

# RAPPORT

## SUR LES

# PLANS DU PONT DE QUÉBEC

Par C. C. SCHNEIDER

PENNSYLVANIA BUILDING,

PHILADELPHIE, PA., janvier 1908.

MONSIEUR,—Par télégramme en date du 9 septembre, le soussigné était nommé par vous, au nom du gouvernement du Dominion, avec l'approbation de l'honorable ministre des Chemins de fer et Canaux, aux fins suivantes :

“S'enquérir et juger de la suffisance des plans actuels du pont de Québec, qui a croulé le 29 août 1907 ; scruter les plans de la superstructure et des membrures qui y entrent, etc. ; étudier de près toutes questions touchant à la reconstruction projetée du dit pont, et dire si, d'après lui, le plan actuel est suffisant.”

Ayant reçu vos instructions verbales, le soussigné a visité l'emplacement du pont de Québec afin d'examiner la structure écroulée, puis il s'est immédiatement mis à la recherche des renseignements propres à l'aider dans son travail et a procédé à l'examen des plans, qu'il a reçus de votre département le 17 septembre 1907.

N'étant pas restreint dans la portée de ses recherches, il comprend que son devoir est de faire rapport sur les points suivants :

1<sup>o</sup> La suffisance des plans actuels du pont de Québec, et leur conformité aux devis tels qu'adoptés par le gouvernement.

2<sup>o</sup> L'opportunité de modifier les plans actuels, s'ils sont trouvés inadéquats, en utilisant autant que possible les matériaux fabriqués maintenant disponibles.

3<sup>o</sup> L'opportunité de rejeter les plans actuels du pont de Québec, avec recommandations quant au nouveau projet d'étude.

Le soussigné, après une étude approfondie de la question qui lui était soumise, a maintenant l'honneur de faire le rapport suivant :

Le plan actuel du pont de Québec comporte un cantilever de 1800 pieds de portée entre les centres de piles, avec travée suspendue de 675 pieds, deux bras de console de 562 pieds 2 pouces chacun, et deux bras d'ancrage de 500 pieds chacun en longueur ; soit une longueur totale de 2,800 pieds, exclusivement des travées d'approche, dont il ne sera pas question dans le présent rapport. L'écart transversal entre les centres de fermes est de 67 pieds. Le pont est fait pour porter deux voies de chemin de fer à vapeur, et de chaque côté une voie publique de 17 pieds francs de largeur, convenable pour roulage ordinaire de grande route, avec une voie de tramway électrique sur chaque chemin.

PARLEMENTAIRE No. 154. A.D. 1908.

Le soussigné a calculé les efforts résultant des charges spécifiées au cahier des devis tel que révisé par M. Théodore Cooper le 2 mars 1904, dont copie est annexée au présent comme appendice A.

Par confrontation des produits de ses propres calculs avec les diagrammes d'efforts soumis par la "Phoenix Bridge Company", il est arrivé aux conclusions suivantes :

*Système de platelage.*—Les aires de sections requises pour les poutrelles et longrines du platelage concordent avec celles que demandent les devis.

*Fermes.*—Les effets produits sur les fermes par la charge vive s'accordent avec les calculs du soussigné. Ceux de la charge morte, tels que calculés par le soussigné, sont cependant plus élevés que ceux que démontre le diagramme soumis par la "Phoenix Bridge Company", pour cette raison que le poids actuel de la superstructure dépasse l'estimé tracé avant construction.

*Entretoisements.*—Les efforts et aires de section des différentes pièces qui composent l'entretènement latéral et d'oscillation des fermes, ainsi que les entretoises du platelage, de même que leurs parties de détail et raccords, sont d'accord avec les exigences du cahier des devis.

L'appendice B accompagnant ce rapport détaille les calculs du soussigné sur le travail en tension des principales membrures des fermes. Les effets résultant de la charge morte sont basés sur le poids actuel de la structure établi d'après les pesages d'expédition des pièces d'acier et distribué suivant la position respective occupée en place par les diverses membrures, ce qui équivaut aux conditions existantes dans l'ouvrage fini. La concentration de ces charges sur les divers nœuds de panneaux est démontrée au diagramme compris dans l'appendice B. Le tableau contient aussi les aires de section de membrures telles que démontrées aux plans d'atelier, aux unités d'effets requises par le cahier des devis, ainsi qu'aux mêmes unités qui se présentent dans l'ouvrage monté, basées sur les pesanteurs actuelles des membrures ; on y trouve aussi les effets produits durant montage dans les conditions existantes le 29 août 1907.

Les tableaux de l'appendice B ont été calculés par le soussigné d'après son interprétation des devis, savoir :

Que la valeur  $\frac{\text{max.}}{\text{min.}}$  servant à déterminer les unités d'effets permises est déduite des seules charges mortes et vivantes ; mais qu'en proportionnant les membrures ces unités devront être la somme des effets réunis de charges mortes et vives, plus la neige.

Que, comme les devis demandent "qu'on ne tienne compte que du tiers du maximum d'effort du vent lorsqu'on proportionne les bandes" et qu'il n'y est nullement fait mention des systèmes de nervures ou âmes, cette règle s'applique également au contreventement des membrures nervurées.

Que dans les formules intitulées "Effets combinés et renversés",  $L_1$  dénote le travail sous charge vivante par opposition à celui sous charge morte ; que l'expression " $D-L_1$ " est la différence arithmétique entre ces deux effets, et que " $D+L+L_1$ " en est la somme arithmétique.

En examinant ce tableau, on remarquera que les unités virtuelles d'efforts pour la plupart des membrures des fermes dépassent la limite tracée par le cahier des devis. Dans les bandes supérieures du bras de cantilever (sauf les panneaux  $U_2$  à  $U_6$ , qui ont été proportionnés à l'avenant des tensions de montage), de 10 à 18 pour cent ; dans les bandes inférieures (sauf les panneaux  $L_6$  à  $L_3$ , aussi bien proportionnés aux effets de montage), de 7.5 à 24 pour cent. Pour les hautes et basses bandes d'ancrage, les mêmes unités excèdent les prescriptions des devis de 11 à 20 pour cent dans tous les panneaux. Dans les bandes de la travée suspendue, elles excèdent aussi les limites du devis, de 16 à 18 pour cent dans les

bandes supérieures, de  $7\frac{1}{2}$  à  $9\frac{1}{2}$  pour cent dans les bandes inférieures. Quant aux parties à nervures, si en quelques cas ces unités sont dans les bornes, quelquefois elles les dépassent de 21 pour cent, dans un cas même jusqu'à 57 pour cent. En conséquence, les fermes telles que tracées ne se conforment pas sous ce rapport aux prescriptions du cahier des devis approuvé par le gouvernement.

Il y a du reste d'autres traits affectant la solidité de la structure, et non prévus par les clauses du cahier des charges, que le soussigné désire soumettre à votre attention. Cette remarque s'applique plus particulièrement à certains détails qui paraissent avoir été laissés à la discrétion de l'ingénieur, auteur du projet d'étude.

Aux yeux du soussigné, le tracé des détails est ce qu'il y a de plus important dans l'étude d'une structure permanente, il l'est même plus que le proportionnement général des membrures. La plupart des détails et assemblages ont été traités avec un soin consciencieux, et sont généralement bien proportionnés aux membrures qu'ils relient, et d'accord avec les axiomes reconnus de la saine pratique. Il y a cependant quelque défectuosité dans plusieurs des membrures comprimées, dont les assemblages—tels les ouvrages en treillis—ne sont pas suffisants pour en faire fonctionner les parties constituantes comme un tout compact. Le défaut le plus prononcé de cette nature existe dans les sous-bandes des bras de console et de rive. Ces membrures se composent de quatre nervures distinctes dont le développement n'est pas parfait au point de vue de la compression, et dont les assemblages des unes aux autres n'ont pas la force voulue pour en assurer l'homogénéité.

Comme on a affirmé dans de récents articles de presse à ce sujet, qu'il n'existe pas encore de méthode scientifique pour proportionner les treillis des membres comprimés, le soussigné excipe d'une pareille manière de voir, et prétend que les efforts subis par les barres de treillis peuvent être calculés avec assez de précision pour qu'on puisse les faire de taille nécessaire pour donner plein développement à la force des membrures.

On trouvera à l'appendice C accompagnant le présent, un argument sur la théorie et la force des membrures en compression, ainsi qu'une analyse des efforts et effets portant sur barres de treillis.

#### ARGUMENT SUR LES UNITÉS PERMISES

Comme le plan actuel des fermes du pont de Québec ne se conforme pas en tous points aux prescriptions des devis approuvés, la question se pose:— Les fermes telles que tracées sont-elles assez puissantes pour supporter les charges spécifiques, sans égard aux devis?

Pour résoudre cette question, il faut voir quel maximum d'unités d'efforts peut être toléré dans les membrures des fermes en restant dans des limites de sécurité. Si l'on connaissait toutes les forces qui se présentent dans un ouvrage, si les matériaux et l'ouvrage étaient parfaits, on pourrait tolérer de porter l'effort jusqu'à la vraie limite d'élasticité. Mais la vérité est que ces conditions idéales de perfection dans les matériaux et la main-d'œuvre sont irréalisables, et qu'il faut ajouter aux calculs d'efforts directs qui servent de point de départ au proportionnement des membrures, des efforts secondaires ayant pour cause le fléchissement des pièces sous leur propre poids ainsi que la déformation des fermes sous charge. Il faut donc laisser une marge pour ces éventualités dans la détermination des unités d'efforts compatibles avec les limites de sûreté.

Le cahier des charges pourvoit à deux catégories de charges mouvantes pour les fermes.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

1° Charge roulante occasionnée par un train sur chaque voie. Les efforts ainsi produits, ajoutés à la charge morte et au poids spécifié de la neige, se boient à une certaine unité de tant au pouce carré.

2° Proviso de 50 pour cent de charge morte en plus pour l'avenir. On spécifie une plus forte unité pour les efforts produits par cette extrême charge vive, jointe aux charges de roulant et de neige telles que prescrites, combinées à l'effort du vent.

La première de ces deux charges sera ci-après désignée sous le nom de charge de travail, la seconde sous le nom de charge extrême. Les efforts produits par la charge de travail, laquelle n'est nullement excessive, devraient laisser une marge raisonnable de sécurité. Ceux qui résultent des charges extrêmes doivent rester en dedans des limites d'élasticité du métal.

### *Membres en tension*

*Barres à œillets.*—Pour les barres recuites pleine grandeur, il ne faut pas compter que la limite d'élasticité dépasse 28,000 livres au pouce carré. Une tension directe de 24,000 livres au pouce carré, jointe aux efforts secondaires causés par frottement des chevilles pendant la déformation, ainsi qu'à l'incertitude de l'égalité de distribution des efforts sur toutes les barres, peut porter la tension à 27,000 livres au pouce carré au moins, ce qui touche juste aux limites d'élasticité, sans pratiquement laisser de marge de sûreté.

Une tension de 21,000 livres au pouce carré en tension directe, jointe aux efforts secondaires, etc., peut produire une extrême tension fibriforme d'environ 24,000 livres au pouce carré, soit les six-septièmes de la limite d'élasticité des barres. L'unité d'effort tolérable en tension directe sur les barres ne doit donc pas dépasser 24,000 livres au pouce carré pour extrêmes charges.

*Membres comprimés.*—D'après la théorie acceptée pour les membrures à compression, l'effort sur les fibres près du centre d'une colonne augmente en raison de la longueur par rapport au rayon minimum de giration ; il faut donc laisser une marge pour le flambage causé par la tendance au pliage.

La pratique usuelle pour les ponts de portée ordinaire est de prendre, pour calculer la force des membres comprimés, la section transversale brute de ces pièces. C'est ce qui se fait généralement quand on s'en tient aux prudentes unités n'allant pas au-delà de la moitié de la limite d'élasticité, ce qui donne une large marge de sûreté ; dans le cas du pont de Québec, où les unités d'efforts sont exceptionnellement élevées, touchant presque à la limite d'élasticité, il faut se contenter de prendre les aires nettes des membrures quand il s'agit d'en évaluer la limite de sûreté. Quelques-uns des membres comprimés consistent en sections composées de cornières et d'un certain nombre de plats rivetés ensemble. Les trous de rivets réduisent l'aire de section ; si ces trous sont bouchés avec des rivets, ceux-ci ne remplissent pas les orifices assez parfaitement, pour remplacer le métal qui a été enlevé par le poinçonnage. Dans quelques-unes des basses-bandes, l'aire de section nette est d'environ 86 pour cent de la section brute, et la limite d'élasticité, présumée être de 32,000 livres au pouce carré, est aussi réduite à environ 27,500 livres au pouce carré d'aire brute. Par conséquent, si nous prenons 24,000 livres au pouce carré comme maximum de tolérance d'unité d'effort sur section brute pour charge spécifiée comme extrême et que nous y ajoutions seulement 3,000 livres au pouce carré pour efforts secondaires, soit approximativement 12½ pour cent de l'effort direct, la totalité des efforts sur fibres serait  $24,000 + 3,000 = 27,000$  livres au pouce carré, sans presque laisser de marge de sûreté.

Le maximum de tolérance, soit un effort de 24,000 livres au pouce carré en compression directe occasionnée par les charges extrêmes, devrait être

réduit conformément aux formules acceptées pour membrures comprimées, sont  $24,000 \frac{l}{r}$ , étant donné que  $l$ =longueur,  $r$ =le minimum de rayon de giration de la membrure.

Pour les charges de travail, la marge de sûreté doit être la même que pour les membres étendus. Comme il est dit plus haut, la limite d'élasticité pour membrures en compression, par suite de la réduction de leurs sections par poinçonnage, peut être réduite à 27,500 livres au pouce carré d'aire brute. Déduction faite de 3,000 livres au pouce carré pour efforts secondaires, il resterait 24,500 livres au pouce carré sur section brute comme maximum d'effort en compression directe en dedans de la limite d'élasticité. Prenant les six-septièmes de cet effort de même que pour membres en tension, nous avons 21,000 livres au pouce carré comme tolérance d'efforts en compression directe, ce qui devrait être réduit par la formule usitée,  $21,000 - 90 \frac{l}{r}$ . Cette limitation d'efforts s'applique à toutes les membrures comprimées.

Le soussigné ne prend pas fait et cause pour ces hautes unités, il désire seulement définir la limite en dedans de laquelle les efforts peuvent être considérés sans danger, et qui pourra servir comme point de comparaison avec les tableaux de l'appendice B.

Les extrêmes unités d'efforts en dedans desquelles, d'après le soussigné, la structure peut être jugée de force à soutenir les charges prévues par le cahier des devis, sont :—

1° Pour charges mortes et vivantes combinées avec la charge de neige : en tension, 21,000 livres au pouce carré de section nette ; en compression,  $21,000 - 90 \frac{l}{r}$  au pouce carré de section brute.

2° Pour l'extrême prescription de  $1\frac{1}{2}$  fois charge morte, de roulant et de neige, combinées avec un tiers de contreventement : en tension, 24,000 livres au pouce carré de section nette ; en compression, 24,000 livres au pouce carré de section brute.

Le tableau compris dans l'appendice B donne ces unités d'efforts pour différentes proportions de  $\frac{l}{r}$ .

Si nous appliquons les unités d'efforts ci-dessus aux fermes du bras de console et d'ancrage du plan actuel du pont de Québec, nous trouvons les anomalies suivantes :

#### BRAS DE CONSOLE ET D'ANCRAGE

##### *Hautes-bandes*

Les hautes-bandes sont composées de barres-œillets sur lesquelles le maximum tolérable d'efforts ne devrait pas, comme il est dit plus haut, dépasser 21,000 livres au pouce carré pour charge de travail, ni 24,000 livres au pouce carré pour charge extrême.

Les tableaux de l'appendice B démontrent que les efforts sur tous panneaux, à l'exception de  $U_1$  à  $U_6$  du bras de console, excèdent ces limites pour les deux cas de charge.

##### *Basses-bandes*

La basse-bande elle-même n'est pas articulée à cheville, mais se compose d'un certain nombre de sections s'aboutant les unes avec les autres et reliées par des tôles d'assemblage. Si les basses-bandes des bras de cantilever et d'ancrage étaient strictement à articulation de cheville, les efforts marcheraient dans l'axe de la membrure sans aucun autre mouvement de flexion sous

**FARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.**

charge morte que celui qu'occasionne le frottement de la cheville dans son orifice, pouvant évoluer autour des chevilles et s'ajuster de cette façon durant montage.

Si les basses-bandes étaient des membrures continues et complètement assemblées, et que les membres à âmes leur fussent rigidement reliés comme ceux du pont du Forth ou comme la travée suspendue, les efforts résultant de déformation deviendraient un facteur important; on pourrait tout de même les calculer approximativement et y pourvoir au moyen des sections. Mais, comme les basses-bandes du pont de Québec sont à jointure bout à bout, elles ne sont ni continues ni articulées à cheville, et il est impossible de faire porter également les sections les unes sur les autres sous les différentes conditions de charge.

Par une grande précision d'exécution et une bonne méthode de montage, on peut arriver à obtenir égalité et totalité de contact entre les jointures des membrures sous une charge donnée, et alors les compressions se transmettent d'une membrure à l'autre dans le sens de leur axe et se distribuent sur toute leur coupe transversale. Pour toutes les autres conditions de charge, les efforts se transmettent excentriquement, ce qui produit des efforts secondaires en sus des efforts rectilignes et de ceux que produit l'excentricité initiale inhérente à toute membrure en compression. On trouvera ces efforts secondaires indiqués à l'appendice D qui accompagne le présent rapport.

En confrontant les efforts indiqués à l'appendice B avec les limitations fixées par le soussigné, on trouve que toutes les sous-bandes sont défectueuses (sauf  $L_0$  à  $L_4$  du bras de cantilever), et n'auraient pas la force voulue pour supporter en toute sûreté les charges spécifiées au cahier des devis, même si elles étaient convenablement entretoisées de croisillons d'une force suffisante; et qu'en conséquence l'insuffisant treillis démontré aux plans devait encore en réduire la force.

#### *Système de nervures :—*

Les pièces à âmes des fermes des bras de console et d'ancrage se composent de membrures à tension et à compression. Les principaux montants sont articulés à cheville après les hautes et basses bandes, tandis que les pièces à âmes elles-mêmes ne sont que partiellement articulées à cheville: c'est-à-dire que les diagonales, à l'exception d'une, la plus proche du montant central, sont des barres à œillets articulées à cheville aux deux bouts.

Quelques-unes des diagonales et des supports de tablier sont des membrures à compression, d'autres sont à tension. Les assemblages des sous-diagonales sont rivetés aux deux bouts. Les supports de tablier sont articulés à cheville après la basse-bande, mais à leurs intersections ont des raccords rivetés avec les grandes diagonales et les sous-diagonales.

D'après les tableaux de l'appendice B, il est évident que les efforts portant sur les montants des bras de cantilever et d'ancrage sont excessifs (à l'exception de  $L_s$  à  $U_s$ ); il en est ainsi d'environ la moitié des diagonales. Les efforts sur les montants du centre sont aussi excessifs. Les efforts sur les supports de tablier et sur les sous-diagonales restent pratiquement dans les limites de sûreté.

#### *Travée suspendue :—*

Les fermes de la travée suspendue sont pratiquement des structures à rivetage, avec membrures assemblées à demeure et membres à nervures en raccord rigide, à l'exception des grandes diagonales ou membres à tension, qui consistent en barres à œillets articulées à cheville aux deux bouts.

Les parties les plus faibles de la partie suspendue sont les hautes-bandes (voir appendice B), dont les unités d'efforts dépassent de 44 à 48 pour cent les limites de sûreté établies par le soussigné. Les efforts sur basses-bandes et pièces à âmes, à l'exception de  $U_0-C_1$  et  $C_1$  à  $L_2$ , restent pratiquement en dedans de ces limites.

*Suffisance du cahier des devis :—*

Dans l'examen de cette question, on se demande : Les fermes du pont de Québec auraient-elles été solides si elles avaient été tracées conformément aux prescriptions des devis et les détails proportionnés à la force des membrures ?

En consultant les tableaux de l'appendice B, on trouve que la tolérance en unités d'efforts telle que circonscrite par les devis pour les deux catégories de charges, savoir : la charge de travail et la charge extrême, se rapproche beaucoup, ou reste en dedans des limites fixées par le soussigné, pour tous les membres des fermes des bras de console et d'ancrage, sauf pour les basses-bandes et les montants sur piles, où les efforts tolérés dépassent ces limites.

A ce propos, le soussigné croit qu'il entre dans le cadre de son expertise de donner son avis sur le cahier des charges du pont de Québec.

L'objet de ces devis était évidemment de contenir tous les efforts, même d'extrême charge, bien en dedans des limites d'élasticité du métal. De l'étude des tableaux de l'appendice B, il ressort visiblement que cet objet n'a pas été atteint pour toutes les membrures de la structure. Le soussigné a déjà donné ses raisons pour recommander de fixer une limite aux unités d'effort, démontrant que les devis toléraient de trop fortes unités pour les montants sur piles et pour la basse membrure des bras de console et d'ancrage. Le soussigné considère aussi comme incompatible avec l'objet pratique qu'on avait en vue l'emploi d'une formule de tolérance d'efforts basée sur le maximum et le minimum d'efforts de chaque membrure individuelle; cette formule n'est pas confirmée par les conclusions d'expériences récentes, et elle entraîne d'inutiles complications dans le calcul des résistances des membrures; de plus, elle donne des résultats anormaux.

La théorie bien établie en matière d'élasticité est de contenir les efforts en dedans de la limite d'élasticité. Un simple effort au-dessus de cette limite étant suffisant pour produire un effet constant et pour annuler l'uniformité d'allongement dans le métal, ses effets ne diffèrent pas de ceux d'efforts répétés, cet effort isolé ayant pratiquement détruit l'utilité du métal. En conséquence, la limite d'élasticité est vraiment le dernier terme de force pour toutes fins pratiques.

L'effet statique d'une charge vivante est le même que celui d'une charge morte, il ne dépend que de la somme et de la distribution de la charge. L'effet dynamique d'une charge vivante, communément appelé "impact", dépend cependant des circonstances dans lesquelles cette charge est appliquée. Les causes qui affectent cet "impact" dans le cas d'un pont de chemin de fer sont l'état de la voie, l'action dynamique produite par le fléchissement du pont, l'action résultant d'une traction insuffisamment équilibrée, les mouvements de vibrations réciproques des machines et la vitesse des trains.

Comme chacun des effets statiques et dynamiques d'une charge roulante dépend de conditions si variées, il semble rationnel d'examiner chacun sur son mérite distinct afin d'arriver à résoudre plus scientifiquement le problème du point de sécurité absolue dans les résistances des ponts de chemin de fer en opération. Si l'effort interne d'une membrure de structure est en proportion de son allongement ou de son raccourcissement, il est évidemment

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

indifférent, en autant que la résistance des matériaux est concernée, que cet effort soit produit par le poids de la structure, par l'effet statique de charges superposées, ou par l'effet dynamique d'une charge mouvante. En sorte que, si un "impact" vient s'ajouter à la charge mouvante, en réduisant l'effet à celui d'une charge statique, on peut se servir d'une tolérance d'effort uniforme, de manière à éviter toute complication et à proportionner la force des parties de détail et de raccord à celle des grandes membrures, attendu que l' "impact" porte sur toutes les parties.

#### RECOMMANDATIONS QUANT A LA RECONSTRUCTION DU PONT DE QUÉBEC

Comme il ressort des recherches du soussigné que les fermes d'après le plan actuel ne sont pas de force suffisante pour porter les charges prévues par le cahier des devis, la question représente :

Est-il possible d'utiliser pour la reconstruction du pont de Québec les pièces déjà construites de la moitié restante du pont, ou une partie de ces pièces ?

Cela pourrait se faire de deux manières différentes :

1<sup>o</sup> En utilisant ce qui reste du tablier et en renforçant ce qui reste des membrures des fermes, reconstruisant seulement ce qui en a été détruit.

Les membrures composant le tablier et l'entretoisement latéral de la moitié restante du pont pourraient être utilisées pour reconstruire le pont. Mais pour rendre le pont assez fort pour porter les charges spécifiées avec marge raisonnable de sûreté, il faudrait agrandir les surfaces de section de la plupart des membrures des fermes. L'examen des plans détaillés de ces membrures, au point de vue du fabricant d'ouvrages en acier, a convaincu le soussigné que cela est impraticable.

Les parties faibles des bras de cantilever et d'ancrage sont les membrures de bande inférieure. Il faudrait en augmenter les aires de section d'au moins 50 pour cent pour réduire les unités d'efforts aux limites de sûreté. L'unique manière de s'y prendre pour cela serait de les sectionner complètement, d'y forer de nouveaux trous de rivet et de les riveter de nouveau avec addition de matériaux. Sous ces diverses manipulations, les membrures se disloqueraient; il faudrait agrandir les trous de chevilles et reniveler les extrémités. L'utilisation de ce qui reste des membrures de bande est donc impraticable. On peut en dire autant de la plupart des membres comprimés.

Les bandes supérieures des bras de cantilever et d'ancrage, étant entièrement composées de barres-œilletons, pourraient être renforcées de barres additionnelles, ce qui pour quelques panneaux exigerait jusqu'à 20 pour cent de plus en matériaux. L'opération n'exigerait pas seulement un chevillage nouveau, mais aussi le changement des tôles de colonnes auxquelles tout cela se rattache. Le soussigné croit donc à l'impossibilité d'utiliser aucune des membrures construites de la moitié restante du pont.

2<sup>o</sup> En utilisant l'ensemble de tablier actuel et en construisant de nouvelles fermes, dans les mêmes grandes lignes que le plan actuel, mais en proportionnant les membrures et raccords aux charges spécifiées par le cahier des charges.

Si ce qui reste du tablier et de l'entretoisement, soit une pesanteur d'environ 8,000,000 livres, devait entrer dans la nouvelle structure, il faudrait donner aux fermes une forme semblable à celles du plan actuel, et conserver aussi la même distance entre les colonnes auxquelles sont attachées les pièces du tablier. Tâche presque impossible. De plus, comme le plan actuel des fermes est, d'après le soussigné, susceptible de perfectionnement, le nouveau plan devrait être tracé sur des lignes entièrement différentes pour éviter nombre de complications et de défauts de détail que présente le plan actuel.



Une troisième alternative est d'adopter un plan entièrement nouveau, ne retenant que la longueur de portée de manière à utiliser les grandes piles actuelles, sauf quelque modification. Les piles d'ancrage auraient à être reconstruites en partie, attendu qu'il faudrait de nouveaux ancrages.

Pour revenir aux défauts de détail qui le frappent dans le plan actuel, le soussigné signale ce qui suit à votre attention :

Les sous-bandes polygones des bras de console et d'ancrage ne sont pas bien adaptées au système de pont à consoles, par suite des difficultés de fabrication et d'ajustement, qui non seulement les rendent plus dispendieuses, mais aussi moins sûres que les bandages rectilignes. Les bandes en ligne brisée du plan actuel produisent un renversement d'efforts dans quelques membrures à nervures; pour cette raison, il faut plus de matériaux que n'en demanderaient des efforts en ligne droite, c'est aussi une cause de complications inutiles dans les parties de détail et de raccord.

Dans un pont bien conçu, les efforts produits sur les membrures par les forces du vent doivent être d'oscillation latérale purement et simplement. Par suite de la forme des bandes du pont de Québec, les efforts du vent affectent aussi les pièces nervurées des fermes, produisant des efforts additionnels sur ces membrures, et par suite nécessitant plus de métal et plus de complication dans les détails de ces pièces.

Le soussigné considère que dans une structure logiquement tracée il convient de faire porter les efforts en aussi droite ligne que possible sur les piles. Plus le plan est compliqué, plus les efforts changent souvent leur course avant d'arriver à destination, plus les calculs hypothétiques se multiplient, atténuant encore d'autant le degré de précision des conclusions de ces calculs; donc, plus un plan est simple, plus il offre de sécurité, avec les mêmes chiffres comme unités d'efforts.

#### CONCLUSIONS

Les conclusions des recherches du soussigné et ses recommandations peuvent être brièvement résumées comme suit :

1° L'ensemble et l'entretoisement du tablier sont de force suffisante pour porter avec sécurité le trafic auxquels ils sont destinés.

2° Les fermes, telles que démontrées dans le plan soumis au soussigné, ne sont pas conformes aux prescriptions de devis approuvés, ni propres à supporter le trafic ou les charges spécifiées.

3° Les ouvrages en treillis de plusieurs des membres comprimés ne sont pas de proportion avec les aires de section des membrures avec lesquelles ils se relient.

4° Les fermes du pont, même si elles avaient été tracées en conformité des devis approuvés, n'auraient pas dans toutes leurs parties la force suffisante pour supporter avec sûreté les charges prévues par le cahier des devis.

5° Il n'est pas praticable d'utiliser les matériaux fabriqués et dont on dispose, pour la reconstruction du pont.

6° Le plan actuel n'est pas bien adapté pour une structure de l'envergure du pont de Québec et devrait en conséquence être mis de côté, et un plan différent devrait être adopté pour le nouveau pont, ne retenant que la longueur de portée afin de pouvoir utiliser les piles actuelles.

7° Le soussigné considère les piles actuelles assez fortes pour porter une plus lourde structure, en supposant que la force des fondations est suffisante pour supporter le surcroît de pression.

Le présent rapport est accompagné des appendices suivants :

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

A.—Copie des devis révisés.

B.—Tableaux de calculs d'efforts sur les membrures des fermes; tableau indiquant les tolérances d'efforts sur les membres comprimés, ainsi que diagrammes des concentrations de charge morte et des charges et efforts durant montage à la date du 29 août 1907 (20 impressions).

C.—Revue de ce qui a été écrit jusqu'à ce jour sur la théorie des membres comprimés.

D.—Recherches sur les efforts secondaires dans les fermes.

Respectueusement soumis,

C. C. SCHNEIDER.

M. J. BUTLER, Esq.,

Député-ministre et ingénieur en chef,

Département des Chemins de fer et Canaux.

## APPENDICE A.

DEVIS DU PONT DE QUEBEC, POUR CHARGES ET EFFORTS SUR  
TRAVEES DE CANTILEVER ET EN PORTE-A-FAUX,  
PAR THEODORE COOPER

### TABLIER

*Longrines de voie ferrée.*—A tracer pour porter locomotives E-40 (Cooper) avec unités d'efforts n'excédant pas 10,000 livres au pouce carré de section nette.

*Longrines pour trolley.*—Charge de tramways pesant 56,000 livres sur deux essieux espacés de dix pieds, efforts n'excédant pas 13,000 livres au pouce carré de section nette. Voitures de 30 pieds extrême longueur.

*Longrines pour voie publique.*—Charge de 24,000 livres sur deux essieux espacés de dix pieds, efforts n'excédant pas 15,000 livres au pouce carré de section nette.

*Poutres transversales de tablier.*—Toutes voies chargées comme ci-dessus, ne doivent pas être chargées de plus de 15,000 livres au pouce carré de section nette, ou de 12,000 livres avec les deux voies ferrées chargées.

Les âmes de toutes poutres seront considérées comme résistant aux seuls efforts de cisaillement et ne seront nullement calculées pour faire office de semelles.

### Fermes

Les maximums d'efforts produits par les charges mobiles et pressions du vent ci-dessous énumérées seront employés pour proportionner toutes les membrures des fermes et tours :

1° Train continu d'une longueur quelconque pesant 3,000 livres par pied de voie, allant dans une direction ou l'autre sur chaque voie.

2° Train de neuf cents pieds de longueur, composé de deux locomotives E-33 suivies d'une charge de 3,300 livres par pied linéaire sur chacune des voies ferrées et marchant dans les deux directions.

3° Train de 550 pieds de longueur composé d'une locomotive E-40 suivie de 4,000 livres au pied linéaire de voie, sur chaque voie.

4° Pour la travée suspendue, ventement latéral de 700 livres par pied linéaire de bande supérieure et 1,700 livres par pied linéaire de bande inférieure, dont moitié sera utilisée pour entretoisement latéral et diagonal.

Pour bras de cantilever et d'ancrage, on tiendra compte d'une force latérale de 500 livres sur bande supérieure et 1,000 livres sur bande inférieure, par pied linéaire en sus de la force du vent sur la travée suspendue.

Il suffira de ne tenir compte que du tiers de ce maximum de ventement pour proportionner les bandes. On le traitera comme charge mouvante. A moins que cela n'accroisse de plus de 25 pour cent les efforts dûs aux charges vives et mortes seulement, il ne sera pas nécessaire d'augmenter les aires de sections.

Il ne sera pas nécessaire de tenir compte des efforts renversés du vent agissant en sens opposés; mais lorsque le maximum de pression du vent renverse les efforts sur une pièce quelconque, cette membrure devra être tracée pour résister aux différentes sortes d'efforts.

*Efforts de travail permis.*— Sous les susdites charges de travail combinées avec les charges mortes, les tolérances d'efforts pour toutes membrures des fermes et tours n'excéderont pas les limites suivantes :

*Membres et diagonales en tension.*—

$$12,000 \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ livres au pouce carré de section nette.}$$

*Membres en compression.*— (Lorsque  $l$  n'excède pas 50  $r$ ).

$$12,000 \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ au pouce carré}$$

*Grands montants.*—

$$\left( 12,000 - 50 \frac{l}{r} \right) \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ livres au pouce carré}$$

#### POUTRES ARMÉES DU TABLIER

*Contre-fiches en tension.*—

$$10,000 \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ pour charge de chemin de fer}$$

$$12,000 \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ pour charge totale.}$$

*Contre-fiches en compression.*—

$$\left( 10,000 - 40 \frac{l}{r} \right) \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ pour charge de chemin de fer.}$$

$$\left( 12,000 - 40 \frac{l}{r} \right) \left( 1 + \frac{\text{Min}}{\text{Max}} \right) \text{ pour charge totale.}$$

#### CONTREVENTEMENTS LATÉRAUX

*Tension.*— 20,000 livres au pouce carré.

*Compression.*— 20,000—90  $\frac{l}{r}$  au pouce carré.

Pour les montants intermédiaires et contre-montants, la charge roulante sur voies ferrées sera augmentée de 15 pour cent.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

## COMBINAISON ET RENVERSEMENTS D'EFFORTS

Les tolérances d'efforts positifs et négatifs sur toute membrure sujette à quelque combinaison de  $\pm D$ ,  $\pm L$ ,  $\pm L'$  seront déterminées par les formules suivantes :

$$\text{Tolérance } \pm \text{ d'effort, } 12,000 \left( 1 + \frac{D-L}{D+L+L'} \right)$$

$$\text{Tolérance } \pm \text{ d'effort, } 12,000 \left( \frac{L'}{D+L+L'} \right)$$

## EN PRÉVISION D'AUGMENTATION FUTURE DE CHARGE ROULANTE

En addition aux précédentes prévisions quant aux charges et efforts de travail, nulle membrure des fermes et tours ne sera chargée de manière à excéder les trois-quarts de la limite d'élasticité, étant donné l'extrême supposition d'une augmentation en charges de trains de 50 pour cent sur les charges ci-dessus spécifiées. Autrement dit, n'excédant pas 24,000 pour bandes et grandes diagonales, ou  $24,000 - 100 \frac{l}{r}$  pour montants.

Le métal devra être de l'acier moyen de la meilleure qualité, affiné d'après le procédé "open-hearth" (fondu sur sole).

Pour tous détails, proportionnement des parties, exécution; etc., se conformer aux meilleures méthodes acceptées en pratique.

Corrigé à date, 2 mars 1904.

Append. 13 juin 1905.

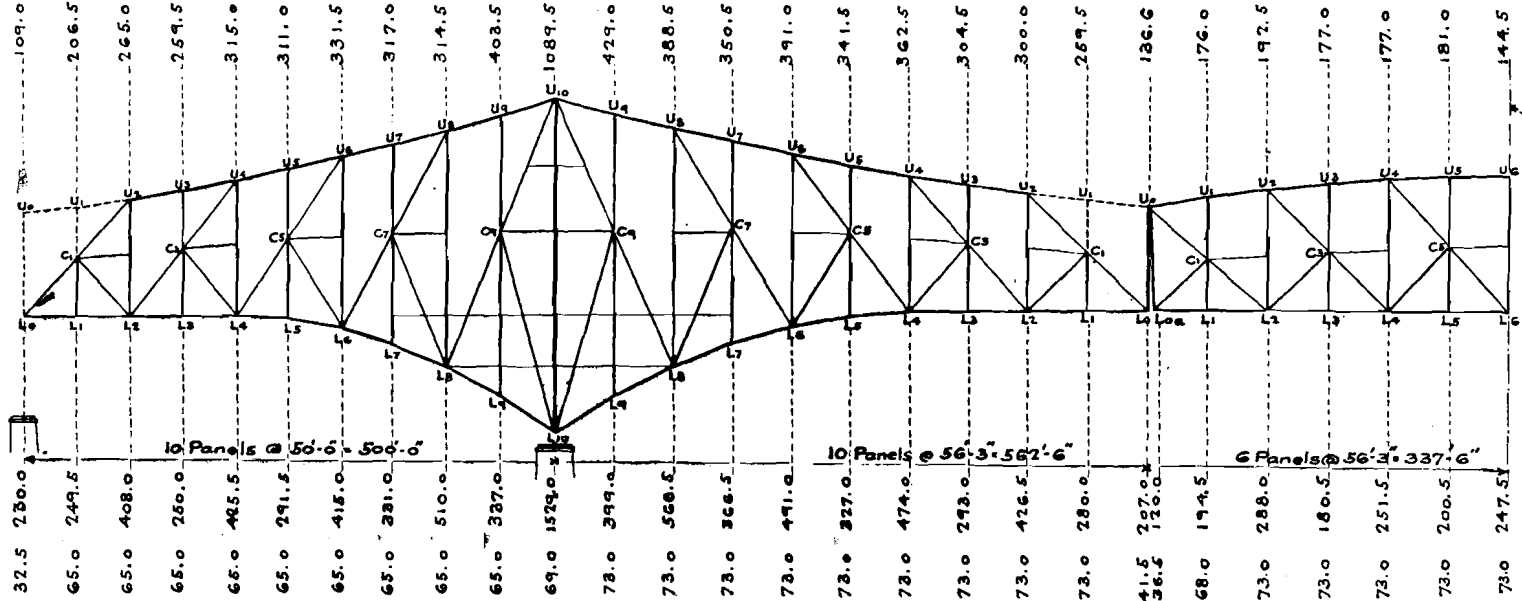
Pour bras de cantilever, on devra tenir compte du grand vent sur la travée suspendue.

On devrait compter une charge de neige de 1,600 livres par pied linéaire du pont.

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

## APPENDIX B

### Dead Load Concentrations at Panel Points.



Weights are for one Truss and are given in units of 1000\*

REPORT ON QUEBEC BRIDGE,  
 TABULATED STATEMENT  
 OF  
STRAINS, SECTIONAL AREAS AND UNIT STRAINS.

APPENDIX B.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

RAPPORT DES COMMISSAIRES

The strains in the members are given in thousands of pounds, the unit strains in pounds, and the following notations are used;-

- |  |  |
|--|--|
| <p>+ denotes Tension,<br/>       - " Compression,<br/>       A " Sectional Area of Member, in sq. inches,<br/>       r " Least Radius of Gyration of Member, in inches,<br/>       D " Strain resulting from Dead Load,<br/>       L " " " " Live " ,<br/>       S " " " " Snow " ,<br/>       W " " " " Wind Pressure,<br/>       E " Maximum Strain occurring August 29, 1907.<br/> <math>u_e</math> " Unit Strain " " " "</p> | <p>* <math>\phi</math> denotes coefficient by which the specified minimum unit strain of 12000 lbs. pr. sq. in. for Tension, or (12000 - 50%) lbs. pr. sq. in. for Compression, is to be multiplied in order to ascertain the permissible unit strain.<br/>       u denotes unit strain for Dead, Live and Snow Loads,<br/>         I- as required by Specifications;<br/>         II- as would actually occur in completed structure.<br/> <math>u_s</math> denotes unit strain for dead, <math>\frac{1}{2}</math> live and snow loads, combined with <math>\frac{1}{3}</math> wind pressure,<br/>         I- as required by Specifications,<br/>         II- as would actually occur in completed structure.</p> |
|--|--|

\* For strains of one kind only,  $\phi = 1 + \frac{\text{min.}}{\text{max.}}$   
 For combined Strains,  $\phi = 1 + \frac{D-L_1}{D+L_1+L_2}$   
 For reversed Strains,  $\phi = \frac{L_1}{D+L_1+L_2}$

Anchor Arm - Upper Chord.

Member-	U <sub>2</sub> -U <sub>3</sub>	U <sub>3</sub> -U <sub>4</sub>	U <sub>4</sub> -U <sub>5</sub>	U <sub>5</sub> -U <sub>6</sub>	U <sub>6</sub> -U <sub>7</sub>	U <sub>7</sub> -U <sub>8</sub>	U <sub>8</sub> -U <sub>9</sub>	U <sub>9</sub> -U <sub>10</sub>
A	309	309	555	559	696	698	707	711
D	+ 4290	+ 4305	+ 8500	+ 8535	+ 11510	+ 11555	+ 12510	+ 12585
L	+ 1998	+ 2006	+ 3475	+ 3490	+ 4156	+ 4176	+ 4047	+ 4068
	- 749	- 751	- 968	- 973	- 772	- 776	- 380	- 382
S	+ 365	+ 365	+ 700	+ 705	+ 915	+ 915	+ 960	+ 965
W	+ 70	+ 10	+ 130	0	+ 150	+ 320	+ 1200	+ 1400
D+L+S	+ 6653	+ 6676	+ 12675	+ 12730	+ 16581	+ 16646	+ 17517	+ 17618
D+1½L+S+½W	+ 7675	+ 7682	+ 14455	+ 14475	+ 18709	+ 18841	+ 19940	+ 20119
φ	$1 + \frac{3541}{7037} = 1.50$	$1 + \frac{3554}{7062} = 1.50$	$1 + \frac{7532}{12943} = 1.58$	$1 + \frac{7562}{12998} = 1.58$	$1 + \frac{10738}{16438} = 1.65$	$1 + \frac{10779}{16507} = 1.65$	$1 + \frac{12130}{16937} = 1.72$	$1 + \frac{12203}{17035} = 1.72$
u	18000	18000	19000	19000	19800	19800	20600	20600
	21500	21600	22800	22800	23800	23800	24800	24800
u <sub>1</sub>	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000
	24800	24900	26100	25900	26900	27000	28200	28300
E	+ 4185	+ 4205	+ 8245	+ 8280	+ 11095	+ 11150	+ 12020	+ 12090
u <sub>e</sub>	13500	13600	14900	14800	15900	16000	17000	17000

ANCHOR ARM - LOWER CHORD.

Member-	LO-L1	L1-L2	L2-L3	L3-L4	L4-L5	L5-L6	L6-L7	L7-L8	L8-L9	L9-L10
A	302	302	542	542	702	709	729	768	781	843
$\frac{I}{F}$	$\frac{600}{18.7} = 32.1$	$\frac{600}{18.7} = 32.1$	$\frac{600}{16.5} = 36.3$	$\frac{600}{16.5} = 36.3$	$\frac{600}{16.2} = 37.0$	$\frac{609}{16.2} = 37.6$	$\frac{626}{16.2} = 38.6$	$\frac{652}{16.2} = 40.2$	$\frac{684}{16.2} = 42.2$	$\frac{722}{16.2} = 44.5$
D	- 3985	- 3985	- 8110	- 8110	- 11425	- 11585	- 12755	- 13275	- 13690	- 14455
L	- 1965	- 1965	- 3413	- 3413	- 4212	- 4270	- 4181	- 4349	- 4021	- 4249
	+ 840	+ 840	+ 1037	+ 1037	+ 840	+ 852	+ 438	+ 455	+ 43	+ 45
S	- 335	- 335	- 670	- 670	- 910	- 920	- 985	- 1025	- 1025	- 1080
W	- 660	- 1420	- 2430	- 3260	- 4170	- 5160	- 5570	- 6870	- 7370	- 9060
D+L+S	- 6285	- 6285	- 12193	- 12193	- 16547	- 16775	- 17921	- 18649	- 18736	- 19784
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	- 7487	- 7740	- 14709	- 14986	- 20043	- 20630	- 21868	- 23113	- 23203	- 24928
$\Phi$	+ $\frac{3145}{6790} = 1.46$	+ $\frac{3145}{6790} = 1.46$	+ $\frac{7073}{12560} = 1.56$	+ $\frac{7073}{12560} = 1.56$	+ $\frac{10585}{16477} = 1.64$	+ $\frac{10733}{16707} = 1.64$	+ $\frac{12317}{17374} = 1.71$	+ $\frac{12820}{18079} = 1.71$	+ $\frac{13647}{17754} = 1.77$	+ $\frac{14410}{18749} = 1.77$
u	I 17500	17500	18700	18700	19700	19700	20500	20500	21200	21200
	II 20800	20800	22500	22500	23600	23700	24600	24300	24000	23500
u <sub>1</sub>	I 24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000
	II 24800	25600	27100	27600	28600	29100	30000	30100	29700	29600
E	- 3915	- 3915	- 7885	- 7885	- 11050	- 11200	- 12260	- 12755	- 13125	- 13870
u <sub>e</sub>	13000	13000	14500	14500	15700	15800	16800	16600	16800	16500



Anchor Arm - Vertical Posts.

Member	L2-U2	L4-U4	L6-U6	L8-U8 Upper	L8-U8 Middle	L8-U8 Lower	L10-U10 Upper	L10-U10 Middle	L10-U10 Below Floor.	L10-U10 Lower
A	371	355	277	175	163	163	472	514	514	472
$\frac{l}{r}$	$\frac{720}{14.5} = 50$	$\frac{837}{14.6} = 57$	$\frac{1058}{15.3} = 69$	$\frac{1169}{16.15} = 72$	$\frac{920}{16.3} = 56$	$\frac{598}{16.3} = 37$	$\frac{759}{17.5} = 43$	$\frac{920}{18} = 51$	$\frac{596}{18} = 33$	$\frac{742}{17.8} = 42$
D	- 4180	- 4480	- 3510	- 1225	- 1225	- 1380	- 8065	- 8065	- 8250	- 8250
L	- 1848	- 1499	- 895	- 633	- 633	- 827	- 1444	- 1444	- 1619	- 1619
	+ 692	+ 310	+ 67	+ 323	+ 323	+ 323				
S	- 335	- 325	- 220	- 25	- 25	- 65	- 375	- 375	- 420	- 420
W	- 270	- 230	- 200	- 810	- 810	- 810	- 4830	- 4830	- 4830	- 4830
D+L+S	- 6363	- 6304	- 4625	- 1883	- 1883	- 2272	- 9884	- 9884	- 10289	- 10289
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{3}$ W	- 7377	- 7130	- 5139	- 2469	- 2469	- 2955	- 12216	- 12216	- 12708	- 12708
$\phi$	+ $\frac{3488}{6720} = 1.52$	+ $\frac{4170}{6289} = 1.66$	+ $\frac{3443}{4472} = 1.77$	+ $\frac{902}{2181} = 1.41$	+ $\frac{902}{2181} = 1.41$	+ $\frac{1057}{2530} = 1.42$	+ $\frac{8065}{9509} = 1.85$	+ $\frac{8065}{9509} = 1.85$	+ $\frac{8250}{9869} = 1.836$	+ $\frac{8250}{9869} = 1.836$
u	{ I 14400	{ I 15200	{ I 15100	{ I 11900	{ I 13000	{ I 14400	{ I 18200	{ I 17500	{ I 18900	{ I 18200
	{ II 17200	{ II 17800	{ II 16700	{ II 10800	{ II 11600	{ II 13900	{ II 20900	{ II 19200	{ II 20000	{ II 21800
u <sub>1</sub>	{ I 19000	{ I 18300	{ I 17100	{ I 16800	{ I 18400	{ I 20300	{ I 19700	{ I 18900	{ I 20700	{ I 19800
	{ II 19900	{ II 20100	{ II 18500	{ II 14100	{ II 15100	{ II 18100	{ II 25900	{ II 23800	{ II 24700	{ II 26900
E	- 4155	- 4475	- 3550	- 1365	- 1365	- 1470	- 7380	- 7380	- 7510	- 7510
u <sub>e</sub>	11200	12600	12800	7800	8400	9000	15600	14400	14600	15900

Anchor Arm - Main Diagonals.

Member-	Lo-C1	C1-U2	L2-C3	C3-U4	L4-C5	C5-U6	L6-C7	C7-U8	L8-C9	C9-U10
R	451	454	396	400	330	300	150	149	163	225
$\frac{I}{r}$									$\frac{984}{14.8} = 66$	$\frac{816}{13.8} = 59.$
D	+ 5975	+ 6325	+ 6335	+ 6650	+ 5595	+ 5115	+ 2285	+ 1815	+ 35	- 360
L	+ 2944	+ 2944	+ 2357	+ 2332	+ 1550	+ 1371	+ 1731	+ 832	+ 914	+ 994
	- 1258	- 1105	- 616	- 483	- 187	- 107	- 62	- 326	- 961	- 1179
S	+ 515	+ 540	+ 505	+ 530	+ 410	+ 365	+ 125	+ 80	- 70	- 105
W	+ 420	+ 410	+ 340	+ 330	+ 40	+ 280	+ 770	+ 1005	- 990	- 2350
D+L+S	+ 9434	+ 9809	+ 9197	+ 9512	+ 7555	+ 6851	+ 3141	+ 2727	- 996	- 1644
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{3}$ W	+ 11046	+ 11418	+ 10488	+ 10788	+ 8343	+ 7629	+ 3763	+ 3478	- 2139	- 3016
$\phi$	$1 + \frac{4717}{10177} = 1.464$	$1 + \frac{5220}{10374} = 1.503$	$1 + \frac{5719}{9308} = 1.614$	$1 + \frac{6167}{9465} = 1.651$	$1 + \frac{5408}{7332} = 1.738$	$1 + \frac{5008}{6593} = 1.760$	$1 + \frac{2223}{3078} = 1.722$	$1 + \frac{1489}{2973} = 1.500$	$\frac{961}{1910} = 0.503$	$\frac{994}{2523} = 0.392$
u	I 17600 II 20900	I 18000 II 21600	I 19400 II 23200	I 19800 II 23800	I 20800 II 22900	I 21100 II 22800	I 20700 II 20900	I 18000 II 18300	I 4380 II 6110	I 3550 II 7300
u <sub>1</sub>	I 24000 II 24500	I 24000 II 25100	I 24000 II 26500	I 24000 II 27000	I 24000 II 25300	I 24000 II 25400	I 24000 II 25100	I 24000 II 23300	I 17400 II 13100	I 18100 II 13400
E	+ 5885	+ 6200	+ 6145	+ 6435	+ 5380	+ 4870	+ 2150	+ 1675	- 25	- 415
ue	13000	13700	15500	16100	16300	16200	14300	11200	150	1800

Anchor Arm - Suspenders.

Member	L1-C1	L3-C3	L5-C5	L7-C7 Upper	L7-C7 Lower	L9-C9 Upper	L9-C9 Middle	L9-C9 Lower
A	41 net	41 net	149 gr.	141 gr.	97 gr.	125 gr.	108 gr.	96 gr.
$\frac{1}{r}$			$\frac{933}{10.7} = 87$	$\frac{974}{10.8} = 90$	$\frac{333}{11.4} = 29$	$\frac{927}{11.0} = 84$	$\frac{598}{11.4} = 52$	$\frac{328}{11.7} = 28$
D	+ 315	+ 315	- 1055	- 1115	- 1270	- 1080	- 1245	- 1245
L	+ 412	+ 412	- 521	- 494	- 494	- 436	- 436	- 436
			+ 497	+ 458	+ 70	+ 420	+ 8	+ 8
S	+ 40	+ 40	- 70	- 75	- 115	- 70	- 110	- 110
W	0	0	- 570	- 720	- 720	- 870	- 870	- 870
D+L+S	+ 767	+ 767	- 1646	- 1684	- 1879	- 1586	- 1791	- 1791
D+1½L+S+½W	+ 973	+ 973	- 2096	- 2171	- 2366	- 2094	- 2299	- 2299
φ	$1+\frac{315}{727} = 1.433$	$1+\frac{315}{727} = 1.433$	$1+\frac{558}{2073} = 1.269$	$1+\frac{657}{2067} = 1.318$	$1+\frac{1200}{1834} = 1.654$	$1+\frac{660}{1936} = 1.341$	$1+\frac{1237}{1689} = 1.732$	$1+\frac{1237}{1689} = 1.732$
u	I 17200	17200	9700	9900	17500	10500	16300	18400
	II 18700	18700	11000	11900	19400	12700	16600	18700
u <sub>1</sub>	I 24000	24000	15300	15000	21100	15600	18800	21200
	II 23700	23700	14100	15400	24400	16700	21300	24000
E	+ 260	+ 260	- 1060	- 1110	- 1215	- 1085	- 1200	- 1200
u <sub>e</sub>	6300	6300	7100	7900	12500	8700	11100	12500

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

APPENDIX B.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

RAPPORT DES COMMISSAIRES

## Anchor Arm - Diagonal Sub struts.

Member.	C1-L2	C3-L4	C5-L6	C7-L8	C9-L10
A	51.4 gr.	51.4 gr.	59.6 net	59.6 net	52.6 net
$\frac{L}{T}$	$\left\{ \frac{889}{11.3} = 79 \right.$	$\left\{ \frac{969}{11.3} = 86 \right.$			
D	- 345	- 310	+ 535	+ 620	+ 555
L	- 276	- 255	+ 363	+ 355	+ 317
	-	+ 25	- 319	- 275	- 250
S	- 25	- 25	+ 50	+ 55	+ 55
W	0	0	+ 340	+ 430	+ 500
D+L+S	- 646	- 590	+ 948	+ 1030	+ 927
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	- 784	- 717	+ 1242	+ 1350	+ 1252
$\phi$	$1 + \frac{345}{621} = 1.556$	$1 + \frac{285}{590} = 1.483$	$1 + \frac{216}{1217} = 1.177$	$1 + \frac{345}{1250} = 1.276$	$1 + \frac{305}{1122} = 1.272$
u	I 12500	11400	14100	15300	15300
	II 12600	11500	15900	17300	17600
u <sub>1</sub>	I 16100	15400	24000	24000	24000
	II 15200	13900	20800	22600	23800
E	- 315	- 280	+ 560	+ 620	+ 565
u <sub>e</sub>	6100	5400	9400	10400	10700

Cantilever Arm - Upper Chord.

Member.	U <sub>2</sub> -U <sub>3</sub>	U <sub>3</sub> -U <sub>4</sub>	U <sub>4</sub> -U <sub>5</sub>	U <sub>5</sub> -U <sub>6</sub>	U <sub>6</sub> -U <sub>7</sub>	U <sub>7</sub> -U <sub>8</sub>	U <sub>8</sub> -U <sub>9</sub>	U <sub>9</sub> -U <sub>10</sub>
A	435	437	572	574	649	650	664	669
D	+ 3540	+ 3550	+ 7420	+ 7440	+ 10530	+ 10560	+ 11900	+ 11950
L	+ 1505	+ 1508	+ 2773	+ 2784	+ 3564	+ 3576	+ 3745	+ 3760
S	+ 325	+ 325	+ 640	+ 645	+ 860	+ 865	+ 930	+ 930
W	+ 350	+ 352	+ 608	+ 610	+ 728	+ 731	+ 990	+ 1140
D+L+S	+ 5370	+ 5383	+ 10833	+ 10869	+ 14954	+ 15001	+ 16575	+ 16640
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{3}$ W	+ 6239	+ 6254	+ 12422	+ 12464	+ 16979	+ 17033	+ 18777	+ 18900
$\varphi$	$+ \frac{3540}{5045} = 1.702$	$+ \frac{3550}{5058} = 1.702$	$+ \frac{7420}{10193} = 1.728$	$+ \frac{7440}{10224} = 1.728$	$+ \frac{10530}{14094} = 1.747$	$+ \frac{10560}{14136} = 1.747$	$+ \frac{11900}{15645} = 1.760$	$+ \frac{11950}{15710} = 1.760$
u $\left\{ \begin{array}{l} \text{I} \\ \text{II} \end{array} \right.$	20400	20400	20700	20700	21000	21000	21100	21100
	12300	12300	18900	18900	23000	23100	25000	24900
u <sub>1</sub> $\left\{ \begin{array}{l} \text{I} \\ \text{II} \end{array} \right.$	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000	24000
	14300	14300	21700	21700	26200	26200	28300	28300
E	+ 4405	+ 4410	+ 7890	+ 7910	+ 10575	+ 10610	+ 11635	+ 11680
u <sub>e</sub>	10100	10100	13800	13800	16300	16300	17500	17500

REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

APPENDIX B

Cantilever Arm - Lower Chord

Member	Lo-L1	L1-L2	L2-L3	L3-L4	L4-L5	L5-L6	L6-L7	L7-L8	L8-L9	L9-L10	
A	456	456	602	602	708	728	728	767	767	841	
$\frac{l}{r}$	$\frac{675}{17.7} = 38$	$\frac{675}{17.7} = 38$	$\frac{675}{16.5} = 41$	$\frac{675}{16.5} = 41$	$\frac{676}{16.2} = 42$	$\frac{685}{16.2} = 42$	$\frac{702}{16.2} = 43$	$\frac{726}{16.1} = 45$	$\frac{756}{16.1} = 47$	$\frac{792}{16.1} = 49$	
D	- 3205	- 3205	- 7060	- 7060	- 10515	- 10655	- 12220	- 12630	- 13410	- 14050	
L	- 1443	- 1443	- 2733	- 2733	- 3652	- 3699	- 3910	- 4042	- 3951	- 4140	
S	- 295	- 295	- 610	- 610	- 865	- 875	- 960	- 990	- 1005	- 1055	
W	- 700	- 1427	- 2453	- 3275	- 4154	- 5136	- 5518	- 6790	- 7244	- 8883	
D+L+S	- 4943	- 4943	- 10403	- 10403	- 15032	- 15229	- 17090	- 17662	- 18366	- 19245	
D+L+S+W	- 5879	- 6140	- 12587	- 12861	- 18243	- 18790	- 20884	- 21946	- 22756	- 24276	
$\phi$	$1 + \frac{3205}{4648} = 1.690$	$1 + \frac{3205}{2648} = 1.690$	$1 + \frac{7060}{9793} = 1.721$	$1 + \frac{7060}{9793} = 1.721$	$1 + \frac{10515}{14167} = 1.742$	$1 + \frac{10655}{14354} = 1.742$	$1 + \frac{12220}{16120} = 1.767$	$1 + \frac{12630}{16272} = 1.757$	$1 + \frac{13410}{17361} = 1.772$	$1 + \frac{14050}{18190} = 1.772$	
u	$\begin{cases} I \\ II \end{cases}$	$\begin{cases} 20300 \\ 10800 \end{cases}$	$\begin{cases} 20300 \\ 10800 \end{cases}$	$\begin{cases} 20600 \\ 17300 \end{cases}$	$\begin{cases} 20600 \\ 17300 \end{cases}$	$\begin{cases} 20900 \\ 21200 \end{cases}$	$\begin{cases} 20900 \\ 20900 \end{cases}$	$\begin{cases} 21100 \\ 23500 \end{cases}$	$\begin{cases} 21100 \\ 23000 \end{cases}$	$\begin{cases} 21300 \\ 24000 \end{cases}$	$\begin{cases} 21300 \\ 22900 \end{cases}$
u <sub>1</sub>	$\begin{cases} I \\ II \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 12900 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 13500 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 20900 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 21400 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 25800 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 25800 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 28700 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 28600 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 29700 \end{cases}$	$\begin{cases} 24000 \\ 28900 \end{cases}$
E	- 3860	- 3860	- 7545	- 7545	- 10605	- 10740	- 11965	- 12380	- 12925	- 13545	
u <sub>e</sub>	8500	8500	12500	12500	15000	14800	16400	16100	16900	16100	

Cantilever Arm - Vertical Posts.

Member.	L0-U0	L2-U2	L4-U4	L6-U6	L8-U8 Upper	L8-U8 Middle	L8-U8 Lower.
A	249	241	283	259	196	184	184
$\frac{l}{r}$	$\frac{1086}{16.9} = 64$	$\frac{718}{15.6} = 46$	$\frac{835}{15.3} = 55$	$\frac{1060}{15.4} = 69$	$\frac{1174}{16.2} = 71$	$\frac{918}{16.8} = 55$	$\frac{601}{16.8} = 36$
D	- 2905	- 3210	- 3880	- 3480	- 1840	- 1840	- 2025
L	- 2235	- 1250	- 1285	- 962	- 570	- 570	- 854
S	- 265	- 265	- 285	- 215	- 45	- 45	- 90
W	- *570	- 280	- 240	- 190	- 990	- 990	- 990
D+L+S	- 5405	- 4725	- 5450	- 4657	- 2455	- 2455	- 2969
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+W	- 6825	- 5443	- 6172	- 5201	- 3070	- 3070	- 3726
$\phi$	$1 + \frac{2905}{5140} = 1.565$	$1 + \frac{3210}{4460} = 1.720$	$1 + \frac{3880}{5165} = 1.751$	$1 + \frac{3480}{4442} = 1.783$	$1 + \frac{1707}{2543} = 1.671$	$1 + \frac{1707}{2543} = 1.671$	$1 + \frac{1822}{3012} = 1.628$
u	I 13800 II 21700	16700 19600	16200 19200	15300 18000	14100 12500	15500 13300	16600 16100
u <sub>1</sub>	I 17600 II 27400	19400 22600	18500 21800	17100 20100	16900 15700	18500 16700	20400 20200
E	- 1600	- 2220	- 3565	- 3140	- 1590	- 1590	- 1715
u <sub>e</sub>	6400	9200	12600	12100	8100	8600	9300

\* Bending.

Cantilever Arm - Main Diagonals.

Member.	Lo-C1	C1-U2	L2-C3	C3-U4	L4-C5	C5-U6	L6-C7	C7-U8	L8-C9	C9-U10
A	300	315	330	345	300	300	180	180		
$\frac{L}{F}$									$\frac{191 \frac{3}{4}}{174 \frac{3}{4}} = 68$	$\frac{226 \frac{3}{4}}{269 \frac{1}{2}} = 60$
D	+ 4470	+ 4910	+ 5355	+ 5760	+ 5260	+ 4970	+ 2760	+ 2450	+ 950	+ 690
L	+ 2007	+ 2085	+ 2043	+ 2224	+ 1678	+ 1524	+ 805	+ 791	+ 673	+ 684
S	+ 420	+ 450	+ 445	+ 470	+ 380	+ 350	+ 150	+ 115	+ 15	+ 45
W	+ 487	+ 487	+ 391	+ 387	+ 19	+ 280	+ 1040	+ 1350	+ 1840	+ 2154
D+L+S	+ 6897	+ 7445	+ 7843	+ 8454	+ 7318	+ 6844	+ 3715	+ 3356	+ 1623	+ 1374
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	+ 8062	+ 8649	+ 8994	+ 9695	+ 8163	+ 7699	+ 4464	+ 4201	+ 2572	+ 2434
$\varphi$	$+\frac{4470}{6477} = 1.691$	$+\frac{4910}{6995} = 1.702$	$+\frac{5355}{7893} = 1.724$	$+\frac{5760}{7984} = 1.721$	$+\frac{5260}{6938} = 1.758$	$+\frac{4970}{6494} = 1.765$	$+\frac{2734}{3691} = 1.761$	$+\frac{2248}{3443} = 1.653$	$+\frac{245}{2278} = 1.130$	$\frac{821}{2195} = 0.374$
u	I 20300 II 23000	I 20400 II 23600	I 20700 II 23800	I 20700 II 24500	I 21100 II 24400	I 21200 II 22800	I 21100 II 20600	I 19800 II 18600	I 13600 II 9300	I 4480 II 6700
u <sub>1</sub>	I 24000 II 26900	I 24000 II 27400	I 24000 II 27200	I 24000 II 28100	I 24000 II 27200	I 24000 II 25700	I 24000 II 24800	I 24000 II 23300	I 24000 II 14800	I 24000 II 11900
E	+ 2560	+ 3260	+ 4795	+ 5155	+ 4630	+ 4280	+ 2210	+ 1860	+ 515	+ 235
u <sub>e</sub>	8500	10300	14500	14900	15400	14300	12300	10300	3000	1100



Cantilever Arm - Suspenders.

Member-	L1-C1	L3-C3	L5-C5	L7-C7 Upper	L7-C7 Lower	L9-C9 Upper	L9-C9 Lower
A	60 net	60 net	117 gr.	117 gr.	89 gr.	117 gr.	93 gr.
$\frac{l}{r}$			$\frac{937}{11.2} = 84$	$\frac{974}{11.2} = 87$	$\frac{335}{11.7} = 29$	$\frac{718}{11.2} = 82$	$\frac{601}{11.6} = 52$
D	+ 355	+ 355	- 735	- 850	- 1035	- 845	- 1040
L	+ 458	+ 458	- 402	- 414	- 414	- 388	- 388
			+ 412	+ 415		+ 416	
S	+ 45	+ 45	- 55	- 60	- 100	- 60	- 100
W	0	0	- 507	- 650	- 650	- 771	- 771
D+L+S	+ 858	+ 858	- 1192	- 1324	- 1549	- 1293	- 1528
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	+ 1087	+ 1087	- 1562	- 1748	- 1973	- 1744	- 1979
$\varphi$	$1 + \frac{355}{813} = 1.437$	$1 + \frac{355}{813} = 1.437$	$1 + \frac{323}{1549} = 1.208$	$1 + \frac{435}{1679} = 1.259$	$1 + \frac{1035}{1449} = 1.714$	$1 + \frac{429}{1649} = 1.260$	$1 + \frac{1040}{1428} = 1.728$
u	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II
	17200 14300	17200 14300	9400 10200	10000 11300	18100 17400	10000 11000	16200 16400
u <sub>1</sub>	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II	{ I II
	24000 18100	24000 18100	15600 13300	15300 14900	21100 22200	15800 14900	18800 21300
E	+ 760	+ 300	- 825	- 900	- 1030	- 860	- 995
u <sub>e</sub>	12700	5000	7100	7700	11600	7400	10700

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

## APPENDIX B.

### Cantilever Arm - Diagonal Substruts.

Member	C1-L2	C3-L4	C5-L6	C7-L8	C9-L10
R	64 gr.	64 gr.	64 net	64 net	64 net.
$\frac{I}{T}$	$\frac{951}{11.4} = 83$	$\frac{1029}{11.4} = 90$			
D	- 440	- 405	+ 325	+ 420	+ 380
L	- 328	- 306	+ 283	+ 300	+ 279
		+ 16	- 265	- 264	- 261
S	- 30	- 25	+ 40	+ 50	+ 45
W	0	- 4	+ 332	+ 412	+ 465
D+L+S	- 798	- 736	+ 648	+ 770	+ 704
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{3}$ W	- 962	- 890	+ 900	+ 1057	+ 998
$\phi$	$1 + \frac{440}{768} = 1.573$	$1 + \frac{389}{727} = 1.535$	$1 + \frac{60}{873} = 1.069$	$1 + \frac{156}{984} = 1.158$	$1 + \frac{119}{920} = 1.129$
u	I 12 300	11 500	12 800	13 900	13 500
	II 12 500	11 500	10 100	12 000	11 000
u <sub>1</sub>	I 15 700	15 000	24 000	24 000	24 000
	II 15 000	13 900	14 100	16 500	15 600
E	- 705	- 360	+ 390	+ 455	+ 395
u <sub>e</sub>	11 000	5 600	6 100	7 100	6 200

Suspended Span-Upper Chord

Member.	U <sub>0</sub> U <sub>1</sub>	U <sub>1</sub> U <sub>2</sub>	U <sub>2</sub> U <sub>3</sub>	U <sub>3</sub> U <sub>4</sub>	U <sub>4</sub> U <sub>5</sub>	U <sub>5</sub> U <sub>6</sub>
A	$\frac{158 \text{ gr.}}{136 \text{ net}}$	$\frac{158 \text{ gr.}}{136 \text{ net}}$	$\frac{224 \text{ gr.}}{191 \text{ net}}$	$\frac{224 \text{ gr.}}{191 \text{ net}}$	$\frac{242 \text{ gr.}}{207 \text{ net}}$	$\frac{242 \text{ gr.}}{207 \text{ net}}$
l r	$\frac{686}{13.9} = 49$	$\frac{683}{13.9} = 49$	$\frac{680}{13.5} = 50$	$\frac{677}{13.5} = 50$	$\frac{676}{13.5} = 50$	$\frac{675}{13.5} = 50$
D	- 2400	- 2385	- 3415	- 3400	- 3700	- 3695
L	- 1098	- 1091	- 1582	- 1577	- 1717	- 1714
S	- 225	- 225	- 325	- 325	- 350	- 350
W	- 181	- 330	- 445	- 528	- 577	- 594
D+L+S	- 3723	- 3701	- 5322	- 5302	- 5767	- 5759
D+½L+S+⅓W	- 4332	- 4356	- 6261	- 6266	- 6817	- 6814
φ	$1 + \frac{2400}{3498} = 1.686$	$1 + \frac{2385}{3476} = 1.686$	$1 + \frac{3415}{4997} = 1.683$	$1 + \frac{3400}{4977} = 1.683$	$1 + \frac{3700}{5417} = 1.683$	$1 + \frac{3695}{5409} = 1.683$
u	20200 23600	20200 23400	20200 23800	20200 23700	20200 23800	20200 23800
u <sub>1</sub>	24000 27400	24000 27600	24000 28000	24000 28000	24000 28200	24000 28200
E	+ 380	+ 380				
Ue	2800	2800				

Suspended Span - Lower Chord.

Member	Loa-L1	L1-L2	L2-L3	L3-L4	L4-L5	L5-L6	
A	251 gr. 220 net	251 gr. 220 net	206 gr. 186 net	206 gr. 186 net	260 net	260 net	
$\frac{I}{T}$	$\frac{588}{12.15} = 48$	$\frac{675}{12.15} = 56$	$\frac{675}{12.6} = 54$	$\frac{675}{12.6} = 54$			
D	+ 210	+ 210	+ 2500	+ 2500	+ 3550	+ 3550	
L	+ 261	+ 261	+ 1167	+ 1167	+ 1646	+ 1646	
	- 18	- 18					
S	+ 20	+ 20	+ 235	+ 235	+ 335	+ 335	
W	+ 227	+ 625	+ 947	+ 1189	+ 1350	+ 1431	
D+L+S	+ 491	+ 491	+ 3902	+ 3902	+ 5531	+ 5531	
D+1½L+S+½W	+ 697	+ 829	+ 4801	+ 4881	+ 6804	+ 6831	
Φ	$1 + \frac{192}{489} = 1.393$	$1 + \frac{192}{489} = 1.393$	$1 + \frac{2500}{3667} = 1.682$	$1 + \frac{2500}{3667} = 1.682$	$1 + \frac{3550}{5196} = 1.683$	$1 + \frac{3550}{5196} = 1.683$	
u	{ I 16700 II 2230	{ I 16700 II 2230	{ I 20200 II 21000	{ I 20200 II 21000	{ I 20200 II 21300	{ I 20200 II 21300	
u <sub>1</sub>	{ I 24000 II 3170	{ I 24000 II 3770	{ I 24000 II 25800	{ I 24000 II 26200	{ I 24000 II 26200	{ I 24000 II 26300	
E	- 1790	- 1790					
u <sub>e</sub>	7100	7100					

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

## APPENDIX B

### SUSPENDED SPAN:-

#### Vertical Posts.

Member-	L2-U2	L4-U4
A	$\frac{134 \text{ gr}}{119 \text{ net}}$	$\frac{78 \text{ gr}}{70 \text{ net}}$
$\frac{1}{r}$	$\frac{748}{10.7} = 70$	$\frac{792}{11.6} = 68$
D.	- 1215	- 300
L	- 646	- 373
	+ 95	+ 235
S	- 100	- 15
W	0	0
D+L+S	- 1961	- 688
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	- 2284	- 874
$\phi$	$1 + \frac{1120}{1956} = 1.572$	$1 + \frac{65}{908} = 1.072$
u	I 13400	9200
	II 14600	8800
u <sub>1</sub>	I 17000	17200
	II 17000	11200
E	- 540	
ue	4000	

#### Main Diagonals.

U0-C1	C1-L2	U2-C3	C3-L4	U4-C5	C5-L6
204	191	118	114	75 net	$\frac{94 \text{ gr}}{82 \text{ net}}$
					$\frac{1015}{11.2} = 91$
+ 3085	+ 2840	+ 1495	+ 1285	+ 445	+ 215
+ 1433	+ 1365	+ 834	+ 813	+ 509	+ 494
-	- 31	- 106	- 196	- 282	- 387
+ 285	+ 265	+ 145	+ 120	+ 45	+ 20
0	0	0	0	0	0
+ 4803	+ 4470	+ 2474	+ 2218	+ 999	+ 729
+ 5519	+ 5152	+ 2891	+ 2624	+ 1253	+ 976
$1 + \frac{3085}{4518} = 1.683$	$1 + \frac{2809}{4136} = 1.663$	$1 + \frac{1389}{2435} = 1.570$	$1 + \frac{1089}{2794} = 1.475$	$1 + \frac{163}{1236} = 1.132$	$\frac{387}{1096} = 0.353$
20200	20000	18800	17700	13600	4240
23500	23400	21000	19400	13300	8900
24000	24000	24000	24000	24000	24000
27000	27000	24500	23000	16700	11900
+ 2155	+ 1870	+ 535			
10600	9800	4500			

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE

## APPENDIX B

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

RAPPORT DE G. SCHNEIDER

197

### SUSPENDED SPAN

#### Suspenders

Member-	Loa-Uo	L1-C1	L3-C3	L5-C5
A	50	42 net	42 net	42 net
$\frac{1}{F}$				
D	+ 340	+ 265	+ 255	+ 275
L	+ 471	+ 405	+ 458	+ 458
	- 17			
S	+ 40	+ 40	+ 45	+ 45
W	0	0	0	0
D+L+S	+ 851	+ 710	+ 758	+ 778
D+ $\frac{1}{2}$ L+S+ $\frac{1}{2}$ W	+ 1086	+ 912	+ 987	+ 1007
$\phi$	$1 + \frac{323}{828} = 1.390$	$1 + \frac{265}{670} = 1.396$	$1 + \frac{255}{713} = 1.358$	$1 + \frac{275}{733} = 1.375$
u	I 16700	16800	16300	16500
	II 17000	16900	18000	18500
u <sub>1</sub>	I 24000	24000	24000	24000
	II 21700	21700	23500	24000
E	+ 340	+ 205	+ 110	
u <sub>e</sub>	6800	4900	2600	

#### Diagonal Substruts

Loa-C1	L2-C3	L4-C5
49 gr.	53 gr.	53 gr.
$\frac{828}{10.15} = 82$	$\frac{969}{11.55} = 84$	$\frac{1016}{11.55} = 88$
- 260	- 210	- 230
- 292	- 280	- 265
+ 24	+ 26	+ 21
- 25	- 25	- 25
0	0	0
- 577	- 515	- 520
- 723	- 655	- 652
$1 + \frac{236}{376} = 1.410$	$1 + \frac{184}{516} = 1.357$	$1 + \frac{209}{516} = 1.405$
13500	12700	13100
11800	9700	9800
15800	15600	15200
14800	12400	12300
- 305	- 535	
6200	10100	

REPORT ON QUEBEC BRIDGE.      APPENDIX B.

Table of Permissible Unit Strains for Compression Members.

p = permissible strain in lbs. pr. sq. in.  
 l = unsupported length of member in inches.  
 r = least radius of gyration in inches.

$$p = 21000 - 90 \frac{l}{r}$$

$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P
30	18300	51	16410	72	14520	93	12630
31	18210	52	16320	73	14430	94	12540
32	18120	53	16230	74	14340	95	12450
33	18030	54	16140	75	14250	96	12360
34	17940	55	16050	76	14160	97	12270
35	17850	56	15960	77	14070	98	12180
36	17760	57	15870	78	13980	99	12090
37	17670	58	15780	79	13890	100	12000
38	17580	59	15690	80	13800	101	11910
39	17490	60	15600	81	13710	102	11820
40	17400	61	15510	82	13620	103	11730
41	17310	62	15420	83	13530	104	11640
42	17220	63	15330	84	13440	105	11550
43	17130	64	15240	85	13350	106	11460
44	17040	65	15150	86	13260	107	11370
45	16950	66	15060	87	13170	108	11280
46	16860	67	14970	88	13080	109	11190
47	16770	68	14880	89	12990	110	11100
48	16680	69	14790	90	12900	111	11010
49	16590	70	14700	91	12810	112	10920
50	16500	71	14610	92	12720	113	10830

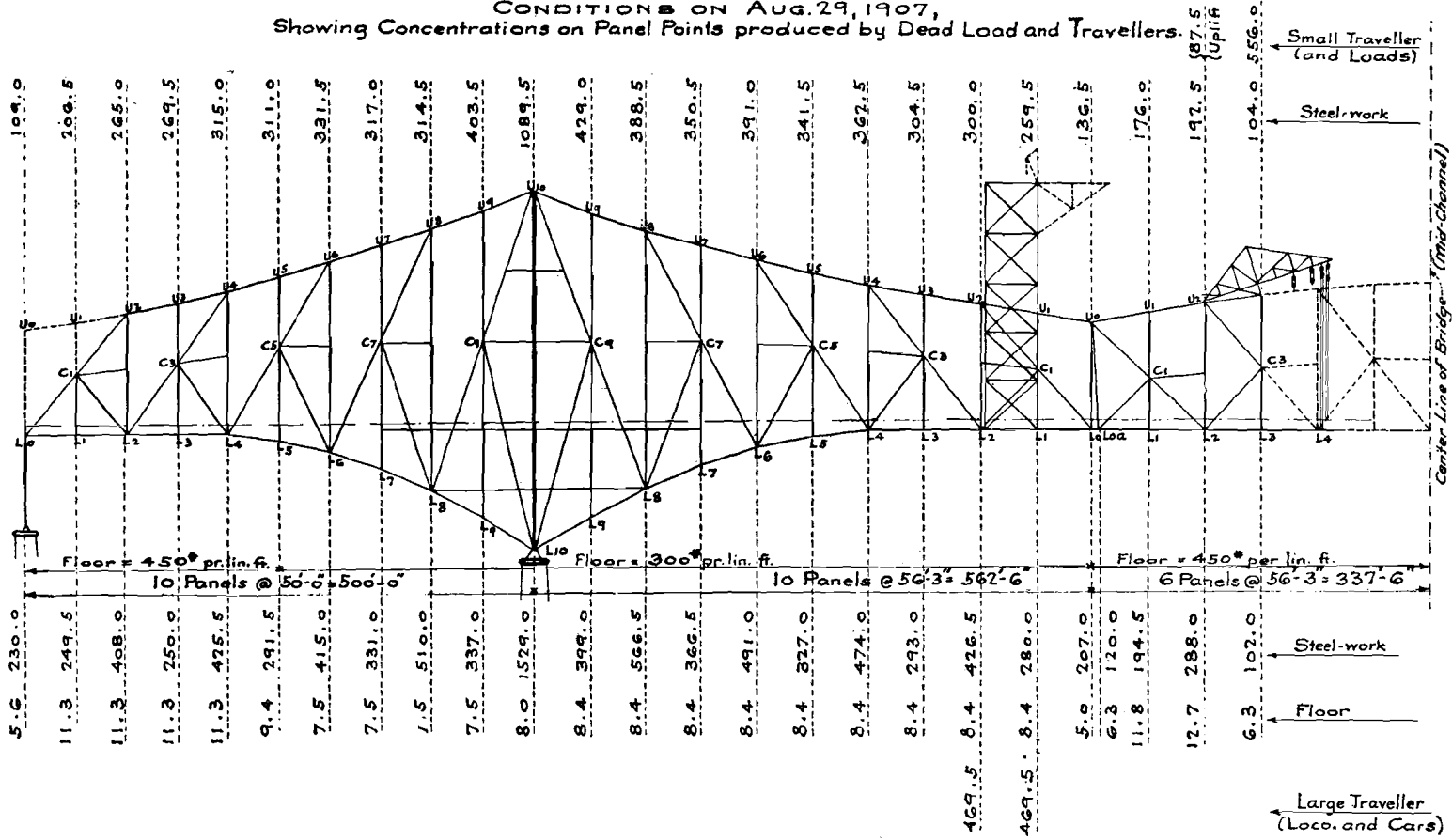
$$p = 24000 - 100 \frac{l}{r}$$

$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P	$\frac{l}{r}$	P
30	21000	51	18900	72	16800	93	14700
31	20900	52	18800	73	16700	94	14600
32	20800	53	18700	74	16600	95	14500
33	20700	54	18600	75	16500	96	14400
34	20600	55	18500	76	16400	97	14300
35	20500	56	18400	77	16300	98	14200
36	20400	57	18300	78	16200	99	14100
37	20300	58	18200	79	16100	100	14000
38	20200	59	18100	80	16000	101	13900
39	20100	60	18000	81	15900	102	13800
40	20000	61	17900	82	15800	103	13700
41	19900	62	17800	83	15700	104	13600
42	19800	63	17700	84	15600	105	13500
43	19700	64	17600	85	15500	106	13400
44	19600	65	17500	86	15400	107	13300
45	19500	66	17400	87	15300	108	13200
46	19400	67	17300	88	15200	109	13100
47	19300	68	17200	89	15100	110	13000
48	19200	69	17100	90	15000	111	12900
49	19100	70	17000	91	14900	112	12800
50	19000	71	16900	92	14800	113	12700

# REPORT ON QUEBEC BRIDGE.

## APPENDIX B

CONDITIONS ON AUG. 29, 1907,  
Showing Concentrations on Panel Points produced by Dead Load and Travellers.



Loads are for one Truss and are given in units of 1000\*



## RAPPORT SUR LES PLANS DU PONT DE QUÉBEC, PAR C. C. SCHNEIDER

## APPENDICE C.

## THÉORIE DES COLONNES

REVUE DES LIVRES TRAITANT DE CETTE MATIÈRE ET DES EXPÉRIMENTATIONS  
FAITES A DATE

La colonne idéale, à axe parfaitement rectiligne, faite de matériaux absolument uniformes, chargée dans le sens de son axe, cédera par écrasement sous compression directe. Dans la pratique, les colonnes fléchissent par flambage, pour cause de déflexion latérale.

Les ruptures en compression ou tension directe sont causées par des efforts excédant la résistance des matériaux. Ces efforts étant en raison directe des surcharges causales, la coutume s'est répandue de mesurer la sûreté d'une structure par le rapport de l'effort en travail avec l'extrême résistance, plutôt que par celui de la charge permise avec la surcharge fatale.

La rupture par flambage ne résulte cependant pas nécessairement de la surcharge des matériaux, attendu que les efforts ne sont pas en raison directe des charges correspondantes (voir exemples page 210), mais dépendent de certaines éventualités qui influent sur la résistance d'une colonne faisant partie d'une structure.

Peut-être se fera-t-on une plus claire conception du flambage en le considérant comme effet d'équilibre instable entre forces extérieures et intérieures. Prenons un ressort d'acier (fig. 1) solidement fixé à son extrémité inférieure, et chargé à l'autre d'un poids  $W$ ; le ressort inclinera latéralement, mais restera en équilibre. Si l'on augmente graduellement le poids, le moment arrivera où l'équilibre ne sera plus possible, et le poids finira par s'abattre soudainement. A ce moment d'instabilité, le ressort a perdu sa capacité portative, mais le poids peut aller jusqu'à terre sans produire d'efforts excessifs sur le ressort.

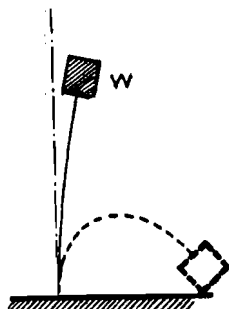


Fig. 1

La flexion latérale d'une colonne est causée par une excentricité initiale, la charge ne portant pas exactement sur le centre, l'axe non plus n'étant pas mathématiquement droit ni les matériaux uniformes dans toute l'étendue de la colonne, par suite d'irrégularités dans le laminage ou pour cause de redressage, de rivetage, de déboulonnage, etc. (Dans une poutrelle en I de huit pieds de longueur, Bauschinger a trouvé une variation de 5 pour cent dans le module d'élasticité et l'extrême résistance.)

Cette excentricité initiale et de déflexion qui en résulte causeront dans la colonne des efforts de fléchissement et de cisaillement en outre de la compression directe.

On appelle *effort de flambage* l'effort compressif moyen obtenu en divisant la charge de flambage—c'est-à-dire la surcharge qui fait céder la colonne—par son aire de section.

1. Grandes colonnes

Dans le but de trouver la formule de l'effort de flambage, considérons d'abord les grandes colonnes qui cèdent par flambage en dedans de la limite d'élasticité. Il n'est pas strictement correct de leur appliquer la théorie d'élasticité, attendu que le maximum de résistance des fibres peut avoir dépassé la limite d'élasticité ; mais ceci, comme on le verra plus loin, n'affecte que très légèrement la charge de flambage. La vraie limite d'élasticité du fer forgé et de l'acier est presque identique à la limite de proportion entre l'effort et la déformation.

Supposons une colonne élastique articulée aux extrémités de manière à pouvoir se mouvoir dans le sens de son axe initial, et soumise à une charge axiale  $P$  la faisant fléchir latéralement (fig. 2). Si l'on ne tient pas compte du raccourcissement de la colonne ni des effets de cisaillement, et qu'on prenne comme admis que  $s=x$ , la ligne d'élasticité se trouve représentée par l'équation différentielle

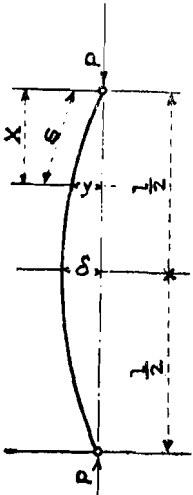


Fig. 2

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \dots \dots \dots (1)$$

où le moment de flexion  $M=Py$ ,  $I$ =le moment d'inertie de la section, et  $E$ =le module d'élasticité des matériaux de la colonne.

En intégrant deux fois,

$$\text{alors } y = \delta \sin x \sqrt{\frac{P}{EI}} \dots \dots \dots (2)$$

où  $\delta$ =déflexion au centre.

La ligne d'élasticité est donc une courbe de sinus car  $x=l$  et  $y=0$ , donc d'après l'équation (2)

$$P_0 = \pi^2 \frac{EI}{l^2} \dots \dots \dots (3)$$

comme étant la charge, qui tient les efforts intérieurs en équilibre. Cette formule est connue comme formule d'Euler, qui l'introduisit pour la première fois en 1759. Comme cette formule ne contient pas  $\delta$ ,  $P_0$  est la charge qui, une fois la déflexion latérale commencée, peut l'accroître et avec elle l'effort de fibre, produisant rapidement et finalement le flambage. Cette charge de flambage est donc indépendante de la force des matériaux tant que  $E$  reste invariable.

D'après la formule d'Euler, une colonne faite d'acier contenant 3 pour cent de nickel, avec force extrême d'environ 50 pour cent de plus que l'acier carbone ordinaire, peut sans danger supporter une plus forte charge qu'une colonne similaire faite d'acier carbone ordinaire, mais seulement de 4 pour cent de plus ; c'est-à-dire en proportion des modules d'élasticité.

Par suite des conventions employées pour arriver à la formule (3),  $P_0$  ne représente pas exactement la charge de flambage. Des formules plus précises ont été déduites par Grashof, (Festigkeits Lehre, publié en 1866), qui donne :

$$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \left( 1 + \frac{\pi^2 \delta^2}{8l^2} \right) \dots \dots \dots (4)$$

et par Wm. Cain, (Trans. A. S. C. E., Vol. XXXIX,) qui conclut ainsi :

$$\delta = 16 \left[ \frac{l}{\pi} \sqrt{\frac{EI}{P}} - \frac{EI}{P} \right] \dots \dots \dots (5)$$

L'examen des formules (4) et (5) montre que si  $P$ , excède  $P_0 = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ , une

certaine déflexion  $\delta$  correspond à la charge  $P$ ; mais qu'il suffit d'un très faible excédent au-delà de  $P_0$  pour rendre la déflexion excessive et causer rupture; de sorte que  $P_0$  peut-être pris comme représentant la charge de flambage. Pour  $\delta=0$  dans ces formules,  $P=P_0$  dans celle d'Euler; autrement dit,  $P_0$  représente la charge où commence précisément la flexion, de sorte que pour les charges moindres que  $P_0$  les efforts de compression se répartissent uniformément sur l'aire de section.

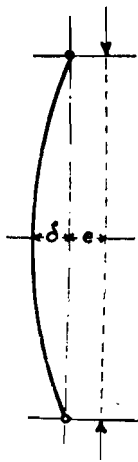


Fig. 3

Dans les formules (3), (4 et (5), l'excentricité initiale  $e$ , (fig. 3) est traitée comme quantité négligeable par comparaison avec la déflexion  $\delta$ . L'examen de la formule donnée à la page 209 pour charge excentrique montre que toute charge  $P$ , même en deça de  $P_0$ , peut produire déflexion; mais si l'excentricité ' $e$ ' est faible, la charge de flambage ne sera que légèrement en deça de  $P_0$ , bien que le maximum de travail qui en résultera sur les fibres puisse dépasser l'effort de flambage. C'est encore une raison pour regarder  $P_0$  comme le véritable point de flambage. Plus d'excentricité initiale réduirait la charge de flambage en portant l'effort sur les fibres, au-delà du point de sécurité.

Là-dessus, on a souvent tenté de trouver des formules déterminant la charge suffisante pour causer rupture pour cause d'efforts excessifs sur les fibres. (Voir J. M. Moncrieff, Trans. A. S. C. E., vol. XLV.)

Le point critique est, il faut l'admettre, au point extrême de sécurité de résistance des fibres, parceque dès que ce point est franchi la déflexion s'accroît rapidement jusqu'à ce que finalement la rupture s'opère.

D'autre part, il peut arriver qu'une déviation initiale contrebalance l'excentricité initiale de la charge, tenant la colonne en équilibre stable même sous une plus forte charge que  $P_0$ . Ce cumul d'influences explique les variantes dans l'action des colonnes sous pression expérimentale tant au point de vue des déflexions que des charges de rupture.

Vu l'impossibilité de déterminer l'excentricité initiale dans chaque cas particulier, on doit s'en tenir à déduire une formule de flambage dans le cas d'une colonne idéale ou à peu près; à condition que cette formule concorde avec les conclusions d'expériences faites dans des conditions aussi analogues que possible avec celles d'une colonne idéale.

Pour déterminer la charge de sûreté en pleine opération, il faut prendre le plus bas chiffre d'épreuve en y ajoutant une marge de sûreté.

De même pour les déflexions. La tolérance d'efforts de flexion est inférée de l'extrême résistance, sauf cette condition qu'au pire l'effort sur les fibres restera en deça du point de cassure.

Les épreuves sur colonnes, en particulier celles faites avec points d'appui par Tetmajer et Bauschinger, prouvent que pour les grandes colonnes qui flambent en dedans de la limite d'élasticité, la formule d'Euler donne des résultats exacts (Voir L. v. Tetmajer, "Die Gesetze der Knickungs festigkeit," 3e édition, Leipzig et Wien, 1903, ainsi que "Mitteilungen der Materiel Prüfungsanstalt", München, 1887, par Bauschinger.)

La formule (3) d'Euler ne donne pas le maximum d'efforts existant réellement dans une colonne: ce qui a amené l'introduction de diverses formules exprimant apparemment le rapport entre la charge et le plus grand effort correspondant. Mais, comme on l'a vu, les efforts de flambage sont très incertains; aussi toutes les formules tirées des efforts contiennent un ou plus d'un co-efficient, dont il faut empiriquement déduire la valeur des charges de

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

flambage qui se produisent dans les épreuves sur colonnes. Si l'on divise l'effort de flambage ainsi obtenu par un facteur de sûreté, les formules représentent les charges de sûreté avec plus ou moins de précision, mais ne donnent pas les vraies unités d'efforts offrant sécurité.

L'une de ces formules est celle de Rankine, très usitée.

$$k_o = \frac{k_u}{1 + c \frac{l^2}{r^2}} \dots \dots \dots (6)$$

dans laquelle  $k_o$  = effort de flambage,  $k_u$  une constante imaginaire approximativement égale au point de cassure, et  $c$  une constante à déduire des épreuves. Il a cependant été démontré, par expérimentation et par analyse, que  $c$  n'est pas une constante, mais varie non seulement avec les matériaux, mais aussi suivant la valeur de  $\frac{l}{r}$ , ainsi que suivant la moyenne d'unité d'efforts. Par épreuves, Tetmajer a trouvé une variation de  $c=0.000448$  à  $0.000136$  pour le fer forgé, et de  $c=0.000370$  à  $0.000130$  pour l'acier.

La possibilité de donner à  $k_u$  et à  $c$  de telles valeurs que  $k_o$  correspond d'assez près aux efforts de flambage constatés par observation, et cela dans les limites pratiques de  $\frac{l}{r}$ , fait qu'on peut appliquer la formule dans la pratique ; elle devient ainsi formule empirique.

Divisant  $P_o$  par  $l^2$ , la formule d'Euler prend la forme suivante :

$$k_o = \pi^2 E \frac{r^2}{l^2} \dots \dots \dots (7)$$

où  $k_o$  représente l'effort de flambage. Donnant à  $k_o$  la valeur de la limite d'élasticité, avec solution  $\frac{l}{r}$ , on trouve comme limite pour la formule d'Euler

$$\frac{l}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{k_o}}$$

Tetmajer a trouvé les valeurs suivantes :

Pour fer forgé, avec limite d'élasticité=22,600,	$\frac{l}{r}=112$
acier mou " " =27,100,	$\frac{l}{r}=105$
acier moyen " " =28,400,	$\frac{l}{r}=105$

Avec  $E=28,450,000$ ,  $30,580,000$  et  $32,000,000$  respectivement, la formule d'Euler devient

$$k_o = 280,800,000 \left( \frac{r}{l} \right)^2 \text{ pour fer forgé,}$$

$$k_o = 301,800,000 \left( \frac{r}{l} \right)^2 \text{ " acier mou}$$

$$k_o = 315,900,000 \left( \frac{r}{l} \right)^2 \text{ " acier moyen}$$

II. Courtes colonnes

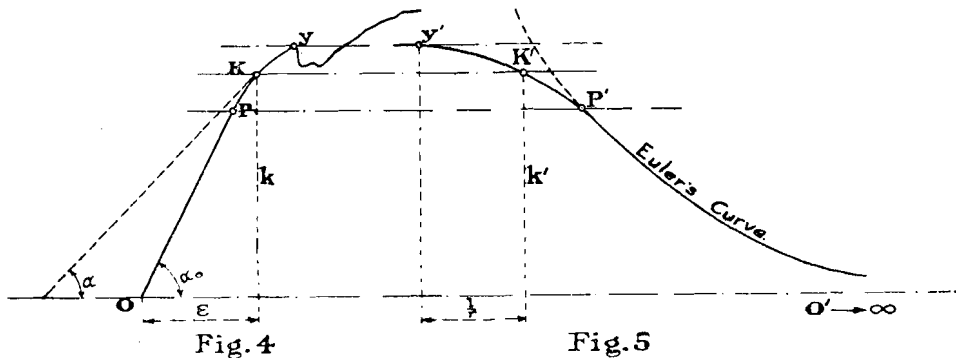
Dans ce qui précède, la question est traitée uniquement au point de vue théorique afin de donner une idée nette de la nature du flambage. On va maintenant s'occuper des colonnes qui flambent sous des efforts dépassant la limite

d'élasticité; c'est-à-dire dans la plupart des cas qui se présentent dans la pratique.

Puisque, comme on l'a vu plus haut, la formule d'Euler est bornée et ne s'applique qu'aux colonnes d'acier  $\frac{l}{r}$  excède 105, il semble bon de ramener entièrement la question au point de vue pratique et de chercher une formule empirique de flambage; c'est-à-dire fondée sur l'expérimentation.

Le premier point à établir est: Quel est l'effort de flambage pour une très courte colonne (théoriquement  $\frac{l}{r}=0$ ) ?

La figure 4 représente un diagramme-type de déformation pour fer battu ou acier, où les abscisses  $\epsilon$  représentent les allongements correspondant aux efforts  $k$  comme ordonnées.  $P$  indique la limite de proportionnalité, ou limite élastique,  $Y$  le point de rupture. Jusqu'à la limite d'élasticité, le module d'élasticité  $E$  pour fer forgé et acier est constant, mais variable pour des efforts plus élevés. Si les valeurs de  $E$  pour efforts au-delà de la limite d'élasticité étaient connus et appliqués à la formule d'Euler, elle exprimerait encore exactement la charge de flambage.



Si l'on tire une tangente à la courbe au point  $k$ , le module correspondant d'élasticité peut être représenté par

$$E = \frac{dk}{d\epsilon} = tg. a;$$

ce qui introduit dans la formule d'Euler, avec solution  $\frac{l}{r}$

$$\text{donne alors } \frac{l}{r} = \pi \sqrt{\frac{tg. a}{k}}$$

Cette équation nous permet de construire la courbe de la fig. 5, où les abscisses représentent les valeurs  $\frac{l}{r}$  et les ordonnées les efforts  $k$ . Si le point  $K$  va en ligne droite de  $O$  à  $P$ ,  $E$  est constant  $= E_0 = tg. a_0$  et le point  $K'$  suit la courbe d'Euler de  $O'$  à  $P'$ , les valeurs correspondantes de  $\frac{l}{r}$  pour le point  $P'$  étant celles données à la page 203.

Si le point  $K$  va de  $P$  à  $Y$ ,  $tg. a$  diminue graduellement de  $tg. a_0$  à zéro, tandis que le point  $K'$  suit la courbe  $P' Y'$  et  $\frac{l}{r}$  descend graduellement à zéro.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Cela veut dire qu'une très courte colonne devient instable lorsque l'effort de flambage atteint le point de rupture, puisque c'est le point de première tangence horizontale. Il est bien connu que le point de rupture, commercialement appelé limite d'élasticité, se manifeste dans les épreuves par la chute soudaine de la charge d'épreuve.

La fonte ne suit pas la règle de proportionnalité, elle n'a point non plus de point de cassure (voir diagramme de déformation, fig. 6).

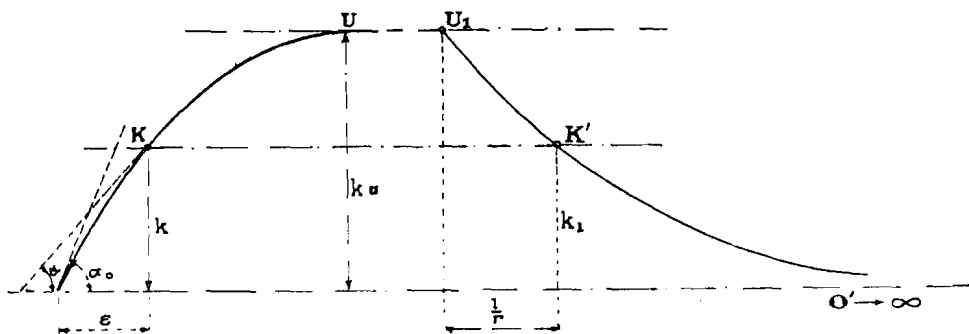


Fig. 6

Fig. 7

$tg \alpha$  s'amointrit à partir du point de zéro efforts, et devient zéro lorsque la tangente sur la courbe de déformation devient horizontale; c'est-à-dire, au point  $U$  d'extrême force  $k_u$ . Le point  $K'$  ne suit pas la courbe d'Euler (fig. 7), mais atteint  $U_1$  car  $\frac{l}{r} = 0$  en une courbe parabolique plus régulière. L'effort de

flambage pour les très courtes colonnes  $\left(\frac{l}{r} = 0\right)$  est donc égal à l'extrême résistance. Ce qui explique que les courtes colonnes de fonte révèlent une bien plus grande résistance au flambage que les colonnes de fer forgé ou d'acier ordinaire.

Si les épreuves se faisaient sur courtes colonnes en acier très dur, où le point de cassure et l'extrême résistance se touchent presque, ces épreuves démontreraient aussi une plus grande proportion de résistance au flambage que dans les cas d'acier ordinaire.

Bien que quelques ingénieurs soient d'opinion que l'extrême résistance en tension doit être regardée comme effort de flambage pour  $\frac{l}{r} = 0$ , d'autres ont désigné le point de rupture comme tel dernier effort de flambage. (Voir "Modern Framed Structures" par J. B. Johnson, p. 159.)

Ce qu'on appelle généralement point de rupture (à peu près 60 ou 70 pour cent de l'extrême résistance de l'acier) est un effort apparent qu'on obtient au moyen d'épreuves de tension basées sur l'aire initiale de la barre. Cette aire diminuant, le véritable point de rupture est nécessairement plus élevé et devient égal au véritable point de rupture en compression. Comme en compression l'aire s'agrandit, le point apparent de rupture en compression basé sur l'aire initiale du membre comprimé s'élève encore, et ce point de rupture doit être considéré comme extrême effort de flambage, celui-ci étant aussi basé sur l'aire initiale.

L'accroissement de l'aire étant inconnu, il faut recourir aux épreuves pour trouver l'extrême effort de flambage. Il est incontestable qu'une colonne, disons  $\frac{l}{r} = 5$  se comporte pratiquement dans l'éprouvette de la même manière

qu'une colonne  $\frac{l}{r} = 0$ ; c'est-à-dire que l'effort se répartit uniformément jusqu'au point de rupture, puisque toute excentricité accidentelle ne produirait que de très faibles efforts de flexion. Par conséquent, les efforts de flambage ainsi obtenus peuvent être considérés comme extrême effort de flambage pour  $\frac{l}{r} = 0$ .

Pour cet effort qu'il définit: "une sorte de force compressive, comparable, tout en différant, à la force d'écrasement des cubes", Tetmajer a trouvé les valeurs suivantes:

	Lbs. au pouce carré
Pour fer forgé.....	$k_n=43,100$
“ acier mou.....	$k_n=44,100$
“ acier moyen.....	$k_n=45,700$

Une formule rationnelle pour colonne devrait contenir ces valeurs comme dernier effort de flambage pour  $\frac{l}{r} = 0$ , et indiquer une diminution d'efforts de flambage en dessous de cette limite en raison inverse de l'accroissement de  $\frac{l}{r}$ .

De plus, la courbe figurant cette formule devrait couper la courbe d'Euler au point où  $k_0$  est égal à la véritable limite d'élasticité. Comme ce dernier effort, tout comme le point de rupture, est plus ou moins variable, même sur une même pièce de métal, il est clair que les points  $P'$  et  $Y'$  (fig. 5) peuvent être adoptés dans certaines limites. Vu l'extrême variabilité des conclusions d'épreuves, il est également clair qu'on peut tirer un grand nombre de courbes différentes entre  $P'$  et  $Y'$  pour figurer la moyenne approximative des réductions de ces conclusions d'épreuves.

Pour toutes fins pratiques, la courbe la plus simple est naturellement la meilleure, et c'est la ligne droite.

Le soussigné considère que toutes ces formules analytiques plus ou moins compliquées (telles que celle de Rankine, etc.) ne sont pas justifiées. Les formules analytiques basées sur la théorie de proportionnalité entre l'effort et la déformation (avec constante  $E$ ) cessent d'être exactes pour le genre d'efforts de flambage dont il est ici question; pour les rendre applicables au cas, il a fallu employer des coefficients purement empiriques.

Les publications ci-dessous nommées donnent les résultats d'épreuves sur colonnes avec diagrammes, réduction des conclusions et les différentes courbes figurant les formules. Par examen, on constatera que la ligne droite fait tout aussi bien qu'aucune courbe:

- 1.—L. F. G. Bouscaren. Trans. A.S.C.E., Vol. IX.
- 2.—J. Christie, 'Experiments on the Strength of Wrought Iron Struts.' Trans. A.S.C.E., Vol. XIII.
- 3.—T. H. Johnson, 'On the Strength of Columns.' Trans. A.S.C.E., Vol. XV.
- 4.—C. A. Marshall. Trans. A.S.C.E., Vol. XVII.
- 5.—C. L. Strobel, 'Experiments upon Z-Iron Columns.' Trans. A.S.C.E., Vol. XVIII.
- 6.—Tests of Metals made at Watertown Arsenal. Vol. 1881, 1882, 1883, 1884 et 1885.
- 7.—A. Marston, 'On the Theory of the Ideal Column.' Trans. A.S.C.E., Vol. XXXIX.
- 8.—J. M. Moncrieff, 'The Practical Column.' Trans. A.S.C.E., Vol. XLV.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

- 9.—Johnson, Bryan et Turneure, 'The Modern Framed Structures.' 8e Edition, page 168.
- 10.—G. Lanza, 'Applied Mechanics,' page 416.
- 11.—L. v. Tetmajer, 'Die Gesetze der Knickungs festigkeit.' 3e Edition, 1903.
- 12.—Prof. Bauschinger, 'Mitteilungen der Material prüfungsanstalt München.' 15e Vol.

La formule de ligne droite

$$k_o = k_u - c \frac{l}{r} \quad . . . . . (8)$$

fut d'abord proposée en 1886 par T. H. Johnson (voir Transactions A.S.C.E. vol. XV) et est maintenant en usage général. Johnson la déduisit d'expériences faites sur colonnes de fer forgé, fonte et acier par Hodgkinson, Christie et autres, dans des conditions extrêmement variables; il proposa ces résistances de flambage pour colonnes à extrémités arrondies.

Fer forgé,	42,000—203	$\frac{l}{r}$ ,	limite supérieure	$\frac{l}{r} = 138$
Acier mou, carbone 0.12%,	52,500—284	$\frac{l}{r}$ ,	"	$\frac{l}{r} = 123$
Acier dur, " 0.36%,	80,000—534	$\frac{l}{r}$	"	$\frac{l}{r} = 100$

Ce qui représente des lignes droites tirées de  $k_u$ , tangentes à la courbe d'Euler. En se reportant aux épreuves plus haut mentionnées, on voit clairement que  $k_u$  est trop élevé pour l'acier, tandis que le point de rencontre avec la courbe d'Euler est trop bas. Une ligne moins inclinée, abaissant le premier point et relevant le second, donnerait de meilleurs résultats.

Se basant sur ses nombreuses expériences personnelles sur colonnes de fer forgé et d'acier avec point de contact. L. v. Tetmajer introduisit une formule rectiligne, prouvant du même coup l'exactitude de la formule d'Euler pour efforts de flambage inférieurs à la limite d'élasticité (voir "Mitteilungen der Materials Prüfungsanstalt, Zurich," Vol. VIII, et "Die Gesetze der Knickungs festigkeit" de L. v. Tetmajer, 3e partie, 1903). Il proposa :

	Pour fer forgé,	$k_o = 43,100 - 183$	$\frac{l}{r}, \frac{l}{r}$	$\leq 112$
Acier mou, extrême force < 57,000,	$k_o = 44,100 - 162$	$\frac{l}{r}, \frac{l}{r}$	$<$	$105$
Acier medium, " < 57,000,	$k_o = 45,700 - 165$	$\frac{l}{r}, \frac{l}{r}$	$\wedge$	$105$

Comme les colonnes d'acier avec  $\frac{l}{r} > 105$  ne sont en usage que dans les parties peu importantes, et que la différence entre la formule d'Euler et celle de ligne droite est faible pour  $\frac{l}{r}$  de 105 à 120 (ce qui est généralement la limite pratique), on est justifiable de s'en tenir dans tous les cas à la formule rectiligne.

La tolérance d'unité d'effort en tension est d'ordinaire déduite de l'extrême résistance, tandis qu'en compression elle est déduite de l'effort de flambage qui est de beaucoup moindre. Par conséquent, un moindre facteur de sûreté est permmissible en compression qu'en tension, puisque dans les deux cas les efforts doivent rester avec marge de sûreté au-dessous du véritable point de rupture.



Si, d'après la pratique ordinaire, on emploie une unité d'effort de 16,000 livres au pouce carré en tension pour acier à structure (dont l'extrême force est de 55,000 à 65,000), le même effort est permissible en compression pour une colonne ayant  $\frac{l}{r} = 0$ . Pour plus longues colonnes, cet effort devra être réduit au moyen de la formule de manière à avoir le même facteur de sûreté pour toutes raisons  $\frac{l}{r}$ . La formule de quantum d'effort permissible,

$$s_0 = 16,000 - 70 \frac{l}{r} \dots \dots \dots (9)$$

laquelle fut adoptée par le comité des structures d'acier de la "American Railway Engineering and Maintenance of Way Association", donnera une marge de sûreté d'environ 3.

Jusqu'ici on n'a étudié que le cas d'une colonne avec extrémité à rotation libre. C'est un cas qui ne se présente guère en pratique; les extrémités offriront toujours quelque résistance à tourner. On peut cependant traiter tous les cas de la même manière en inférant ce qu'on appelle la longueur de flambage, c'est-à-dire la distance entre les points de contreflexion.

L'inférence des longueurs de flambage est surtout une affaire de jugement, puisque en pratique aucune colonne ne concorde absolument avec la théorie ni avec l'expérimentation.

Pur les membres comprimés à extrémités articulées, on doit négliger le frottement des articulations; dans le cas même des membres comprimés à extrémités rivetées et par suite partiellement fixes, on ne doit pas prendre pour longueur de flambage libre une distance moindre que celle qui sépare les raccords, par suite des efforts secondaires dus à la déformation élastique de la ferme. Comme il ressort à l'appendice D, ces efforts secondaires résultent des moments de flexion susceptibles de contrebalancer partiellement ou entièrement la fixité des extrémités.

### III—Colonne excentriquement chargée.

Puisque dans la pratique les colonnes sont toujours plus ou moins chargées excentriquement, c'est un point à considérer pour déterminer jusqu'où l'excentricité peut affecter la charge de flambage de la colonne idéale. Cela établira aussi l'intensité croissante de l'effort sur fibres à mesure que la charge augmente. Sans doute, l'examen se borne aux excentricités relativement faibles, telles qu'elles peuvent se produire dans les membrures sous compression.

Dans une colonne sous charge excentrique et parallèle à l'axe initial, la déflexion  $\delta$  peut être déterminée avec précision, de même que les moments de flexion et les efforts sur fibres, pourvu que ceux-ci n'excèdent pas la limite de proportionnalité. Pour arriver à des chiffres comparatifs, on emploiera la formule suivante pour efforts jusqu'au point de rupture :

Avec les annotations de la figure 8, l'extrême effort de fibre  $k$  peut être exprimé dans la formule bien connue de Navier.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

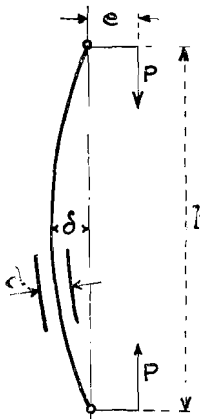


Fig. 3

$$k = k_0 \left[ 1 + \frac{(e + \delta) d}{2 r^2} \right] \dots \dots \dots (10)$$

et la déflexion par

$$\delta = \frac{e}{\frac{E r^2}{\pi^2 k_0 l} - 1} \dots \dots \dots (11)$$

où \$e\$ est soit une excentricité initiale, soit une flexion initiale, et \$k\_0\$ la charge au pouce carré.

Cette formule démontre que si faible que soit l'excentricité \$e\$, la déflexion \$\delta\$ atteindra des proportions excessives et la colonne cèdera absolument lorsque le dénominateur approchera zéro.

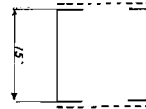
$$\text{Mais } \pi^2 \frac{E r^2}{k_0 l^2} - 1 = 0$$

n'est autre chose que la formule d'Euler; on voit sur-le-champ que pour un très faible \$e\$, \$\delta\$ et du même coup l'effort de fibre ne deviennent dangereux que lorsque la charge approche \$k\_0\$ de la formule d'Euler.

Admettant la rupture de la colonne, lorsque le maximum d'effort de fibre atteint le point de rupture (hypothèse justifiée d'après les épreuves de Tetmajer sur colonnes excentriquement chargées); c'est-à-dire mettant \$k\$ de l'équation (10) égal au point de rupture et introduisant dans cette équation (10) la valeur \$\delta\$ de la formule (11), on trouve l'expression de la charge de rupture en faisant la résolution en \$k\_0\$.

Au reste, quelques exemples, mieux que l'analyse de cette formule, feront ressortir la relation entre la charge et les efforts.

Pour chaque exemple, supposer une colonne composée de 15 pouces [1/8], 33 livres, avec  $r=5.62$  pouces, et  $d=15$  pouces et  $\pi^2 E=300,000,000$ .



$\frac{l}{r}$	Flambage par charge axiale.	Flambage de sécurité, $16,000-70\frac{l}{r}$	Excentricité supposée. $e$	Charge supposée par livres au pouce carré. $k_0$ .	Deflexion. $\delta$	$e+\delta$	Effort deflexion $k_c$	Effort maximum de fibre $k_u$
120	$E \left(\frac{l}{r}\right)^2$	.....	Pcs. 0.1	7,600	0.06	0.16	300	7,900
				10,000	0.09	0.19	500	10,500
				15,000	0.25	0.35	1,200	16,200
				18,000	0.62	0.72	3,000	21,000
				20,000	2.5	2.6	9,500	29,500
				7,600	0.6	1.6	2,900	10,500
	20,800	7,600	1.0	10,000	0.9	1.9	4,500	14,500
				15,000	2.5	3.5	12,500	27,500
				17,700	5.5	6.5	27,300	45,000
				7,600	2.9	7.9	14,200	21,800
				10,000	4.6	9.6	22,700	32,700
				12,000	6.8	11.8	33,500	45,500
80	$45,000-160\frac{l}{r}$	.....	0.1	10,400	0.03	0.13	300	10,700
				20,000	0.07	0.17	800	20,800
				30,000	0.18	0.28	2,000	32,000
	32,200	10,400	1.0	10,400	0.29	1.29	3,200	13,200
				20,000	0.74	1.74	8,200	28,200
				28,000	1.47	2.47	16,500	44,500
			5.0	10,400	1.45	6.45	15,800	25,800
				16,500	2.7	7.7	30,000	46,500
				13,200	0.08	1.08	3,300	16,500
40	$45,000-160\frac{l}{r}$	.....	1.0	20,000	0.12	1.12	5,300	25,300
				30,000	0.19	1.19	8,500	38,500
				13,200	0.38	5.38	16,800	30,000
38,600	13,200	5.0	20,000	0.60	5.60	26,500	46,500	

Les charges soulignées sont approximativement les efforts de flambage causés par efforts excessifs sur fibres.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Si on applique ce qui précède à une colonne rectiligne apparemment chargée du centre, on s'aperçoit tout de suite de l'impossibilité d'en juger la sûreté par une simple comparaison de la charge opérative (y compris l'impact s'il y a lieu) avec la charge de flambage ; il faut aussi tenir compte d'une possibilité d'excentricité, le maximum d'effort des fibres pouvant devenir excessif sous charge opérative dans certaines conditions défavorables. Il n'est cependant pas nécessaire de contenir ces efforts en dedans des limites permises en tension ou compression directe ; il suffira de les contenir en dedans du point de rupture, attendu qu'ils sont purement accidentels.

Sous ce rapport, les colonnes diffèrent des poutrelles ou des membres en tension, en ce que pour ces pièces la charge et l'effort sont en raison directe l'un de l'autre, de sorte que la seule condition à remplir consiste à contenir l'effort opératif en dedans du point de rupture dans les conditions les plus défavorables.

Ce qu'on doit entendre par les plus défavorables conditions d'excentricité est une question de jugement. Mais il ressort des exemples précédemment cités que pour les colonnes des longueurs usitées dans la pratique ordinaire, il y a ample sécurité contre excès d'efforts accidentels sur les fibres lorsqu'on emploie comme charges statiques la tolérance d'unités d'effort telle qu'établie par la formule  $16,000 - 70 \frac{l}{r}$ , puisque les excentricités de nature à causer excès d'efforts de fibre sous charge opérative sont manifestement supérieures à celles auxquelles on peut s'attendre en bonne pratique.

Il ne faut pas perdre de vue que c'est la colonne pourvue d'extrémités articulées sans frottement qui est en question ici. Dans la pratique, le plus ou moins de fixité des extrémités neutralise l'effet d'une possibilité d'excentricité ; autrement dit, les longueurs exemptes de flambage sont réduites à moins d'excentricité excessives ou d'efforts secondaires susceptibles de se produire.

En bonne pratique, ces dernières éventualités doivent être soigneusement examinées et, si elles sont jugées d'importance, on doit y pourvoir dans le tracé de la colonne.

Le soussigné s'est appliqué à traiter la question au point de vue purement pratique, n'appliquant la théorie qu'en autant qu'il le fallait pour la démonstration de quelques principes fondamentaux, attendu que bon nombre de théories élaborées qui ont été émises sur ce sujet ont produit plus ou moins de confusion.

Comme les computations de statique ne sont dans tous les cas qu'approximatives, le soussigné est d'avis que notre technique sur le travail des membres en compression sous effort est suffisante pour nous permettre de tracer les colonnes avec tout autant de précision possible que pour toute autre membrure sujette à flexion. On pourrait encore amoindrir la lacune de nos connaissances en cette matière par de nouvelles expériences sur grandes colonnes, telles qu'il s'en construit dans la pratique moderne, expériences qui se feraient sous l'œil d'experts d'une compétence reconnue.

## ETUDE DES TREILLIS DE COLONNES

Lorsqu'une colonne est construite de plusieurs éléments, ces pièces doivent être assemblées de manière à agir comme un tout homogène. Dans la colonne idéale, chaque élément recevrait sa part de charge, et il n'y aurait pas besoin d'assemblage. Mais en pratique, comme on l'a vu plus haut, la flexion se produit avant qu'on atteigne le point de flambage, causant des efforts de cisaillement qui demandent à se répartir par l'intermédiaire des raccords de diverses sortes, treillis, tôles de jointure ou couvre-joints. Ces

éléments de raccords ont donc les mêmes fonctions à remplir que l'âme d'une poutre ou le système d'âmes d'une ferme. Il a été antérieurement démontré que, vu la diversité des causes possible d'excentricité initiale, il n'est guère possible de calculer avec précision les efforts de flexion occasionnés par une charge donnée, pas même au moment où se produit la rupture. Comme ces efforts de cisaillement dépendent de ceux de flexion, la même incertitude existe pour ceux-ci. Les projets d'étude des treillis sont donc laissés en grande partie au jugé du praticien, tout comme les projets d'étude des autres détails, jusqu'à ce qu'au moyen de nombreuses épreuves comparatives on puisse arriver à quelques règles empiriques.

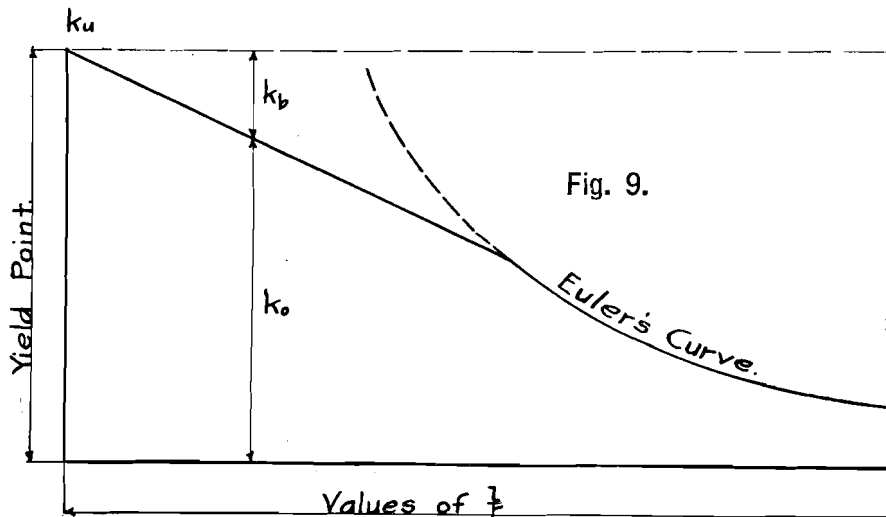
Il y a cependant une méthode rationnelle pour déterminer analytiquement les dimensions des treillis, et cette méthode concorde bien avec les exemples d'actualité constatés dans les ponts existants de proportions ordinaires.

Lorsqu'une colonne fléchit, c'est que le maximum d'effort de fibre dépasse l'effort de flambage moyen, la différence étant l'effort de flexion.

Comme en théorie une très courte colonne  $\frac{l}{r} = 0$  faillit lorsque l'effort de flambage

moyen a atteint le point de rupture, tandis qu'une plus longue colonne dont le *maximum* d'effort de fibre a atteint le point de rupture fléchira rapidement et faillira sous un faible surcroît de charge, on peut raisonnablement présumer qu'une colonne cèdera par flambage lorsque le maximum d'effort de fibre atteint le point de rupture; en d'autres termes, lorsque l'effort de flexion est égal à la différence entre le point de rupture et l'effort de flambage.

On n'emploie pas dans les travaux de structure les colonnes d'extrême longueur susceptibles de flamber avant que leur effort de fibre ait atteint le point de rupture; elles n'entrent donc point dans le cadre de cette étude.



Dans la formule de ligne droite  $k_o = k_b - c \frac{l}{r}$ , l'effort de flexion est donc  $k_b - c \frac{l}{r}$ , représenté au diagramme des efforts de flambage (fig. 9) par les ordonnées entre la courbe de flambage et la ligne horizontale traversant le point de rupture  $k_u$ .

Il est évident que chaque partie de colonne doit pouvoir résister à la flexion correspondante à l'effort  $k_b$ , autrement sa pleine force ne trouverait pas son entier développement.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Quelques barres de treillis sont en compression, d'autres en tension. Celles en compression doivent être traitées de la même manière que la colonne elle-même, en employant la même unité d'effort  $k_u$ , mais réduite en proportion de leur  $\frac{l}{r}$ . Celles en tension deviennent inefficaces lorsqu'elles s'étirent, attendu que leur allongement permettrait une intensité soudaine de flexion sur la colonne; il faut donc les proportionner d'après le point de rupture en tension. Une colonne ainsi proportionnée offre dans toutes ses parties uniformité de résistance contre rupture, et si, au lieu de s'en tenir aux points de rupture respectifs, on emploie les mêmes tolérances d'unité d'efforts pour proportionner la colonne et les treillis, on obtient pour toute la colonne homogénéité de sécurité.

Pour arriver à trouver la quantité de cisaillement due à la flexion, il faut

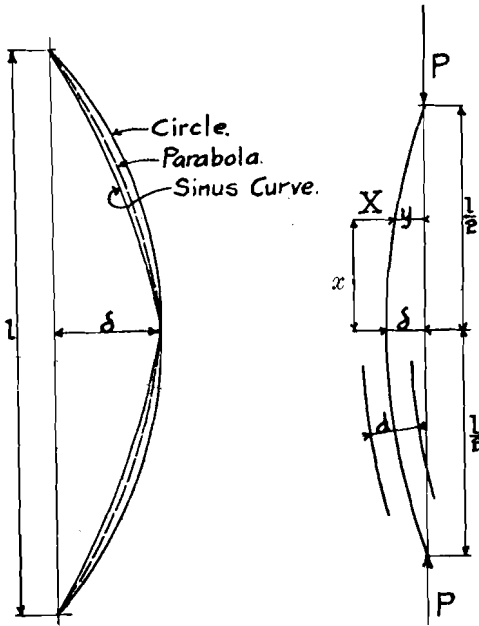


Fig. 10.

Fig. 11.

d'abord tracer au jugé la conformation de l'axe de la colonne en flexion. Comme on l'a déjà dit, la ligne d'élasticité d'une colonne sous charge axiale est une courbe de sinus. Si cependant la colonne a une excentricité initiale, la ligne d'élasticité tiendra à une courbe circulaire, en raison directe de l'excentricité comparée à la déflexion qui en résulte. Nous traiterons donc la ligne d'élasticité comme une parabole (Fig. 10.)

L'équation entre la ligne d'élasticité et les annotations prises de la figure 11 sera donc

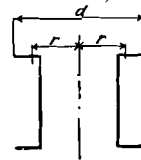
$$y = x^2 \frac{4 \delta}{l^2} \text{ et } \frac{d y}{d x} = \frac{8 \delta}{l^2} x$$

Nous avons pris comme maximum d'effort et de flexion

$$k_u = c \frac{l}{r}, \text{ ce qui doit être égale à } =$$

$$\frac{M \text{ max}}{R} = \frac{P \delta}{R}$$

où  $R =$ moment de résistance  $\frac{2 a r^2}{d}$ ,  $a =$ l'aire,  $r =$ le rayon de giration,  $d =$ la largeur de colonne.



Nous avons donc

$$M \text{ max} = R c \frac{l}{r} = 2 c \frac{a r}{d} l = P \delta$$

Puisque le moment de flexion sur aucun point  $X$  est  $M = P y$ , le cisaillement au même point est

$$S = \frac{d M}{d x} = P \frac{d y}{d x} = \frac{8 P \delta}{l^2} x$$

En substituant à  $P \delta$  la valeur ci-dessus, nous avons

$$S=16 xc \frac{ar}{dl} \dots \dots \dots (1)$$

et pour  $x=\frac{l}{2}$

$$S \text{ max} = 8 c \frac{ar}{d} \dots \dots \dots (2)$$

NOTE.— $r$  est le rayon de giration latérale et  $d$  la largeur de la membrure, latéralement aussi; c'est-à-dire dans le plan du treillis,  $a$  n'est pas l'aire en usage actuel, mais l'aire requise pour le rayon de giration latérale et le  $l$  correspondant. Dans les cas ordinaires cependant, l'aire actuelle peut être employée comme  $a$ .

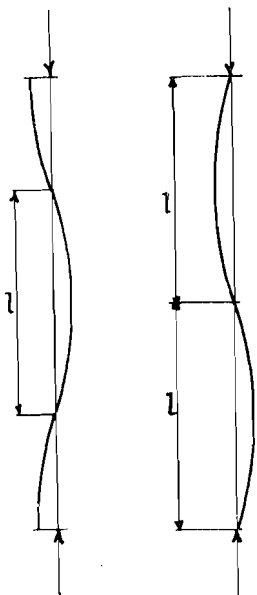


Fig. 12

Fig. 13

De l'équation (1), il résulte que le cisaillement décroît vers le milieu de la colonne. Dans la pratique cependant, les extrémités sont toujours plus ou moins fixes, de sorte que la ligne d'élasticité prendra la forme démontrée à la figure 12 ou à la figure 13, et  $l$  sera la distance entre les points de contre-flexion.

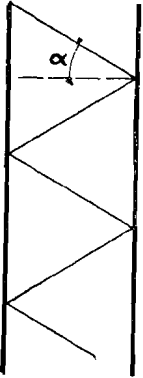
Puisque  $S \text{ max.}$  (d'après l'équation (2)) est tout à fait indépendant de la longueur de la colonne, et comme il se produit au point de contre-flexion, il s'ensuit qu'il peut se produire presque sur tous les points. Le treillis doit donc être proportionné pour le maximum de cisaillement sur toute la longueur de la colonne.

Voici pour le proportionnement de divers systèmes de treillis de colonnes :

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Fig. 14

(1) Si la colonne consiste en deux segments (fig. 14) raccordés ensemble par un système de treillis simple, le cisaillement  $S$  (ainsi doit être par la suite compris  $S$  Max) sera absorbé par une barre de treillis. L'aire requise  $A$  pour cette barre est



$$A = \frac{S}{k} \sec a \text{ et puisque } S = 8 c \frac{ar}{d}$$

$$A = 8 \frac{c}{k} \frac{ar}{d} \sec. a \dots \dots \dots (3)$$

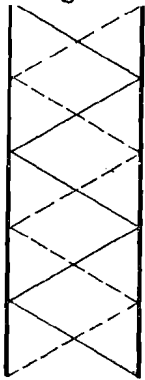
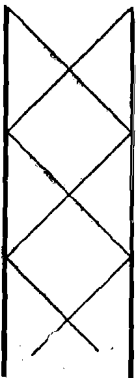
$k$  étant le point de rupture en tension pour barre en tension, et  $k = k_u - c \frac{l}{r}$  pour barres en compression ;  $\frac{c}{k}$  étant constante pour cette

barre, les dimensions de cette barre sont une condition propre à la section de colonne seulement, et ne dépendent ni de la longueur de la colonne ni d'aucun effort. On peut, dans tout cas donné, sans connaître la charge de la colonne ni la tolérance d'unité d'effort, juger si le treillis est suffisant pour la section de colonne. Ainsi suivra-t-on

la pratique acceptée pour le tracé des raccords de manière à développer la pleine force d'une membrure. Comme les efforts n'ont que des valeurs relatives, on emploiera à l'avenir comme tolérance d'unité d'effort 16,000 livres en tension et 16,000—70  $\frac{l}{r}$  en compression, au lieu des valeurs finales de  $k$  tel que donné plus haut.

Fig. 15

Fig. 16



Si le système est double (fig.15) ou simple et sur deux côtés de la colonne (fig. 16), l'aire requise pour la barre n'est naturellement que la moitié de celle donnée à la formule (3).

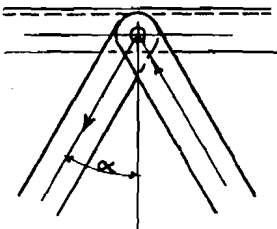
Pour trouver le nombre de rivets  $N$  requis pour relier une barre de treillis, il ne faut pas perdre de vue que la tolérance d'unité de cisaillement est présumée aux trois-quarts de la tolérance en tension. Si  $A_r$ =l'aire du rivet, et  $A$  l'aire nette requise pour une barre en tension, nous avons

$$A = \frac{3}{4} NA_r, \text{ d'où}$$

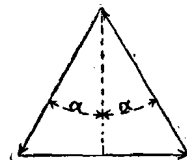
$$N = \frac{4}{3} \frac{A}{A_r} \dots \dots \dots (4)$$

Si les barres sont reliées par un rivet comme dans la fig. 16, le rivet transmet la résultante des deux efforts de treillis.

Fig. 17.



Si les barres sont reliées par un rivet comme dans la fig. 17, le rivet transmet la résultante des deux efforts de treillis.

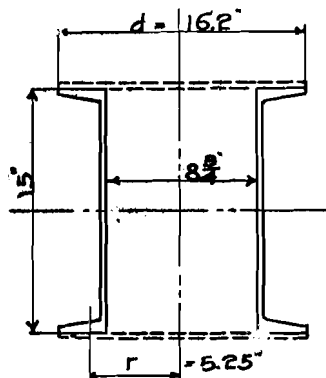


L'effort sur une barre de treillis sur les deux faces est

$$S \frac{\sec a}{2}$$



Fig. 18



Exemple :—

18).

Section de colonne 2 - 15 pouces [s 50 lbs. (fig. pour flambage dans l'une ou l'autre direction soit la même :  $a=29.4$  pouces carrés, et que la colonne doit avoir un treillis simple de  $a=30^\circ$  sur les deux faces.

$$\text{Pour } \frac{c}{k} = \frac{70}{16,000} = 0.0044$$

puisque  $\sec a=1.16$ , nous trouvons par la formule (3) l'aire nette de la barre.

$$A = \frac{1}{2} \times 8 \times 0.0044 \frac{29.4 \times 5.25}{16.2} \times 1.16 = 0.195 \text{ pouces carrés.}$$

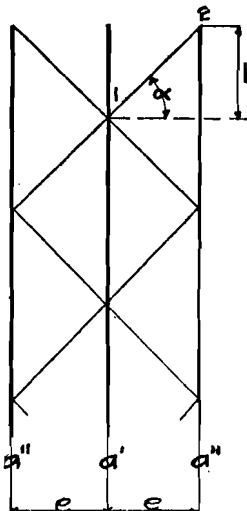
Suffira amplement une barre  $2\frac{1}{2} \times \frac{3}{8} = 0.56$  pouce carré.

$$\text{Nombre de rivets } \frac{7}{8} \text{ pouce requis} = N \frac{4}{3} \frac{0.195}{0.6} = 0.43$$

employant un rivet pour deux barres comme à la fig. 17.

2.—Colonnes à trois âmes : (Fig. 19).

Fig. 19



Aire de colonne requise  $a = a' + 2a''$ ,  $a'$  et  $a''$  étant les aires actuelles des nervures réduites dans la proportion de l'aire totale requise  $a$  à l'aire actuelle.

Le cisaillement longitudinal  $S'$  entre deux nervures dans une longueur de panneau doit être supporté par un diagonale 1-2 de ce panneau.

On obtient le cisaillement longitudinal au pouce carré d'après le cisaillement transversal par la formule

$$t = \frac{SM}{I} = \frac{SM}{ar^2}$$

où  $M$  = le moment statique de la nervure extérieure par rapport à l'axe de colonne  $= a''e$ ,  $e$  étant la distance du centre de gravité de la nervure à l'axe de la colonne.

Sans doute  $t$  décroît avec  $S$  vers le point de déflexion, et  $S'$  pourrait être trouvé par intégration par la longueur  $L$ . L'écart sera cependant de peu d'importance si l'on prend  $t$  pour constante pour la longueur de panneau. On a alors

$$S' = tL = \frac{SM}{ar^2} L = 8c \frac{ML}{dr} \left( \text{puisque } S = 8c \frac{ar}{d} \right) \dots \dots \dots (5)$$

et l'aire de barre requise

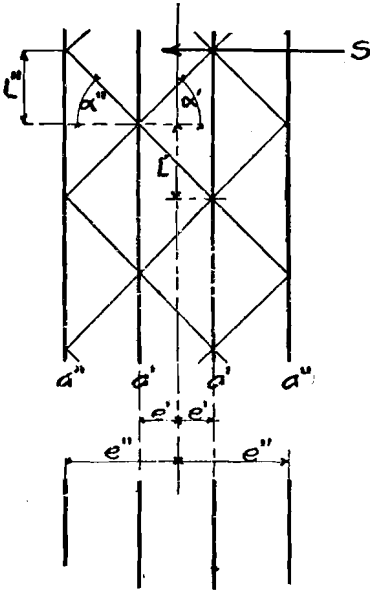
$$A = \frac{S'}{k} \operatorname{cosec} a = 8 \frac{c}{k} \frac{ML}{dr} \operatorname{cosec} a \dots \dots \dots (6)$$

ou moitié s'il y a deux côtés de treillis.

PARLEMENTAIRE No. 154. A.D. 1908.

3.—Colonne à quadruple âme :

Fig. 20



Aire de colonne requise  $a=2 (a' + )$   
 Dans ce cas, la figure donne un système complet de treillis.

Le cisaillement longitudinal entre nervure extérieure et intérieure pour une longueur de panneau  $L''$  est égal à

$$S'' = \frac{SM''}{ar^2} \quad L'' = 8c \frac{M''L''}{dr} \quad \dots \quad (7)$$

où  $M'$  = moment de statique  $a'' e'' + a'e'$ .

Donc, pour l'aire de barre extérieure requise

$$A = \frac{S''}{k} \operatorname{cosec} a'' = 8 \frac{c}{k} \frac{M''L''}{dr} \operatorname{cosec} a'' \quad (8)$$

ou moitié lorsqu'il y a treillis sur les deux faces.

Par corrélation, on trouve pour le treillis entre nervures intérieures

$$S = 8c' \frac{M'L'}{dr} \quad \dots \quad (9)$$

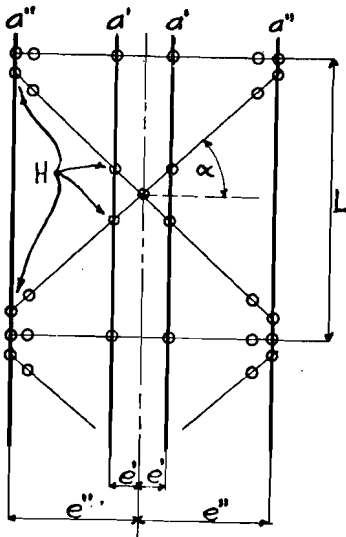
et pour l'aire requise pour barre intérieure :

$$A = \frac{S'}{k} \operatorname{cosec} a' = 8 \frac{c'}{k} \frac{M'L'}{dr} \operatorname{cosec} a' \quad \dots \quad (10)$$

où  $M$  = moment de statistique  $a'' c'' + a' c'$ .

TREILLIS DE LA SOUS-BANDE (L-9) DU PONT DE QUÉBEC

Fig. 21



Considérons d'abord le treillis supérieur tel qu'esquissé à la fig. 21 (où les rivets sont indiqués par des cercles).

Les cornières de treillis entre nervures extérieures et intérieures forment pratiquement un système complet, d'insignifiantes flexions seules sur les nervures étant causées par ce fait que les lignes centrales des diagonales ne se rencontrent pas à la ligne centrale des nervures. On peut appliquer la formule (8) plus haut pour trouver l'aire qui serait requise à ces cornières, supposant des articulations aux points  $H$ .

Prenons pour acquis que l'aire actuelle a été trouvée par la formule  $16,000 - 70 \frac{l}{r'}$ , où  $r'$  est pris parallèlement aux âmes. Cette aire doit être multi-

$$\text{pliée par } \frac{16,000 - 70 \frac{l}{r'}}{16,000 - 70 \frac{l}{r}} \text{ afin de trouver l'aire } a' \text{ re-}$$

quise pour flambage latéral. L'aire actuelle est 781 pouces carrés,  $r = 19.7$  pouces,  $l = 684$  pouces,  $r' = 16.1$ .

Donc

$$a = 781 \frac{13,000}{13,600} = 746 \text{ pouces carrés.}$$

et  $a' = a'' = \frac{a}{4} = 186.5$  pouces carrés

$e' = 5.8$  pouces,  $e'' = 27.2$  pouces,  $d = 67.5$  pouces,  $L = 73$  pouces.

$M'' = a''e'' = 5,070$ .

$$S'' = 8 \times 70 \times \frac{5070 \times 73}{67.5 \times 19.7} = 156,000 \text{ livres}$$

Aire requise par diagonale

$$A \text{ net} = \frac{1}{4} \frac{156,000}{167,000} \times 1.4 = 3.40 \text{ pouces carrés.}$$

$$A \text{ brut} = A \text{ net} \frac{16,000}{13,700} = 3.97 \text{ pouces bruts.}$$

On a employé actuellement :

1 cornière  $4 \times 3 \times \frac{3}{8} = 2.5$  pouces carrés bruts  $= 1.1$  pouce carré net, une joue de cornière étant coupée à l'intersection centrale. Nombre de rivets de  $\frac{7}{8}$  pouce requis par cornière :

$$N = \frac{4}{3} \frac{3.40}{0.6} = 8$$

Nombre de rivets actuellement employés  $= 2$ .

Entre les deux nervures intérieures, il n'y a pas de système de treillis complet ; les diagonales d'intersection ont à transmettre le cisaillement longitudinal  $S'$  d'une longueur de panneau  $L'$  dont on peut trouver l'expression par la formule (9).

$$M'' = \frac{a}{4}(e' + e'') = 6060$$

$$S'' = 8 \times 70 \frac{6060 \times 73}{67.5 \times 19.7} = 186,000 \text{ livres.}$$

Aire requise par diagonale.

$$A \text{ net} = \frac{1}{4} \frac{186,000}{16,000} \times 1.4 = 4.07 \text{ pouces carrés.}$$

Comme on l'a vu plus haut, l'aire de travail réelle est  $= 1.1$  pouce carré.

Il y a en outre des efforts secondaires sur les cornières de treillis à raison de leur continuité, du rivetage des raccords aux extrémités et de la présence des contre-fiches latérales.

Les rivets de nervure intérieure ont à transmettre le cisaillement :

$$S - S'' = 30,000$$

Le nombre de ces rivets devrait être :

$$N = \frac{1}{2} \frac{4}{3} \frac{30,000}{16,000} \frac{1}{0.6} = 2 \text{ rivets de } \frac{7}{8} \text{ pouce de diamètre.}$$

On a réellement employé 2 rivets de  $\frac{7}{8}$  pouce de diamètre.

La conclusion de cette démonstration, c'est que les diagonales de treillis et leurs raccords sont décidément trop faibles. Il est évident que même sous des charges non excessives certaines parties doivent avoir été forcées.

Les treillis inférieurs sont relativement meilleurs. La tôle d'assemblage à l'intersection des cornières protège le cisaillement longitudinal et est reliée à chaque nervure par 4 rivets.

## APPENDICE D.

## EFFORTS SECONDAIRES SUR LES FERMES DU PONT DE QUÉBEC

Dans le calcul des efforts primaires ou directs sur une ferme, on présume que les fermes sont reliées les unes aux autres au moyen d'articulations exemptes de frottement. Cette condition ne se réalise jamais : les membrures étant soit rivetées, et dès lors incapables de jouer à leurs extrémités, soit articulées, ce qui, pour cause de frottement, ne permet qu'un jeu partiel.

Lorsque la ferme fléchit sous sa charge, l'angularité entre les membrures tend à varier, altération qui, du reste, ne peut se produire sans déflexion aux extrémités des membres, d'où il résulte des efforts de flexions en outre des efforts directs.

On appelle ces fléchissements efforts secondaires. Par suite du travail que nécessite le calcul de ces efforts, qui d'ailleurs ne peuvent être déterminés qu'après le tracé des fermes au point de vue des efforts primaires, on ne s'en occupe que rarement ; on y pourvoit généralement lorsqu'on arrête une marge de sécurité.

Il ne servirait de rien de calculer les efforts secondaires dans tous les cas, puisqu'ils équivalent à peu près au même pourcentage que celui des efforts primaires pour fermes du même type et de portée ordinaire ; cependant, quand il s'agit de projets d'étude qui sortent de l'ordinaire et de membrures de dimensions inusitées, il faut les étudier avec soin.

Ces efforts secondaires résulteront pour beaucoup des méthodes de fabrication et de montage. Dans l'élaboration des dessins, il faudra tenir compte des pires désavantages, employant du reste, pour les efforts combinés, une plus haute tolérance d'unité d'efforts, laquelle sera d'autant plus élevée que le sera la proportion de l'effort secondaire par rapport à l'effort direct.

Afin d'obtenir le maximum d'efforts secondaires pour toutes les membrures, il faut envisager diverses éventualités de charge ; mais généralement, pour en établir la valeur possible, on pourra se borner à l'examen d'une seule éventualité, par exemple, celle de la charge totale.

La somme des efforts secondaires est en raison directe de la profondeur de la membrure, attendu qu'une déflexion aux extrémités a moins d'effet sur une barre mince que sur une large membrure.

Comme la recherche d'une théorie générale sur les efforts secondaires nous mènerait trop loin, la démonstration qui suit sera limitée à la méthode suivie pour le calcul de ces efforts sur la membrure inférieure du pont de Québec.

## THÉORIE GÉNÉRALE

La bande inférieure de cette ferme est continue sur tout le parcours du bras d'ancrage et de console ; par contre, tous les autres membres sont articulés à chevilles. Pour le moment, nous ne tiendrons pas compte du frottement des chevilles ; on considèrera donc toutes les membrures reliées à la sous-bande comme jouant librement à leurs extrémités et ne subissant aucun effort secondaire sous charge quelconque. Si les sections de sous-bande étaient comme les autres membrures, à jeu libre aux extrémités, l'angularité primitive  $Z_1, Z_2, Z_3$  (voir fig. 1) entre deux sections adjacentes, s'altérerait sous une charge donnée, en  $Z_1 + \Delta Z_1, Z_2 + \Delta Z_2, Z_3 + \Delta Z_3$ . L'altération  $\Delta Z_3$  au nœud de pan-

neau  $L_3$  est égale à la somme des altérations  $\Delta a_1$ ,  $\Delta a_2$ ,  $\Delta a_3$  et  $\Delta a_4$  des angles  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$ .

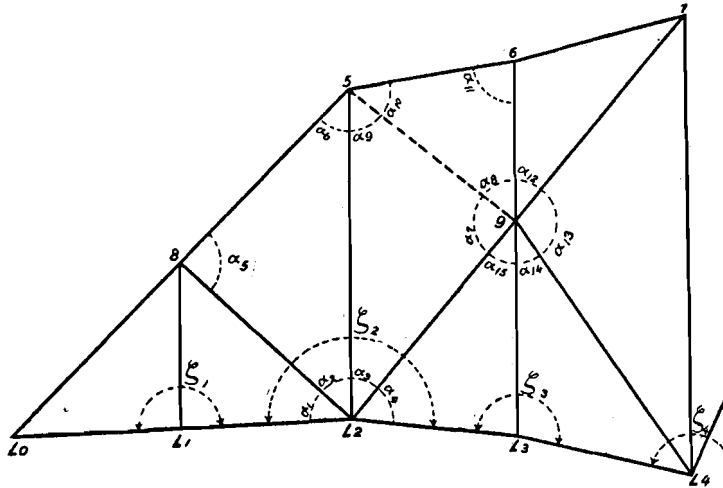


Fig. 1.

Les altérations  $\Delta a$  en tout triangle de la ferme, par exemple ceux de 2--5--8, sont obtenues au moyen des trois équations suivantes, —

$$\left. \begin{aligned} E \Delta a_2 &= (S_{8-5} - S_{8-2}) \text{ctg. } a_3 + (S_{8-5} - S_{5-2}) \text{ctg. } a_6 \\ E \Delta a_5 &= (S_{7-2} - S_{8-5}) \text{cts. } a_6 + (S_{5-2} - S_{8-2}) \text{ctg. } a_2 \\ E \Delta a_6 &= (S_{8-2} - S_{5-2}) \text{ctg. } a_2 + (S_{8-2} - S_{3-5}) \text{ctg. } a_5 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

où  $S_{8-5}$ ,  $S_{8-2}$  et  $S_{5-2}$  sont les unités d'effort direct de la charge donnée sur les membres 8--5, 8--2 et 5--2 formant triangle, et  $E$  = module d'élasticité. L'altération  $\Delta a_3$  dans le trapezoïde 2--9--6--5 est ainsi obtenu :

Divisons le trapezoïde en deux triangles par une diagonale 5--9 et appliquons à ces triangles les équations ci-dessus, comme suit :—

$$\begin{aligned} E \Delta a_7 &= (S_{2-5} - S_{2-9}) \text{ctg. } a_3 + (S_{2-5} - S_{5-9}) \text{ctg. } a_9 \\ E \Delta a_3 &= (S_{5-6} - S_{5-9}) \text{ctg. } a_{11} + (S_{5-6} - S_{5-9}) \text{ctg. } a_{10} \end{aligned}$$

d'où on obtient l'effort imaginaire dans la diagonale conventionnelle :

$$S_{5-9} = \frac{(S_{2-5} - S_{2-9}) \text{ctg. } a_3 + (S_{5-6} - S_{5-9}) \text{ctg. } a_{11} + S_{2-5} \text{ctg. } a_9 + S_{5-6} \text{ctg. } a_{10} - E(\Delta a_7 + \Delta a_8)}{\text{ctg. } a_9 + \text{ctg. } a_{10}} \quad (2)$$

où

$$E(\Delta a_7 + \Delta a_8) = -E(\Delta a_{12} + \Delta a_{13} + \Delta a_{14} + \Delta a_{15})$$

Ce qui nous permet de déterminer  $\Delta a_3$  d'après le triangle 2--5--9. Ainsi seront déterminées toutes les altérations  $\Delta Z$  susceptibles de se produire sous une charge donnée, en supposant les sections de sous-bande à jeu libre à leurs extrémités. A raison de la continuité de la bande, ces altérations aux angles  $Z$  ne peuvent se produire sans faire fléchir la bande. En d'autres termes, les forces  $P$  aux extrémités de chaque section de sous-bande ne sont plus à action axuelle, mais produisent des efforts de flexion (voir fig. 2).

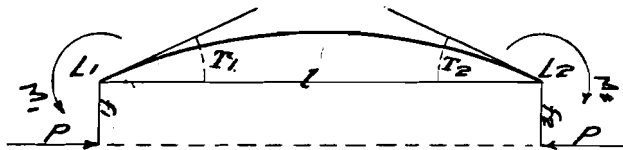


Fig. 2.

**FARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.**

Ces efforts de flexion peuvent être dérivés des moments de flexion aux extrémités du membre  $M_1 = Pf_1$ , et  $M_2 = Pf_2$ . Entre les moments d'extrémité  $M_1$  et  $M_2$  et les angles  $T_1$  et  $T_2$  que forment les tangentes d'extrémité, par rapport à l'axe primitif, les relations suivantes existent :

$$\left. \begin{aligned} T_1 &= \frac{(M_1 + M_2)l}{6IE} \\ T_2 &= \frac{(2M_2 + M_1)l}{6IE} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

Ces formules sont obtenues par intégration de l'équation différentielle de la ligne d'élasticité.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \pm \frac{M}{IE}$$

Voyons maintenant deux membrures adjacentes de sous-bande  $L_1-L_2$  et  $L_2-L_3$  (fig. 3). Pour obtenir équilibre, les deux moments  $M_2^L$  et  $M_2^R$  au nœud de panneau  $L_2$  doivent évaluer  $= M_2$ . La somme des angles  $T_2^L$  et  $T_2^R$  doit être égale à la déformation  $\Delta Z_2$  de l'angle  $Z_2$ .

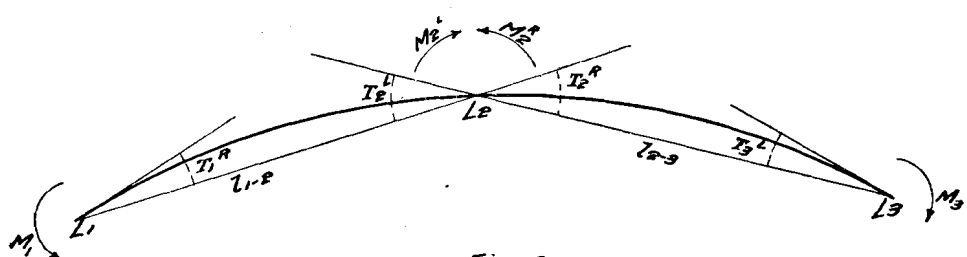


Fig. 3.

$$T_2^L + T_2^R = \Delta Z_2 \dots \dots \dots (4)$$

En substituant à  $T_2^L$  et  $T_2^R$  les valeurs (3), il suit que :

$$\frac{(2M_2 + M_1)l_{1-2}}{6 I_{1-2} E} + \frac{(2 M_2 + M_3)l_{2-3}}{6 I_{2-3} E} = \Delta Z_2$$

ou  $M_1 \frac{l_{1-2}}{I_{1-2}} + 2M_2 \left( \frac{l_{1-2}}{I_{1-2}} + \frac{l_{2-3}}{I_{2-3}} \right) + M_3 \frac{l_{2-3}}{I_{2-3}} = 6 E \Delta Z_2 \dots \dots (5)$

Chaque nœud du panneau de la sous-bande fournit une équation analogue ; on obtient autant d'équations qu'il y a de moment de flexion inconnus, et l'on peut ainsi déterminer ces moments. Les efforts secondaires sur la membrure sont dérivés des moments  $M$  par la formule ordinaire

$$S = \frac{Me}{I} \dots \dots \dots (6)$$

où  $e$  = distance entre la fibre extrême et l'axe neutre.

A raison de la continuité de la sous-bande, son propre poids produit des moments de flexion aux nœuds de panneau, ce qui occasionne des efforts de flexion en sus des autres efforts secondaires. Si la section de sous-bande  $L_1 - L_2$  jouait librement, par son propre poids  $W_{1-2}$  elle fléchirait de même qu'une poutrelle uniformément chargée sur deux points d'appui ; le moment de flexion au centre serait

$$M = \frac{W_{1-2} d_{1-2}}{8} \dots \dots \dots (7)$$

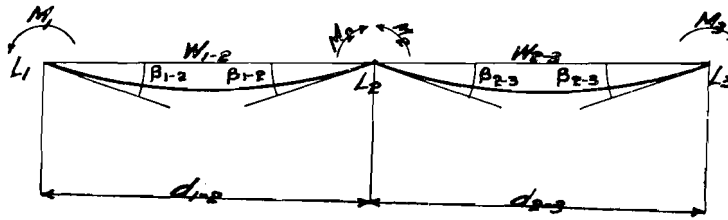


Fig. 4.

et les angles  $\beta_{1,2}$  formés par les tangentes terminales de la ligne d'élasticité par rapport à l'axe primitif.

$$\beta_{1,2} = \frac{W_{1,2} d_{1,2}^2}{24 EI} \dots \dots \dots (8)$$

L'angle entre deux sections adjacentes de sous-bande  $L_1 - L_2$  et  $L_2 - L_3$  s'accroît de la somme

$$\Delta Z_2 = \beta_{1,2} + \beta_{2,3} \dots \dots \dots (9)$$

A raison de la continuité de la bande, cet accroissement ne peut se produire; par conséquent, les moments de flexion se produiront à chaque nœud de panneau. Ces moments de flexion doivent correspondre aux équations (5) où les valeurs (9) doivent être substituées à  $\Delta Z$ .

Les éventualités de charge suivantes ont été considérées dans la computation des efforts secondaires:

- 1° Pleine charge morte.
- 2° Charge de 3,000 livres au pied linéaire sur une ferme du bras de cantilever et travée suspendue.
- 3° Charge de 3,000 livres au pied linéaire sur une ferme du bras d'ancrage.
- 4° Le propre poids de la sous-bande.

Les efforts correspondants sont donnés au tableau ci-joint, ainsi que les plus grands efforts combinés.

Dans les conditions suivantes, les efforts secondaires de charge morte sur la bande inférieure pourraient pratiquement être éliminés dans la structure parachevée:

- 1° Si pendant le montage les extrémités des membrures de sous-bande pouvaient jouer librement aux jointures.
- 2° Si après que la pleine charge morte est appliquée sur le pont, les jointures arrivaient à porter partout uniformément.

L'une et l'autre de ces conditions ne peuvent qu'être partiellement réalisées. Même si les sous-bandes étaient à articulation de cheville, et les assemblages rivetés seulement à la fin du montage, le frottement neutraliserait jusqu'à un certain point le jeu des extrémités; et c'est presque une impossibilité d'atelier de confectionner les pièces avec assez de précision pour remplir la seconde condition, spécialement quand il s'agit d'une bande polygone comme celle du pont de Québec.

Si, par exemple, une jointure terminale portait également au commencement du montage, les efforts se répartiraient alors également sur la section entière, mais dès que commencerait la déformation, les efforts se transmettraient excentriquement, occasionnant des efforts secondaires susceptibles d'atteindre autant d'intensité que s'il n'y avait pas de jointure du tout.

Vu l'impossibilité d'établir la condition exacte où les jointures de sous-bande arrivent à porter également partout, il est de même impossible de véri-

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

fier que le pourcentage du calcul des efforts secondaires porterait sur l'une ou l'autre partie des membrures.

Comme le maximum des moments de flexion se produit aux nœuds de panneau, la section additionnelle à l'épreuve du flambage peut servir à résister aux efforts secondaires sur les nœuds où le flambage ne se produira pas.

Quelles que soient les conditions de charge pour lesquelles on ajuste la longueur des membres des fermes de manière à faire porter également les jointures de sous-bande, il se produira des efforts secondaires, et l'on peut raisonnablement prévoir ceux du moins que produira la charge roulante dans tous cas. Ces efforts varient de 3 à 20 pour cent du total des efforts directs.

Le total des efforts secondaires variera donc des valeurs  $S_c$  au tableau aux valeurs  $S_c + S_a + S_w$ , puisque  $S_a$  (d'après la charge sur le bras d'ancrage) est toujours l'opposé du signe  $S_a$ .

Le plus grand effort secondaire se produit dans le membre  $L_6 - L_7$  du bras d'ancrage, où il varie de 4,600 à 22,400 livres au pouce carré.

Les efforts secondaires sur la bande varient de 18 à 95 pour cent des efforts directs correspondants; le moindre pourcentage est aux extrémités des bras de cantilever et d'ancrage et s'accroît vers la pile.

Dans le chiffrage des efforts secondaires, les chevilles sont présumées exemptes de frottement. On a démontré par calcul que les efforts occasionnés sur la sous-bande par frottement des chevilles sont quantité négligeable, étant de moins de 1 pour cent des efforts secondaires sur les points où ces derniers sont à l'apogée.

L'effet du frottement aux chevilles est beaucoup plus considérable dans les barres-œillets de la bande supérieure. Des calculs approximatifs démontrent que les efforts secondaires sur barres-œillets, étant donné des jointures terminales rigides, varient de 30 à 40 pour cent des efforts directs. Comme, pour un coefficient de frottement de 0.15, les efforts causés par ce frottement supposé ont à peu près la même valeur que sur les jointures terminales rigides, il résulte que les extrémités sont exemptes de jeu sous aucune charge quelconque, et dès lors les efforts secondaires s'élèvent aux pourcentages ci-dessus donnés de l'effort direct.

Il est tout de même probable que pendant comme après montage, par suite des vibrations produites par la marche des trains, les barres œillets jouent graduellement dans leur chevillage, éliminant ainsi les efforts secondaires résultant de la charge morte.

L'éventualité la plus favorable qu'on puisse supposer, c'est que les efforts secondaires soient uniquement produits par la charge mouvante. Les efforts de charge mouvante sur les barres de la bande supérieure sont de 25 à 30 pour cent du total d'efforts; conséquemment, si les efforts secondaires sont de 40 pour cent des efforts primaires produits par la charge vivante, ils atteindront pour le moins 10 à 12 pour cent du total des efforts directs.



