que les calculs préalables eussent indiqué la barre la plus faible sans aucune incertitude.

Le bruit produit par la rupture n'a pas été très-fort; on a entendu un bruit de cassure sèche suivi d'un ferraillement dû au glissement de quelques rails et de la surcharge et d'un bruit sourd provoqué par la rencontre du tablier avec le sol; la hauteur de chute vers le milieu a été d'environ 0,50 m.

Les essais ont été suivis très-attentivement les 24 et 25 avril par les délégués du Département fédéral des chemins de fer et des grandes compagnies des chemins de fer suisses et par un certain nombre d'invités: professeurs de l'école polytechnique fédérale, délégués du Département militaire fédéral et ingénieurs-constructeurs.

4. CALCULS DU PONT.

Les calculs du pont ont été établis sur les bases suivantes: Le poids mort peut être réparti entre les nœuds supérieurs et inférieurs, on trouve alors

pour la poutre d'amont	$\left\{ \begin{array}{l} \text{nœuds supérieurs, 1,41 t.} \\ \text{nœuds inférieurs, 2,46 t.} \end{array} \right.$
pour la poutre d'aval	
	$\left\{ \begin{array}{l} \text{nœuds supérieurs, 1,35 t.} \\ \text{nœuds inférieurs, 2,38 t.} \end{array} \right.$

Ces valeurs correspondent à un poids total de 85 tonnes.

Pour simplifier, nous avons désigné la poutre amont par la lettre A, la poutre aval par la lettre B.

Les nœuds des poutres ont été numérotés de 0 à 22 en partant pour la poutre A du côté de Berne, pour la poutre B du côté de Lucerne.

Les calculs préliminaires ont été faits par l'ingénieur des ponts du Jura-Simplon M. Elskes et par l'ingénieur du contrôle fédéral des ponts M. Schüle; le premier a employé les méthodes graphiques, le dernier les méthodes analytiques. Les résultats de ces deux séries de calculs étant suffisamment concordants, nous donnons ci-après le résumé des calculs analytiques revus et complétés d'après les surcharges réelles.

Le tableau de la page 12 indique les données employées dans le calcul; les sections brutes ont seules été introduites dans les calculs des tensions et des déformations.

Afin de permettre aisément une vérification, nous donnons aux tableaux des pages 13 et 14 les efforts produits dans chaque barre pour une charge 1 agissant successivement à chaque nœud inférieur de chaque poutre; les valeurs ainsi trouvées sont les coefficients qui ont servi à déterminer les forces agissant dans les barres des poutres principales pour chaque cas de surcharge. Les compressions sont indiquées par le signe —, les tensions par le signe +. Ces tableaux s'appliquent aux deux poutres A et B indifféremment. Ces valeurs ont permis de déterminer pour quelques cas de surcharge l'inflexion verticale d'un nœud inférieur quelconque en se servant de la méthode des déplacements virtuels.

Les forces déterminées comme nous venons de l'indiquer sont les forces principales; elles n'ont pu être calculées qu'en supposant les attaches des barres de treillis bien centrées, c'est-à-dire les axes de gravité des barres concourant en chaque nœud au même point et les diverses barres librement mobiles autour de ce point. Le dessin de la construction montre qu'il n'en est pas ainsi. D'une part les attaches des barres sont rigides; les déformations des barres dans le sens de la longueur sous l'influence des forces principales entraîneraient des variations dans les angles, mais la rigidité des attaches entravant ces variations, il en résulte des moments d'encastrement aux extrémités des barres; d'autre part les axes des barres de treillis se croisent à chaque nœud en dehors du centre de gravité de la membrure, l'équilibre de la construction exige l'intervention à chaque extrémité de barre d'un moment de flexion dû à l'excentricité de l'attache; ces moments de flexion modifient aux extrémités des barres les tensions moyennes qui résulteraient de l'action des forces principales seules, dirigées suivant l'axe de chaque barre. Indiquons en quelques mots les méthodes suivies pour la détermination de ces moments et des efforts secondaires qui en résultent.

Les moments dus à la rigidité des attaches ont été déterminés pour l'une des poutres (A) et dans l'hypothèse de la demi-surcharge de 11,7 t. par mètre courant appliquée depuis le côté de Berne. La méthode employée est celle qui est entre autres développée dans les ouvrages d'Engesser « Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen » et de W. Ritter « Die graphische Statik »; elle comprend le calcul des variations angulaires si les barres étaient libres autour des nœuds; les moments de flexions secondaires à l'extrémité de chaque barre se déterminent par la résolution de groupes d'équations établis pour chaque nœud; chacun de ces groupes comprend autant d'équations qu'il y a de barres concourantes en ce nœud; les inconnues sont les moments de flexion secondaires des barres aux extrémités adjacentes au nœud considéré et les moments de flexion secondaires des barres aux extrémités opposées à ce nœud. Nous avons eu ainsi dans notre cas pour une seule poutre 23 groupes d'équations: 2 groupes de 2, 2 groupes de 3 et 19 groupes de 4, en tout 86 équations avec 86 inconnues, c'est-à-dire 2 par barre.

Ces groupes d'équations peuvent se résoudre par approximations successives, soit analytiquement, soit graphiquement en se servant de la méthode développée par le prof. W. Ritter dans sa statique graphique; les deux méthodes ont été employées, la première par le rapporteur, la seconde par M. l'ingénieur Elskes. Connaissant les moments de flexion aux extrémités, il était aisé d'en déduire en les divisant par les valeurs des moments de résistance des barres, les tensions additionnelles produites sur les fibres extérieures de chaque barre au droit des nœuds.

Éléments des barres du pont.

Treillis. Poutres A et B				Membres. Poutre A				Membres. Poutre B		
N° des barres	Section brute cm²	Moment d'inertie I en cm⁴	Moment de résistance W' en cm³	N° des barres	Section brute cm²	Moment d'inertie I en cm⁴	Moment de résistance W en cm³	Section brute en cm²	Moment d'inertie I en cm⁴	Moment de résistance W en cm³
					supérieures				supérieures	
0-1	144,1	6568	530	1-3	121,0	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280	121	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280
1-2	115,5	3212	256	3-5	178,5	32815	2300 1525	183	33723	2390 1540
2-3	108,6	3088	250	5-7	219,0	40026	3190 1640	228	41398	3400 1665
3-4	105,8	2144	206	7-9	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
4-5	80,0	1371	132	9-11	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
5-6	71,0	1180	119	11-13	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
6-7	62,2	646	77	13-15	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
7-8	52,6	1179	119	15-17	219,0	40026	3190 1640	228	41398	3400 1665
8-9	63,6	646	77	17-19	178,5	32815	2300 1525	183	33723	2390 1540
9-10	52,6	1179	119	19-21	121,0	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280	121	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280
10-11	63,6	646	77		inférieures				inférieures	
11-12	63,6	646	77	0-2	121,0	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280	121	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280
12-13	52,6	1179	119	2-4	178,5	32815	2300 1525	183	33723	2390 1540
13-14	63,6	646	77	4-6	219,0	40026	3190 1640	183	33723	3400 1665
14-15	52,6	1179	119	6-8	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
15-16	62,2	646	77	8-10	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
16-17	71,0	1180	119	10-12	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
17-18	80,0	1371	132	12-14	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
18-19	105,8	2144	206	14-16	259,5	45756	4025 1730	228	41398	3400 1665
19-20	108,6	3088	250	16-18	219,0	40026	3190 1640	183	33723	3400 1665
20-21	115,5	3212	256	18-20	178,5	32815	2300 1525	183	33723	2390 1540
21-22	144,1	6568	530	20-22	121,0	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280	121	{ 11362* 6237	{ 650** 650 490 280

Observations: * La section des membres dans les panneaux extrêmes comprend deux parties inégales; le premier chiffre se rapporte à la partie extérieure, le second à la partie intérieure. — ** Le premier chiffre indiqué pour chaque barre donne le moment de résistance des fibres situées à l'extérieur des semelles, le second donne le moment de résistance des fibres au bord de l'int.

**Coefficients des forces agissant dans le treillis pour des charges concentrées
aux nœuds inférieurs.**

N° des barres	La charge 1 agit aux nœuds									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
0—1	— 0,980	— 0,881	— 0,782	— 0,685	— 0,589	— 0,490	— 0,391	— 0,294	— 0,196	— 0,098
1—2	+ 0,980	+ 0,881	+ 0,782	+ 0,685	+ 0,589	+ 0,490	+ 0,391	+ 0,294	+ 0,196	+ 0,098
2—3	+ 0,109	— 0,865	— 0,769	— 0,672	— 0,578	— 0,480	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
3—4	— 0,109	+ 0,865	+ 0,769	+ 0,672	+ 0,578	+ 0,480	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
4—5	+ 0,109	+ 0,206	— 0,769	— 0,672	— 0,578	— 0,480	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
5—6	— 0,109	— 0,206	+ 0,769	+ 0,672	+ 0,578	+ 0,480	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
6—7	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	— 0,672	— 0,578	— 0,480	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
7—8	— 0,109	— 0,206	— 0,302	+ 0,672	+ 0,578	+ 0,480	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
8—9	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	— 0,578	— 0,480	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
9—10	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	+ 0,578	+ 0,480	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
10—11	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	— 0,480	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
11—12	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	+ 0,480	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
12—13	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	+ 0,591	— 0,385	— 0,289	— 0,193	— 0,096
13—14	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	— 0,591	+ 0,385	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
14—15	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	+ 0,591	+ 0,685	— 0,289	— 0,193	— 0,096
15—16	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	— 0,591	— 0,685	+ 0,289	+ 0,193	+ 0,096
16—17	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	+ 0,591	+ 0,685	+ 0,781	— 0,193	— 0,096
17—18	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	— 0,591	— 0,685	— 0,781	+ 0,193	+ 0,096
18—19	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	+ 0,591	+ 0,685	+ 0,781	+ 0,878	— 0,096
19—20	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	— 0,591	— 0,685	— 0,781	— 0,878	+ 0,096
20—21	+ 0,109	+ 0,206	+ 0,302	+ 0,398	+ 0,492	+ 0,591	+ 0,685	+ 0,781	+ 0,878	+ 0,974
21—22	— 0,109	— 0,206	— 0,302	— 0,398	— 0,492	— 0,591	— 0,685	— 0,781	— 0,878	— 0,974

Coefficients des forces agissant dans les membrures pour des charges concentrées
aux nœuds inférieurs.

N° des barres	La charge 1 agit aux nœuds									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1—3	0,786	0,707	0,629	0,550	0,473	0,392	0,314	0,236	0,158	0,079
3—5	0,703	1,330	1,180	1,033	0,887	0,737	0,590	0,443	0,296	0,148
5—7	0,627	1,180	1,730	1,516	1,302	1,081	0,867	0,651	0,434	0,217
7—9	0,549	1,030	1,513	2,000	1,715	1,426	1,141	0,859	0,572	0,286
9—11	0,471	0,886	1,301	1,718	2,125	1,770	1,417	1,060	0,709	0,354
11—13	0,391	0,736	1,080	1,421	1,762	2,120	1,697	1,273	0,850	0,425
13—15	0,313	0,590	0,897	1,142	1,412	1,696	1,965	1,476	0,985	0,492
15—17	0,235	0,442	0,650	0,855	1,060	1,270	1,475	1,685	1,125	0,562
17—19	0,157	0,295	0,438	0,570	0,706	0,849	0,983	1,120	1,260	0,631
19—21	0,078	0,147	0,217	0,285	0,353	0,424	0,492	0,560	0,629	0,698
	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
0—2	0,393	0,353	0,314	0,275	0,236	0,196	0,157	0,118	0,078	0,039
2—4	0,744	1,020	0,903	0,791	0,680	0,566	0,453	0,340	0,227	0,113
4—6	0,665	1,250	1,455	1,275	1,090	0,910	0,728	0,547	0,365	0,182
6—8	0,588	1,105	1,622	1,758	1,510	1,255	1,005	0,754	0,503	0,252
8—10	0,508	0,908	1,405	1,855	1,921	1,600	1,280	0,961	0,641	0,320
10—12	0,430	0,810	1,185	1,565	1,940	1,940	1,556	1,170	0,780	0,390
12—14	0,352	0,662	0,971	1,281	1,587	1,902	1,830	1,375	0,917	0,458
14—16	0,274	0,515	0,757	1,000	1,235	1,482	1,723	1,585	1,056	0,529
16—18	0,196	0,368	0,541	0,714	0,883	1,060	1,230	1,400	1,192	0,597
18—20	0,117	0,221	0,325	0,428	0,530	0,635	0,738	0,840	0,943	0,666
20—22	0,039	0,074	0,108	0,142	0,176	0,212	0,246	0,280	0,315	0,349

Sans donner ici le détail des calculs, nous nous bornerons à remarquer que les résultats assez concordants des deux cas calculés complètement montrent que les tensions dues à la rigidité des attaches sont d'importance secondaire; elles vont pour les barres de treillis en décroissant des extrémités vers le milieu des poutres et n'atteignent nulle part 0,3 t. par cm^2 dans la fibre extrême; pour les membrures les tensions secondaires dues à la rigidité vont par contre en croissant des extrémités vers le milieu de l'ouvrage. Dans les membrures supérieures, à part les nœuds extrêmes, le travail additionnel de la fibre extérieure des semelles est une compression, dont la valeur n'atteint pas 0,1 t. par cm^2 ; dans les membrures inférieures, le travail additionnel de la fibre extérieure des semelles est une tension, dont la valeur n'atteint pas 0,1 t. par cm^2 , sauf aux nœuds extrêmes, où le sens des moments est inverse. Ces résultats permettent de conclure que la rigidité des attaches, surtout à cause de la longueur relativement grande des barres, n'avait ici qu'une faible importance et qu'elle ne pouvait compromettre la sécurité de l'ouvrage; ces résultats nous ont conduit à ne pas répéter pour les divers cas de surcharge les laborieux calculs des efforts secondaires, mais à les déduire du cas calculé en détail, en admettant qu'il existe une proportionnalité entre ces efforts et les tensions principales déterminées à l'aide des tableaux des pages 13 et 14. Les erreurs qui ont pu résulter de cette manière de calculer sont de très-minime importance en valeur absolue et aussi pour les raisons que nous verrons plus loin.

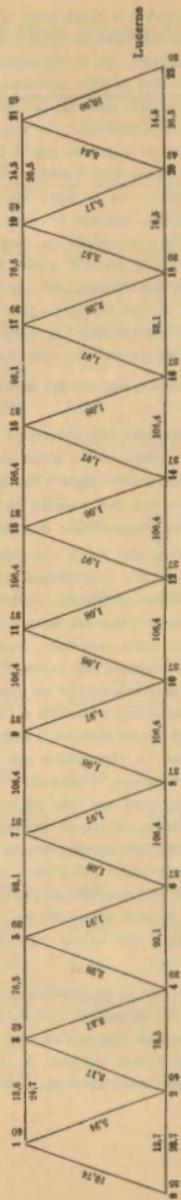
L'excentricité des attaches provoque des tensions additionnelles qui ont été déterminées de la manière suivante:

En chaque nœud le moment de flexion total dû à l'excentricité est déterminé par la différence des efforts dans les membrures avant et après le nœud et par la distance du point de croisement des axes des barres de treillis à l'axe de gravité de la membrure; nous avons réparti le moment de flexion ainsi obtenu entre les barres aboutissant à un nœud dans la proportion des valeurs de $\frac{I}{l}$, c'est-à-dire du rapport du moment d'inertie à la longueur de la barre. Dans les diagrammes des poutres de la page 16, nous avons inscrit les valeurs de l'excentricité et celles de $\frac{I}{l}$ qui nous ont servi dans les calculs. Remarquons ici que l'excentricité des nœuds extrêmes ne peut être déterminée aussi exactement que celle des nœuds intermédiaires; le dessin montre en effet que les panneaux extrêmes des membrures sont formés de deux parties non reliées par une semelle et dont l'une est formée d'une âme et de deux cornières et l'autre (à l'intérieur du pont) d'une âme et d'une seule cornière; malgré les diaphragmes qui relient les barres, il n'est pas possible de supposer qu'elles forment une section unique; l'excentricité des nœuds n° 1 des deux poutres est donc de 42,2 cm., si on la détermine pour les demi-membrures placées à l'extérieur, et de 37,4 cm., si on la détermine pour les demi-membrures placées à l'intérieur; nous avons admis comme moyenne 40 cm. L'excentricité des nœuds n° 21 est de 45,8 cm. à l'extérieur et de 41,0 cm. à l'intérieur; nous avons admis comme moyenne 43 cm. Dans la répartition des moments de flexion dus à l'excentricité, ces deux parties ont été supposées séparées, c'est-à-dire formant deux barres distinctes. Enfin les nœuds n° 0 et 22 sur lesquels repose le pont ont une excentricité qui dépend de la position du centre de pression du tablier sur le calage en chêne, centre de pression qui se modifie un peu avec l'application de la surcharge et l'inflexion des poutres qui en résulte; le chiffre indiqué pour l'excentricité de ces nœuds ne peut pour ce motif être déterminé d'une manière exacte. Dans les barres extrêmes (0—1, 21—22), la section n'est pas symétrique par rapport au plan axial des poutres et la répartition des efforts entre l'intérieur et l'extérieur de la section d'une de ces barres est différente. Nous n'avons pas tenu compte de cette complication et donné une valeur moyenne aux tensions, en supposant la barre symétrique.

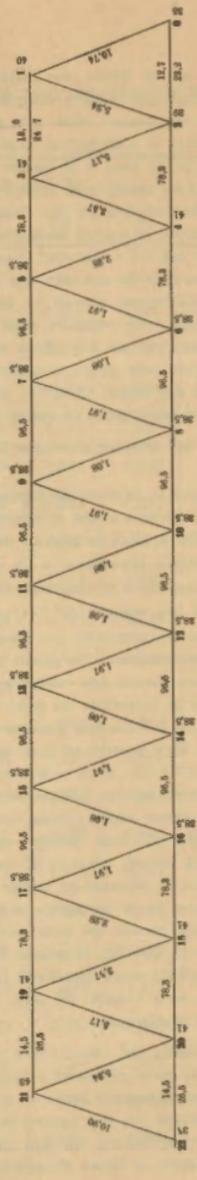
La méthode usuelle qui vient d'être esquissée est basée sur la proportionnalité des tensions aux déformations; elle ne peut prétendre à l'exactitude que dans les limites de l'élasticité du métal; au delà de ces limites le calcul devient illusoire et les moments de flexion dus à l'excentricité se répartissent entre les barres suivant des lois encore inconnues et qui dépendront surtout de la qualité du métal. C'est donc sans aucune illusion sur leur exactitude absolue que nous donnons plus loin des chiffres qui dépassent très-fortement la limite d'élasticité.

Bras de leviers en cm. et rapports $\frac{I}{I_0}$ en cm² ayant servi au calcul des tensions dues à l'excentricité des attaches.

Poutre A.



Poutre B.



Observation. Dans les passages extrêmes, le chiffre le plus faible correspond à la demi-membrure intérieure, le chiffre le plus fort à la demi-membrure extérieure.

Il y a encore un élément d'incertitude au sujet de ces efforts dans les nœuds extrêmes; nous avons, en décrivant l'ouvrage, fait remarquer que les nœuds extrêmes sont renforcés par des goussets facilitant l'attache des treillis; ces goussets constituent un renforcement local très-efficace, mais dont le calcul n'a pas tenu compte. Il serait donc nécessaire pour avoir les tensions effectives, en supposant l'élasticité parfaite du métal, de réduire les tensions trouvées au droit du nœud en prenant ces tensions à l'endroit où le gousset n'est plus attaché à la membrure; nous n'avons pas fait cette réduction dans les tableaux précédents; les tensions indiquées supposent une section constante de la membrure dans le voisinage des nœuds.

Pour être complets, les calculs eussent dû comprendre encore les tensions qui sont provoquées par la flexion des entretoises porteuses et celles qui proviennent d'un gauchissement de la construction par suite du tassement d'un des appuis; nous avons renoncé à la détermination de ces efforts additionnels, soit parce que les entretoises n'ont pris que des inflexions très-faibles qui avaient peu d'action sur les longues barres du treillis, soit parce que les tassements n'ont rien présenté d'inquiétant pour la construction.

Nous donnons les résultats des calculs suivants:

Forces et tensions principales dues au poids mort	p. 18
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 14 avril	p. 19
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 17 avril	p. 20
Tensions additionnelles par cm ³ de fibre extérieure dues à la rigidité des attaches pour la même surcharge	p. 21
Tensions additionnelles par cm ³ de fibre extérieure dues à l'excentricité des attaches pour la même surcharge	p. 22
Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris) pour la même surcharge	p. 23
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 21 avril	p. 24
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 24 avril	p. 25
Tensions additionnelles par cm ³ de fibre extérieure dues à la rigidité des attaches pour la même surcharge	p. 26
Tensions additionnelles par cm ³ de fibre extérieure dues à l'excentricité des attaches pour la même surcharge	p. 27
Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris) pour la même surcharge	p. 28
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 25 avril (2 heures avant la chute du pont)	p. 29
Forces et tensions principales dues à la surcharge de rupture	p. 30
Forces et tensions principales au moment de la rupture, y compris le poids mort	p. 31

Nous avons représenté sur la planche III les diverses surcharges par des diagrammes et inscrit à chaque nœud la surcharge concentrée correspondante.

Il résulte des vérifications faites après le déchargement que les surcharges réelles ont été d'environ 3 % plus fortes que celles qui ont servi aux calculs.

Les surcharges uniformément réparties sont les suivantes:

14 avril:	5,85 t. par mètre courant sur 6 panneaux (1 à 6)
	2,7 t. » » » » 3 » (7 à 9)
17 avril:	5,85 t. » » » » 10 » (1 à 10)
21 avril:	5,85 t. » » » » 5 » (1 à 5)
	2,7 t. » » » » 1 » (6)
24 avril:	11,7 t. » » » » 5 » (1 à 5)
	2,7 t. » » » » 1 » (6)
25 avril (à 7 h.)	14 t. » » » » 2 » (1 et 2)
	13,2 t. » » » » 3 » (3 à 5)
	2,7 t. » » » » 1 » (6)
25 avril (à 9 h. 40 m.):	14 t. » » » » 5 » (1 à 5)
	17 t. inégalement réparties sur le panneau 6.

Forces et tensions principales dues au poids mort.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membres			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²		Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²
0—1	-21,5	-0,149	-20,8	-0,145	1—3	16,7	0,138	16,1	0,133
1—2	+20,1	+0,174	+19,3	+0,167	3—5	28,3	0,159	27,2	0,149
2—3	-17,0	-0,157	-16,3	-0,150	5—7	37,2	0,170	35,8	0,157
3—4	+15,5	+0,146	+14,9	+0,141	7—9	42,4	0,163	41,3	0,181
4—5	-12,9	-0,161	-12,4	-0,155	9—11	45,7	0,176	44,0	0,193
5—6	+11,4	+0,161	+11,0	+0,155	11—13	45,6	0,176	43,8	0,192
6—7	-8,7	-0,140	-8,4	-0,135	13—15	42,5	0,164	41,0	0,180
7—8	+7,2	+0,137	+7,0	+0,133	15—17	36,3	0,166	34,9	0,153
8—9	-4,6	-0,072	-4,4	-0,070	17—19	27,2	0,153	26,1	0,143
9—10	+3,1	+0,059	+3,0	+0,057	19—21	15,1	0,125	14,4	0,119
10—11	-0,5	-0,008	-0,5	-0,008					
11—12	-1,0	-0,016	-1,0	-0,015	0—2	+	+	+	+
12—13	+3,6	+0,068	+3,5	+0,066	2—4	8,7	0,072	8,3	0,068
13—14	-5,1	-0,080	-4,9	-0,078	4—6	23,0	0,129	22,0	0,120
14—15	+7,8	+0,148	+7,5	+0,142	6—8	33,0	0,151	31,8	0,174
15—16	-9,3	-0,149	-8,9	-0,143	8—10	40,2	0,155	39,0	0,171
16—17	+11,9	+0,168	+11,4	+0,161	10—12	44,5	0,171	42,8	0,188
17—18	-13,4	-0,167	-12,9	-0,161	12—14	45,8	0,176	44,0	0,193
18—19	+16,1	+0,152	+15,4	+0,146	14—16	44,5	0,171	42,6	0,186
19—20	-17,6	-0,162	-16,8	-0,155	16—18	39,7	0,153	38,2	0,167
20—21	+20,2	+0,175	+19,4	+0,168	18—20	32,1	0,146	30,7	0,168
21—22	-21,6	-0,150	-20,8	-0,145	18—20	21,3	0,119	20,5	0,112
					20—22	7,7	0,064	7,4	0,061

Forces et tensions principales dues à la surcharge du 14 avril 1894.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membres			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²		Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²
0—1	— 33,1	— 0,23	— 55,6	— 0,38	1—3	—	—	—	—
1—2	+ 33,1	+ 0,29	+ 55,6	+ 0,48	3—5	52,4	0,29	79,0	0,43
2—3	— 32,5	— 0,30	— 47,9	— 0,44	5—7	74,6	0,34	103,6	0,45
3—4	+ 32,5	+ 0,31	+ 47,9	+ 0,45	7—9	92,4	0,36	118,8	0,52
4—5	— 29,4	— 0,37	— 34,5	— 0,43	9—11	105,7	0,41	124,6	0,55
5—6	+ 29,4	+ 0,42	+ 34,5	+ 0,49	11—13	112,0	0,43	120,3	0,53
6—7	— 23,2	— 0,37	— 21,1	— 0,34	13—15	108,8	0,42	107,1	0,47
7—8	+ 23,2	+ 0,44	+ 21,1	+ 0,40	15—17	95,9	0,44	86,2	0,38
8—9	— 17,0	— 0,27	— 7,8	— 0,12	17—19	73,5	0,41	61,1	0,33
9—10	+ 17,0	+ 0,32	+ 7,8	+ 0,15	19—21	41,4	0,34	31,6	0,26
10—11	— 7,2	— 0,11	+ 5,6	+ 0,09		+	+	+	+
11—12	+ 7,2	+ 0,11	— 5,6	— 0,09	0—2	13,9	0,12	24,1	0,20
12—13	+ 2,5	+ 0,05	+ 19,0	+ 0,36	2—4	40,1	0,23	61,8	0,34
13—14	— 2,5	— 0,04	— 19,0	— 0,30	4—6	63,5	0,29	91,1	0,50
14—15	+ 15,8	+ 0,30	+ 28,7	+ 0,55	6—8	83,7	0,32	111,4	0,49
15—16	— 15,8	— 0,25	— 28,7	— 0,46	8—10	98,9	0,38	120,9	0,53
16—17	+ 29,2	+ 0,41	+ 34,9	+ 0,49	10—12	108,8	0,42	122,2	0,54
17—18	— 29,2	— 0,37	— 34,9	— 0,44	12—14	110,3	0,43	113,6	0,50
18—19	+ 42,5	+ 0,40	+ 42,3	+ 0,40	14—16	102,5	0,40	96,4	0,42
19—20	— 42,5	— 0,39	— 42,3	— 0,39	16—18	84,8	0,39	73,6	0,40
20—21	+ 56,0	+ 0,48	+ 45,4	+ 0,38	18—20	57,7	0,32	46,3	0,25
21—22	— 56,0	— 0,39	— 45,4	— 0,32	20—22	20,8	0,17	15,8	0,13

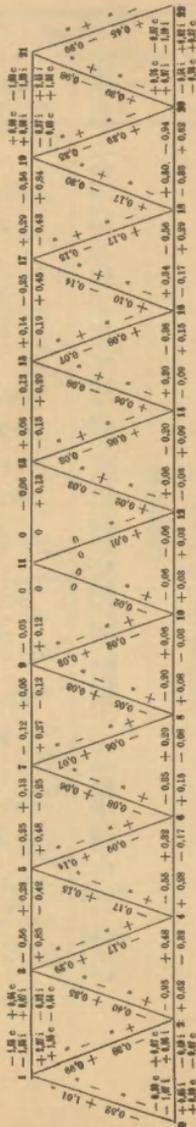
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 17 avril 1894.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membresures				
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B		
	Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²		Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²	
0-1	-61,2	-0,43			1-3	49,2	0,41		0,41	
1-2	+61,2	+0,53			3-5	87,5	0,49	Comme pour la poutre A	0,48	
2-3	-53,4	-0,49			5-7	116,2	0,53		0,51	
3-4	+53,4	+0,50			7-9	135,1	0,52		0,55	
4-5	-40,1	-0,50			9-11	143,4	0,55		0,63	
5-6	+40,1	+0,56			11-13	144,5	0,56		0,63	
6-7	-26,5	-0,43			13-15	135,0	0,52		0,58	
7-8	+26,5	+0,50			15-17	115,5	0,53		0,51	
8-9	-13,2	-0,21			17-19	86,6	0,48		0,47	
9-10	+13,2	+0,25			19-21	48,1	0,40		0,40	
10-11	+0,1	+0,00	Comme pour la poutre A	Comme pour la poutre A						
11-12	-0,1	-0,00					0-2	+	+	+
12-13	+13,5	+0,26					2-4	68,3	0,38	0,37
13-14	-13,5	-0,21					4-6	101,7	0,47	0,56
14-15	+26,9	+0,51					6-8	125,7	0,49	0,55
15-16	-26,9	-0,43					8-10	139,9	0,54	0,61
16-17	+41,6	+0,59					10-12	144,4	0,56	0,63
17-18	-41,6	-0,52					12-14	139,7	0,54	0,61
18-19	+53,7	+0,51					14-16	125,2	0,48	0,55
19-20	-53,7	-0,49					16-18	101,0	0,46	0,55
20-21	+67,0	+0,58			18-20	67,3	0,38	0,37		
21-22	-67,0	-0,46			20-22	23,9	0,20	0,20		

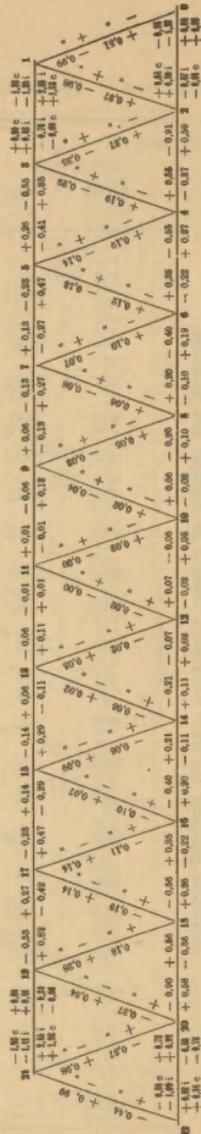
Surcharge du 17 avril 1894.

Tensions par cm² de fibre extérieure dues à l'excentricité des attaches.

Poutre A.



Poutre B.

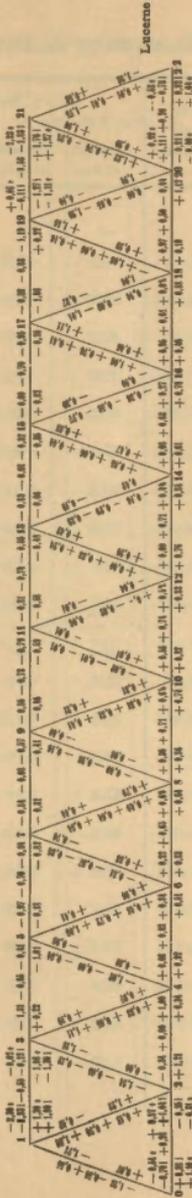


Observations. Dans les barres extérieures des membrures, les tensions marquées d'un + se rapportent à la demi-membrure intérieure; les tensions marquées d'un - se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions non indiquées en 4, 5, 6 se rapportent aux extrémités des barres.

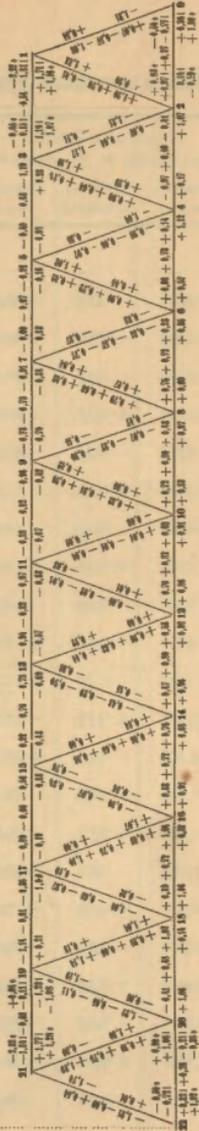
Surcharge du 17 avril 1894.

Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris).

Poutre A.



Poutre B.



Observations. Dans les barres extrêmes des membrures, les tensions marquées d'un 1 se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions marquées d'un 2 se rapportent à la demi-membrure intérieure; les tensions marquées d'un 3 se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions sont indiquées en k. par cm², les tensions résultantes se rapportent aux extrémités des barres. Le chiffre inscrit au milieu de chaque barre indique la tension principale.

Forces et tensions principales dues à la surcharge du 21 avril 1894.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²		Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²
0—1	— 18,4	— 0,13	— 48,4	— 0,34	1—3	14,7 ¹	0,12	38,8	0,32
1—2	+ 18,4	+ 0,16	+ 48,4	+ 0,42	3—5	27,7	0,16	68,1	0,37
2—3	— 18,0	— 0,17	— 40,8	— 0,38	5—7	40,7	0,19	87,7	0,38
3—4	+ 18,0	+ 0,17	+ 40,8	+ 0,39	7—9	53,6	0,21	97,8	0,43
4—5	— 18,0	— 0,23	— 27,4	— 0,34	9—11	66,4	0,26	98,5	0,43
5—6	+ 18,0	+ 0,25	+ 27,4	+ 0,39	11—13	77,3	0,30	89,1	0,39
6—7	— 18,0	— 0,29	— 14,0	— 0,23	13—15	80,8	0,31	73,6	0,32
7—8	+ 18,0	+ 0,34	+ 14,0	+ 0,27	15—17	75,0	0,34	54,8	0,24
8—9	— 18,0	— 0,28	— 0,7	— 0,01	17—19	59,6	0,33	36,6	0,20
9—10	+ 18,0	+ 0,34	+ 0,7	+ 0,01	19—21	34,5	0,29	18,3	0,15
10—11	— 14,9	— 0,24	+ 12,7	+ 0,20		+	+	+	+
11—12	+ 14,9	+ 0,24	— 12,7	— 0,20	0—2	7,4	0,06	21,2	0,17
12—13	— 5,2	— 0,10	+ 22,4	+ 0,43	2—4	21,3	0,12	53,5	0,29
13—14	+ 5,2	+ 0,08	— 22,4	— 0,35	4—6	34,2	0,16	77,7	0,42
14—15	+ 8,1	+ 0,15	+ 25,5	+ 0,48	6—8	47,3	0,19	92,9	0,41
15—16	— 8,1	— 0,13	— 25,5	— 0,43	8—10	60,1	0,23	97,4	0,43
16—17	+ 21,5	+ 0,30	+ 25,5	+ 0,36	10—12	72,0	0,28	93,6	0,41
17—18	— 21,5	— 0,27	— 25,5	— 0,33	12—14	79,1	0,30	81,1	0,36
18—19	+ 34,8	+ 0,33	+ 25,5	+ 0,24	14—16	78,2	0,30	63,9	0,28
19—20	— 34,8	— 0,32	— 25,5	— 0,24	16—18	67,4	0,31	45,6	0,25
20—21	+ 48,3	+ 0,42	+ 25,5	+ 0,22	18—20	47,2	0,26	27,4	0,15
21—22	— 48,3	— 0,34	— 25,5	— 0,18	20—22	17,3	0,14	9,1	0,08

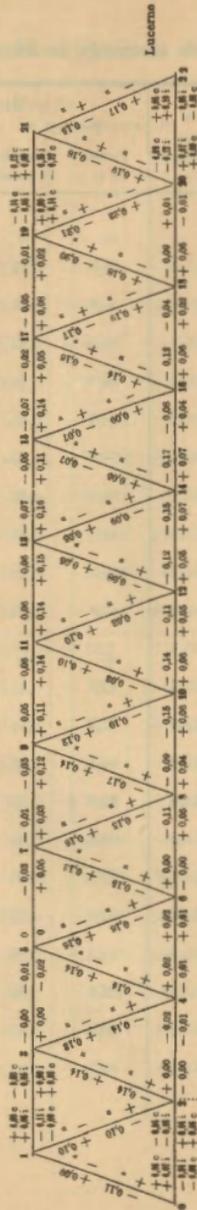
Forces et tensions principales dues à la surcharge du 24 avril 1894.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²		Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²
0-1	- 32,3	- 0,23	- 92,9	- 0,64	1-3	26,0	0,22	74,5	0,62
1-2	+ 32,3	+ 0,28	+ 92,9	+ 0,80	3-5	48,7	0,27	130,5	0,71
2-3	- 31,8	- 0,29	- 77,9	- 0,72	5-7	71,5	0,33	167,0	0,73
3-4	+ 31,8	+ 0,30	+ 77,9	+ 0,74	7-9	94,3	0,36	184,4	0,81
4-5	- 31,8	- 0,40	- 51,1	- 0,64	9-11	116,8	0,45	182,8	0,80
5-6	+ 31,8	+ 0,45	+ 51,1	+ 0,72	11-13	137,7	0,53	161,2	0,71
6-7	- 31,8	- 0,51	- 24,3	- 0,39	13-15	148,2	0,57	131,8	0,58
7-8	+ 31,8	+ 0,61	+ 24,3	+ 0,46	15-17	140,1	0,64	98,3	0,43
8-9	- 31,8	- 0,50	+ 2,4	+ 0,04	17-19	112,5	0,63	65,7	0,36
9-10	+ 31,8	+ 0,61	- 2,4	- 0,05	19-21	65,8	0,54	32,7	0,27
10-11	- 28,7	- 0,47	+ 29,2	+ 0,46		+	+	+	+
11-12	+ 28,7	+ 0,47	- 29,2	- 0,46	0-2	12,9	0,11	37,2	0,31
12-13	- 15,3	- 0,29	+ 42,5	+ 0,81	2-4	37,4	0,21	102,5	0,56
13-14	+ 15,3	+ 0,24	- 42,5	- 0,67	4-6	60,1	0,27	148,5	0,81
14-15	+ 11,4	+ 0,22	+ 45,6	+ 0,87	6-8	82,9	0,32	175,8	0,77
15-16	- 11,4	- 0,18	- 45,6	- 0,73	8-10	105,6	0,41	182,3	0,80
16-17	+ 38,2	+ 0,54	+ 45,6	+ 0,64	10-12	127,3	0,49	171,6	0,75
17-18	- 38,2	- 0,48	- 45,6	- 0,57	12-14	142,9	0,55	146,0	0,64
18-19	+ 65,0	+ 0,61	+ 45,6	+ 0,43	14-16	144,4	0,56	114,6	0,50
19-20	- 65,0	- 0,60	- 45,6	- 0,42	16-18	126,3	0,58	81,9	0,45
20-21	+ 91,7	+ 0,79	+ 45,6	+ 0,39	18-20	89,1	0,50	49,1	0,27
21-22	- 91,7	- 0,64	- 45,6	- 0,32	20-22	32,9	0,27	16,4	0,14

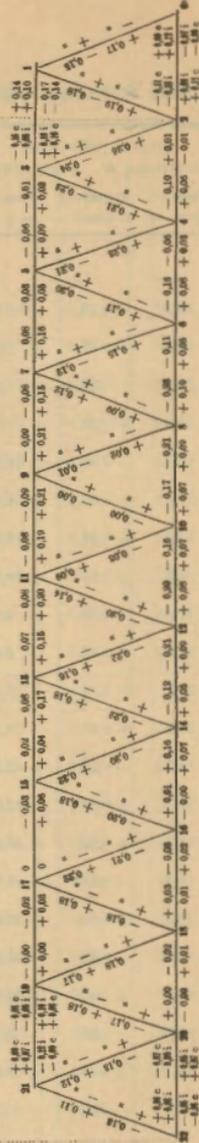
Surcharge du 24 avril 1894.

Tensions par cm² de fibre extérieure dues à la rigidité des attaches.

Poutre A.



Poutre B.

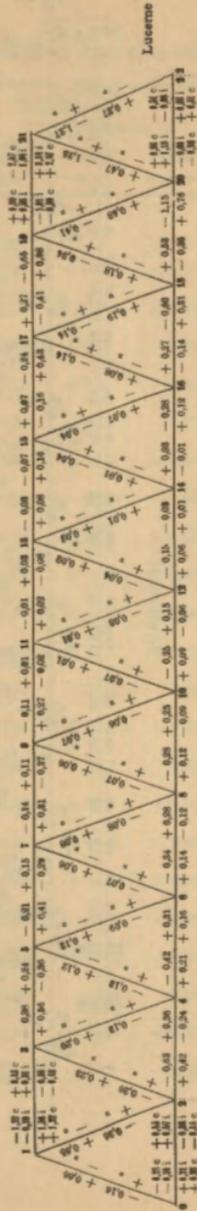


Observation. Dans les lettres certaines des numéros, les tensions marquées d'un 1 se rapportent à la demi-surface latérale; les tensions marquées d'un 2 se rapportent à la demi-surface extérieure. Les tensions sont indiquées en 1, cilia se rapportent aux extrémités des barres.

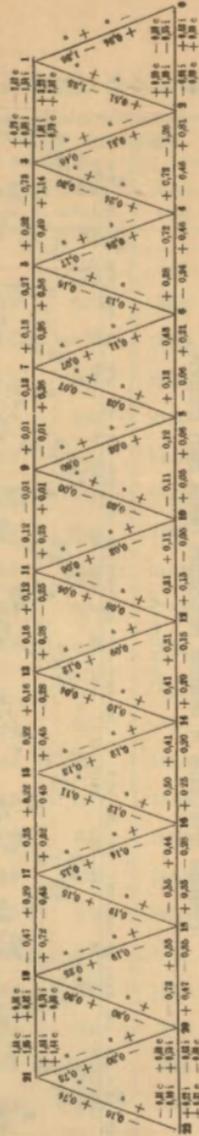
Surocharge du 24 avril 1894.

Tensions par cm² de fibre extérieure dues à l'excentricité des attaches.

Poutre A.



Poutre B.

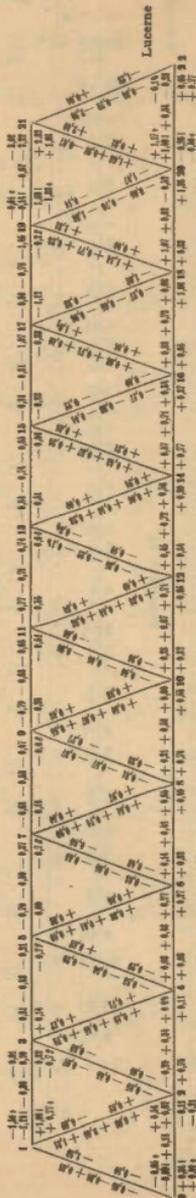


Observations. Dans les barres extérieures des membrures, les tensions marquées d'un + se rapportent à la demi-membrure intérieure; les tensions marquées d'un - se rapportent à la demi-membrure extérieure. Les tensions sont indiquées en %, elles se rapportent aux extrémités des barres.

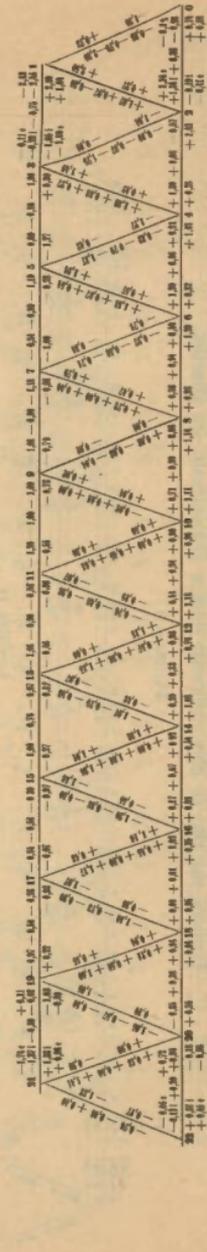
Surcharge du 24 avril 1894.

Tensions principales et tensions résultantes (poids mort compris).

Poutre A.



Poutre B.



Observations. Dans les barres extrêmes des membrures, les tensions marquées d'un + se rapportent à la demi-membrure extérieure; les tensions marquées d'un - se rapportent à la demi-membrure intérieure. Le chiffre inscrit au milieu de chaque barre indique la tension principale.

Forces et tensions principales dues à la surcharge du 25 avril 1894 (2 h. avant la chute).

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²		Force en t.	Travail en t/cm ²	Force en t.	Travail en t/cm ²
0—1	-38,2	-0,27	-109,7	-0,76	1—3	30,7	0,25	88,0	0,73
1—2	+38,2	+0,33	+109,7	+0,95	3—5	57,6	0,32	154,3	0,84
2—3	-37,7	-0,35	-91,7	-0,84	5—7	84,5	0,39	199,3	0,87
3—4	+37,7	+0,36	+91,7	+0,87	7—9	111,5	0,43	216,5	0,95
4—5	-37,7	-0,47	-59,5	-0,74	9—11	138,1	0,53	215,0	0,94
5—6	+37,7	+0,53	+59,5	+0,84	11—13	163,2	0,63	191,1	0,84
6—7	-37,7	-0,61	-28,2	-0,45	13—15	174,5	0,67	155,7	0,68
7—8	+37,7	+0,72	+28,2	+0,54	15—17	164,3	0,75	116,0	0,51
8—9	-37,7	-0,59	+2,2	+0,04	17—19	132,1	0,74	77,5	0,42
9—10	+37,7	+0,72	-2,2	-0,04	19—21	77,5	0,64	38,7	0,32
10—11	-24,6	-0,39	+32,6	+0,51		+	+	+	+
11—12	+24,6	+0,39	-32,6	-0,51	0—2	15,3	0,15	44,0	0,36
12—13	-16,1	-0,31	+50,9	+0,97	2—4	44,2	0,25	120,8	0,66
13—14	+16,1	+0,25	-50,9	-0,80	4—6	71,0	0,32	174,8	0,96
14—15	+14,3	+0,27	+54,0	+1,03	6—8	98,2	0,38	206,5	0,91
15—16	-14,3	-0,23	-54,0	-0,87	8—10	124,8	0,48	214,0	0,94
16—17	+44,7	+0,63	+54,0	+0,76	10—12	150,6	0,58	202,5	0,89
17—18	-44,7	-0,56	-54,0	-0,68	12—14	168,5	0,65	172,6	0,76
18—19	+75,9	+0,72	+54,0	+0,51	14—16	169,3	0,61	135,5	0,59
19—20	-75,9	-0,70	-54,0	-0,50	16—18	148,1	0,68	96,9	0,53
20—21	+108,0	+0,93	+54,0	+0,47	18—20	104,8	0,59	58,1	0,32
21—22	-108,0	-0,75	-54,0	-0,38	20—22	38,7	0,32	19,3	0,16

Forces et tensions principales dues à la surcharge de rupture (25 avril 1894, 9 h. 40' du matin).

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²		Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²
0—1	— 42,1	— 0,29	— 114,2	— 0,79	1—3	—	—	—	—
1—2	+ 42,1	+ 0,36	+ 114,2	+ 0,99	3—5	62,6	0,35	160,5	0,88
2—3	— 40,8	— 0,38	— 96,1	— 0,89	5—7	91,9	0,42	206,3	0,91
3—4	+ 40,8	+ 0,39	+ 96,1	+ 0,91	7—9	121,1	0,47	229,0	1,00
4—5	— 40,8	— 0,51	— 63,9	— 0,80	9—11	150,1	0,58	229,0	1,00
5—6	+ 40,8	+ 0,58	+ 63,9	+ 0,90	11—13	176,8	0,69	205,0	0,90
6—7	— 40,8	— 0,66	— 31,7	— 0,51	13—15	187,0	0,72	167,7	0,74
7—8	+ 40,8	+ 0,78	+ 31,7	+ 0,60	15—17	175,1	0,80	125,0	0,55
8—9	— 40,8	— 0,64	+ 0,3	+ 0,01	17—19	139,6	0,78	83,4	0,46
9—10	+ 40,8	+ 0,78	— 0,3	— 0,01	19—21	81,3	0,67	41,7	0,34
10—11	— 36,5	— 0,57	+ 32,4	+ 0,51					
11—12	+ 36,5	+ 0,57	— 32,4	— 0,51	0—2	+ 16,6	+ 0,14	+ 45,8	+ 0,38
12—13	— 15,1	— 0,29	+ 53,8	+ 1,02	2—4	48,0	0,27	126,1	0,69
13—14	+ 15,1	+ 0,24	— 53,8	— 0,85	4—6	77,2	0,35	183,2	1,00
14—15	+ 17,0	+ 0,32	+ 58,1	+ 1,10	6—8	106,6	0,41	217,8	0,96
15—16	— 17,0	— 0,27	— 58,1	— 0,93	8—10	135,8	0,52	227,4	1,00
16—17	+ 49,1	+ 0,69	+ 58,1	+ 0,82	10—12	163,4	0,63	216,5	0,95
17—18	— 49,1	— 0,61	— 58,1	— 0,72	12—14	181,8	0,70	185,9	0,82
18—19	+ 81,2	+ 0,77	+ 58,1	+ 0,55	14—16	181,4	0,70	145,9	0,64
19—20	— 81,2	— 0,75	— 58,1	— 0,54	16—18	157,3	0,72	104,2	0,57
20—21	+ 113,3	+ 0,98	+ 58,1	+ 0,50	18—20	110,4	0,62	62,5	0,34
21—22	— 113,3	— 0,78	— 58,1	— 0,40	20—22	40,6	0,34	20,8	0,17

Forces et tensions principales au moment de la rupture (25 avril 1894, 9 h. 40' du matin).

Poids mort compris.

N° des barres	Treillis				N° des barres	Membrures			
	Poutre A		Poutre B			Poutre A		Poutre B	
	Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²		Force en t.	Travail en t./cm ²	Force en t.	Travail en t./cm ²
0—1	— 63,6	— 0,44	— 135,0	— 0,94	1—3	50,0	0,41	107,8	0,89
1—2	+ 62,2	+ 0,54	+ 133,5	+ 1,15	3—5	90,9	0,51	187,7	1,03
2—3	— 57,8	— 0,53	— 112,4	— 1,04	5—7	129,1	0,59	242,1	1,06
3—4	+ 56,3	+ 0,53	+ 111,0	+ 1,05	7—9	163,5	0,63	270,3	1,19
4—5	— 53,7	— 0,67	— 76,3	— 0,95	9—11	195,8	0,76	273,0	1,20
5—6	+ 52,2	+ 0,74	+ 74,9	+ 1,06	11—13	222,4	0,86	248,8	1,09
6—7	— 49,5	— 0,80	— 40,1	— 0,65	13—15	229,5	0,88	208,7	0,92
7—8	+ 48,0	+ 0,92	+ 38,7	+ 0,74	15—17	211,4	0,97	159,9	0,70
8—9	— 45,4	— 0,71	— 4,1	— 0,06	17—19	166,8	0,94	109,5	0,61
9—10	+ 43,9	+ 0,84	+ 2,7	+ 0,05	19—21	96,4	0,80	56,1	0,46
10—11	— 37,0	— 0,58	+ 31,9	+ 0,50					
11—12	+ 35,5	+ 0,56	— 31,4	— 0,53	0—2	+ 25,3	+ 0,21	+ 54,1	+ 0,45
12—13	— 11,5	— 0,22	+ 57,3	+ 1,09	2—4	71,0	0,40	148,1	0,81
13—14	+ 10,0	+ 0,16	— 58,7	— 0,92	4—6	110,2	0,50	215,0	1,17
14—15	+ 24,8	+ 0,47	+ 65,6	+ 1,25	6—8	146,8	0,57	256,8	1,13
15—16	— 26,3	— 0,42	— 67,0	— 1,07	8—10	180,3	0,70	270,2	1,19
16—17	+ 61,0	+ 0,86	+ 69,5	+ 0,98	10—12	209,2	0,80	260,5	1,14
17—18	— 62,5	— 0,78	— 71,0	— 0,89	12—14	226,3	0,87	228,5	1,00
18—19	+ 97,3	+ 0,92	+ 73,5	+ 0,70	14—16	221,1	0,85	184,1	0,81
19—20	— 98,8	— 0,91	— 74,9	— 0,69	16—18	189,4	0,86	134,9	0,74
20—21	+ 133,5	+ 1,15	+ 77,5	+ 0,67	18—20	131,7	0,74	83,0	0,45
21—22	— 134,9	— 0,94	— 78,9	— 0,55	20—22	48,3	0,40	28,2	0,23

Le tableau suivant indique les éléments du calcul des barres de treillis au flambage:

l est la longueur théorique des barres entre les axes de gravité des membrures,
 I est le moment d'inertie minimum, c'est-à-dire par rapport à l'axe normal au plan des poutres,
 F la surface de la section brute,
 i le rayon de giration.

Les tensions indiquées à la dernière colonne ont été déterminées à l'aide des formules du professeur Tetmajer.

Désignation des barres	l cm	I cm ⁴	F cm ²	i cm	$\frac{3}{4} \frac{l}{i}$	Tension entraînant le flambage t/cm^2
0—1	511	6568	144,1	6,74	68	2,15
21—22	600	6568	144,1	6,74	67	2,16
2—3, 19—20	600	3088	108,6	5,32	85	1,93
4—5, 17—18	600	1371	80,0	4,13	109	1,61
5—6, 16—17	600	1180	71,0	4,07	111	1,60
6—7, 8—9, 10—11	600	646	62,2	3,22	140	1,01
11—12, 13—14, 15—16	600	646	63,6	3,19	140	1,01
7—8, 9—10, 12—13, 14—15	600	1179	52,6	4,73	95	1,80

5. LES DÉFORMATIONS AVANT LA RUPTURE

Nous avons déterminé par la méthode de Williot les inflexions de chaque poutre pour les divers cas de surcharge. A cet effet la déformation (allongement ou raccourcissement) de chaque barre a été calculée, puis, en supposant un nœud (n° 10) fixe et la direction d'une barre (10—12) invariable, le procédé graphique de Williot a donné pour chaque nœud le déplacement résultant. Les calculs ont été établis avec un coefficient d'élasticité $E = 1800$ t. par cm²; en choisissant un module un peu faible nous avons voulu tenir compte des petits déplacements dus à l'excentricité des attaches, le calcul des déformations n'ayant été fait que sur la base des tensions principales. Les inflexions calculées ont été portées en grandeur naturelle sur la planche III; les inflexions observées (déduites des nivellements) ont été portées sur les mêmes figures. En outre, pour permettre la comparaison avec les inflexions calculées d'après la méthode usuelle, la planche III donne les courbes de déformation pour le coefficient d'élasticité du fer soudé $E = 2000$ t. par cm².

On a pu voir par les résultats des calculs indiqués à la page 23 que la surcharge de 5,85 t. par mètre courant provoquait dans les nœuds extrêmes des tensions supérieures à la limite d'élasticité du fer; ce résultat se trouve confirmé par l'examen de la planche III; en effet, le 20 avril, quand la surcharge de la moitié du pont côté Berne eut été enlevée, le tablier ne reprit pas la forme qu'aurait produite la surcharge qu'il avait à supporter à ce moment-là. La différence entre les inflexions calculées et observées s'accroît ensuite et le 25 avril, 2 heures avant la chute, cette différence atteignait 48% de l'inflexion calculée pour la poutre A et 35% pour la poutre B; le 14 avril, pour une surcharge 2,3 fois moindre, cette différence était de 10% pour la poutre A et nulle pour la poutre B.

L'examen de la planche III provoque quelques remarques:

1. Bien que la surcharge ait été répartie d'une manière très-uniforme sur toute la largeur du tablier, la poutre A présente pour tous les cas observés des différences d'inflexion plus grandes que la poutre B. Quelques circonstances peuvent aider à expliquer ce fait: la poutre A a été en service plus fatiguée que la poutre B, ainsi qu'il résulte des essais dont nous avons donné le résultat au chapitre 2, page 7; la poutre A avait quelques barres de treillis fortement cintrées; cette courbure accidentelle a pu influer

sur l'inflexion générale. Il convient de remarquer aussi que la poutre B, avec ses membrures plus faibles que celles de la poutre A, devait à charge égale s'infléchir davantage; les entretoises porteuses étaient sollicitées, par ces différences d'inflexion, à transmettre sur la poutre la plus rigide une partie de la charge tombant sur l'autre poutre d'après la loi de répartition des charges suivant les bras de levier.

2. Les calculs donnés au chapitre précédent montrent que les tensions principales (dans la détermination desquelles aucun doute n'existe) n'ont nulle part atteint la limite d'élasticité du métal. Nous devons en conclure que les différences progressives entre les inflexions calculées et observées ne peuvent être attribuées qu'aux tensions secondaires dues surtout à l'excentricité des attaches. Nous voyons là une preuve de l'exactitude des calculs dans la limite de l'élasticité du métal: dès que cette limite se trouve dépassée, et c'était le cas le 17 avril, l'inflexion générale l'indique, et si on doit se tenir en garde d'appliquer les méthodes usuelles une fois la limite d'élasticité dépassée, dans l'étendue de cette limite les inflexions calculées se vérifient pleinement.

3. En voyant le pont supporter jusqu'à 14 t. par mètre courant sur la moitié de sa longueur avant de se rompre, plus d'un spectateur s'est demandé s'il n'y avait pas eu trop de prudence de la part de la Compagnie des chemins de fer du Jura-Simplon en remplaçant un pont qui présentait cette résistance. La comparaison des inflexions calculées et observées montre toutefois qu'à cause des dispositions vicieuses de la construction, la surcharge normale fixée par l'ordonnance fédérale du 19 août 1892 provoquait des déformations permanentes susceptibles de devenir dangereuses avec les chocs et pouvant compromettre la sécurité du trafic. On ne saurait donc qu'approuver la décision de la Compagnie.

Nous avons indiqué sur les tableaux des pages 34 et 35 les résultats des divers nivellements opérés; toutes les cotes sont rapportées à la même horizontale; les points observés sont placés à l'extérieur: pour les membrures inférieures sur les cornières-bordure de l'âme et, pour les membrures supérieures, sous ces cornières. Nous avons suivi pour l'indication des points nivelés la même numérotation que dans les calculs du chapitre précédent. Nous n'avons pas tenu compte dans les calculs des petites différences dans la hauteur des appuis extrêmes; les cotes que nous donnons mettront les chercheurs en mesure de tenir compte de cet élément.

Les nivellements ont été repérés sur deux points fixes: l'un côté Berne sur la pierre près de la guérite à côté du passage à niveau, à la cote 10,000, l'autre côté Lucerne sur la culée du pont neuf en amont.

Les observations des déformations latérales des poutres ont été faites à six reprises. Ces observations ont montré que, comme il fallait s'y attendre, les points correspondants des poutres A et B étant un peu plus hauts sur la première de ces poutres, les membrures supérieures ont été déjetées vers l'aval; la comparaison des relevés ne semble pas indiquer que la charge ait eu quelque importance sur le déplacement transversal des membrures, mais que ce déplacement a essentiellement dépendu de la position relative des appuis des poutres principales et des entretoises porteuses. Nous avons représenté sur la figure de la page 36 les déformations du quadrilatère formé par les points 12 et 13 de la poutre A, 11 et 12 de la poutre B. On peut remarquer que l'angle 13A, 12A, 12B, qui au début était aigu ($< 90^\circ$), s'est modifié avec les diverses surcharges pour devenir obtus avant la rupture; cette constatation confirme notre supposition précédente, d'après laquelle la poutre B a transmis une partie de sa charge à la poutre A. L'ensemble des déplacements latéraux a été représenté graphiquement sur la planche IV à l'échelle de 1:8. Les différences dans les inflexions verticales étant plus accentuées du côté de Lucerne, où était appliquée la charge, il en est résulté une plus grande déviation des membrures supérieures vers l'aval sur la moitié du côté de Lucerne.

Le programme indiquait l'observation de la rectitude des barres; ces observations ont été faites au moyen de ficelles tendues, procédé un peu lent et exigeant constamment deux aides; il y aurait avantage dans d'autres essais à fixer sur les barres à observer des fils de caoutchouc tendu, les lectures se feraient au moyen de petites échelles en papier collées sur la barre aux points qui montrent les

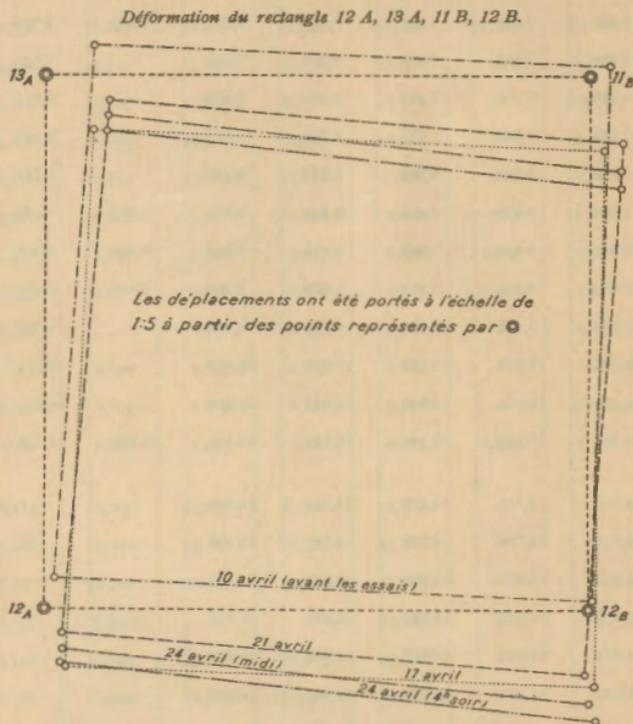
Nivellements de la poutre A.

Points nivelés	10 avril (avant les essais)	14 avril	17 avril	21 avril (7 h. du matin)	24 avril (midi)	24 avril (7 h. du soir)	25 avril (7 h. du matin)	25 avril (après la rupture)
0	10,264	10,218	10,154	10,205	10,204	10,200	10,198	10,174
2	10,218	10,168	10,104	10,160	10,154	—	10,147	10,216
4	10,174	10,118	10,057	10,113	10,104	—	10,095	10,244
6	10,127	10,069	10,011	10,062	10,054	—	10,044	10,270
8	10,074	10,014	9,959	10,011	9,998	—	9,982	10,251
10	10,028	9,968	9,917	9,964	9,948	9,934	9,932	9,877
12	9,979	9,920	9,878	9,917	9,898	9,882	9,880	9,599
14	9,923	9,871	9,838	9,870	9,848	9,831	9,831	9,511
16	9,867	—	9,799	9,821	9,803	—	9,787	9,527
18	9,816	9,784	9,768	9,781	9,768	—	9,755	9,580
20	9,761	9,742	9,732	9,741	9,734	—	9,725	9,639
22	9,697	9,687	9,691	9,693	9,691	9,686	9,687	9,693
1	15,341	15,290	15,230	15,280	15,277	—	—	15,294
3	15,296	15,240	15,180	15,232	15,277	—	—	15,328
5	15,247	15,191	15,127	15,183	15,174	—	—	15,353
7	15,197	15,140	—	—	15,122	—	—	15,356
9	15,148	15,090	15,037	15,082	15,069	—	—	14,980
11	15,100	15,040	14,992	15,034	15,016	—	—	14,690
13	15,047	14,993	14,951	14,984	14,966	—	—	14,587
15	14,992	14,946	14,911	14,939	14,918	—	—	14,598
17	14,940	14,902	14,876	14,896	14,878	—	—	14,643
19	14,887	14,861	14,844	14,858	14,844	—	—	14,701
21	14,830	14,819	14,812	14,816	14,813	—	—	14,759

Nivellements de la poutre B.

Points nivelés	10 avril (avant les essais)	14 avril	17 avril	21 avril (7 h. du matin)	24 avril (midi)	24 avril (7 h. du soir)	25 avril (7 h. du matin)	25 avril (après la rupture)
0	9,625	9,609	9,609	9,605	9,597	9,593	9,589	9,592
2	9,694	9,663	9,660	9,660	9,642	—	9,627	9,491
4	9,745	9,706	9,694	9,696	9,672	—	9,652	9,404
6	9,792	9,740	9,727	9,731	9,702	—	9,680	9,322
8	9,843	9,783	9,767	9,772	9,741	—	9,717	9,286
10	9,900	9,838	9,816	9,824	9,791	9,773	9,770	9,339
12	9,952	9,888	9,863	9,875	9,845	9,826	9,824	9,521
14	10,002	9,939	9,914	9,925	9,903	9,891	9,887	9,857
16	10,052	9,996	9,970	9,980	9,963	—	9,952	10,271
18	10,099	10,048	10,020	10,028	10,019	—	10,011	10,242
20	10,150	10,106	10,080	10,083	10,078	—	10,073	10,190
22	10,204	10,165	10,140	10,141	10,140	10,139	10,138	10,132
1	14,762	14,741	14,733	14,734	14,720	—	—	14,630
3	14,821	14,788	14,776	14,780	14,754	—	—	14,540
5	14,869	14,825	14,808	14,811	14,782	—	—	14,455
7	14,916	14,862	14,842	14,847	14,815	—	—	14,379
9	14,971	14,910	14,887	14,893	14,860	—	—	14,350
11	15,030	14,965	14,939	14,947	14,917	—	—	14,409
13	15,077	15,013	14,985	14,996	14,970	—	—	14,598
15	15,125	15,065	15,036	15,048	15,030	—	—	14,934
17	15,175	15,120	15,092	15,101	15,089	—	—	15,349
19	15,224	15,176	15,147	15,153	15,147	—	—	15,316
21	15,274	15,231	15,203	15,205	15,203	—	—	15,263

plus fortes flèches. Les observations ont été reportées sur les planches V et VI, auxquelles nous renvoyons. En examinant les déformations des barres dans le plan des poutres, on trouve dans les barres extrêmes des flexions accentuées qui sont provoquées par les moments dus à la rigidité et à l'excentricité des attaches du treillis; ces flexions vont en décroissant vers le milieu des poutres, où, dans les deux poutres, les déformations relevées avant les essais ne paraissent pas avoir sensiblement varié pendant toute la durée de l'application de la surcharge. La forme en S est très-accusée dans plusieurs barres des extrémités surtout du côté de Lucerne.



Plusieurs barres tendues ont montré pendant le chargement du tablier des déformations moins fortes qu'auparavant, c'est le cas des barres 5—6, 7—8, 11—12 de la poutre A et 14—15, 12—13, 10—11, 9—10 de la poutre B. Les barres comprimées ont en général montré des flèches croissantes, cette augmentation se remarque surtout aux barres 0—1, 8—9, 10—11, 19—20, 21—22 de la poutre A et 21—22, 17—18, 15—16, 2—3, 0—1 de la poutre B. La barre 15—16 entre autres a vu sa flèche augmenter successivement de 4 à 12 mm.; un moment après, la rupture s'est produite. La barre tendue voisine (n° 16—17) était d'abord cintrée du côté de Berne; vers la fin de l'épreuve, la flexion a changé de sens et s'est produite du côté de Lucerne.

Les déformations dans le sens normal au plan des poutres ont été indiquées par les chiffres entre parenthèses; ces déformations qui sont surtout provoquées par l'inflexion des entretoises sont pour la plupart des barres dirigées vers l'intérieur du pont; les barres extrêmes des deux poutres et surtout les barres n° 21—22 font exception; elles sont cintrées vers l'extérieur du pont.

Les flexions des barres sont faibles; elles n'ont rien présenté de grave permettant de prévoir avec quelque exactitude le moment où la rupture se produirait. Il est à remarquer que ces flexions sont si faibles comparées à la longueur des barres qu'elles n'ont pu avoir qu'une influence minime sur la longueur de celles-ci et sur la déformation générale des poutres. La plupart des flexions dans le plan des poutres sont dues à l'action des efforts secondaires; deux barres cependant ont montré des flexions dont la progression ne peut être due à ces efforts; ce sont les barres 8—9 de la poutre A et 15—16 de la poutre B; dans ces barres la flexion observée est celle qui précède le flambage; une comparaison attentive des résultats observés pendant la durée du chargement eût permis de prévoir ce flambage autrement que par le calcul; nous citons ce fait pour attirer l'attention des ingénieurs qui auront une fois ou l'autre l'occasion de procéder à des essais de surcharge jusqu'à rupture. Dans notre cas, les spectateurs étaient arrivés à supposer qu'une surcharge sensiblement plus forte était nécessaire avant que la rupture se produisît.

6. DESCRIPTION DU PONT ROMPU.

Nous donnons comme annexes à ce rapport une série de reproductions photographiques du pont rompu (planches VIII à XVIII); le nivellement des nœuds après rupture est indiqué sur les tableaux des pages 34 et 35; les déplacements latéraux sont reportés sur la planche IV.

Il résulte de l'observation des spectateurs et surtout de ceux qui se trouvaient sur le tablier au moment de la chute que la poutre B s'est rompue la première. C'est la septième barre de treillis depuis l'extrémité côté Berne qui a provoqué l'effondrement général. Cette barre (n° 15—16), dont la flèche dans le plan de la poutre avait peu à peu augmenté, fut à un moment donné, sans cause apparente, telle que choc ou augmentation subite et sensible de la surcharge, incapable de transmettre la force qui la sollicitait à la compression; elle se déroba soudain en se brisant au milieu, à l'endroit des trous d'attache des moises de renfort enlevées pour l'essai.

La barre de treillis n° 8—9 de la poutre A eut aussitôt à supporter un supplément d'effort de compression qui provoqua son flambage. Dès cet instant, les deux poutres présentent une succession de phénomènes de rupture analogues.

Examinons l'une des poutres: B par exemple. Après le flambage de la barre n° 15—16, elle peut être considérée comme formée de deux poutres à treillis séparées par un parallélogramme. La partie côté Berne se trouve soumise au nœud n° 16 à l'action soudaine de la force agissant dans la barre 15—16, c'est-à-dire 67 t.; cette partie est dans la situation d'une poutre à treillis à l'extrémité (n° 16) de laquelle agit une force extérieure supérieure à la réaction de son propre poids, il s'en suit une rotation autour de l'autre appui (n° 22), la rupture de la membrure inférieure au point n° 16 et la flexion de la membrure supérieure au nœud n° 17 dans le panneau n° 17—19. La partie de la poutre du côté de Lucerne entre les nœuds n° 15 et 0 subit instantanément une réduction très-forte du travail de ses membrures; elle trouve pour un moment un appui au point 15 et les efforts tranchants dans les barres extrêmes 15—14, 14—13, 13—12 augmentent jusqu'à la limite de résistance au flambage des barres n° 14—13 et 12—11. Toute la partie pivote en même temps autour de son appui fixe, le point n° 0, jusqu'à ce qu'elle rencontre le sol. La membrure supérieure 17—15, qui avant la rupture supportait un effort de compression de 211,4 t., travaille ensuite comme une barre tendue.

La même série de phénomènes se répète à la poutre A. Quant aux barres du milieu, qui ont flambé en dehors du plan des poutres, il faut chercher la cause de ce flambage surtout dans le choc des poutres sur le sol.

Pour illustrer ces phénomènes, nous avons reproduit sur les diagrammes de la page 39 les efforts provoqués dans les treillis de la poutre B par la surcharge immédiatement avant la rupture et les efforts provoqués par la même surcharge dans l'hypothèse d'un système formé de deux poutres à treillis séparées par un parallélogramme, en supposant des appuis fictifs aux points n° 16 et 15.

L'examen détaillé du pont rompu donne lieu aux observations suivantes :

Poutre B. Membres inférieures. *Nœud n° 22.* La partie métallique n'a pas souffert, elle paraît avoir glissé de 10 mm. vers l'amont sur le sommier en bois qui la soutenait; un glissement longitudinal n'a pas été constaté.

Nœud n° 20. Ce nœud ne montre pas de déformation.

Nœud n° 18. Les rivets et la membrure ne montrent pas de déformation apparente; par contre, la barre 17—18 paraît avoir eu à subir côté Berne un effort de compression local considérable; on remarque surtout à l'extérieur, par la rugosité de la peinture, qu'il y a eu refoulement du fer; cette barre a pivoté autour du point 18 du côté de Berne.

Nœud n° 16. La membrure est rompue, à l'extérieur, en suivant les rivets du gousset, côté Lucerne; le gousset n'a pas souffert. La cornière supérieure est rompue net, la cornière inférieure a l'aile verticale fendue jusqu'au talon. On constate, autour du rivet qui attache la cornière aux semelles vers le bord du gousset, quelques fendillements de l'aile horizontale de la cornière. A l'intérieur de la membrure, le rivet extrême vers 16—14 a cisailé le gousset et l'âme est rompue suivant une ligne brisée allant de rivet à rivet du bord du gousset. La cornière supérieure dont l'aile horizontale est interrompue au passage de l'entretoise porteuse s'est rompue au ras de cette entretoise et du premier rivet voisin. La cornière inférieure a l'aile verticale rompue au droit du premier rivet d'attache sur le gousset. La cornière servant d'attache au contreventement, fixée à l'âme par 4 rivets, est cassée; le premier rivet est cisailé; l'aile verticale est cassée au second rivet.

La barre n° 16—17 montre peu de déformations; les ailes du côté de Berne indiquent des traces de compression provenant de la rotation de la barre autour du point n° 16 dans la direction de Berne.

Quant à la barre n° 15—16, à l'extérieur l'aile de la cornière côté de Berne est pliée; on remarque une fente de 2 mm. vers le talon; les rivets d'attache sont intacts. La cornière du côté de Lucerne s'est rompue au premier rivet d'attache; la fente s'étend jusqu'à l'autre aile qui est fendue vers un rivet voisin du premier.

A l'intérieur, la cornière du côté Berne est pliée, l'aile côté Berne est fendue sur la surface intérieure.

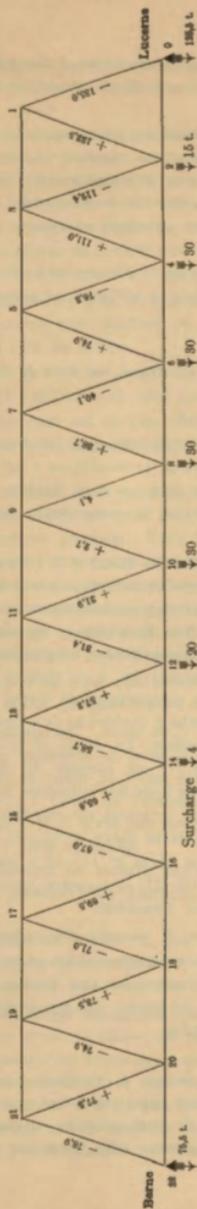
La cornière du côté de Lucerne s'est rompue complètement vers le premier rivet d'attache; il y a une deuxième fente plus haut au droit du rivet d'attache de l'âme transversale (le troisième depuis le bas). Ces rivets d'attache de l'âme étant espacés de 300 mm. l'un de l'autre, l'âme entre le deuxième et le troisième rivet n'applique plus sur la cornière côté Lucerne, mais s'en écarte de 14 mm.

Nœud n° 14. La membrure ne présente rien d'anormal. La barre n° 14—15 a son aile extérieure du côté de Berne voilée près de l'attache par une rotation du point 15 autour du point 14 dans la direction de Berne. Les cornières ne montrent pas de fente de ce côté; du côté de Lucerne une aile de chaque cornière est rompue vers le premier rivet d'attache; la rupture est plus accusée vers l'intérieur. La barre n° 13—14 montre à l'extérieur du côté de Berne la rupture de l'aile à 0,11 m. au-dessus du premier rivet d'attache sur la membrure. Du côté de Lucerne l'aile est voilée au ras de la membrure avec de petites fentes longitudinales. A l'intérieur cette barre montre du côté Berne la rupture de l'aile au droit du premier rivet d'attache et une petite fente sur l'autre aile au troisième rivet d'attache de l'âme transversale. Du côté de Lucerne l'aile est voilée vers le premier rivet d'attache. L'ensemble de la barre se trouve tordu, puisque les ruptures ne sont pas à la même hauteur (34 cm. plus haut à l'intérieur qu'à l'extérieur).

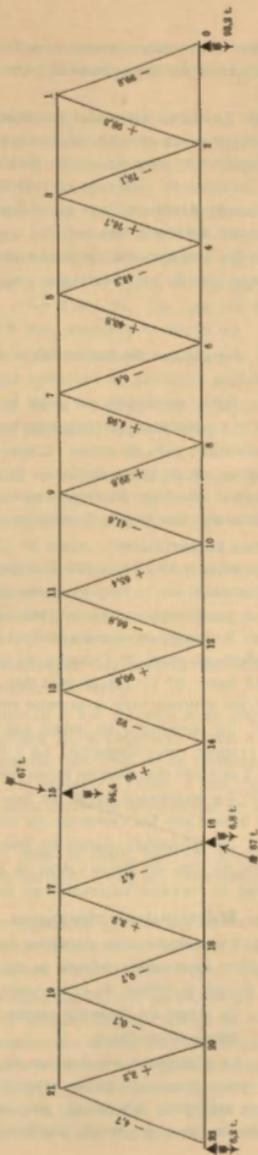
Nœud n° 12. Dans la barre n° 12—13, côté de Berne, l'aile est comprimée vers le premier rivet d'attache; du côté de Lucerne, l'aile des cornières intérieure et extérieure est fendue. La barre n° 10—11 est fendue du côté de Berne, à l'intérieur et à l'extérieur vers le premier rivet; du côté de Lucerne,

Comparaison des forces agissant dans les barres de treillis de la poutre B.

Forces avant le flambage de la barre N° 15—16.



Forces supposées après le flambage de la barre N° 15—16.



Le cadre 15161616 est supposé déformable par la supposition de la barre 1516. La poutre B est alors formée de deux poutres dont les appuis sont les nœuds n° 16 et 15. Au nœud n° 16 la force centrifuge est plus grande que la réaction, au nœud n° 15 l'appui momentané est fourni par la membrure supérieure.

l'aile des cornières est voilée surtout vers l'attache au premier rivet. Dans la membrure l'aile supérieure de la cornière extérieure montre par la peinture quelques traces de compression du fer vers le nœud.

Nœud n° 10. La membrure montre comme la précédente quelques traces de refoulement du fer sur l'aile horizontale de la cornière supérieure extérieure. La barre n° 10—11 ne montre pas de rupture, mais des traces de compression du fer côté Berne et d'extension côté Lucerne. La barre 9—10 a ses cornières extérieures rompues vers la seconde entretoise transversale en fer plat. Ces petites entretoises ont pivoté autour de leur rivet d'attache; les cornières intérieures se sont rompues vers la quatrième entretoise depuis le bas.

Nœud n° 8. La membrure ne présente rien d'anormal. La barre n° 8—9 est en bon état, la barre 7—8 est fortement cintrée vers l'intérieur; les entretoises en fer plat ont pivoté autour de leur unique rivet d'attache.

Nœud n° 6. Ce nœud ne présente rien d'anormal.

Nœud n° 4. Le gousset de renforcement de l'âme se trouve, au droit de l'entretoise, un peu cintré vers l'intérieur.

Nœud n° 2. Même remarque que pour le nœud n° 4.

Nœud n° 0. Le pont n'a pas bougé sur son appui. On remarque des traces de compression dans les cornières inférieures près du nœud. L'âme extérieure de la membrure s'est rompue sous la cornière-bordure, côté Berne, de la barre n° 0—1. A l'intérieur l'âme a bien résisté. La cornière extérieure de la barre n° 0—1 du côté de Berne montre des traces de compression du métal; de l'autre côté (Lucerne) on remarque des traces d'extension.

Membrures supérieures. *Nœud n° 17.* Au droit du nœud il y a deux semelles, dans le panneau 17—19 une seule; cette dernière semelle est cintrée de 2,5 cm. en son milieu, formant un creux qui s'étend en diminuant sur la demi-longueur du panneau. Le bord inférieur des âmes a flambé; l'écartement des âmes a augmenté de 0,17 m. près du nœud pour décroître et revenir vers le milieu du panneau à sa valeur normale; on remarque dans l'âme quelques fentes longitudinales; les cornières inférieures sont tordues au droit de l'attache de la barre n° 17—18; à cet endroit gousset, âme et cornière sont séparés. La barre n° 17—18 montre des traces de compression du métal du côté de Lucerne. La barre n° 16—17 est rompue vers le premier rivet d'attache à l'extérieur et à l'intérieur du côté de Berne.

Nœud n° 15. La membrure ne paraît pas avoir souffert. La barre n° 15—16 est rompue du côté de Lucerne au premier rivet d'attache. La barre n° 14—15 est rompue du côté de Berne au premier rivet d'attache. Les côtés non rompus montrent des plis de l'aile des cornières, surtout la barre n° 15—16.

Nœud n° 13. La membrure paraît en bon état. Les cornières du côté Berne de la barre n° 13—14 sont cassées de même que les cornières du côté Berne de la barre n° 12—13.

Nœud n° 11. La membrure paraît en bon état. La barre n° 11—12 a ses cornières extérieure et intérieure cassées du côté de Berne; dans la barre n° 10—11, la cornière intérieure est un peu fendue du côté de Berne, la cornière extérieure ne montre rien d'anormal.

Poutre A. Membrures inférieures. *Nœud n° 0.* Aucune déformation apparente.

Nœud n° 2. L'entretoise s'est déplacée de quelques millimètres d'amont en aval entraînant la rupture de la cornière horizontale reliant le dessus de l'entretoise aux barres voisines du treillis, au deuxième rivet depuis le milieu de l'entretoise du côté de Berne. Les barres de treillis sont en bon état.

Nœud n° 4. Ce nœud ne présente aucun dégat visible.

Nœud n° 6. Même observation.

Nœud n° 8. La membrure est rompue du côté de Berne; à l'extérieur l'âme s'est déchirée en suivant une ligne brisée marquée par les rivets; la cornière supérieure s'est rompue au même point que l'âme, la cornière inférieure également; une seule aile de cette cornière est cassée. A l'intérieur l'âme est cassée suivant la ligne des rivets d'attache de la cornière côté Berne du treillis, la cornière supé-

rière a une aile interrompue au droit de l'entretoise; cette cornière s'est cassée sous l'attache de l'entretoise. La cornière inférieure de la membrure a une aile fendue au second rivet depuis l'axe de l'entretoise.

La barre n° 7—8 a les deux cornières cassées à l'intérieur, du côté de Berne au premier rivet d'attache sur l'âme, du côté de Lucerne au premier rivet d'attache sur le gousset placé sur l'âme et qui prend huit rivets. Ce gousset, qui n'est pas solidaire avec l'âme, ne s'est pas rompu. A l'extérieur les deux cornières de la barre n° 7—8 ne sont pas rompues.

La barre n° 8—9 est rompue à l'intérieur du côté Berne sur la cornière horizontale de liaison à l'entretoise; du côté de Lucerne la cornière est rompue par refoulement. Dans les cornières extérieures on ne remarque pas de rupture, mais un cintre très-prononcé vis-à-vis des ruptures existant à l'intérieur.

Naud n° 10. La membrure paraît en bon état. Dans la barre n° 9—10 les cornières intérieure et extérieure du côté de Lucerne sont fendues au premier rivet d'attache. On aperçoit des marques de refoulement du métal du côté de Berne.

La barre n° 10—11 a sa cornière intérieure du côté de Berne rompue au premier rivet d'attache; les cornières intérieure et extérieure du côté Lucerne sont refoulées en plusieurs points.

Naud n° 12. La membrure est en bon état. Dans la barre n° 12—11 on remarque à l'intérieur du côté de Lucerne la cassure d'une aile de cornière, à l'extérieur le fendillement d'une aile vers le premier rivet d'attache.

La barre n° 12—13 a fléchi dans le sens transversal; on remarque à l'intérieur la cassure d'une cornière (côté Berne) dans l'aile normale au plan de la poutre, vis-à-vis de la cornière horizontale reliant la barre à l'entretoise porteuse. Vers la cinquième entretoise en fer plat la barre de treillis est coulée, les cornières extérieures sont rompues.

Naud n° 14. La membrure ne présente rien d'anormal, la barre n° 14—15 est cintrée vers le milieu.

Nauds n° 16 et 18. Les attaches ne montrent pas d'avarie.

Naud n° 20. La barre de treillis n° 20—21 s'est décollée de son gousset d'attache; on remarque une petite fissure vers le premier rivet d'attache du côté de Berne, à l'extérieur.

Naud n° 22. La poutre ne s'est pas déplacée sur son appui; on observe sur la barre n° 22—21 à l'intérieur du côté de Berne quelques traces de compression du métal.

Membrures supérieures. *Naud n° 7.* La membrure a été refoulée à sa partie inférieure à l'extérieur d'une manière analogue au point 17 de la poutre B; à l'intérieur l'âme a été pliée entre l'attache des deux barres, le coude de l'âme est plus accentué que celui de la cornière-bordure qui ne paraît pas avoir participé, à cause de l'insuffisance de son attache à l'âme, à tout l'effort secondaire qui s'est produit. La barre 6—7 n'est pas rompue; les deux cornières côté Berne de la barre n° 7—8 sont rompues au premier rivet d'attache.

Naud n° 9. La membrure ne montre pas d'avarie; dans la barre n° 8—9 les cornières côté de Berne sont rompues au premier rivet d'attache; dans la barre n° 9—10 les cornières côté Berne sont rompues également.

Naud n° 11. La membrure paraît en bon état; les cornières côté Berne de la barre n° 10—11 sont rompues des deux côtés, dans la barre n° 11—12 la cornière à l'intérieur côté Berne est fissurée.

Naud n° 13. La membrure paraît en bon état; les barres ne présentent pas de cassures.

Les **barres de treillis** qui ont flambé dans le plan des poutres, soit les barres n° 15—16, 13—14, 11—12 de la poutre B, et n° 8—9, 10—11 de la poutre A forment en leur milieu un coude très-accentué à l'endroit où se trouvent les trous ayant servi à l'attache des moises de renfort appliquées en 1892. On peut se demander si ces trous de 16 mm. de diamètre ont exercé une influence sensible sur la rupture générale en hâtant celle-ci. Il n'y a pas lieu d'être surpris qu'une fois la limite de la résistance au flambage atteinte, la rupture se soit produite dans la partie la plus faible du milieu de la barre; nous estimons cependant que l'affaiblissement par les trous de 16 mm. n'a pas hâté la rupture d'une manière

appréciable. Les barres flambées ont une section de 62,2 cm²; la diminution provenant de quatre trous de 16 mm. était de 4,9 cm², soit 7,9 % de la section. L'effort de compression moyen était de 1,07 t. par cm² sur la section brute, soit, avant que le flambage se produisît, 1,17 t. sur la section affaiblie; c'est là un effort insuffisant pour produire un refoulement local du métal qui aurait hâté la rupture. Du reste, le relevé des flèches de la barre n° 15—16 indique une augmentation faible, mais très-régulière, de la flexion de la barre jusqu'au moment du flambage. Mais même en admettant que le tablier eût résisté un peu plus longtemps, si les trous n'eussent pas existé, il importe de remarquer que dans la pratique on ne craint point, pour l'attache d'un support de fil ou de signaux, de percer dans les parties essentielles d'une barre des trous d'un diamètre égal à ceux des trous existant dans les barres du pont de Wolhusen, en sorte qu'un affaiblissement analogue de barres comprimées n'est pas très-rare; les méthodes de calcul des barres au flambage doivent présenter une sécurité suffisante même pour le cas où un trou d'un diamètre moyen serait percé dans une ou plusieurs ailes de la même section. Il est à supposer que si la partie affaiblie des diverses barres eût été recouverte d'une plaque rivée ou boulonnée, la rupture se serait produite à une des extrémités de la plaque, c'est-à-dire vers les trous de rivets d'une extrémité où l'affaiblissement subsistait. Il n'y avait qu'un moyen d'éviter le flambage au milieu des barres, c'était de conserver pour les essais les moises de renfort, mais nous devons rappeler que la conférence de septembre 1893 s'était déclarée d'accord pour les enlever. Nous ne croyons pas, en résumé, qu'il convienne d'attacher une grande importance à l'existence fortuite de trous au milieu des barres de treillis.

Nous avons encore à signaler, dans le tablier, la rupture des longerons au droit de l'entretoise qui relie les nœuds n° 8 et 16, la flexion de plusieurs barres du contreventement supérieur près des nœuds n° 17 de la poutre B et 7 de la poutre A. Ces phénomènes étant d'ordre secondaire, nous ne nous y arrêterons pas.

La planche VII donne l'ensemble des deux poutres avec les principales avaries portées à l'échelle.

Il restait à déterminer par des essais comparatifs d'éprouvettes de fer, découpées dans les parties les plus fatiguées et les moins fatiguées du tablier, dans quelle mesure la qualité du métal s'est modifiée par les essais. La démolition du tablier ayant eu lieu en octobre 1894, les éprouvettes ont été prélevées et essayées à Zurich; la nomenclature de ces éprouvettes et les résultats des essais sont indiqués dans l'annexe c à ce rapport.

7. CONCLUSIONS.

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 5,85 t. 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 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 t.; il correspond à un travail de 1,07 t. par cm² 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 $\frac{3}{4}$ 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 n° 13—14 et n° 11—12 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 B; 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.

Le rapporteur:

F. SCHÜLE,

Ingenieur du contrôle fédéral des ponts.

ANCIEN PONT SUR L'EMME A WOLHUSEN,
km. 73,880 LIGNE BERNE-LUCERNE.

PROGRAMME

DES

ÉPREUVES DE CHARGE DU PONT JUSQU'À RUPTURE.

5—6 avril 1894.

Le tablier placé sur ses appuis sera nivelé à chaque nœud inférieur et supérieur. Les défauts de rectitude des barres, les détériorations du tablier, la verticalité des parois seront soigneusement relevés.

9—15 avril 1894.

Au fur et à mesure de l'arrivée des rails servant à former la surface de chargement, le tablier sera chargé de panneau à panneau, jusqu'à ce que la surcharge s'étende sur toute la longueur, d'une surcharge de 5,85 t. par mètre courant. Le nivellement de tous les nœuds, l'observation de la rectitude des barres et de la verticalité des parois seront répétés, quand la surcharge s'étendra sur la demi-longueur et sur la longueur entière du tablier.

16—21 avril 1894.

La moitié du pont côté Berne sera déchargée afin de préparer la deuxième phase du chargement. Une nouvelle observation de la rectitude des barres et de nouveaux nivellements seront faits après le déchargement.

23—25 avril 1894.

La surcharge sur la moitié du pont côté Lucerne sera doublée. Les nivellements et les observations ci-dessus indiquées seront renouvelés.

La surcharge sera continuée sur la même moitié en ajoutant chaque fois 1 t. par mètre courant jusqu'à ce que la rupture ou des déformations graves se produisent.

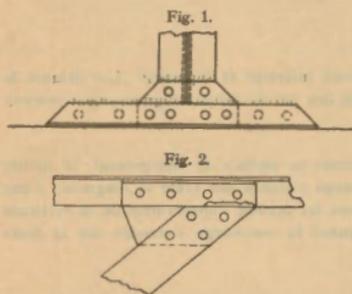
Au cours de ces manipulations, les observations énumérées plus haut seront encore répétées dans la mesure du possible.

ANCIEN PONT SUR L'EMME A WOLHUSEN.

RÉSUMÉ DU PROCÈS-VERBAL

de la vérification des défauts de la construction métallique, par MM. *Stocker*, ingénieur à la Compagnie du Gothard, *Schenk* et *Dommer*, ingénieurs à la Compagnie du Jura-Simplon, faite à *Wolhusen* les 9 et 10 avril 1894.

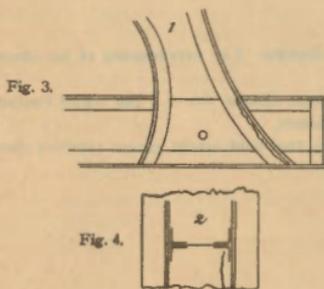
OBSERVATIONS GÉNÉRALES.



1. Le tablier a souffert de la rouille, notamment les longrons et les membrures des poutres principales.
2. Les assemblages sont mal jointifs et garnis de ciment.
3. Une quantité notable de rivets ont été remplacés par des boulons (tête marquée en jaune). Les nœuds 0 et 22 de chaque poutre sont spécialement à mentionner sous ce rapport.
4. Les cornières d'attache des entretoises aux barres de treillis sont fendues aux extrémités et garnies de trous bouchés (fig. 1).
5. Il y a un certain nombre d'attaches du contreventement inférieur qui sont fendues. Toutes ces fissures sont marquées au vernis jaune (fig. 2).
6. Tous les fers plats du contreventement inférieur sont fortement courbés.

OBSERVATIONS SPÉCIALES.

Poutre A (amont).



1. *Nœud 0*. La cornière de la barre de treillis 0—1 est fendue longitudinalement sur une longueur de 45 cm. (fig. 3).
Attache de l'entretoise garde-grève en mauvais état, rivure mal faite.
2. *Barres 0—1 et 21—22* ont une fente au milieu de leur longueur, dans les cornières extérieures (ces fentes servaient au passage des fers en U).
Cette observation s'applique également aux barres 0—1 et 21—22 de la poutre B.
3. *Membrane 0—2*. Cornière inférieure extérieure a reçu un coup; elle est courbée sur 20 cm.
4. *Nœud 2*. Semelle fendue sous la barre de treillis sur une longueur de 7 cm. (fig. 4).

Fig. 5.

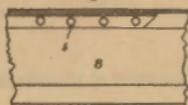


Fig. 6.

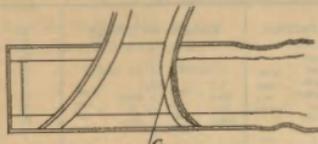


Fig. 7.

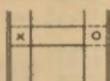
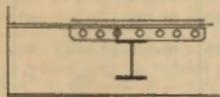


Fig. 8.



5. *Nœud 8*. Le couvre-joint de la cornière supérieure de la membrure est fendu au droit d'un rivet (fig. 5).
6. *Barre 8—9*. Cornière intérieure, côté Lucerne, fendue sur 10 cm., endommagée sur 32 cm.
7. *Nœud 12*. Cornière verticale d'attache de l'entretoise à la membrure fendue au droit d'un rivet (intérieurement, côté Berne).
8. *Barre 11—12*. Ebréchure et déformation vers le haut.
9. *Barre 13—14*. Gauchie de 24 mm. sur sa position normale.
10. *Barre 15—16*. A reçu un coup extérieurement vers le bas.
11. *Nœud 22*. Cornière *c* fendue dans sa partie inférieure, déformée plus haut. En outre, les cornières supérieure et inférieure de la membrure sont gondolées, ainsi que la semelle (fig. 6).

Poutre B (aval).

12. *Nœud 22*. Assemblage de l'entretoise garde-grève à la poutre défectueux. Cornières et semelle de la membrure déformées. Semelle fendue.
13. *Nœuds 14 à 18*. La membrure inférieure est en forme d'*S* dans le sens vertical.
14. *Nœud 16*. Cornière supérieure de l'entretoise fendue à l'extrémité.
15. *Barre 15—14*. Un rivet manque à un échelon (partie supérieure, intérieurement) (fig. 7).
16. *Nœud 14*. Attache du contreventement faite avec boulons (3 boulons au lieu de 4 rivets). La barre de contreventement elle-même est déchirée.
17. *Barre 9—10*. Coup dans la moitié supérieure; 2 trous de rivets de plus que les autres barres, vers le milieu.
18. *Barre 8—9*. Crique dans la cornière extérieure.
19. *Nœud 6*. Cornière supérieure extérieure de la membrure ébréchée.
20. *Nœud 4*. Semelle fendue longitudinalement sur 20 à 25 cm. sous la barre 3—4. Cornière ébréchée.
21. *Nœud 2*. Deux rivets de la semelle coupés vers son extrémité, qui se disjoint.
22. *Nœud 0*. Cornière cintrée de la barre 0—1 disjointe à l'attache.

Tablier.

23. *Entretoise 2 A—22 B*. Semelle inférieure fixée au moyen de boulons dans sa moitié aval. Semelle supérieure courbée.
24. *Entretoise 6 A—18 B*. Couvre-joint supérieur au droit du longeron amont, côté Berne, fendu de haut en bas (fig. 8).
25. *Entretoise 12 A—12 B*. Semelle supérieure a reçu un coup; semelle inférieure déchirée à son extrémité aval. La barre de contreventement 12 A—10 B est cassée.
26. *Entretoise 10 B—14 A*. Semelle inférieure déchirée en amont sur une longueur de 40 cm. Semelle supérieure gondolée.
27. *Entretoise 2 B—22 A*. Semelle inférieure fendue en amont.

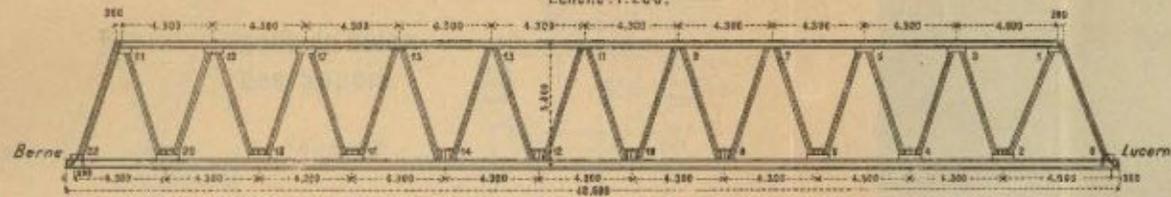
QUALITÉ DES FERS.

PREMIÈRE SÉRIE.

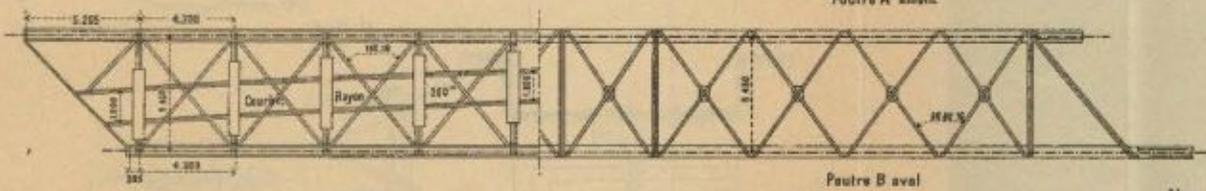
Nœud	Barre	Désignation de la barre essayée	Résistance à la traction					Essais au pliage				Observations
			Écartement à grande allongement permanents	Charges de répétition β	Traction en % α	Allongement après répétition sur 20 cm. λ	Coefficient de qualité $\beta\lambda$	à froid :		à chaud :		
			centim.	centim.	%			Angle de pliage °	Coefficient de pliage °	Angle de pliage °	Coefficient de pliage	
0 B	0-2	Ame 350 . 10, int., en long .	2,68	3,27	12,0	6,7	0,22	46	15,2	180	80,0	moyenne
»	»	» » » » en travers	2,40	2,45	—	—	—	8	3,4	62	13,0	
»	»	» » » ext., en long .	2,47	3,50	13,0	10,1	0,35	135	21,2	180	100	moyenne
»	»	» » » » en travers	2,40	2,45	—	—	—	7	3,3	127	37,5	
»	»	Corn. 90 . 90 . 10 int. inférieure	2,38	2,76	5,0	2,2	0,06	52	20,5	73	16,0	
1 B		Gousset ext. ép ^r 10, en long .	2,32	2,65	7,0	3,7	0,10	41	12,0	167	35,0	
»		» » » »	2,20	2,22	4,0	0,6	0,01	43	14,5	180	48,0	
»		» » » »	2,53	2,89	8,0	5,7	0,16	—	—	—	—	
»		» » » en travers	2,13	2,23	3,0	1,6	0,04	13	5,0	135	41,0	moyenne
»	1-3	Ame 350 . 10 int., en long .	2,59	2,60	5,0	2,1	0,05	41	13,0	180	80,0	moyenne
»	»	» » » » en travers	—	2,21	—	—	—	6	3,5	46	15,5	
»	»	» » » ext., en long .	2,37	2,55	8,0	2,5	0,06	25	9,0	180	61,2	moyenne
»	»	» » » » en travers	—	2,04	1,0	0,1	0,00	7	3,9	80	20,6	
»	»	Corn. 90 . 90 . 10, ext. inférieure	2,33	3,33	10,0	9,5	0,32	56	20,0	180	85,0	
»	»	» » » » supérieure	2,39	2,99	8,0	4,4	0,13	51	19,5	180	65,0	
»	1-0	Corn. 95 . 60 . 9, côté Berne .	2,55	3,12	9,0	6,1	0,19	133	25,0	180	100	
»	»	» » » » côté Lucerne	2,48	2,76	9,0	3,5	0,10	40	12,5	180	100	
»	»	Corn. 120 . 80 . 12, côté Berne	2,21	3,13	10,0	7,6	0,24	48	17,5	180	100	
»	»	Ame 280 . 12	2,38	3,18	10,0	7,2	0,23	50	17,0	180	81	moyenne
2 B	1-2	Corn. 120 . 80 . 12, côté Lucerne	2,62	3,47	11,0	8,2	0,28	50	18,0	180	37,5	
3 B	»	Semelle 450 . 11, en long . .	2,59	3,20	10,0	4,7	0,15	138	23,0	180	100	moyenne
»	»	» » » en travers .	—	2,35	—	—	—	9	4,5	83	23,0	
19 A	»	Semelle 450 . 9, en long . .	2,54	2,88	8,0	3,0	0,09	57	18,0	131	32,0	moyenne
»	»	» » » en travers .	—	2,50	—	—	—	7	3,4	68	17,0	
15 B	14-15	Corn. 95 . 60 . 9, côté Berne .	2,41	2,94	9,0	4,5	0,13	120	17,5	180	100	
»	»	» » » côté Lucerne	2,53	2,87	8,0	3,0	0,09	62	17,0	180	100	

ANCIEN PONT SUR L'EMME, À WOLHUSEN.

Elévation extérieure de la poutre B (aval).
Echelle: 1:200.

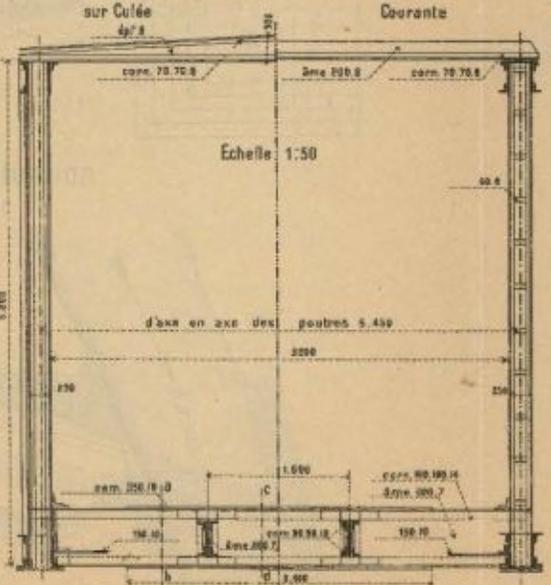


Demi plan inférieur.

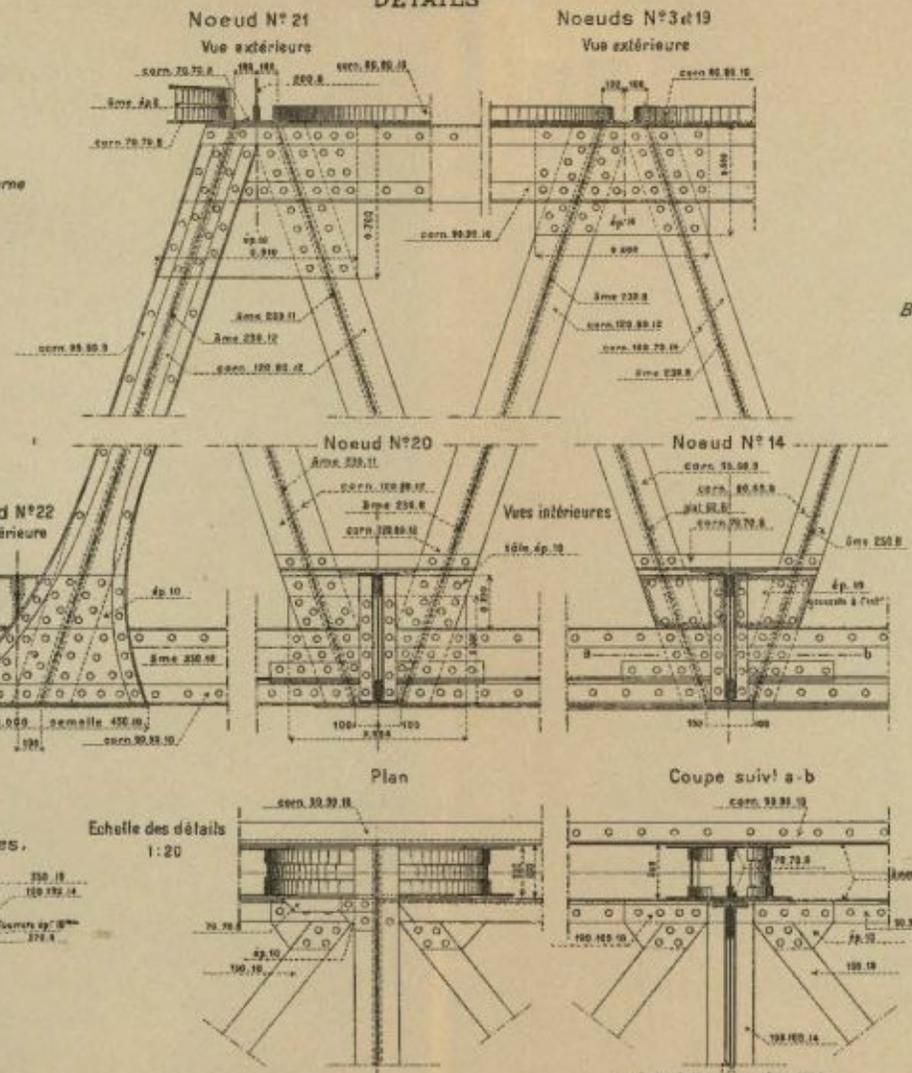


Demi plan supérieur.
Poutre A amont

Coupe transversale sur Culée

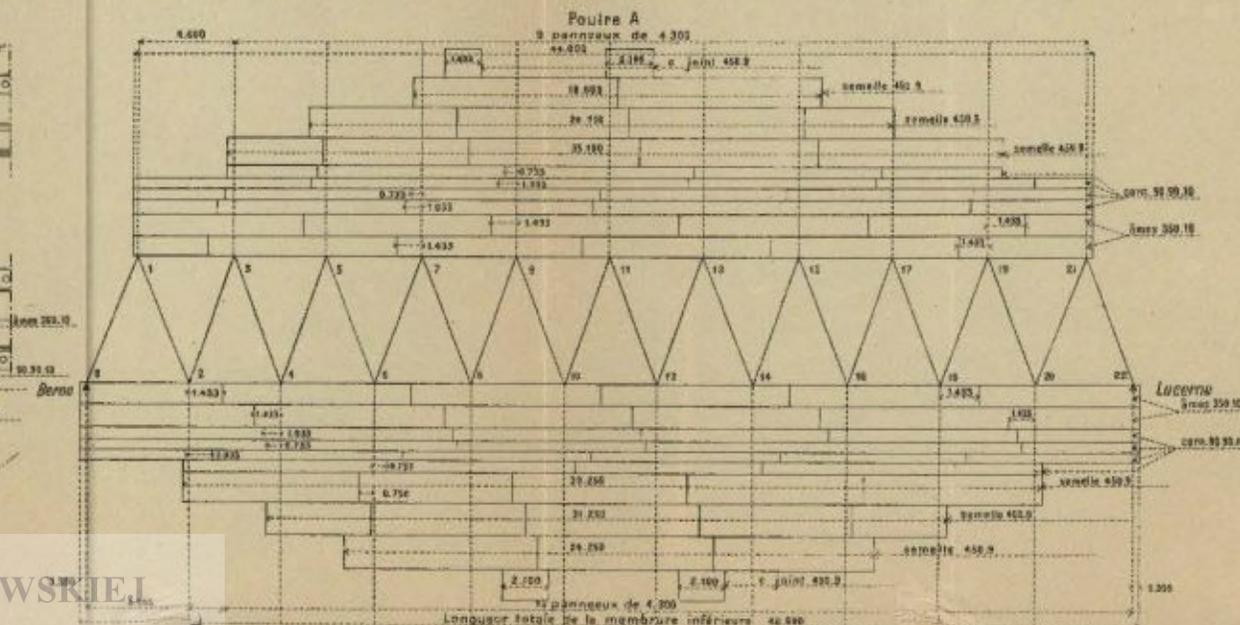
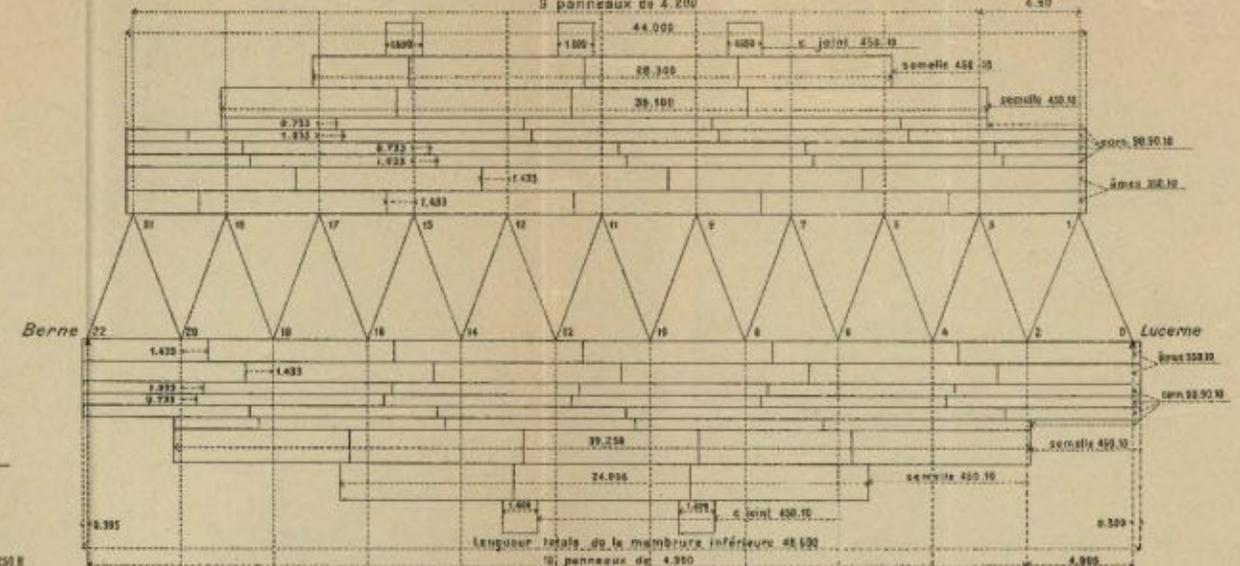


DÉTAILS

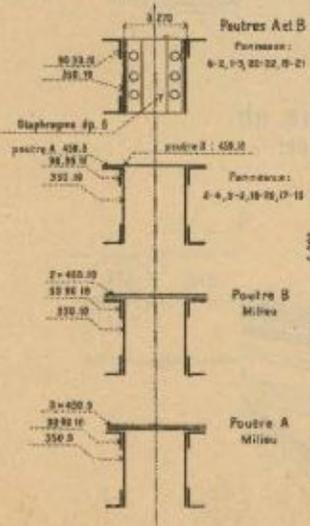


Répartition des membrures.
Poutre B
3 panneaux de 4.200

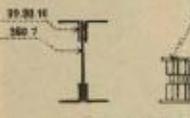
Echelle des longueurs 1:200



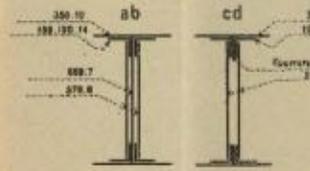
Sections des membrures.



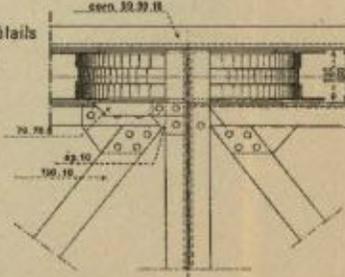
Section des longerons.



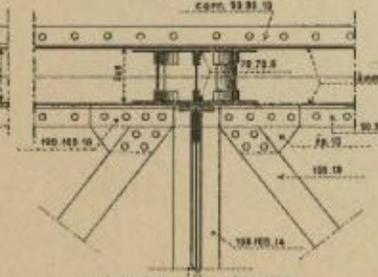
Section des entretoises.



Plan



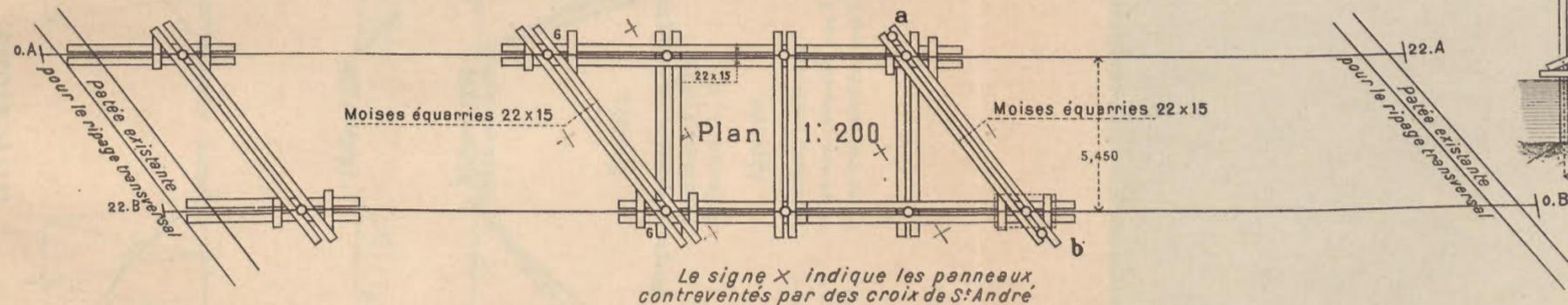
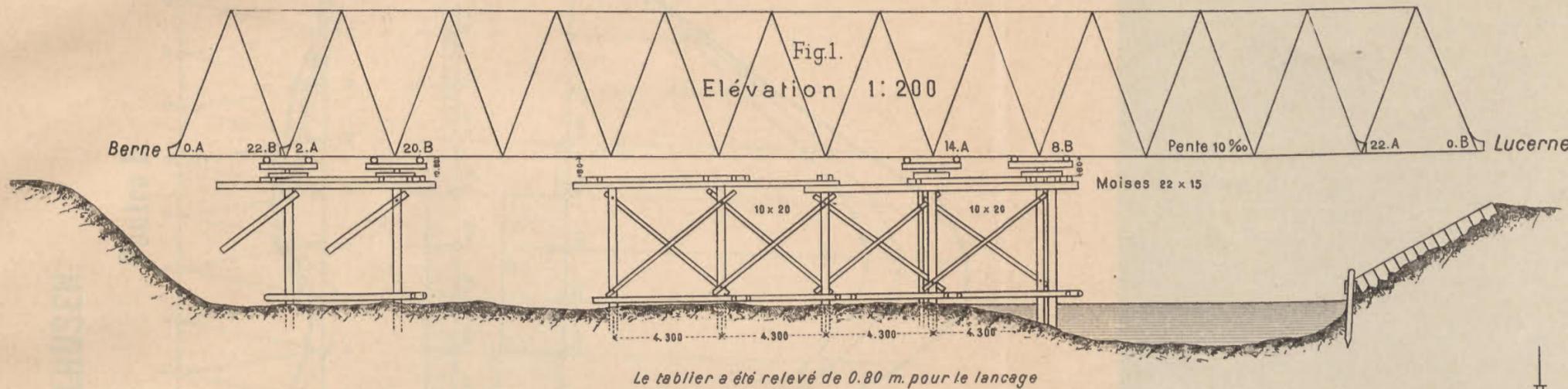
Coupe suiv' a-b



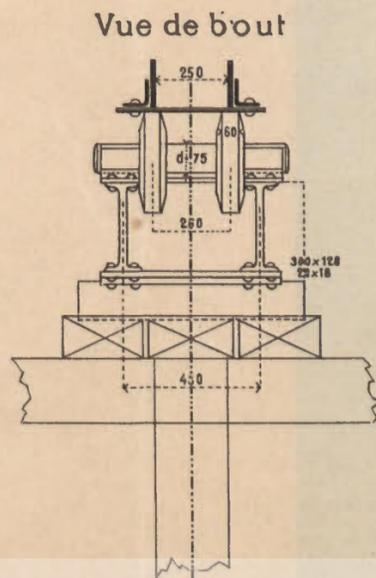
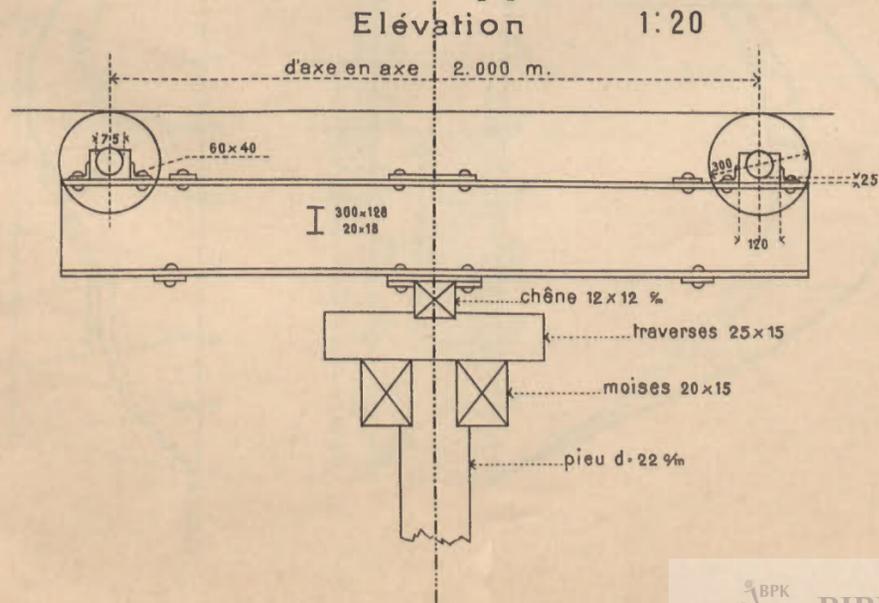
Barres N°	0-1, 21-22	1-2, 20-21	2-3, 19-20	3-4, 18-19	4-5, 17-18	5-6, 16-17	6-7, 15-16	7-8, 14-15	8-9, 13-14	9-10, 12-13	10-11, 11-12
	15,95,3	129,86,17	218,80,17	281,79,14	188,26,3	251,51,9	88,43,8	35,68,7	58,68,2		

ANCIEN PONT DE WOLHUSEN.

Echafaudage et appareil pour le lançage sur la rive droite.



Appareil de lançage.



Massifs de béton des appuis.

Echelle 1: 50

Coupes longitudinales

Vue a b
1: 200

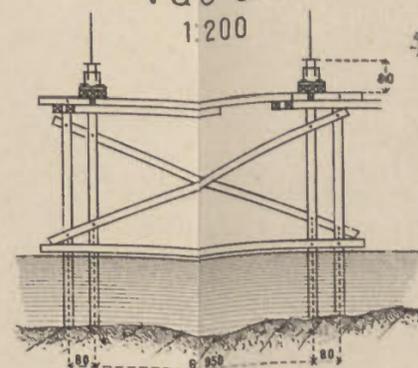
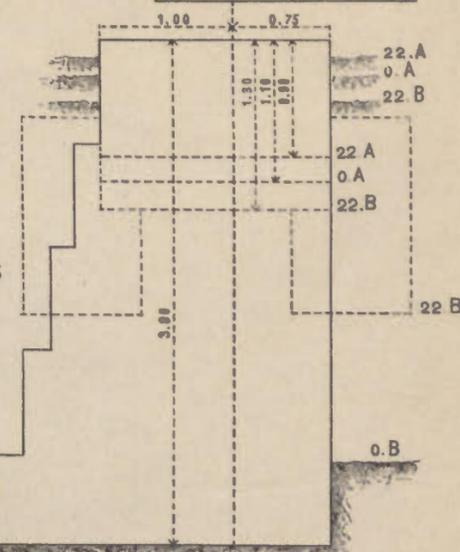
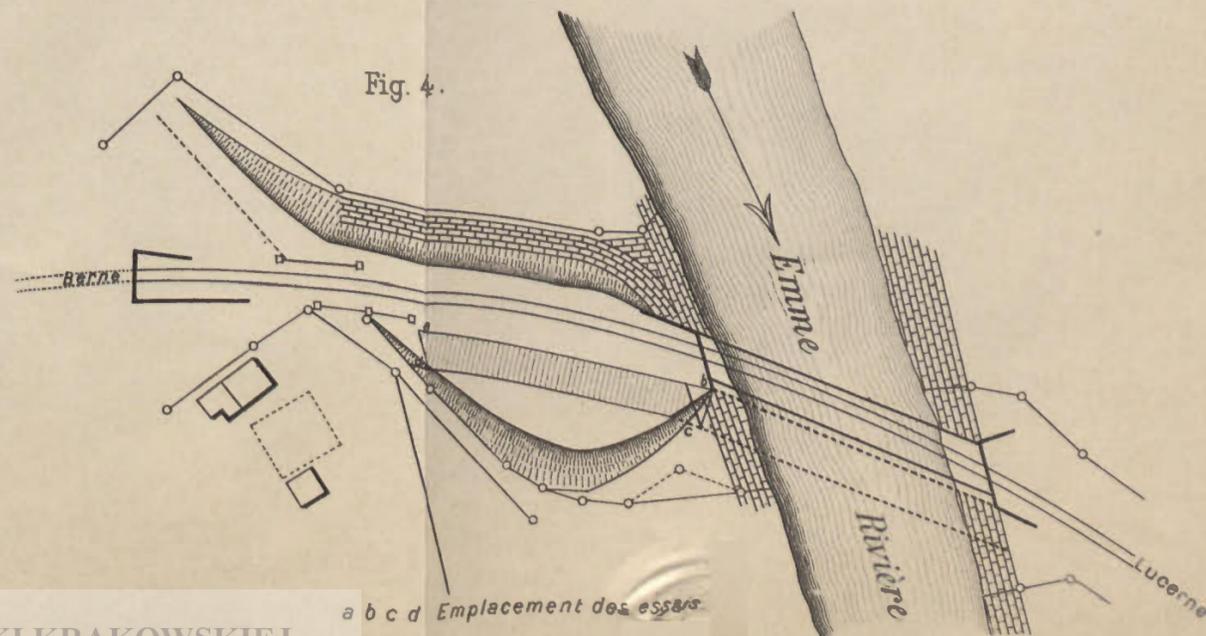


Fig. 3.



Plan de situation.

1: 1000

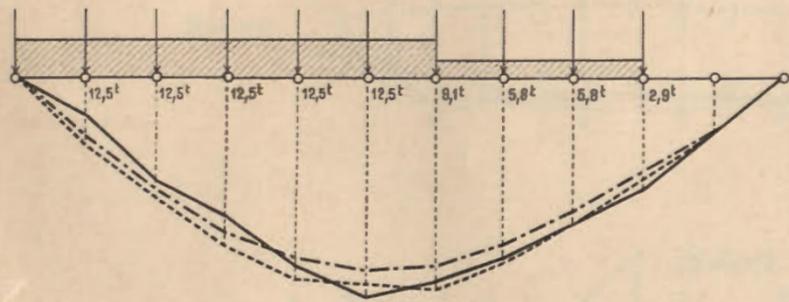
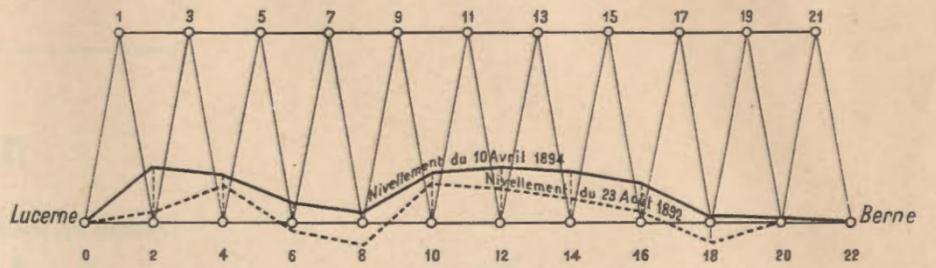
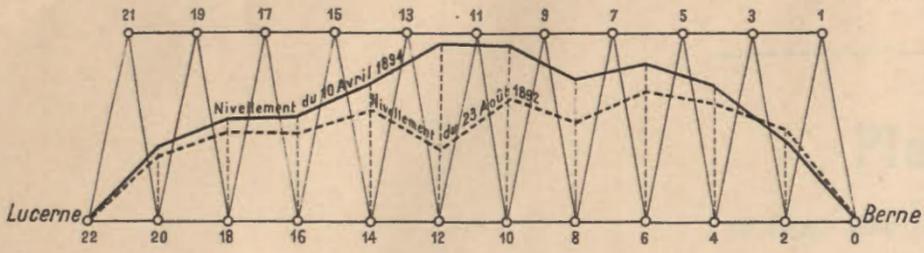


ANCIEN PONT SUR L'EMME À WOLHUSEN.

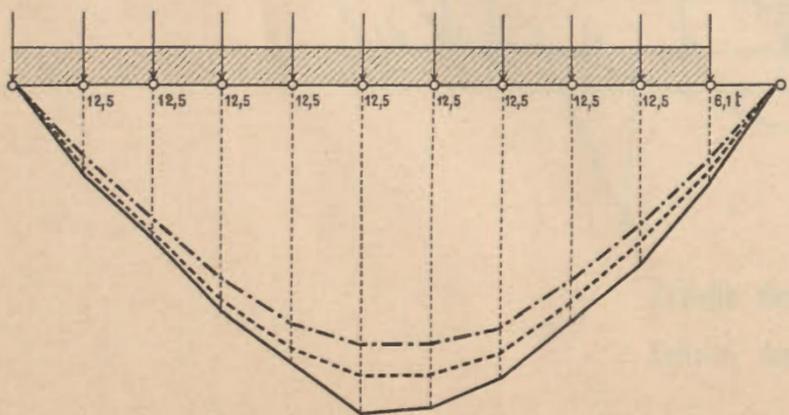
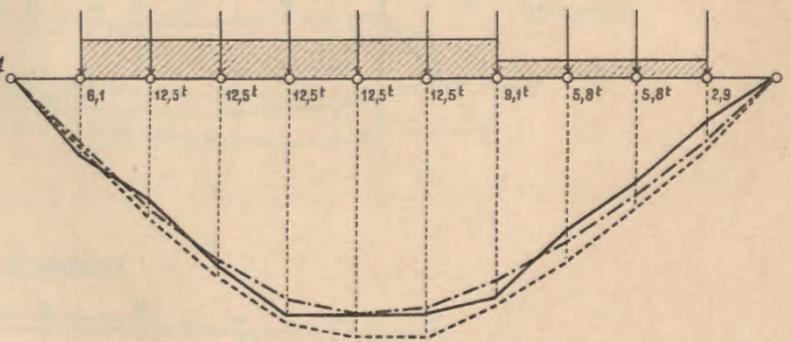
Poutre A.

Inflexions.

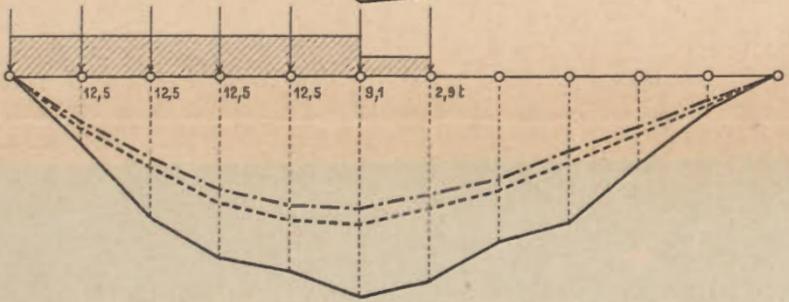
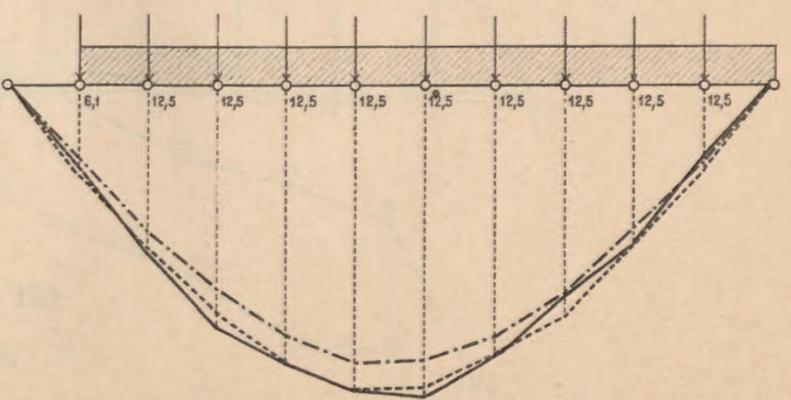
Poutre B.



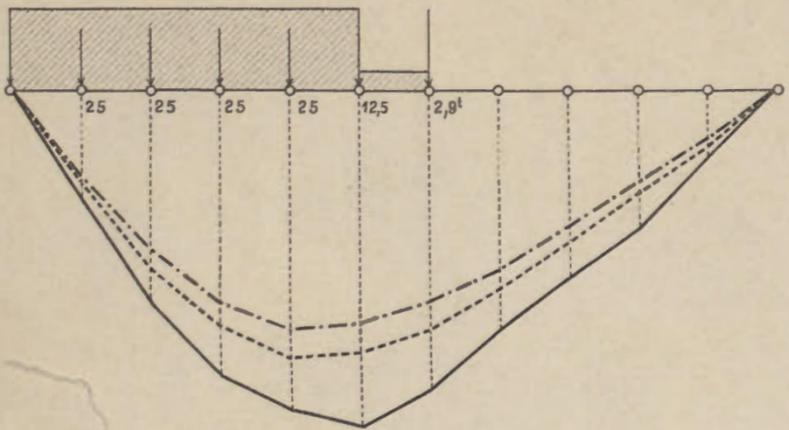
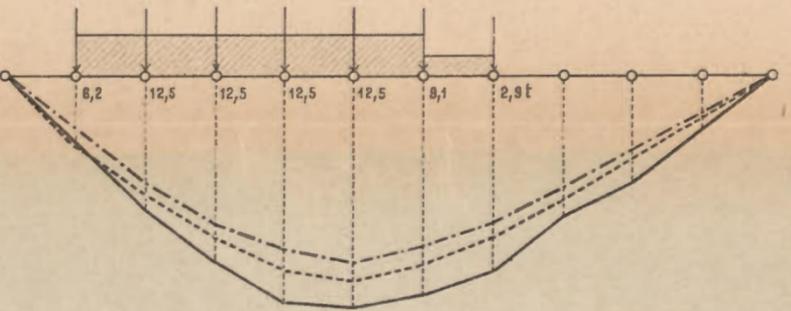
14 Avril 1894



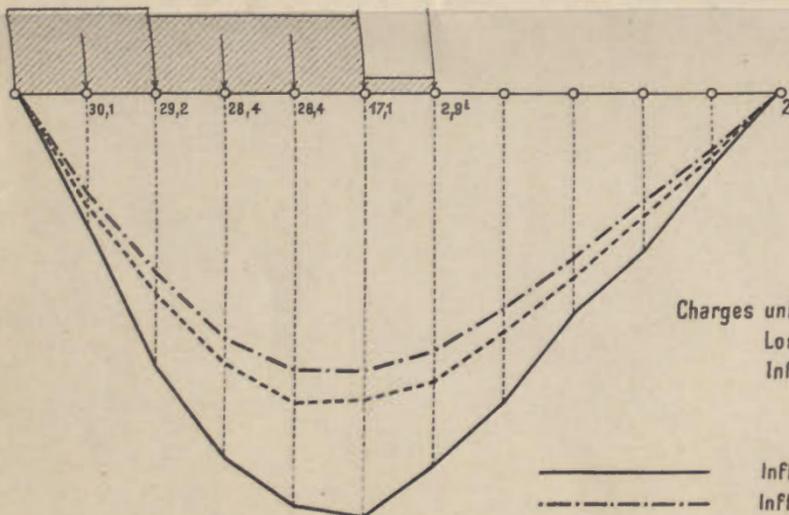
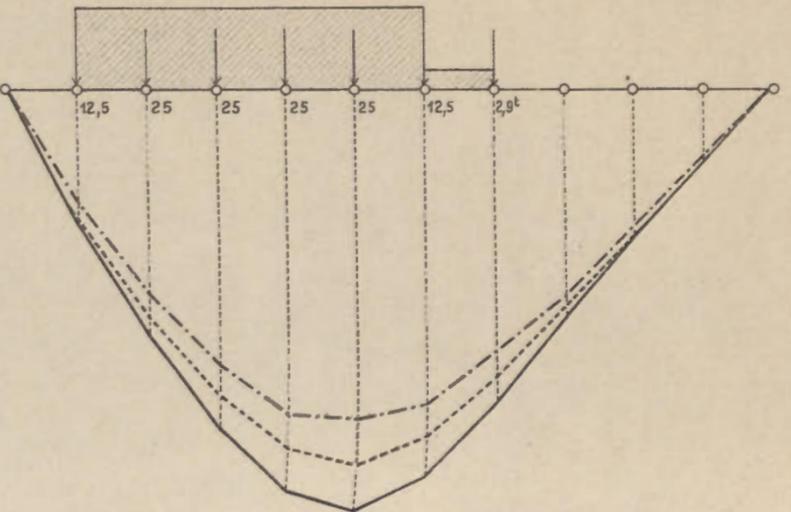
17 Avril 1894



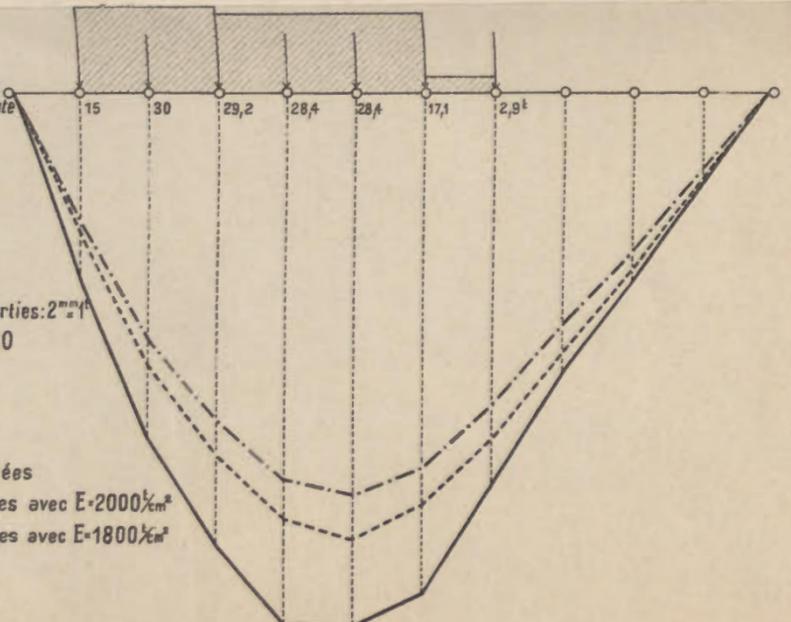
21 Avril 1894



24 Avril 1894



25 Avril 1894
2 heures avant la chute



Echelles:

Charges uniformément réparties: 2^m2^l
Longueurs 1 : 400
Inflexions 1 : 1

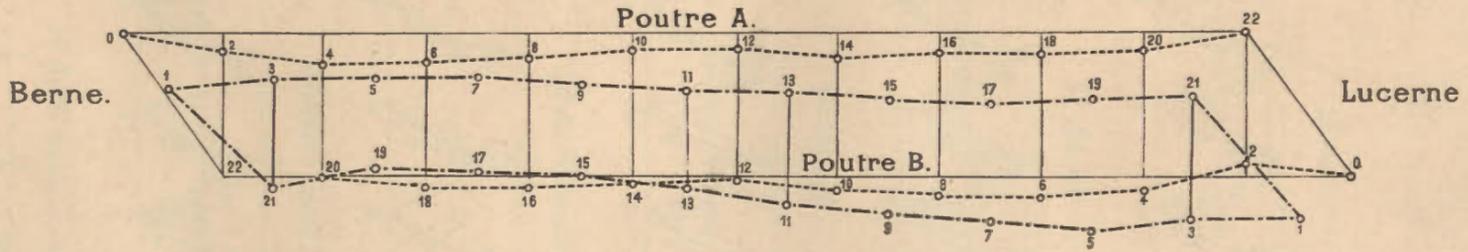
Légende.

- Inflexions observées
- - - Inflexions calculées avec E=2000%^m
- · - Inflexions calculées avec E=1800%^m

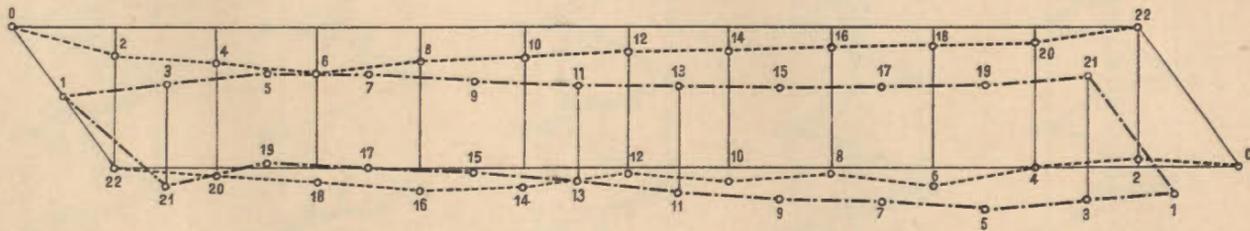
DÉFORMATIONS LATÉRALES DU TABLIER.

Plan

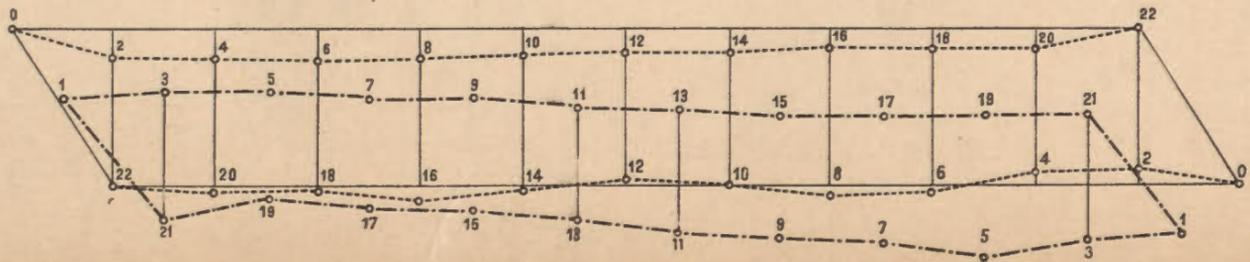
10 Avril 1894 (Avant les essais.)



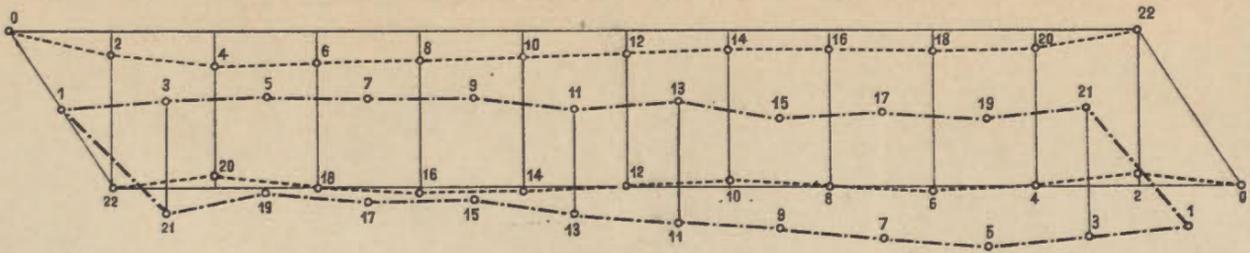
17 Avril 1894.



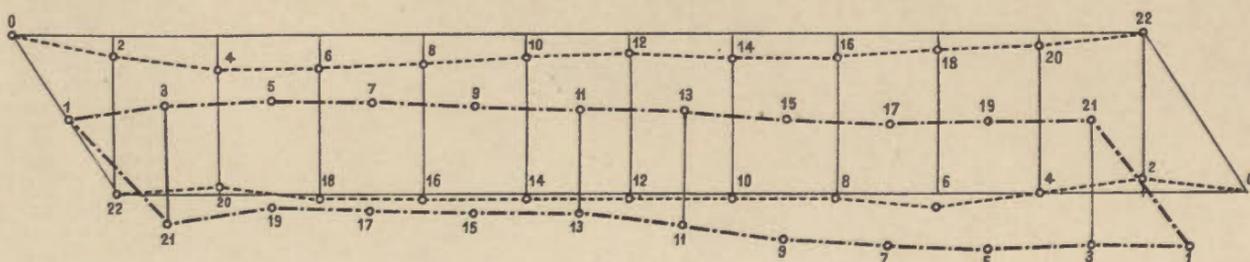
21 Avril 1894.



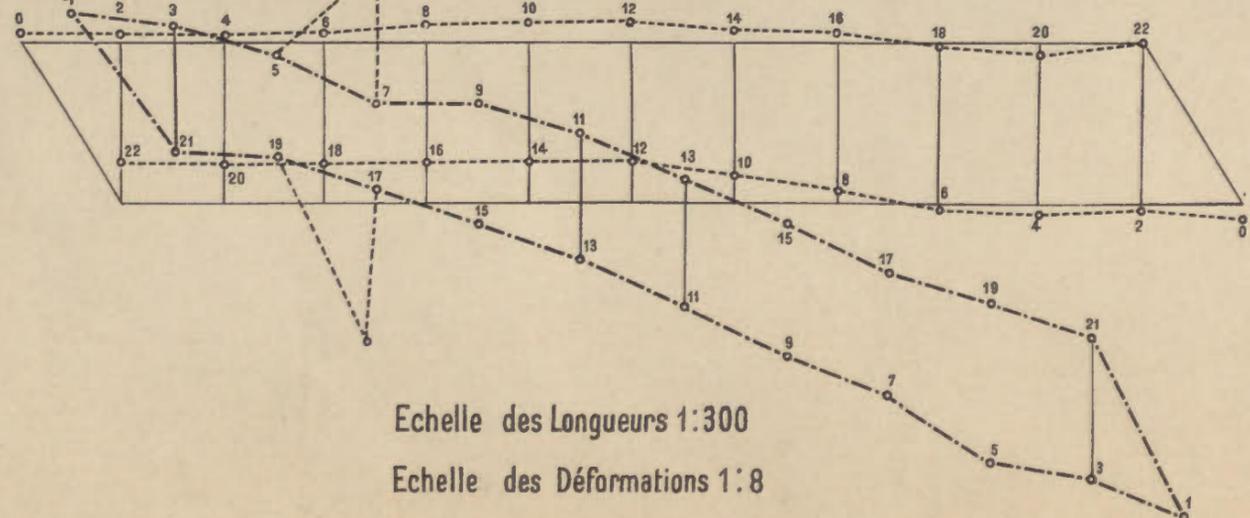
24 Avril 1894 (matin.)



24 Avril 1894 (soir)



25 Avril 1894 (après la rupture.)



Echelle des Longueurs 1:300

Echelle des Déformations 1:8



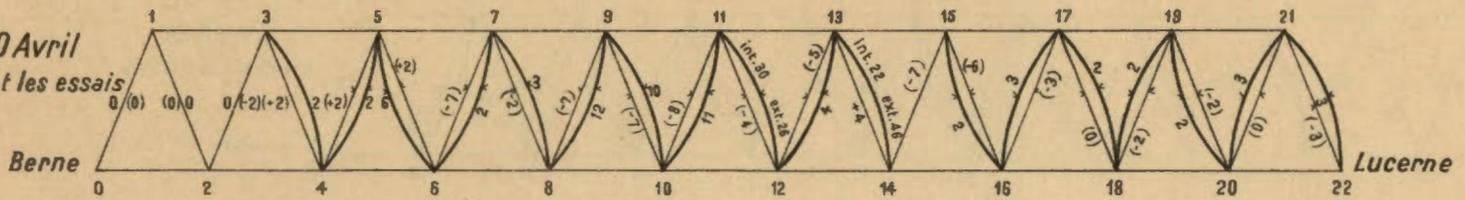
DÉFORMATION DES BARRES DE TREILLIS.

Toutes les observations sont indiquées en millimètres.

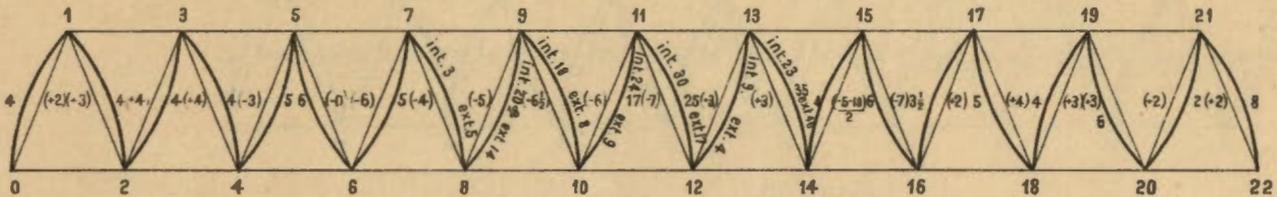
Poutre A amont.

Les chiffres entre parenthèses sont les Déformations transversales, -vers l'intérieur, +vers l'extérieur du pont.

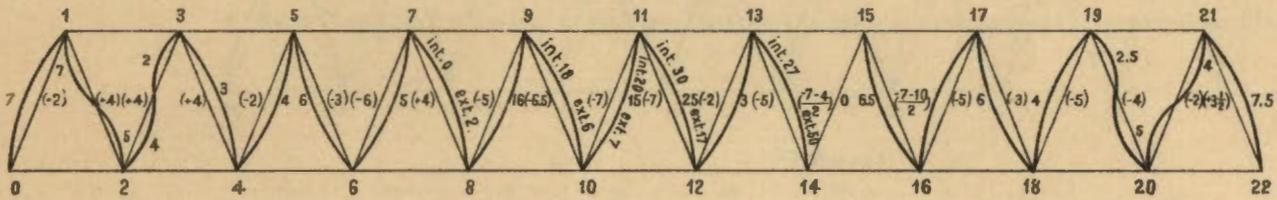
10 Avril
avant les essais



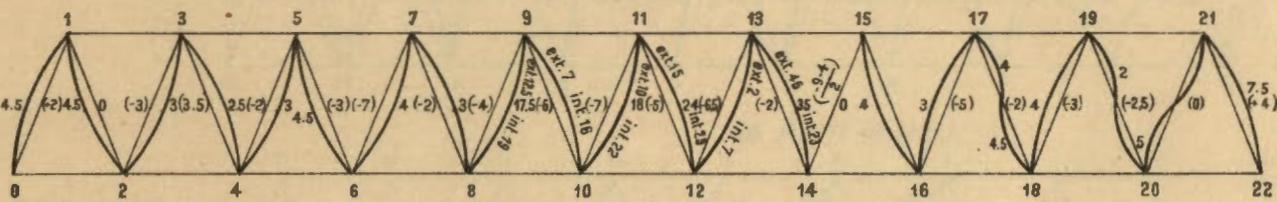
13 Avril.



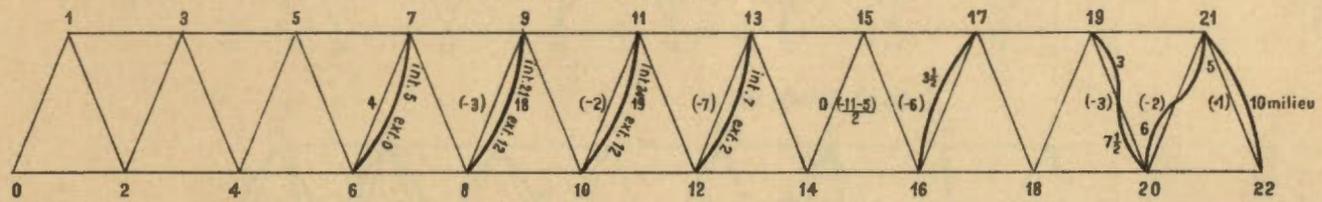
17 Avril.



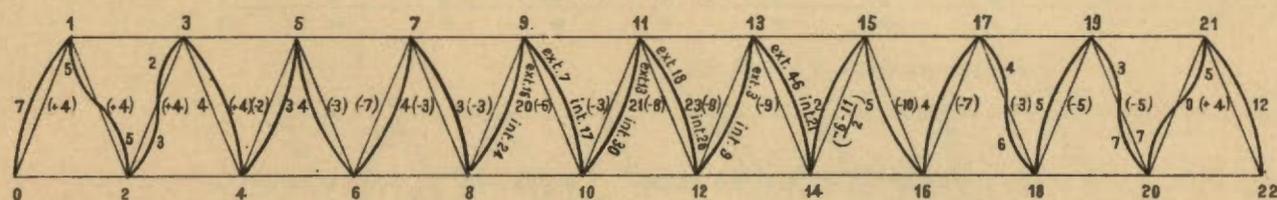
23 Avril.



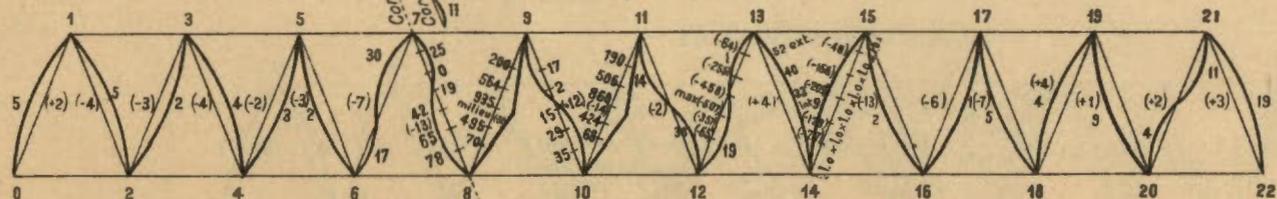
24 Avril (matin)



24 Avril (midi.)



25 Avril (après la rupture.)



Barre
 brisée
 l'ordue

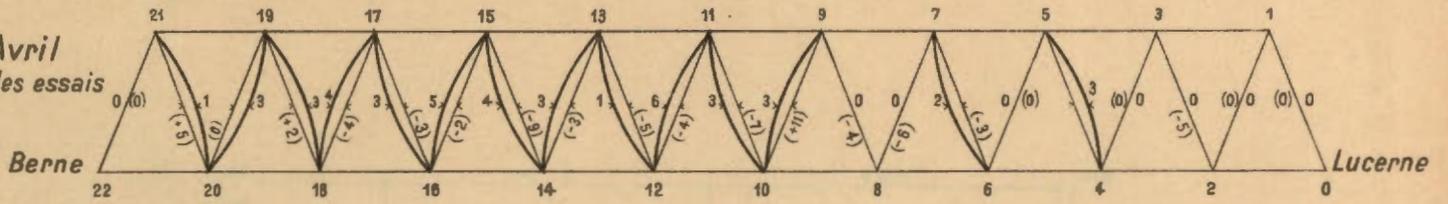
DÉFORMATION DES BARRES DE TREILLIS.

Toutes les observations sont indiquées en millimètres.

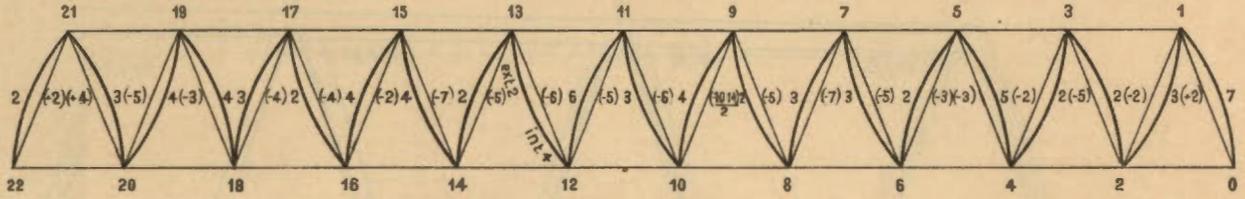
Poutre B aval.

Les chiffres entre parenthèses sont les Déformations transversales, - vers l'intérieur, + vers l'extérieur du pont.

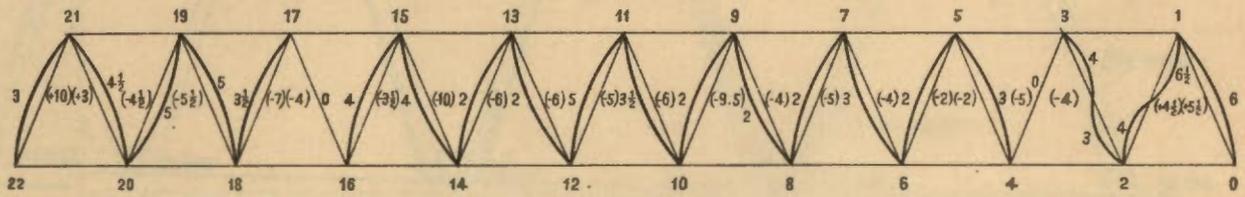
10 Avril
avant les essais



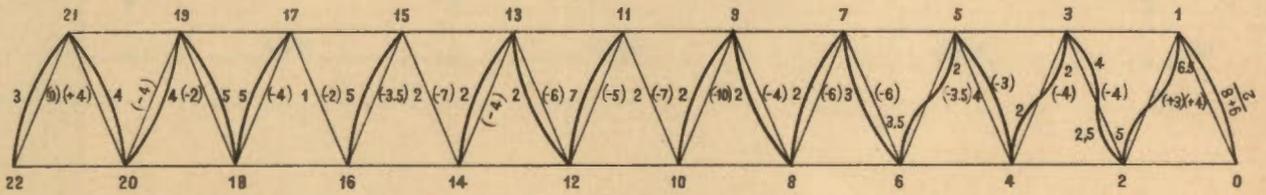
13 Avril



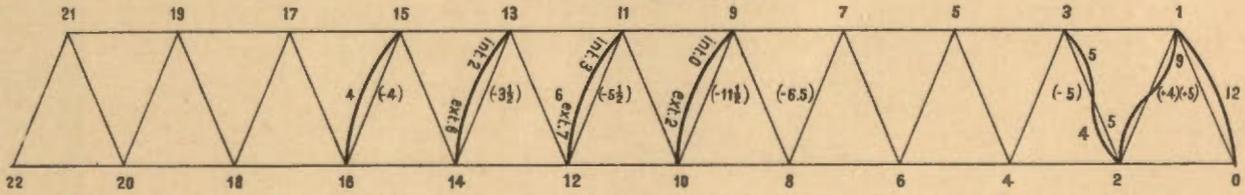
17 Avril.



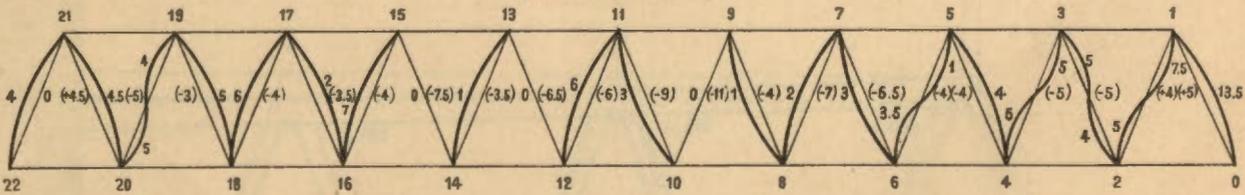
23 Avril.



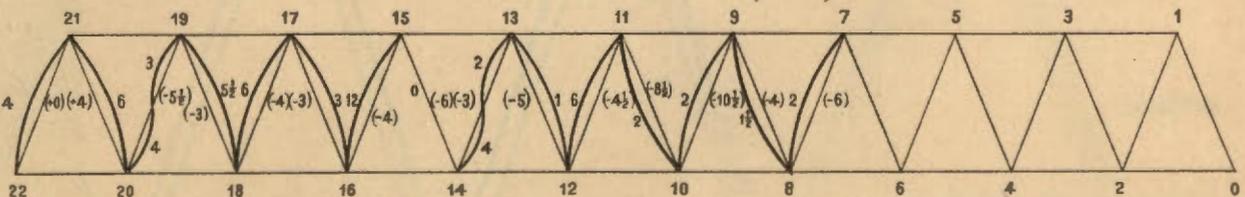
24 Avril (matin.)



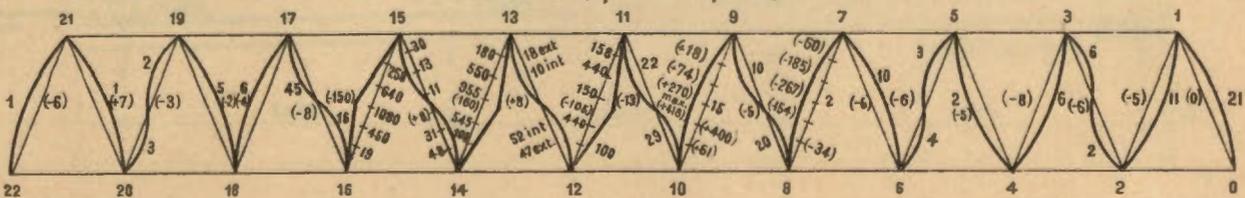
24 Avril (midi.)



25 Avril (avant la rupture.)



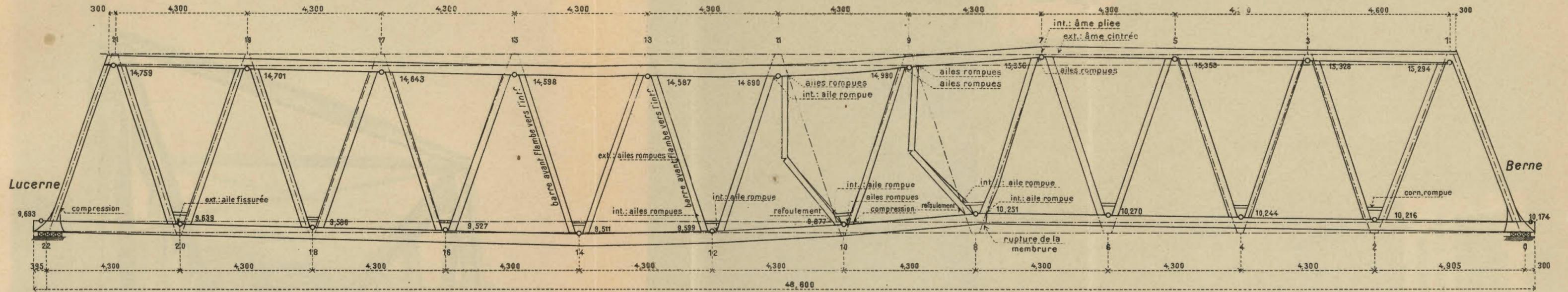
25 Avril (après la rupture.)



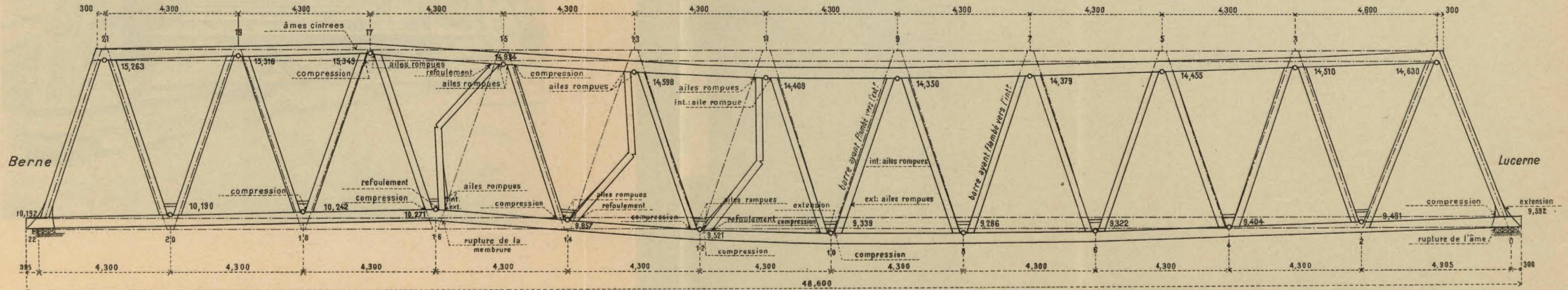
ELÉVATION EXTÉRIEURE DES POUTRES APRÈS LA RUPTURE

Echelle : 1 : 100

Poutre A



Poutre B



VUE DE BOUT AVANT LES ESSAIS



Poutre A.

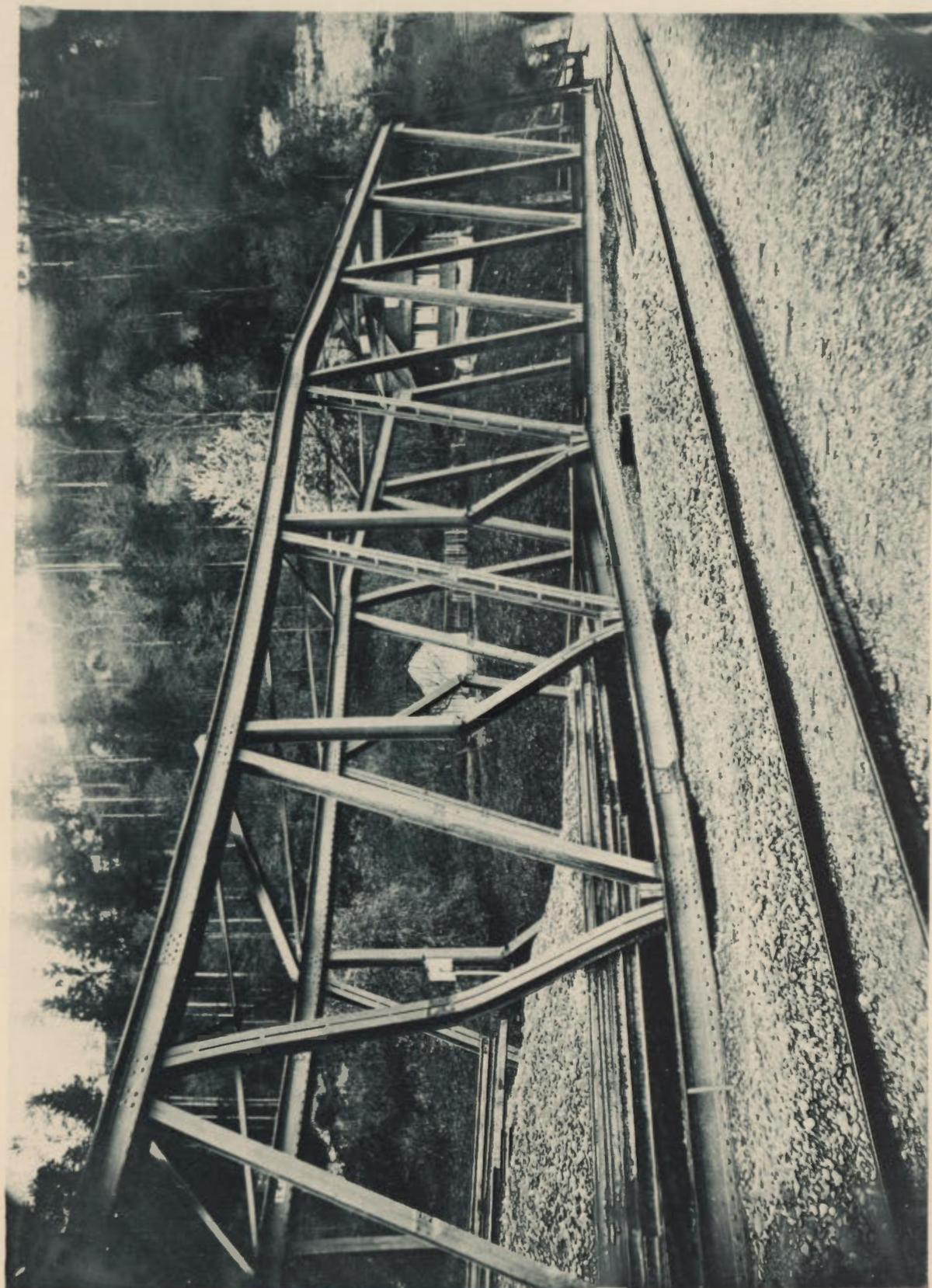
Poutre B.

VUE DE BOUT APRÈS LA CHUTE.



Poutre A.

Poutre B.



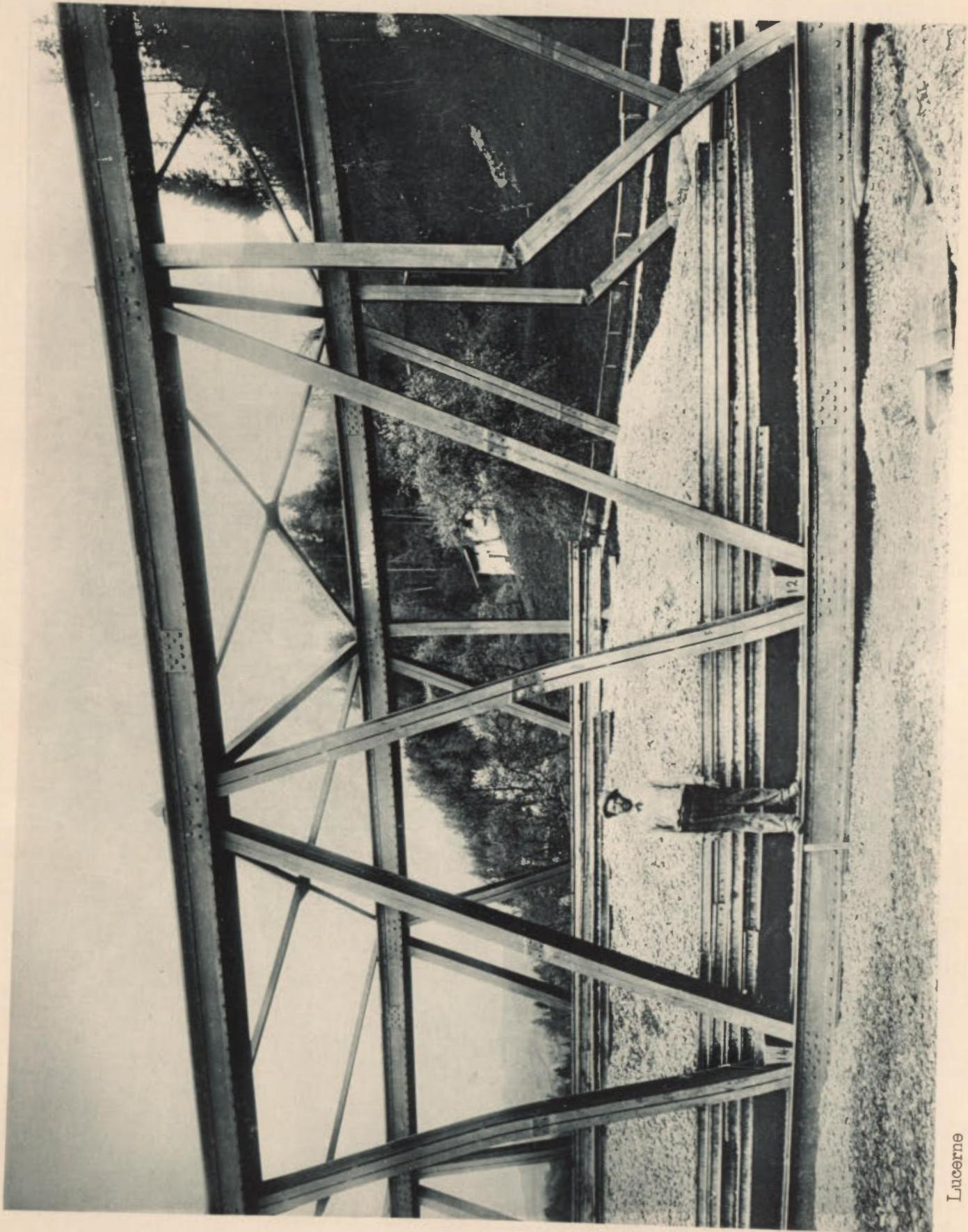
Berne

POUTRE A. NCEUDS 0 à 12.

Lucerne



POUTRE A. NCEUDS 7 & 11.



Lucerne

POUTRE A. NCEUDS 10 à 14.

Berne

Lucerne

POUTRE B. NCEUDS 0 à 12.

Berne





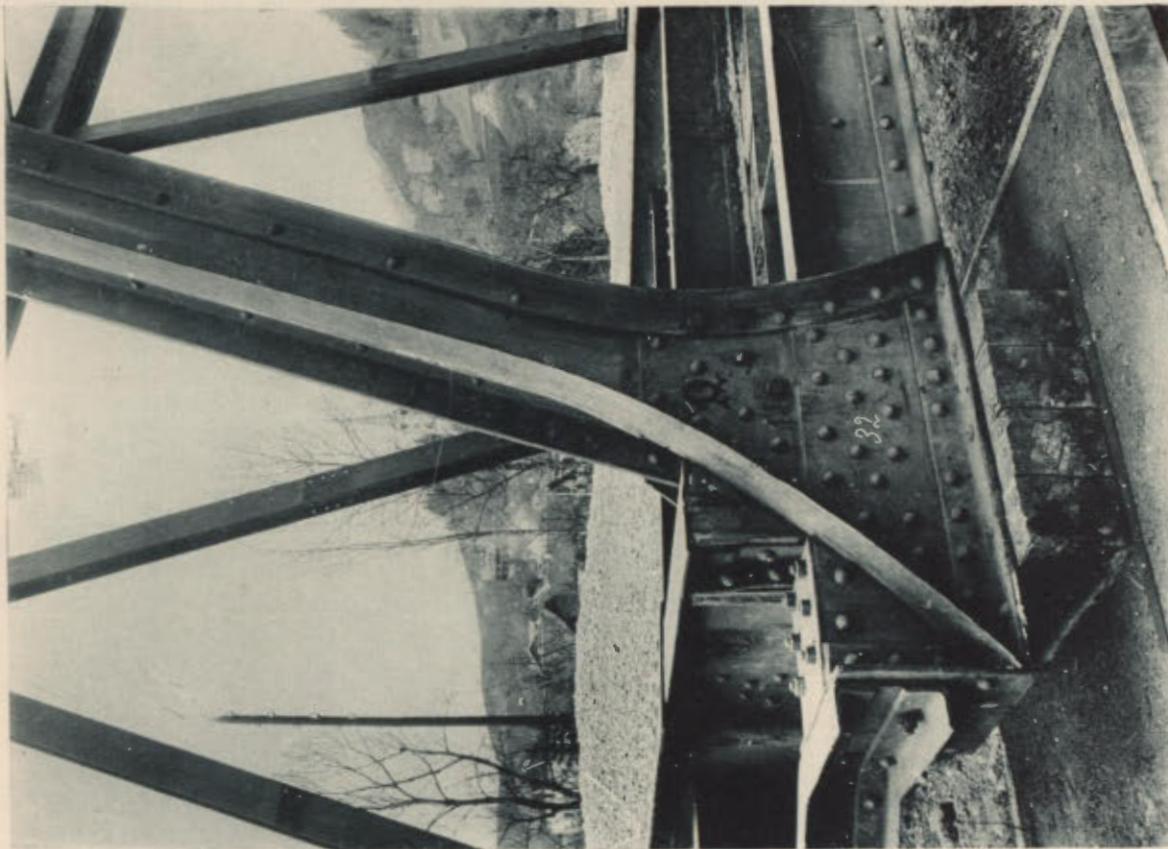
POUTRE B. NCEUDS 10 & 18.



Lucerne

POUTRE B. NCEUDS 12 à 16.

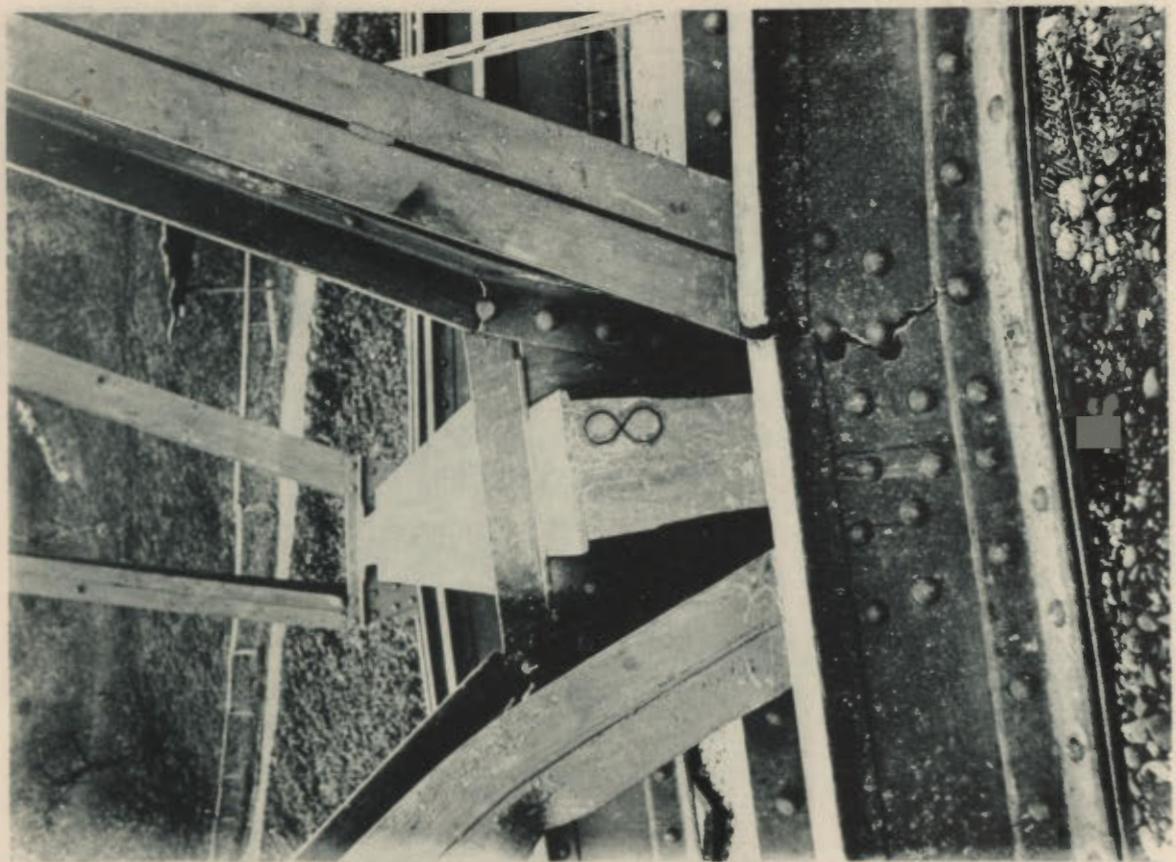
Berne



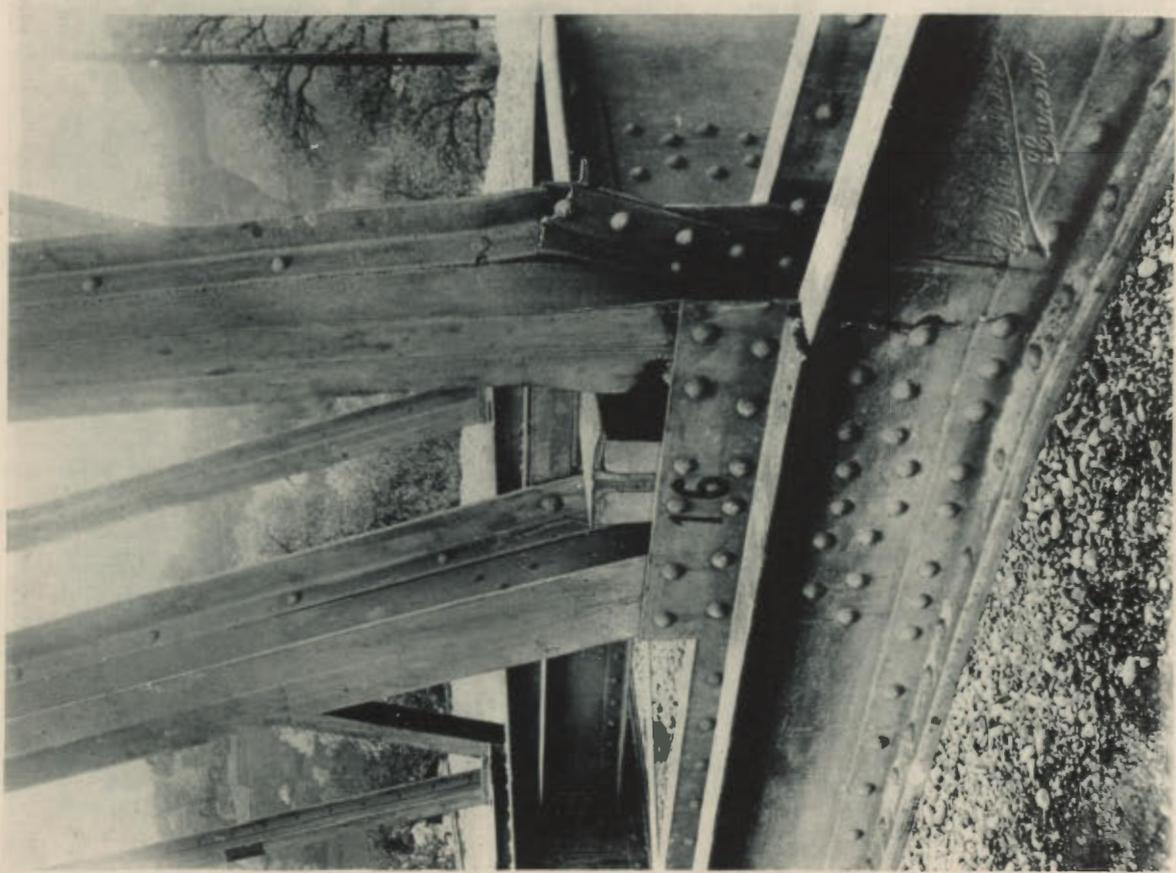
Poutre B. Nœud 22
(avant les essais).



Poutre B. Nœud 10
(avant les essais).

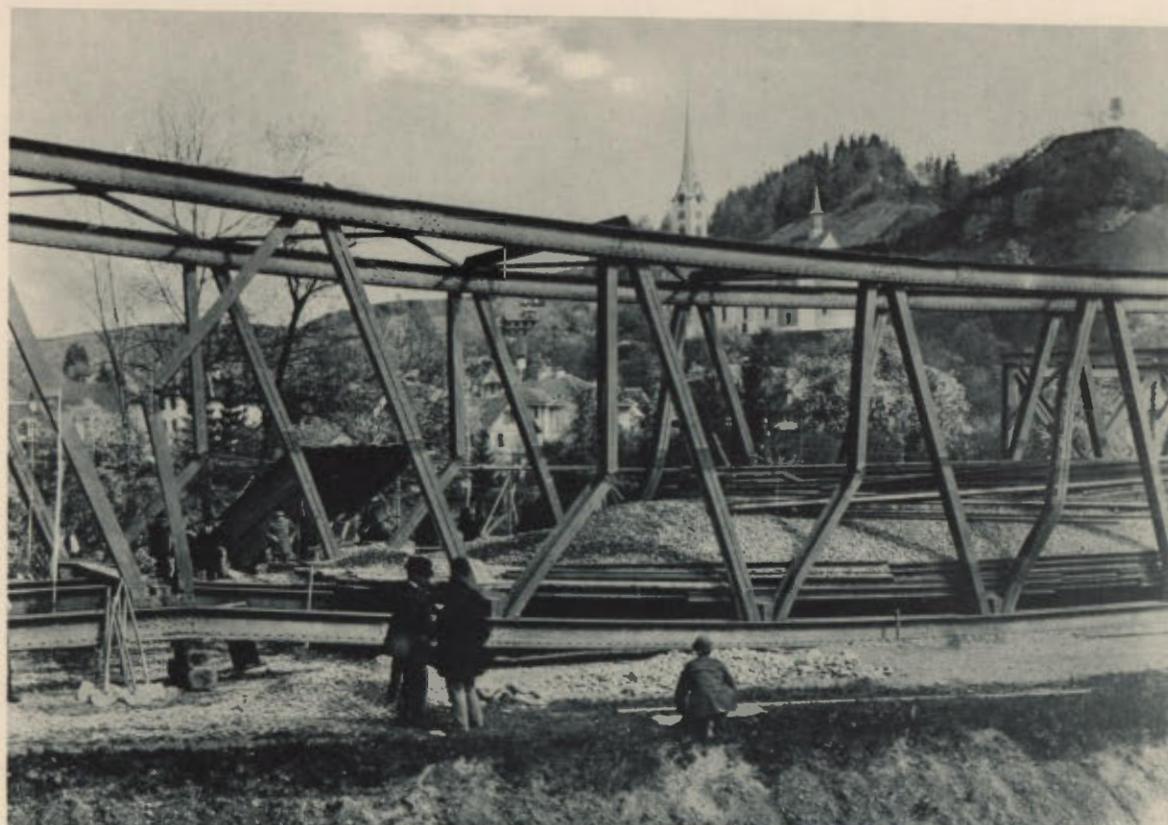


Poutre A. Nœud 8.



Poutre B. Nœud 16.

Poutre B. Nœuds 10 à 16.



Poutre B. Nœuds 17 à 21.