

COMMISSION ROYALE
D'ENQUETE SUR LE PONT DE QUEBEC

Rapport des Commissaires

AINSI QU'UN RAPPORT

— DE —

C. C. SCHNEIDER

SUR LES PLANS DU PONT DE QUÉBEC

IMPRIMÉ PAR ORDRE DU PARLEMENT



OTTAWA

IMPRIMÉ PAR S. E. DAWSON, IMPRIMEUR DE SA TRÈS
EXCELLENTE MAJESTÉ LE ROI

1908.

[No 154—Vol I—1908.]

TABLE DES MATIÈRES

	Page.
COPIE DE LA COMMISSION.....	5
COPIE D'ARRÊTÉ EN CONSEIL.....	6
RAPPORT DE LA COMMISSION ROYALE.....	7
Appendice No. 3—Histoire de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec jusqu'au mois d'août 1903.....	12
Appendice No. 4—La Phœnix Bridge Company.....	35
Appendice No. 5—Influence des ressources financières sur les plans du Pont de Québec.....	36
Appendice No. 6—Historique du développement des devis.....	41
Appendice No. 7—Description de l'organisation et du personnel de chacune des différentes compagnies intéressées dans les travaux du pont.....	50
Appendice No. 8—Historique du développement des plans et des méthodes suivies dans le bureau de dessin.....	58
Appendice No. 9—Matériaux, travaux d'usine et inspection.....	68
Appendice No. 10—Transport et montage.....	72
Appendice No. 11—Examen des difficultés survenues pendant le montage et de ce qui s'est passé lors de l'éroulement.....	75
Appendice No. 12—Description de l'éroulement.....	102
Appendice No. 13—Examen des diverses épreuves faites en Amérique sur grandes colonnes, avec diagrammes des résultats obtenus.....	114
Appendice No. 14—Confrontation des efforts dans les grandes fermes avec les efforts autorisés par les devis.....	118
Appendice No. 15—Description de diverses recherches expérimentales.....	120
Appendice No. 16—Etude sur la théorie des membres comprimés composites.....	134
Appendice No. 17—Comparaison des projets d'étude des membrures du Pont de Québec avec ceux d'autres grands ponts à consoles.	152
Appendice No. 18—Argument sur certaines parties des devis.....	155
Appendice No. 19—Divers.....	167
RAPPORT DE C. C. SCHNEIDER :—.....	168
Appendice A—Devis des charges et efforts sur tracés de cantilever et en porte-à-faux.....	177
Appendice B—Tableaux d'efforts et aires de section.....	180
Appendice C—Théorie des colonnes.....	200
Appendice D—Efforts secondaires sur les fermes du Pont de Québec	219

COPIE DE LA COMMISSION

CANADA.

[L. S.]

GREY.

EDOUARD VII, *par la grâce de Dieu, Roi du Royaume-Uni de la Grande-Bretagne et d'Irlande, et des Possessions britanniques au-delà des mers, Défenseur de la Foi, empereur des Indes.*

A tous ceux qui les présentes verront ou qu'icelles pourront concerner,

SALUT :—

Attendu que, d'après un arrêté de notre Gouverneur-Général en Conseil, portant la date du trente-unième jour d'août, en l'année de Notre-Seigneur mil neuf cent sept, il a été pourvu à une enquête par nos Commissaires en icelles et ci-dessous nommés sur la cause de l'écroulement du Pont de Québec, en cours de construction sur le fleuve St-Laurent près de la cité de Québec, en la province de Québec, le 29 août 1907, et sur toutes matières y incidentes.

Sachez que sur l'avis de Notre Conseil Privé pour le Canada, Nous par les présentes nommons, constituons et appointons Henry Holgate, de la cité de Montréal, en la province de Québec, ingénieur civil, John G. G. Kerry, de Campbellford, en la province d'Ontario, ingénieur civil, et John Galbraith, de la cité de Toronto, en la province d'Ontario, Doyen de la Faculté des Sciences appliquées et du Génie et professeur de Génie à l'Université de Toronto, comme Nos Commissaires pour conduire telle enquête.

Les dits Henry Holgate, John G. G. Kerry et John Galbraith devant posséder, exercer et détenir les dits office, charge et commission, ainsi que tous droits, pouvoirs, privilèges et émoluments de droit de par la loi attachés aux dits office, charge et commission, durant bon plaisir.

Et par les présentes, sous l'autorité de l'Acte des Enquêtes, chapitre 104 des Statuts Révisés de 1906, Nous conférons à Nos dits Commissaires le pouvoir d'assigner devant eux tous témoins, et d'exiger qu'ils rendent témoignage sous serment, ou par affirmation solennelle dans le cas de personnes ayant droit d'affirmer en matières civiles, verbalement ou par écrit, et qu'ils produisent tels documents ou pièces que Nos dits Commissaires jugeront nécessaires pour l'entière investigation des matières pour l'examen desquelles ils sont par les présentes nommés.

Et par les présentes nous requérons et commandons Nos dits Commissaires de rapporter à Notre Gouverneur Général en Conseil le résultat de leur enquête, ainsi que la preuve recueillie devant eux, ainsi que toute opinion qu'ils jugeront bon d'exprimer sur icelle.

En foi de quoi, Nous avons fait émettre Nos présentes Lettres Patentes et à icelles fait apposer le Grand Sceau du Canada. Témoin, Notre Très Fidèle et Très-Bien-Aimé Cousin le Très Honorable Sir Albert Henry George, comte Grey, vicomte Howick, Baron Grey de Howick, en le comté de Northumberland, en la Prairie du Royaume-Uni, et Baronnet; Chevalier Grand-Croix de Notre Très Distingué Ordre de Saint-Michel et Saint-George, etc., etc., Gouverneur-Général et Commandant en chef de notre Dominion du Canada.

A Notre Hôtel du Gouvernement, en Notre cité d'Ottawa, ce trente-unième jour d'août, en l'année de Notre-Seigneur mil neuf cent sept, et en la septième année de Notre Règne.

Par ordre.

F. COLSON,

Sous-secrétaire d'Etat intérimaire.

EXTRAIT d'un rapport du Comité du Conseil Privé, approuvé par le Gouverneur Général le 31 août 1907.

Sur mémoire, daté le 30 d'août 1907, du Ministre intérimaire des Chemins de Fer et Canaux, exposant qu'à la date du 30 août 1907 le Député-Ministre et Ingénieur en chef du Ministère des Chemins de Fer et Canaux informe que le Pont de Québec, ainsi dénommé, en cours de construction sur le fleuve St-Laurent près de la cité de Québec, par la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec, s'est écroulé le 29 août 1907, entraînant perte de vies et de propriété.

Qu'il donne comme son opinion que commission soit donnée à trois ingénieurs compétents, leur donnant pouvoir de tenir une enquête, sous serment, sur la cause de l'écroulement du dit Pont, et sur toutes matières y incidentes, et que telle action soit prise immédiatement vu la gravité de la situation et des circonstances de l'affaire. Il suggère de plus les noms de M. Henry Holgate, ingénieur civil à Montréal, de M. J. G. Kerry, ingénieur civil à Campbellford, Ont., et du professeur John Galbraith, de l'Université de Toronto, comme Commissaires à cette fin, et recommande que le rémunération payée à chaque Commissaire soit à raison de cinquante dollars par jour et tous frais et dépens se rattachant à la dite enquête.

Le Ministre, concourant dans les vues exprimées par le Député-Ministre et Ingénieur en chef, recommande qu'autorité soit donnée, conformément à la loi des Statuts Révisés de 1906, chapitre 104, 2e partie: "Loi concernant les enquêtes publiques et départementales," pour nommer MM. Holgate, Kerry et Galbraith, Commissaires enquêteurs et rapporteurs en la dite matière, tels enquête et rapports—sans toutefois par là limiter la portée de l'enquête—devant embrasser et couvrir spécialement les diverses questions indiquées par l'Ingénieur en chef.

Le Ministre recommande de plus que le salaire à payer à chacun des dits Commissaires soit à raison de cinquante dollars (50.00) par jour pour les jours de service actif à l'occasion de cette enquête, ainsi que toutes raisonnables dépenses d'entretien et de voyage encourues pour les mêmes fins.

Le Comité soumet le présent pour approbation.

F. K. BENNETTS,
Assistant-Greffier du Conseil Privé.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

RAPPORT A SON EXCELLENCE LE GOUVERNEUR GÉNÉRAL EN
CONSEIL.

QU'IL PLAISE A VOTRE EXCELLENCE :

La Commission Royale nommée par commission en date du 31 août A. D. 1907 pour s'enquérir de la cause de l'écroulement du Pont de Québec, a l'honneur de faire rapport comme suit :

Les membres de la Commission ont été appelés le 30 août 1907, le lendemain de l'accident, deux d'entre eux se rendant le même jour à Québec, où le troisième les rejoignit le 4 septembre. La Commission officielle fut reçue le 9 septembre. Dans l'après-midi du 9 septembre commença l'audition de la preuve, qui fut continuée jusqu'au 24. Le 25 septembre, la Commission se rendit à Ottawa, où elle entendit des témoins les 26 et 27. On prit alors ajournement pour la semaine finissant le 5 octobre. Le 7 octobre, la Commission reprenait ses séances à Québec, et s'engageait dans de nouveaux examens des décombes et dans l'étude des plans et documents. Le 14 octobre, la Commission se réunissait à New-York, et y commençait le premier interrogatoire de M. Théodore Cooper, ingénieur consultant pour la Compagnie du Pont de Québec, lequel dura jusqu'au 22. Du 23 octobre au 22 novembre, la Commission s'occupa de recueillir témoignages et informations à Phœnixville et à Philadelphie. Durant cet intervalle, deux des Commissaires visitèrent les chantiers de la Central Iron & Steel Company à Harrisburg, Pa. ; d'autres établissements de métallurgie et de construction de ponts non directement concernés dans la construction du Pont de Québec furent aussi visités. Du 28 novembre au 3 décembre, nouvelle visite à Québec, et le 3 décembre l'un des Commissaires alla à New-York interroger de nouveau M. Cooper, revenant le 8 décembre. Le 14 janvier, deux des Commissaires allèrent à Phœnixville pour y faire quelques épreuves, et en revinrent le 23 janvier. Depuis le 23 novembre, sauf les exceptions ci-dessus notées, le temps des Commissaires a été employé à Montréal à l'étude critique de la preuve et à la préparation du présent rapport.

Nous comprenons que nos instructions aux termes de la commission étaient de déterminer au meilleur de notre jugement la cause de la chute du Pont de Québec et d'inquisitionner avec soin toutes les circonstances s'y rattachant qui pouvaient nous aider à expliquer cette cause. Nous ne voyons pas de lien direct avec la catastrophe, soit dans le tracé général du Pont, soit dans la manière dont l'entreprise a été financée, ni dans les paiements d'argent reçus ou donnés par la Compagnie ou dans son intérêt, ni dans les obligations encourues par la Compagnie aux termes de ses divers contrats et conventions. Au cours de nos perquisitions, nous avons recueilli une quantité considérable de renseignements généraux sur ces points et sur d'autres non directement pertinents à l'objet de cette enquête; nous en intercalons quelques-uns dans ce rapport pour aider à l'intelligence de l'historique de l'entreprise. Nous n'avons pas jugé le champ de notre enquête fermé aux faits qui, d'après notre jugement, se rattachaient à l'écroulement du Pont.

Quelques-unes de nos multiples inquisitions ont eu des résultats négatifs; ces sujets sont cependant traités assez longuement dans notre rapport pour faire voir qu'on n'en a pas négligé l'étude.

Dans l'accomplissement de nos instructions, nos investigations ont porté sur les points suivants :

(a) Etude de l'histoire de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec; nous avons eu pour cela à notre disposition copie des divers actes publics qui la régissent, minutes des assemblées du bureau de direction, rapports de ses employés, ses rapports annuels, sa correspondance et copie des rapports auxquels elle a été partie.

(b) Communication de toute la correspondance de record aux bureaux de la Compagnie du Pont de Québec, de la "Phoenix Bridge Company" et de M. Théodore Cooper.

(c) Etude de l'ordonnance des travaux de la Compagnie du Pont de Québec, de la Phoenix Bridge Company et de la Phoenix Iron Company: ce qui a nécessité l'audition d'un grand nombre de témoins sous serment et l'examen des divers documents produits par ces témoins sur l'ordre de la Commission et enregistrés comme *exhibits*.

(d) Inspection personnelle des hauts-fourneaux et laminoirs d'où provient la plupart du métal employé pour le Pont; les appareils d'épreuve de chaque usine ont été examinés, et les registres d'épreuves tenus par les inspecteurs au cours des travaux ont été repassés.

(e) Etude des méthodes suivies pour la fabrication, le transport et le montage du Pont: ce qui a consisté à faire l'inspection des ateliers de la Phoenix Iron Company où tout l'ouvrage métallique a été fabriqué, ainsi qu'à examiner les plans, dossiers, correspondance et photographies de record au bureau de la Phoenix Bridge Company. Les matériaux destinés à la moitié nord du Pont ont aussi été inspectés, et les measurements de vérification pris en vue de résoudre certaines questions quant à la qualité de l'ouvrage.

(f) Etude des diverses déficiences de détail notées par les inspecteurs au cours des travaux; pour cela, nous avons eu à notre disposition les livres de record tenus au jour le jour par les inspecteurs usiniers (*shop inspectors*) de la Phoenix Bridge Company et de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec, les "corrections de chantier" (*field corrections*) transmises par l'ingénieur résident de la Compagnie Phoenix au département de montage de la même compagnie, et les rapports hebdomadaires envoyés à l'ingénieur consultant par l'inspecteur de montage au service de la Compagnie du Pont de Québec.

(g) Enquête sur l'histoire du montage du Pont; laquelle enquête a été faite à l'aide de témoins entendus sous serment et en retraçant à travers les dossiers et la correspondance les particularités de toutes les difficultés majeures éprouvées au cours des travaux.

(h) Reconstitution aussi exacte que possible de toutes les circonstances du désastre par les témoins oculaires. Quelque 25 témoins ont été entendus à cette fin.

(i) Examen des observations météorologiques relevées le jour de l'accident et quelque temps auparavant. Les relevés de l'Observatoire de Québec et ceux du personnel de la Compagnie Phoenix ont été mis à notre disposition.

(j) Examen personnel des débris à différentes reprises, ce qui a pris plusieurs jours, de même que les explorations techniques, measurements de vérification et reproductions photographiques qui ont été jugées nécessaires.

(k) Etude des méthodes adoptées pour le tracé des plans du Pont, laquelle a nécessité l'inspection du service technique de la Compagnie Phoenix, et l'examen de la masse de dessins préliminaires et définitifs qui s'y trouve de record. Les déclarations assermentées de tous les ingénieurs supérieurs occupent une place importante dans cette partie de l'enquête.

(l) Vérifications des feuilles de calculs (*stress sheets*) préparées dans les bureaux de la Compagnie Phoenix, par comparaison avec les résultats obtenus par M. C. C. Schneider, ingénieur consultant qui, à la suite du désastre, a été employé par le Ministère des chemins de fer et canaux pour faire rapport sur les tracés techniques du Pont.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

(m) Comparaison de l'organisation et des devis mis en usage pour le Pont de Québec, avec ceux qui ont servi pour les grands ponts du système cantilever existant sur le continent.

(n) Revision des épreuves d'atelier auxquels sont soumis les membres à compression de grandes proportions, et confrontation du tracé des principaux membres à compression du Pont de Québec avec les tracés similaires qui ont servi à d'autres grands ponts du même genre. Des expériences spéciales ont été faites à ce sujet tant par la Compagnie Phœnix que par la Commission elle-même, et les détails en sont donnés avec le présent rapport.

(o) Etude sur la théorie des membres à compression, par consultation des livres de formules, des transactions des sociétés savantes et des journaux professionnels. L'objet de cette partie de l'enquête était de voir jusqu'à quel point les ingénieurs qui ont conçu les plans du Pont se sont aidés des données techniques à leur disposition.

Vos Commissaires désirent reconnaître ici la cordiale coopération qu'ils ont reçue de tous les fonctionnaires des compagnies directement intéressées, pendant tout le cours de l'enquête. MM Cooper, Szlapka, Deans et Hoare particulièrement se sont multipliés, à notre avis, et n'ont pas épargné leurs peines pour nous aider à établir les faits.

On remarquera quelque contradiction évidente dans la preuve apportée dans les premiers jours de l'enquête par quelques-uns des témoins que le désastre affectait plus particulièrement. On peut en attribuer la cause à la tension nerveuse sous le coup de laquelle se trouvaient alors ces témoins.

Vos Commissaires en viennent aux conclusions suivantes :

(a) L'écroulement du Pont de Québec a été la conséquence du fléchissement des membres inférieurs du bras d'ancrage près de la grande pile. La faiblesse de ces pièces était due à un vice dans le tracé des plans.

(b) Les efforts qui ont causé la rupture n'étaient dus à aucune condition anormale de température, ni à aucun accident, mais étaient de ceux auxquels on pouvait s'attendre dans le cours régulier du montage.

(c) Le tracé des pièces qui ont manqué est l'œuvre de M. P. L. Szlapka, l'ingénieur technicien de la Phœnixville Bridge Company.

(d) Ce tracé a été révisé et officiellement approuvé par M. Théodore Cooper, l'ingénieur consultant de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec.

(e) La rupture ne peut être directement attribuée à d'autres causes qu'à une erreur de jugement de la part de l'un et l'autre de ces ingénieurs.

(f) Cette erreur de jugement ne peut être attribuée à leur manque de connaissances professionnelles, ni à aucune négligence de l'accomplissement de leurs devoirs, ni au désir de sauver de l'argent. Le talent de ces deux ingénieurs, mis à l'épreuve par l'un des plus difficiles problèmes techniques du moment, a échoué à la tâche, voilà tout.

(g) Les devis préparés pour les travaux ne nous paraissent ni satisfaisants ni suffisants, les formules de compression (*unit stresses*) particulièrement se trouvant plus élevées que toutes celles qu'établit la pratique suivie jusqu'ici. Ces devis ont été acceptés sans objection par tous les intéressés.

(h) Une erreur grave a été commise en présumant la charge morte à un chiffre trop bas dans les calculs, et en ne revisant pas cette hypothèse par la suite. Cette erreur était en soi assez considérable pour amener la condamnation du pont, quand même les détails des membres inférieurs eussent été d'une force suffisante, parce que, si le pont eût été parachevé tel que le voulait le tracé, les compressions virtuelles auraient été considérablement plus grandes que celle que permettait le devis. Cette hypothèse erronée, posée par M. Szlapka, acceptée ensuite par M. Cooper, a contribué à précipiter le désastre.

(i) Nous ne croyons pas que la chute du pont eût pu être empêchée par

aucune mesure prise après le 27 août 1907. Toute tentative d'étayage ou de démontage aurait été impraticable, à cause du danger manifeste de pertes de vie qu'elle entraînerait.

(j) Les pertes de vie auraient pu être évitées le 29 août 1907 par l'exercice d'un meilleur jugement de la part de ceux qui avaient charge et responsabilité des travaux pour la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec et pour la Phoenix Bridge Company.

(k) C'est une erreur de la part de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec d'avoir négligé de nommer un ingénieur expert en ponts à la charge d'ingénieur en chef. Il en est résulté un relâchement et une inefficacité de surveillance sur les diverses parties des travaux, de la part de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec.

(l) Le travail de la Phoenix Bridge Company pour ce qui concerne le tracé des plans-détails, l'ordonnance et l'exécution des travaux de montage, ainsi que celui de la Phoenix Iron Company, dans la fabrication des matériaux, étaient bons, et l'acier employé était de bonne qualité. Les défauts sérieux consistent en des erreurs fondamentales dans la conception des plans.

(m) Pas un de ceux qui ont eu à faire aux tracés généraux ne s'est rendu pleinement compte de la magnitude de l'entreprise, ni de l'insuffisance des données dont découlait leur travail. On n'a pas fait les études expérimentales ni les vérifications nécessaires pour confirmer la théorie des premiers tracés.

(n) La science professionnelle quant à l'action des colonnes d'acier sous pression n'est pas à l'heure présente suffisante pour permettre aux ingénieurs de tracer des plans économiques pour des structures d'aussi grandes proportions que celles du Pont de Québec. Il est certainement possible de construire en toute sécurité un pont de cette portée, mais, dans l'état actuel de la science professionnelle, il faudrait employer une bien plus grande quantité de métal qu'il n'en faudrait si nos connaissances étaient plus exactes.

(o) Le record professionnel de M. Cooper était tel que le choix de sa personne pour la position autoritaire qu'il occupait était justifiable, et qu'il méritait l'entière confiance que reposaient en son jugement les dignitaires du gouvernement fédéral, de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec et de la Phoenix Bridge Company.

Comme la preuve recueillie aux Etats-Unis devait rigoureusement être assermentée devant un consul de la Grande-Bretagne, l'interrogatoire des témoins aux Etats-Unis s'est fait par questions écrites, auxquels il fut répondu quelques jours après par réponses écrites.

La Commission est très reconnaissante aux personnes suivantes qui lui ont avec une extrême courtoisie fourni des informations : M. Charles Macdonald, ci-devant ingénieur en chef de la Union Bridge Company, entrepreneurs de la superstructure du pont cantilever de Memphis; M. H. W. Hodge, de Boller & Hodge, les ingénieurs du pont cantilever de Monongahela; M. Ralph Modjeski, de Noble & Modjeski, les ingénieurs du pont cantilever de Thèbes; MM. Ingersoll & Seaman, du service des ponts de la cité de New-York, et MM. Reynders & Kunz, de la Pennsylvania Steel Company, l'un ingénieur et l'autre entrepreneur de la superstructure du pont cantilever de Blackwell's Island.

Nous devons aussi beaucoup à l'assistance et aux conseils professionnels du professeur Mansfield Merriman, du professeur W. C. Kernot, du professeur W. H. Burr, du professeur Edgar Marburg, du professeur H. M. Mackay, du professeur C. F. Swain et de MM. W. R. Webster, T. K. Thomson et E. W. Stern, ingénieurs consultants.

La partie la plus ardue, la plus niveleuse de notre enquête était sans contredit celle des investigations techniques, et il est douteux qu'elle eût pu arriver à des conclusions quelconques sans l'aide que nous ont volontiers donnée des hommes d'autant d'expérience et d'érudition.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Nous exposerons les faits qui nous ont convaincus de la justesse de nos conclusions dans la série d'appendices ci-joints, dans chacun desquels est discuté au long l'un des points sur lesquels a porté l'enquête. Voici la liste des sujets de ces appendices :

1. La preuve orale reçue par la Commission d'enquête.
2. Preuve documentaire (*exhibits*) produite devant la Commission d'enquête.
3. Historique de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec, jusqu' la fin du mois d'août 1903.
4. La Phœnix Bridge Company.
5. L'influence des ressources financières sur la préparation des plans du Pont, dissection de la preuve à ce sujet.
6. Historique du développement des devis; étude de la preuve à ce sujet.
7. Description des organisations et des personnels respectifs des différentes corporations intéressées à la construction du Pont.
8. Historique du développement des plans et des méthodes suivies dans les cabinets d'ingénieurs.
9. Etude des matériaux, des travaux et de l'inspection à l'usine.
10. Transport et montage.
11. Discussion des difficultés survenues pendant le montage et des circonstances qui précédèrent l'éroulement.
12. Description des décombres.
13. Énumération des diverses épreuves faites en Amérique sur des colonnes de pleine grandeur, avec diagrammes des résultats obtenus.
14. Comparaison des compressions dans les divers membres des grandes fermes calculées d'après les dessins définitifs du Pont, avec les compressions telles qu'autorisées par les devis. Ce travail de confrontation a été fait par M. C. C. Schneider, ingénieur consultant et est incorporé dans son rapport au Ministère des Chemins de Fer et Canaux.
15. Description des diverses études expérimentales faites à l'occasion de la construction du Pont de Québec et dans le cours de cette enquête.
16. Discussion de la théorie des membres de compression composites.
17. Comparaison des projets d'étude de certaines membrures du pont de Québec avec ceux des pièces correspondantes d'autres ponts cantilever, illustrée d'esquisses de ces ponts et de reproductions des dessins d'atelier de ces mêmes pièces.
18. Etude critique de certaines parties des devis.
19. Informations diverses.

(Signé) HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

Montréal, 20 février 1908.

(On trouvera les appendices 1 et 2 dans un autre volume.)

APPENDICE No 3.

HISTORIQUE DE LA COMPAGNIE DU PONT ET CHEMIN DE FER
DE QUÉBEC JUSQU'AU MOIS D'AOUT 1903.

La construction d'un pont sur le fleuve Saint-Laurent à ou près de la cité de Québec était à l'ordre du jour depuis nombre d'années.

En 1852, à la demande du Conseil de Ville de Québec, M. Edward William Serrell, l'ingénieur du pont suspendu de Lewiston-Queenston, faisait l'examen des lieux, et dans un rapport très élaboré recommandait pratiquement le même emplacement de pont que celui qui a été finalement choisi par la Compagnie du Pont de Québec. La proposition comportait l'érection d'un pont suspendu en cet endroit, tant pour trafic de voie ferrée que de chemin public.

De temps à autre, d'autres ingénieurs étudièrent le projet, et en 1884 M. A. L. Light, qui venait de compléter la construction du chemin de fer Québec-Montréal-Ottawa et Occidental, soumettait à la Chambre de Commerce de Québec un plan, qui reçut l'approbation de M. James Brunlees, M. Inst. I. C.

Aucun de ces projets, toutefois, ne fut sérieusement considéré, vu qu'il n'y avait à cette époque aucune bonne raison commerciale pour justifier l'exécution d'une aussi grande entreprise.

HISTORIQUE DE LA LÉGISLATION

Une compagnie connue sous le nom de "Quebec Bridge Company" fut constituée en 1887—50-51 Victoria, ch. 98—au capital d'un million de dollars, avec pouvoir d'émettre des débetures; les directeurs provisoires étaient l'hon. J. G. Ross, le lieutenant-col. Rhodes, R. R. Dobell, l'hon. Thomas McGreevy, le lieutenant-col. J. B. Forsyth, Gaspard LeMoine, Eugène Chinic, H. M. Price, Joseph Israël Tarte et Cyrille Duquet.

La compagnie reçut pleins pouvoirs de construire et mettre en opération un pont de chemin de fer à travers le fleuve Saint-Laurent et de l'adapter à l'usage des piétons et voitures. Elle pouvait aussi construire des voies ferrées pour raccorder le pont avec les chemins de fer existants ou futurs de chaque côté du fleuve. Les travaux de construction devaient commencer dans les trois ans, et être complétés dans les six ans après l'adoption du statut. Le choix de l'emplacement et tous les plans devaient recevoir l'approbation du gouverneur en conseil, de même que tous les péages à être perçus par la compagnie. La loi pourvoyait à ce que dans le cas d'un changement de propriétaire, la propriété continuerait à être mise en opération aux termes de ce statut et de l'Acte des chemins de fer.

La "Quebec Bridge Company" fut incapable d'exécuter les travaux requis par la loi de 1887, et en 1891 un acte du Parlement fut passé (54-55 Victoria, chap. 107), faisant revivre et remettant en vigueur l'acte d'incorporation; mais l'amendant en ceci, que les travaux devaient commencer dans les trois ans et être complétés dans les six ans de la date de l'adoption de ce statut, juillet 1891.

La compagnie fut encore incapable d'exécuter le projet, et en 1897 un acte fut passé (60-61 Victoria, ch. 69), faisant revivre la législation antérieure et prorogeant le délai pour le parachèvement des travaux jusqu'en juin 1902.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

La compagnie s'adressa de nouveau au Parlement pour obtenir une prorogation de délai, et par un statut de 1900 (63-64 Vict., ch. 115), la date du parachèvement fut reculée au mois de juin 1905.

Le 9 octobre 1900, un arrêté en conseil fut passé autorisant l'exécution d'une convention entre le gouvernement et la Quebec Bridge Company, laquelle pourvoyait à l'octroi d'une subvention d'un million de dollars à la Compagnie du Pont de Québec, dont un tiers applicable à la sous-structure et aux travées d'approche, et les deux tiers à la superstructure. Par ce traité, la compagnie entreprenait de compléter le pont, tous les plans étant sujets à l'approbation du gouverneur en conseil. Les travaux étant déjà commencés, le contrat stipulait qu'ils seraient complétés le 1er janvier 1903, faute de quoi il devait s'en suivre la forfeiture de tous droits ou titres à aucune partie du subside. Certains devis, signés par E. A. Hoare, M. Inst. I. C., ingénieur en chef de la Compagnie du Pont de Québec, et datés du 1er septembre 1898, faisaient partie de la convention, qui fut complétée le 12 novembre 1900 (Subsidy Agreement 13988, Pièce 12).

En mars 1900 (63 Vict., ch. 2) la province de Québec accorda à la "Quebec Bridge Company" une subvention au montant de \$250,000, à condition que la cité de Québec accordât un égal montant; et le 1er juin 1900, la cité de Québec vota à la même compagnie une subvention de \$300,000, pourvu que la Compagnie mît son terminus dans les limites de la cité de Québec.

Par acte du Parlement en 1903 (3 Edouard VII, ch. 177), le nom de la Compagnie fut changé en celui de "Quebec Bridge and Railway Company" et l'entreprise fut déclarée à l'avantage général du Canada. De nouveaux pouvoirs furent accordés, entre autres celui d'émettre des actions préférentielles, et l'émission des débentures fut fixée à \$6,000,000, avec le droit d'émettre d'autres débentures couvrant toute propriété acquise dans l'avenir.

La Compagnie fut aussi autorisée à entrer en négociation avec le gouvernement quant à la garantie des débentures de la Compagnie, de même que pour transporter et céder au gouvernement le Pont et la propriété de la Compagnie. Le délai de parachèvement fut prorogé à juillet 1910.

Conformément à l'autorisation stipulée au statut de 1903, la "Quebec Bridge and Railway Company" entra en arrangement avec le gouvernement du Canada le 19 octobre 1903 (3 Edouard VII, ch. 54). Par ce statut, le gouvernement s'engageait à garantir les débentures de la Compagnie, l'émission des débentures était fixée à \$6,678,000, et la Compagnie était autorisée à racheter la dette flottante à certaines conditions. Le nombre des directeurs était porté à onze, dont le gouverneur en conseil avait le droit de nommer trois. Rien dans le statut n'autorisait le gouvernement à exercer son droit de prise de possession à moins d'avoir préalablement obtenu l'assentiment du Parlement.

Ce qui précède est un précis abrégé de la législation régissant la Compagnie à partir de ses débuts jusqu'à ce jour (20 février 1908).

HISTORIQUE DES TRAVAUX

A l'assemblée générale annuelle de la Compagnie du Pont et chemin de fer de Québec, tenue le 20 avril 1897, le président, lieut.-col. J. B. Forsyth, fit rapport que subséquemment à 1888, M. E. A. Hoare avait examiné avec soin les deux rives du fleuve Saint-Laurent, de Québec au voisinage de la Chaudière, et avait rapporté que la construction d'un pont était possible en trois endroits, savoir :

- 1o, au Cap Diamant;
- 2o, à la Pointe à Puizeau; et
- 3o, près de l'embouchure de la rivière Chaudière.

Après que le bureau de direction eut pris ce rapport en considération, la question fut référée à M. Walter Shanly, qui, après avoir visité les différentes

localités, fit rapport en 1889 en faveur du troisième endroit plus haut mentionné. M. Collingwood Schreiber, l'ingénieur en chef du Ministère des Chemins de Fer et Canaux, approuva aussi le site de la Chaudière dans son rapport du 28 février 1891, lequel rapport fut soumis au Parlement (Rapport No 16, Session de 1891). A cette même assemblée, le site de la Chaudière fut finalement adopté par la Compagnie. Le président, lieut.-col. Forsyth, ayant résigné, fut remplacé par l'hon. S. N. Parent.

Le 16 juin 1897, M. E. A. Hoare, l'ingénieur de la Compagnie du Pont de Québec, écrivit au président de la "Phoenix Bridge Company" lui demandant si quelqu'un de ses ingénieurs se proposait d'assister à la convention annuelle de la Société Américaine d'ingénieurs civils, convoquée à Québec pour le 30 juin; en ce cas, il demandait qu'on le vît pour discuter un projet de pont à construire sur le fleuve Saint-Laurent près de Québec. M. John Sterling Deans, l'ingénieur en chef de la "Phoenix Bridge Company", se rendit à Québec où il rencontra M. Hoare et d'autres personnes attachées à la Compagnie du Pont de Québec. L'hon. R. R. Dobell, l'un des directeurs de la Compagnie, fit faire à un grand nombre des ingénieurs en visite une excursion à l'endroit proposé et leur expliqua le projet. M. Théodore Cooper, qui était au nombre des visiteurs en cette occasion, eut alors pour la première fois connaissance du projet, et le 7 juillet 1897, M. Deans, de la Compagnie Phoenix, écrivit à M. Hoare que M. Cooper serait heureux de mettre sa longue expérience au service de la Compagnie du Pont de Québec. Comme le demandait M. Deans, M. Hoare promit de lui envoyer le profil transversal du fleuve en cet endroit, et toute autre information générale nécessaire pour préparer une soumission pour l'ouvrage, dans le cas où sa compagnie y serait invitée. C'est ce que fit M. Hoare; l'affaire fut immédiatement mise à l'étude par la Compagnie Phoenix, et le 30 novembre 1897, celui-ci complétait son premier plan d'avant-projet général du pont projeté. Ce plan fut modifié, et le 7 décembre 1897, un nouveau plan était complété et envoyé à M. Hoare.

De bonne heure en 1898, la Compagnie du Pont de Québec s'adressait au comité des chemins de fer du Conseil Privé pour faire approuver les plans et l'emplacement projeté du Pont; cette demande fut enregistrée au bureau du Ministère sous le numéro 7349. Le plan accompagnant cette demande porte la date du 13 janvier 1898, et la signature de MM. S. N. Parent, Ulric Barthe et E. A. Hoare; pour la superstructure, il est identique à celui qu'avait fait la Compagnie Phoenix et daté le 7 décembre 1897.

L'emplacement du Pont et la position des piles et culées furent approuvés tels que démontrés au plan. Ce pont avait une ouverture de chenal libre sur une largeur de 1,200 pieds et une hauteur de 150 pieds francs au-dessus des extrêmes hautes eaux, l'ouverture libre de centre en centre des piles étant de 1,600 pieds. Il fut stipulé que tous les plans-détails seraient sujets à l'approbation de l'ingénieur en chef du Ministère des Chemins de Fer et Canaux avant que les travaux fussent commencés, et aussi sujets à l'approbation du gouverneur en conseil sur le rapport conjoint du Ministère des Chemins de Fer et Canaux et du ministre des Travaux Publics. L'arrêté en conseil comportant telle approbation fut signé le 16 mai 1898—(pièce 2).

Le 2 juillet 1898, le conseil de direction de la Compagnie du Pont de Québec passait une résolution donnant instructions à M. E. A. Hoare, son ingénieur en chef de se mettre en communication avec M. Schreiber, et le secrétaire recevait instruction d'écrire au Très honorable Sir Wilfrid Laurier, lui demandant de donner instruction à l'ingénieur en chef du Ministère des Chemins de Fer et Canaux de mettre son ingénieur en ponts en communication avec M. Hoare, en vue de préparer un cahier de devis approprié au pont projeté, lesquels devis devant servir pour la demande de soumissions (pièce 4). Ces instructions furent suivies, et M. Hoare conféra avec M. R. C. Douglas,

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

l'ingénieur en ponts du département, et le cahier des devis fut dressé. Le 26 août 1898, ces devis généraux étaient soumis à M. Schreiber et le 31 août 1898 recevaient son approbation comme tout à fait satisfaisants (pièce 5).

Les devis ainsi approuvés par le Ministère des Chemins de Fer et Canaux furent imprimés par la Compagnie du Pont de Québec à la date du 1er septembre 1898, et sont pratiquement les mêmes que ceux attachés au contrat subsidiaire du 12 novembre 1900; ils comprennent les devis pour sous-structure et superstructure.

Le 6 septembre 1898, la Compagnie du Pont de Québec donnait instructions à son secrétaire de lancer les circulaires d'invitation aux soumissionnaires; la date pour la rentrée des soumissions y était fixée au 1er janvier 1899, mais fut subséquemment portée au 1er mars 1899.

Conformément à ses instructions, le secrétaire émit une circulaire (pièce 6), chacune accompagnée d'une section du fleuve indiquant les ouvertures requises, ainsi qu'un cahier de devis pour pont à consoles; dans le cas où quelques soumissionnaires proposeraient un pont suspendu, ils devaient fournir des devis complets. Une formule de soumission, envoyée à chacun, prescrivait des prix en bloc tant pour sous-structure que pour superstructure.

En réponse à cette circulaire, on reçut des soumissions de la "Keystone Bridge Company", de Pittsburg, pour pont à consoles; de la "Dominion Bridge Company", de Montréal, pour pont à consoles et pour pont suspendu; de la "Phœnix Bridge Company", de Phœnixville, pour pont à consoles et pour pont suspendu; de la "Union Bridge Company", de New-York, pour pont suspendu, et de la "New-Jersey Steel Company", de Trenton, pour pont à consoles. Des soumissions pour sous-structure vinrent de Wm Davis & Sons, de Cardinal, Ont., et de la "Engineering Contract Company", de New-York. La "New-Jersey Steel Company" retira subséquemment sa soumission.

A cette date de mars 1899, la Compagnie du Pont de Québec n'était pas en position, financièrement parlant, d'adjuger les travaux d'aucune partie de la structure projetée, mais le conseil de direction jugea que la perspective de prélever les fonds nécessaires était suffisamment engageante pour justifier une demande de soumissions.

La construction de ce pont étant d'une entreprise d'une ampleur sans précédent, le conseil de direction, le 23 février, délibéra sur la nomination d'un ingénieur consultant; les noms de six ingénieurs marquants furent soumis, et le résultat fut que le secrétaire reçut instructions d'écrire à Théodore Cooper, lui demandant s'il consentirait à agir comme tel. Ce qui fut fait le jour même.

Le 23 mars 1899, l'hon. S. N. Parent, M. Hoare et M. Barthe rencontrèrent M. Cooper à New-York, et il fut entendu que M. Cooper examinerait les plans et soumissions reçus et ferait rapport moyennant un certain honoraire. Cette convention fut confirmée par échange de lettres.

Tous les plans et soumissions furent conséquemment transmis à M. Cooper.

Pendant la période où ces plans et soumissions étaient entre les mains de M. Cooper, la "Phœnix Bridge Company" se tenait en relations suivies avec M. Cooper et M. Hoare; on peut se référer aux lettres de M. Deans en date du 14 et du 19 avril 1899, adressées à M. Hoare.

La correspondance des fonctionnaires de la Compagnie Phœnix à cette époque indique chez eux un vif désir d'obtenir de M. Cooper un rapport favorable pour arriver à l'adjudication des travaux par la suite, et les lettres des fonctionnaires de la Compagnie du Pont de Québec à la Compagnie Phœnix indiquent un désir de l'assister à cette fin.

La raison apparente de cet état de choses est que la Compagnie Phœnix, en autant que nous pouvons savoir, était la seule des soumissionnaires à avoir

confiance au projet du Pont de Québec, et que tous ses plans préliminaires étaient prêts en conséquence. La Compagnie du Pont de Québec inclinait donc plus favorablement pour elle, et leurs relations mutuelles étaient amicales.

Quant à croire que l'une ou l'autre partie ait cherché à influencer M. Cooper ou à modifier ses vues pour l'amener à favoriser un soumissionnaire plutôt qu'un autre, c'est une supposition qui d'après nous est tout à fait hors de question; nous croyons que M. Cooper a, absolument en toute honnêteté, rendu ses décisions et exprimé ses opinions.

Le 23 juin 1899, M. Cooper fit rapport à la Compagnie du Pont de Québec sur les soumissions (pièce 9); voici un extrait de son rapport :

“Des faits et considérations qui précèdent, je conclus que le plan de superstructure à consoles de la “Phoenix Bridge Company” est hautement recommandable (*exceedingly creditable*) tant au point de vue des proportions générales que des lignes et des méthodes de construction.

“Je trouve aussi qu'il a été tracé en conformité de votre cahier des devis.

“La soumission qui l'accompagne est la plus basse comme prix, et la plus avantageuse en tenant compte des droits qu'il y aura à payer sur les matériaux entrant dans cette construction.

“C'est pourquoi je conclus par le présent, et fais rapport que le plan de superstructure à consoles de la “Phoenix Bridge Company” est *le meilleur et le moins dispendieux* des plans et soumissions qui m'ont été remis pour examen et rapport.

“Je fais également rapport que les plans généraux et propositions de sous-structure soumis par la “Engineering Contract Company” et MM. Davis & Sons sont l'un et l'autre satisfaisants et de termes avantageux.”

M. Cooper recommandait en même temps de nouveaux sondages au moyen de forages expérimentaux pour déterminer les meilleurs endroits où mettre les piles; comme les explorations faites jusque-là étaient insuffisantes, il conseillait d'insérer dans tout contrat ultérieur quelque clause pourvoyant au changement de longueur des portées dans des limites raisonnables, ainsi qu'aux modifications désirables dans la capacité de charge de la structure et au changement en plus ou en moins des quantités de matériaux.

Sur réception de ce rapport de M. Cooper, daté du 23 juin 1899, il fut soumis au conseil de direction de la “Quebec Bridge Company” le 29 juin; il fut alors résolu :

“Que copie du rapport de M Cooper, avec les plans de superstructure de la “Phoenix Bridge Company”, ainsi que les plans de sous-structure Keystone et Wm Davis & Sons soient immédiatement transmis au Très honorable Sir Wilfrid Laurier.”

Il ne fut pris aucune action finale sur les soumissions, et aucunes d'elles ne fut formellement acceptée alors, ni par la suite.

Le rapport au complet de M. Cooper est annexé (pièce 9); on remarquera qu'il y exprimait l'opinion que les plans du type cantilever étaient les plus favorables à raison de leur plus bas prix, et que pour cette raison ils avaient été étudiés de plus près que ceux de ponts suspendus. En procédant par élimination, la confrontation des soumissions avait été graduellement réduite à deux plans de cantilever, ceux de la “Keystone Bridge Company” et de la “Phoenix Bridge Company”, l'un et l'autre étant des “projets d'étude acceptables”. Défalcation faite du coût probable des fondations de manière à mettre les calculs de la superstructure sur un pied d'égalité, M. Cooper trouva que la soumission de la “Keystone Bridge Company” pour superstructure s'élevait à \$2,438,612, soit une différence en faveur de cette dernière de \$23,507; droits payés en plus, la différence devait être augmentée de \$97,768, vu la plus grande pesanteur d'acier dans le plan Keystone.

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

Le poids estimatif d'acier, d'après les soumissions, était :—

Keystone Bridge Company, grosses tonnes	27,400
Phœnix Bridge Company, grosses tonnes	22,956
	4,444

Les soumissions indiquent comme suit le prix moyen de l'acier à tant par grosse tonne, monté et parachevé :

Phœnix Bridge Company	\$103 94
Keystone Bridge Company	90 00

Les prix portés aux soumissions étaient à somme ronde pour structure complète, pourvu que l'ouvrage fût exécuté d'après les plans soumis; les prix de tant par tonne pour l'acier n'étaient mentionnés aux soumissions que pour servir de base de calcul aux estimés progressifs.

Vu tout de même que par la suite il y eut contrat avec la Compagnie Phœnix à tant la livre, et non pour une somme ronde, il est bon de noter que la Compagnie du Pont de Québec, ayant les chiffres ci-dessus sous les yeux, n'a pas demandé de nouvelles soumissions pour l'ouvrage métallique à tant la livre ou la tonne, et que le poids de la charpente tracée pour une plus longue travée a dépassé de près de 45 p. c. l'évaluation primitive des pesanteurs.

Les négociations s'ouvrirent avec la "Phœnix Bridge Company", mais cette compagnie ne voulait pas faire un contrat alors, à raison de la situation financière de la Compagnie du Pont de Québec.

M. Deans exprimait une entière confiance dans le projet comme étant une bonne affaire; il fit des efforts pour la Compagnie de Québec, en essayant d'intéresser à l'affaire d'éminents banquiers américains; il échoua, toutes les maisons de finance déclinant de placer des fonds sur les obligations de la "Quebec Bridge Company" parce que la perspective de revenus immédiats de l'entreprise ne les justifiait pas de s'occuper de l'affaire.

A cette époque, juin 1899, la "Quebec Bridge Company" n'avait de stock souscrit que \$50,352,69, dont \$26,684.74 avait déjà été dépensé en explorations et d'autres manières.

Dans son rapport du 23 juin 1899, M. Cooper recommandait de recueillir de plus amples renseignements sur la nature du lit du fleuve, pour établir exactement le coût des fondations et de la superstructure avant de déterminer définitivement la longueur de la grande portée, et nous appelons votre attention sur la preuve produite à ce sujet, qui démontre clairement qu'à l'époque où l'on fit appel aux soumissionnaires il n'y avait pas suffisamment d'information pour justifier la démarche de la "Quebec Bridge Company" en fixant la position des grandes piles. Sur la recommandation de M. Cooper, de nouveaux sondages et explorations se firent sous la surveillance de M. Hoare. Le Dr Ami, du service des explorations géologiques du Dominion, fit sur ces sondages un rapport qui est annexé aux présentes.

Les renseignements ainsi obtenus furent transmis à M. Cooper le 14 janvier, et après étude, celui-ci fit rapport à l'hon. S. N. Parent le 1er mai 1900 (pièce 11), recommandant un changement de portée centrale de 1,600 à 1,800 pieds, pour les raisons suivantes :

"1o. La construction de piles plus considérables et plus profondes sur une portée de 1,600 pieds prendra au moins une année de plus que pour une portée de 1,800.

"2o. Les risques d'une construction de piles à une plus grande profondeur sous terre, exposées dans leur état inachevé aux assauts des glaces du chenal, seraient beaucoup plus grands que si les piles étaient plus près de terre.

“30. L'importance, au point de vue des futurs arrangements financiers, de réduire le temps de la construction et de diminuer les risques réels ou probables.”

M. Cooper évaluait à \$200,000 le coût additionnel du changement proposé, pourvu qu'il fût fait aux devis des modifications d'après lui désirables et justifiables, sans aucunement réduire la capacité de charge de la structure ni la mettre dans l'impossibilité de bien faire son devoir, complètement et d'une manière satisfaisante (pièce 11).

Antérieurement au reçu du second rapport de M. Hoare, le conseil de direction avait, le 14 août 1899, demandé de rencontrer le représentant de la “Phœnix Bridge Company”; le 21 août, M. Deans était venu conférer avec les directeurs sur la situation du moment. Le lendemain, le conseil de direction décidait de partager l'ouvrage entre la “Phœnix Bridge Company” et M. M. P. Davis. Le 23 août, l'hon. S. N. Parent écrivait à M. Deans que la Compagnie du Pont de Québec était prête à passer contrat avec la Compagnie Phœnix, sauf certaines conditions comprenant le changement des devis et les termes de paiement. La “Phœnix Bridge Company” devait accepter sa part du million et demi de subsides ou l'équivalent, et la différence en débentures. A la même date, M. Deans écrivait à l'hon. S. N. Parent prolongeant de “disons un ou deux ans” le privilège qu'avait la Compagnie de Québec d'ordonner tout ou partie des travaux aux prix de tant la livre mentionnée dans la soumission du 1er mars 1899, avec l'entente que les prix seraient modifiés à l'avant des variations du marché aux métaux et seraient fixés par convention entre les ingénieurs des deux compagnies à la date de la commande définitive pour chaque partie de la structure. Pour ce qui concerne la Compagnie Phœnix, rien ne sortit de ces négociations, mais un marché intervint par la suite avec M. M. P. Davis, à peu près dans ces conditions, pour la construction des sous-œuvres.

L'affaire ne fit pas un pas de plus jusqu'au printemps suivant; alors, à une réunion du conseil de direction, le 5 avril 1900, l'hon. M. Parent déclara qu'avant de clore le contrat des travaux de maçonnerie, il y avait des questions à régler avec les entrepreneurs en perspective pour la superstructure: la “Phœnix Bridge Company”. MM. Audette, Breakey et LeMoine furent alors délégués auprès de M. M. P. Davis au sujet de son contrat et des termes de paiement, et MM. Parent, Audette et Price furent choisis pour représenter la Compagnie dans une entrevue avec la Compagnie Phœnix, laquelle entrevue eut lieu subséquemment au bureau de M. Cooper à New-York.

Les arrangements avec M. M. P. Davis furent conclus au mois d'avril, bien que le contrat lui-même n'ait été signé que le 19 juin 1900; à l'entrevue de New-York dont nous venons de parler, et qui eut lieu le 12 avril 1900, marché fut fait et signé par l'hon. S. N. Parent, président de la Compagnie du Pont de Québec, et M. John Sterling Deans, ingénieur en chef de la “Phœnix Bridge Company”, par lequel la Compagnie de Québec adjudgeait les travaux de superstructure et ancrages en acier à la “Phœnix Bridge Company” aux prix comptant soumissionnés le 1er mars 1899, sujet aux modifications proposées par M. Deans dans sa lettre à l'hon. S. N. Parent en date du 23 août 1899, tels ouvrages de superstructure et ancrages d'acier devant être ordonnés dans un délai de trois ans après date. La “Phœnix Bridge Company” s'engageait à livrer les pièces métalliques des ancrages sous quatre mois après l'approbation des plans-détails, prix à fixer à la date de la commande. C'est ce qui fut fait le 15 juin, et le prix, qui était de 4.516 cents par livre, fut fixé d'accord avec les termes de la lettre de M. Deans en date du 23 août 1899, par un conseil composé de MM. Deans, Cooper et Hoare.

La “Phœnix Bridge Company” convint aussi de compléter tous les plans généraux et de détails pour la superstructure entière avec toute la diligence possible.

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

Ce marché reçut l'approbation du conseil de direction de la Compagnie de Québec le 21 avril 1900.

Il appert donc que le contrat a été adjudgé pour la superstructure avant que M. Cooper eût fait rapport sur la nécessité d'un changement de portée, et que le marché du 12 avril n'était pas strictement d'accord avec la soumission du 1er mars 1899, en ce que cette soumission comportait une somme ronde pour toute la superstructure, et non un prix à tant la livre ; les détails de cette affaire reviendront plus loin.

Le rapport de M. Cooper (pièce 11), en date du 1er mai 1900, fut soumis au conseil de direction le 5 mai et adopté. A cette même assemblée, M. Théodore Cooper fut nommé ingénieur consultant de la Compagnie aux termes et conditions mentionnées aux minutes du Conseil, en date du 23 mars 1899. Nous remarquons cependant que ces termes et conditions ne s'appliquaient qu'à l'examen et à l'adjudication de certains plans soumis à M. Cooper, et la nomination alors faite était pour des fins spécifiques, et non de la nature d'une nomination permanente comme ingénieur consultant.

M. Cooper fit par la suite objection au mode de paiement de ses émoluments, et écrivit à M. Hoare le 26 juillet 1901, suggérant comme base d'arrangement que ses services d'ingénieur consultant à partir du 11 avril 1900 jusqu'au parachèvement de la superstructure métallique seraient une somme ronde de \$22,500, avec retenue additionnelle de \$2,500 pour chaque année en sus des trois ans pour lesquels ses services étaient requis, en paiements annuels de pas moins de \$3,750. Cette lettre fut soumise au conseil de direction, et approuvée le 7 août 1901. Les paiements faits jusqu'ici à M. Cooper sont mentionnés à la pièce 114.

A la réunion du conseil de direction, le 5 mai 1900, la résolution suivante fut passée :

“Que le rapport de Théodore Cooper, ingénieur consultant, en date du 1er mai courant, recommandant une travée de 1800 pieds au lieu de 1600 pieds, soit adopté, et que les ingénieurs de la “Quebec Bridge Company” donnent instruction à la “Phoenix Bridge Company”, entrepreneurs de la superstructure, de préparer sans retard les plans en conséquence, et aussi que les entrepreneurs de la sous-structure, Wm Davis & Sons, soient informés de ces changements, et que le contrat de sous-structure soit modifié en conséquence.”

La “Phoenix Bridge Company”, par ses lettres du 9 et du 16 mai 1900, accepta les modifications recommandées par M. Cooper aux plans du pont.

Le mémoire déjà mentionné, quant aux prix (pièce 14), daté de New-York le 15 juin, et signé par MM. Cooper, Hoare et Deans, fut ratifié par le conseil de direction le 5 juillet 1900, et le président conseilla la nomination d'un inspecteur aux laminoirs et aux ateliers, ce qui fut autorisé.

Le 19 décembre 1900, un second contrat fut passé entre la Compagnie du Pont de Québec et la “Phoenix Bridge Company”, couvrant le montage des travées d'approche de chaque côté du fleuve, le prix étant de 4,114 cents par livre, montage et badigeonnage complets (pièces 13 et 14). Le 17 janvier 1901, le conseil de direction approuva ce marché. Le rapport des directeurs présenté à l'assemblée annuelle de la Compagnie le 4 septembre 1900 relate au long tout ce qui avait été fait jusque-là (pièce 19).

Le 20 octobre 1900, la pierre angulaire du pont de Québec était posée. Le rapport des directeurs à l'assemblée annuelle tenue le 3 septembre 1901 a ceci d'intéressant, qu'il contient les rapports de MM. Cooper et Hoare sur les progrès des travaux de sous-structure. M. Cooper approuve la marche des travaux, ajoutant : “Pendant l'année écoulée, la portée centrale a aussi été l'objet d'études spéciales, en vue de l'améliorer préalablement à la préparation des plans définitifs.” A cette époque, la pile d'ancrage du côté nord était presque finie, le terrain était mis en ordre pour la culée nord, et la grande pile nord était en bonne voie.

L'année suivante, les travaux sous contrat, savoir : la sous-structure, les ancrages et les deux travées d'approche étaient en bonne voie d'avancement, et à l'assemblée annuelle de la Compagnie, le 2 septembre 1902, M. Hoare faisait rapport que la sous-structure du côté nord était parachevée, que la culée sud serait finie dans un mois, et que la pile d'ancrage sud était complétée, moins les deux derniers rangs de maçonnerie. Il rapportait aussi que la grande pile sud était en bonne voie, et qu'on avait jugé nécessaire de l'enfoncer à une plus grande profondeur que d'abord prévu afin d'obtenir une fondation satisfaisante; en conséquence, il faudrait encore quelque temps pour parachever cet ouvrage. La travée d'approche du côté nord était en voie de montage, et les matériaux de la travée d'approche sud avaient été livrés.

Le 13 octobre 1902, M. Cooper faisait rapport sur la grande pile sud, et le 3 février 1903 il faisait un nouveau rapport, disant que l'expérience des deux derniers étés justifiaient amplement le prolongement de la grande portée de 1600 à 1800 pieds.

On reprit alors avec la "Phoenix Bridge Company" les négociations, restées pendantes dans l'intervalle, pour la construction de la grande travée. Le 11 mai 1903, M. Deans télégraphiait à l'hon. S. N. Parent qu'il serait à Québec le 15 et irait à Ottawa le jour suivant ou quelque autre jour qui conviendrait, comme on le lui avait demandé.

Cette visite à Ottawa avait pour objet la législation qu'on proposait de soumettre au Parlement, à l'égard de la Compagnie du Pont de Québec, et l'aide financière que le gouvernement donnerait à l'affaire; la "Phoenix Bridge Company" désirait avoir l'assurance de telle législation avant de faire aucun nouveau contrat avec la Compagnie du Pont de Québec.

La perspective d'une législation favorable étant satisfaisante, des articles de convention furent préparés et signés par la Compagnie du Pont de Québec et par la "Phoenix Bridge Company" le 19 juin 1903 (pièce 16), et furent approuvés le même jour par le conseil de direction de la Compagnie de Québec.

En transmettant le contrat signé, M. David Reeves, le président de la "Phoenix Bridge Company", y attacha une lettre de même date dans laquelle il dit que l'acte est exécuté par la Compagnie avec l'entente qu'il ne prendra pas effet avant que la législation proposée ait été passée et que des arrangements financiers assurant le paiement des estimés aient été faits à la satisfaction de sa compagnie. Il convenait de procéder aux calculs techniques et aux tracés dès que les devis révisés, couverts de l'approbation des ingénieurs du gouvernement, auraient été fournis à sa compagnie. Ces conditions furent acceptées par la Compagnie du Pont de Québec.

Dans son rapport supplémentaire du 23 juin 1899, M. Cooper faisait cette recommandation :

"Il pourrait être aussi désirable de demander à l'heureux concurrent quelle réduction, si réduction il y a, pourrait être faite sur sa soumission si certaines modifications étaient apportées aux devis." Ceci indique que dès cette date lointaine M. Cooper avait en tête des changements aux devis de la Compagnie du Pont de Québec, et aussi qu'il considérait le prix de sa soumission comme somme ronde, non autrement.

Le 1er mai 1900 (subséquemment à l'adjudication du contrat), M. Cooper suggérait dans une lettre à M. Parent qu'il eût "instructions de faire telles modifications au plan accepté, adapté aux nouvelles dimensions, qui pourraient contribuer à réduire le coût sans affecter la capacité de charge ou la stabilité de la structure."

Le 2 juin 1903, M. Cooper transmettait certains amendements au cahier des devis attaché au contrat subsidiaire du 12 novembre 1900, et donnait ses raisons à l'appui; comme, d'après la section 2 du dit contrat, tous amendements aux plans et devis étaient sujets à l'approbation du gouverneur en conseil, ces changements furent soumis à M. Schreiber pour examen. M. Schreiber, l'ingé-

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

nieur en chef du ministère des chemins de fer et canaux, examina les devis amendés et en conféra avec le ministre des chemins de fer et canaux le 9 juillet 1903. Le ministre fit rapport au conseil le 16 juillet, et le 21 juillet un arrêté en conseil était passé, comportant les recommandations de M. Schreiber (pièce 17). Dans son rapport, M. Schreiber réfère à un débat entre lui et M. Cooper, l'ingénieur consultant de la Compagnie du Pont de Québec, au sujet de certains amendements aux devis attachés aux contrats du subside; il exprime sa haute appréciation du caractère professionnel de M. Cooper, homme de renom et de confiance. Il ajoute : "Ses amendements peuvent donc raisonnablement être considérés comme étant pour le plus grand avantage de l'entreprise." M. Schreiber suggère "que le département soit autorisé à employer un ingénieur compétent en matières de ponts pour examiner de temps à autre les dessins détaillés de chaque partie du pont à mesure qu'ils seront préparés, et pour les approuver ou les corriger suivant qu'il le jugera nécessaire, les soumettant ensuite pour acceptation finale à l'ingénieur en chef du ministère des chemins de fer et canaux."

Lorsqu'une copie de cet arrêté en conseil parvint à M. Cooper, il s'objecta obstinément à la nomination d'ingénieur recommandée par M. Schreiber, disant : "Cela me mettrait dans le rôle de subalterne, ce qu'il m'est impossible d'accepter." M. Cooper écrit en même temps à M. Schreiber : "Je ne vois pas en quoi les services d'un tel ingénieur faciliteraient le progrès des travaux, ou me permettraient de faire quoi que ce soit sous ma responsabilité, indépendamment de son consentement." M. Cooper se rendit ensuite à Ottawa pour voir M. Schreiber, et discuta la question avec lui. La conséquence fut que M. Schreiber fit une autre recommandation, et qu'un arrêté en conseil fut passé le 15 août 1903 (pièce 18), lequel statuait que, pourvu que la qualité des travaux fût pleinement maintenue au niveau voulu par les premiers devis attachés au contrat de la Compagnie (pièce 12), les nouvelles charges proposées par l'ingénieur consultant de la Compagnie du Pont de Québec fussent acceptées, etc.; et que tous les plans devaient être soumis à l'ingénieur en chef et ne devaient pas être mis en œuvre avant d'avoir reçu son approbation. Cet arrêté modifiait celui du 21 juillet 1903.

Les amendements aux devis et la lettre de M. Cooper qui s'y rattache sont annexés à l'arrêté en conseil et portent la date du 2 juin 1903.

Lorsque M. Cooper reçut copie du second arrêté en conseil, le 21 août, il écrivit ce qui suit, dans une lettre à M. Hoare : "Je crois qu'avec une interprétation large et juste, ceci va nous permettre de marcher et de faire le meilleur pont possible, sans mettre de l'acier où cela ferait plus de mal que de bien."

Cet arrangement laissait la question des devis entièrement entre les mains de M. Cooper, sujette seulement à l'approbation des autorités gouvernementales.

Dans son témoignage, M. Cooper dit : "Je prends sur moi l'entière responsabilité des changements aux devis et des formules de compression (*unit stress*) adoptées." D'après son interprétation, l'autorité qu'on lui donnait était suprême; les travaux furent exécutés d'après ses amendements aux devis.

Jusqu'à la date où fut passé l'acte de garantie, octobre 1903, la "Phoenix Bridge Company" s'en tenait aux vues exprimées dans la lettre de M. Reeves en date du 19 juin, attachée au contrat de même date avec la Compagnie du Pont de Québec. Ce n'est que le 15 mars 1904 que M. Reeves écrit (pièce 113E) qu'ils poussent les travaux vigotreusement, cette lettre étant en réponse à une de M. Parent en date du 22 février 1904 (pièce 113A). Dans cette correspondance, M. Parent informait M. Reeves que sa compagnie était en bonne position financière, et la Compagnie Phoenix se sentait dès lors en mesure de procéder aux travaux, ayant la certitude d'être payée, comme elle l'a été du reste. L'entreprise entrait dans sa période finale.

M. Scheidl, dans son témoignage (voir la Preuve), parle de certaines études préliminaires des plans en janvier, février et mars 1902. Suivit une période d'inactivité, car M. Scheidl ajoute qu'après la réception des devis révisés, en juillet 1903, comme on avait en vue des résultats pratiques, on se mit aux "études préliminaires."

Antérieurement à la date du contrat entre la Compagnie du Pont de Québec et la "Phoenix Bridge Company", en date du 19 juin 1903, la "Phoenix Iron Company", qui fournit tous les matériaux du pont à la "Phoenix Bridge Company", n'était pas outillée pour entreprendre cet ouvrage. Anticipant d'en être chargée, elle avait, dans l'automne de 1902, fait des agrandissements à son atelier-chef et d'autres améliorations dans son installation. En 1903, elle ajouta quelques puissantes machines à ses usines et fit d'autres améliorations à ses chantiers pour se mettre en mesure de construire le pont de Québec pour la "Phoenix Bridge Company", autant d'améliorations générales à sa propriété. Subséquentement au 19 juin 1903, M. Norris, le directeur des usines, reçut instructions de se procurer toutes les machines et outils qu'il fallait.

HISTORIQUE DES CONTRATS

La Commission a examiné les divers contrats et marchés passés entre la "Quebec Bridge & Railway Company" et la "Phoenix Bridge Company", mais sans y rien trouver qui se rattache directement à la cause du désastre. Nous en donnerons donc un simple précis historique, mais nous désirons signaler ce fait que le marché du 12 avril 1900, celui du 19 décembre 1900 (pièce 13) et le contrat du 19 juin 1903 (pièce 16) qui est une amplification du premier marché, sont dans les circonstances des documents de haute importance. Nous reconnaissons n'être pas appelés à discuter ces contrats au point de vue légal.

La Compagnie Phoenix fut invitée à soumissionner en septembre 1898 pour la construction du pont de Québec (pièce 6).

D'après M. Deans (Deans à Hoare, 14 avril 1899, pièce 75-D), il y avait quelque entente à cette époque que le contrat serait donné au plus bas soumissionnaire. Voici la lettre en question :

(Personnel et privé).

14 avril 1899.

M. E.-A. HOARE,

Ingénieur en chef de la Compagnie du Pont de
Québec, Canada.

Cher monsieur Hoare,—M. Szlapka et moi avons passé presque toute la journée d'hier avec M. Cooper, et vous serez heureux d'apprendre qu'il n'y a pas eu une seule erreur vitale, rien à critiquer dans nos plans. Toutes les différences secondaires, charge morte, bras d'ancrage, efforts réflexes dans un ou deux membres, épaisseur de quelques pièces de tôle, etc., ont été discutées à fond et réglées à la satisfaction de tous; rien de tout cela ne saurait *affecter en quoi que ce soit notre prix ou notre proposition*. Il nous a été particulièrement agréable de constater cela.

M. Cooper, cependant, m'a tant soit peu renversé en faisant la remarque suivante qui, je le comprends du reste, était tout à fait personnelle et dictée sans doute par une imparfaite connaissance de la situation. "Eh bien, Deans, a-t-il dit, je crois que toutes les soumissions excéderont la somme d'argent que la Compagnie de Québec peut prélever, et que tout cela aboutira comme d'ordinaire par le rejet de toutes les soumissions et un appel de nouvelles soumissions sur des devis et plans révisés."

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

J'ai répondu à M. Cooper que, bien que ce fût là la procédure ordinaire, dans le cas présent il était parfaitement entendu que quiconque serait le plus bas soumissionnaire sur les devis et plans actuels aurait l'entreprise, et que, *s'il y avait quelque changement aux plans, sa soumission serait modifiée en conséquence*; ce qui peut se faire aisément au moyen d'une conférence entre les ingénieurs de la Compagnie du Pont et nous-mêmes, attendu que nous sommes en position de faire l'ouvrage à aussi bon marché qu'aucune autre compagnie, et qu'à moins que ce mode d'action ne fût suivi tel qu'il a été compris et entendu, les soumissionnaires actuels se trouveraient dans une position bien injuste après avoir dépensé leur temps et leur argent.

Je réussis finalement à convaincre M. Cooper que c'était là la seule bonne méthode, mais je crois qu'il faudra que vous preniez soin de voir à ce que son rapport ne soit pas rédigé de manière à donner à vos directeurs l'idée d'adopter l'autre vue. M. Cooper désire assurément être juste, mais, n'étant pas comme nous au courant des choses, il n'embrasse pas complètement la question. J'espère donc que vous donnerez à son rapport l'attention la plus minutieuse et que vous verrez à ce qu'il soit bien rédigé avant de le soumettre, pour ce qui concerne ce détail. Ce ne serait que ce que voudraient nos compétiteurs eux-mêmes, la Dominion Bridge Company ou la Union Bridge Company, et il me sera bien intéressant de vous lire à ce sujet.

Vous ne m'avez pas fait savoir à qui je dois envoyer le prix révisé, incluant livraison des matériaux de Québec ou Lévis au chantier.

M. Lindenthal et moi avons rendez-vous avec M. Cooper mardi prochain pour discuter le plan du pont suspendu.

Veillez me laisser savoir quand vous désirez recevoir les propositions révisées pour pont suspendu.

Je demeure votre etc.

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

Le 1er mars 1899, la Compagnie Phoenix déposa sa soumission, la faisant pour une somme ronde tel que demandé. La formule de soumission, fournie par la "Quebec Bridge Company" était ainsi conçue :

"Le tout en conformité des sections et devis préparés pour sous-structure et superstructure et tels autres plans soumis avec cette soumission qui pourront être adoptés par la Compagnie du Pont de Québec ; moyennant les sommes totales d'argent ci-dessous mentionnées, etc."

Dans la lettre accompagnant la soumission, M. Deans écrivit :

"Il serait peut-être possible, si la chose est nécessaire et désirable, d'apporter des modifications aux conditions de manière à réduire le coût sans matériellement affecter la qualité de la structure, et en temps utile nous serions heureux de discuter cette question avec vos ingénieurs."

Toutes les soumissions et plans furent transmis à M. Cooper pour examen et rapport, après l'arrangement intervenu entre celui-ci et les chargés de pouvoirs de la Compagnie du Pont de Québec le 23 mars 1899 (pièce 112).

Le 8 mai 1899 et de nouveau le 9 mai, M. Deans, à la demande de M. Hoare, suppléa la soumission de la Compagnie Phoenix au moyen de lettres à M. Cooper.

Le 23 juin 1899, M. Cooper fit rapport en faveur des plan et soumission de la Compagnie Phoenix (pièce 9). Les soumissions restaient ouvertes pour acceptation jusqu'au 1er septembre 1899.

Le 22 août 1899, les directeurs de la Compagnie du Pont de Québec adoptèrent une résolution adjugeant l'entreprise de la sous-structure à MM. Wm. Davis & Sons, et celle de la superstructure à la "Phoenix Bridge Company" à condition que les entrepreneurs acceptassent des subsides et des débentures en paiement.

7-8 EDOUARD VII., PAPIER

La résolution mentionne les prix en sommes rondes, mais avec cette clause qualificative: "Le tout sujet aux modifications de devis, soit en moins ou en plus, ou tout autre changement opéré par l'ingénieur de la Compagnie quant aux dimensions, aux profondeurs ou à la localisation des piles et de leurs caissons, aux prix de cédule mentionnés en la soumission." Cette clause changeait apparemment le contrat, remplaçant le prix à forfait par des prix à tant la pièce, car l'ingénieur de la Compagnie a fait de nombreux changements. Ces modifications étaient inévitables, résultant surtout de l'insuffisance des plans et des études préliminaires de la "Quebec Bridge & Railway Company".

Les lettres qui suivent, écrites à cette époque, mettent sous un jour très clair les conventions entre les deux compagnies; elles donnent les lignes d'un arrangement pour fixer les prix de cédule qui fut par la suite adopté pour tous les contrats de la Compagnie Phoenix :

Québec, 22 août 1899.

M. E.-A. HOARE,

Ingénieur en chef, Quebec Bridge Company,
Québec, Canada.

Cher monsieur,—A la demande du président de la Compagnie du Pont de Québec, je vous transmets en dépôt privé ce jour les prix qui ont servi de base à notre proposition du 1er mars 1899 pour matériaux de construction non finis, pour le pont de Québec. Ces chiffres serviront de points de comparaison quand sera donné l'ordre de procéder aux travaux, tel que convenu par lettres échangées ce jour entre la Compagnie du Pont de Québec et la "Phoenix Bridge Company". Vous remarquerez que ces prix sont plus élevés que ceux qui prévalaient le 1er mars 1899, et plus bas que ceux qui dominent aujourd'hui. Tôles et formes, 1'80 c. la livre. Aciers coulés bruts, 3'50 c. la livre.

Bien à vous

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

Québec, 23 août 1899.

M. E. A. HOARE,

Ingénieur en chef, Quebec Bridge Company,
Québec, Canada.

Cher monsieur,—A propos des chiffres qui vous ont été transmis ce jour, vous avez toute liberté de les faire voir à l'hon. S. N. Parent, président de la Compagnie du Pont, pour son information personnelle. Je suis certain qu'on ne permettra pas que la connaissance de ces chiffres aille plus loin, ni qu'elle soit exploitée contre nos intérêts; autrement, je ne serais pas justifiable d'en donner communication.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

Québec, 23 août 1899.

M. JOHN STERLING DEANS,

Ingénieur en chef Phoenix Bridge Co.

CHER MONSIEUR,—Reférant à votre lettre de ce jour, je dois dire que cette compagnie est prête à entrer en contrat avec votre compagnie pour la superstructure de notre pont projeté, sujet aux changements de devis en moins ou en plus, ou à tout autre qui puisse être fait quant aux dimensions, aux profon-

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

deurs et à la localisation des piles et de leurs caissons; pourvu que vous acceptiez en paiement votre part du montant de \$1,500,000 en subsides ou l'équivalent d'iceux, et la différence en débetures déposées en garantie collatérale, valeur et intérêt d'icelles, rachetables moyennant conditions à arrêter entre nous, mais à tout événement la Compagnie décidera avant l'ouverture du pont au trafic de racheter ces débetures à leur valeur au pair ou de les abandonner aux entrepreneurs. Cete compagnie s'engageant à vous transporter votre proportion de toutes futures subventions ou garanties d'intérêt qu'elle pourra recevoir pour aider la construction du pont. Nous vous fournirons par un prochain courrier un mémoire montrant la position de la Compagnie, ses subsides disponibles et ses perspectives de ressources et de revenus. Si votre compagnie accepte les conditions ci-dessus, de notre côté nous accepterons la condition posée dans votre lettre de ce jour, qu'il nous sera loisible de vous ordonner l'ouvrage en aucun temps sous deux ans, pourvu qu'à l'époque où sera donné l'ordre de procéder aux travaux, chacune des parties au contrat ait le droit d'exiger une revision des prix du métal avant fabrication, de manière à les mettre au niveau des prix dominants du moment, et pourvu aussi que vous nous donniez aujourd'hui les prix de votre métal sur lesquels vous avez basé votre soumission. Cette option reste ouverte pour quinze jours de cette date.

Bien à vous,

S. N. PARENT,
Prés., Q. B. Co.

QUEBEC, CAN., 23 août 1899.

HON. S. N. PARENT,

Président Quebec Bridge Company,
Québec, Canada.

CHER MONSIEUR,—Dans notre lettre du 1er mars 1899, vous transmettant notre proposition pour la construction du pont de Québec, nous disions: "proposition à être acceptée et *ouvrage à être commandé* d'ici au 1er juillet 1899 inclusivement"; plus tard, le délai fut prolongé jusqu'au 1er septembre 1899. Comme vous ne voyez pas la possibilité d'ordonner les travaux d'ici au 1er septembre 1899, nous nous en tiendrons aux termes de notre proposition et, sur réception du mémoire promis, nous nous occuperons de la question financière; prorogeant en faveur de la "Quebec Bridge Company" le privilège d'ordonner les travaux en aucun temps dans un avenir rapproché, disons un ou deux ans; pourvu qu'au moment où l'ordre de procéder aux travaux sera donné chacune des parties au contrat ait le droit d'exiger la revision des prix du métal *brut* pour les mettre d'accord avec les prix dominants du moment. Je suis bien certain qu'après réflexion sérieuse vous trouverez que c'est là une proposition très raisonnable. Nous n'y gagnons pas un dollar; notre profit reste le même que sur notre proposition première, sur tous les articles autres que celui mentionné. J'espère recevoir aujourd'hui votre réponse favorable, et alors je suis très sûr que nous pourrions intéresser nos amis à aider à financer l'entreprise.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

La "Phœnix Bridge Company" déclina d'accepter les obligations de la Compagnie du Pont de Québec en paiement de son ouvrage, mais s'employa énergiquement en faveur de la Compagnie de Québec pour placer ses débetures parmi certaines maisons de finance de premier ordre aux Etats-

Unis. Cet effort ne réussit pas; M. Deans en a donné la raison dans son témoignage (voir Preuve); en deux mots, c'est que les financiers disaient qu'il n'y avait pas assez de trafic et de revenu en perspective pour justifier le placement.

Pendant les deux premières semaines d'avril 1900, une correspondance fut échangée au sujet du prolongement de la grande travée.

Le 5 avril 1900, les directeurs de la Quebec Bridge Company nommèrent des comités pour conclure des arrangements avec les entrepreneurs tant pour la sous-structure que pour la superstructure.

Le 12 avril 1900, l'un des comités rencontra M. Deans dans le bureau de M. Cooper à New-York, et adjugea à la Phoenix Bridge Company le contrat pour toute la superstructure; les termes et conditions de cette adjudication sont stipulés dans la convention suivante, de même date:

NEW-YORK, 12 avril 1900.

Il est par les présentes convenu entre la Compagnie du Pont de Québec, représentée par l'hon. S.N. Parent, président, d'une part, et la Phoenix Bridge Company, représentée par John Sterling Deans, ingénieur en chef, d'autre part, ce qui suit, savoir:

La partie de première part adjuge par les présentes les travaux de construction de la superstructure et des ancrages en acier du pont à être construit sur le fleuve Saint-Laurent, près Québec, à la partie de seconde part, au prix comptant soumissionné le 1er mars 1899, sujet cependant aux modifications dans les prix-échantillons du métal tel que mentionné dans une lettre adressée à E.-A. Hoare, ingénieur de la Compagnie, en date du 23 août 1899, et endossée par le dit ingénieur, la superstructure et les ancrages d'acier devant être ordonnés dans un délai de trois ans de la date de la présente convention.

La partie de seconde part s'engage par les présentes à livrer au complet tout l'acier requis pour les deux ancrages sur les emplacements respectifs des piles sous trois mois après approbation des plans-détails d'iceux.

Le prix à être payé pour les dits ancrages métalliques par la partie de première part sera fixé à un taux à être mutuellement arrêté à la date où en sera donnée la commande, sur livraison à l'endroit du Pont comme ci-dessus énoncé, en bonne condition, payable en argent, sur estimés mensuels, moins une retenue de 20 pour cent jusqu'au parachèvement des piles d'ancrage, la partie de première part se chargeant de payer tous droits de douane.

La partie de seconde part s'engage par les présentes à compléter tous les plans généraux et de détail pour l'entière superstructure avec toute la diligence possible, et à fournir les détails des ancrages métalliques d'ici au 15e jour de juin 1900, ainsi que toutes autres données requises par l'ingénieur pour régler les dimensions des assises et fondations du Pont.

Il est de plus convenu que la partie de première part aura le privilège d'ordonner la superstructure en tout ou en aucune partie complète en aucun temps d'ici à trois ans comme susdit; il est cependant convenu que la partie de seconde part devra recevoir telle commande pour tout ou partie au moins six mois avant la date où le tout ou partie devra être prêt pour montage.

Le prix du métal maintenant employé pour les ancrages d'acier comme susdit ne servira pas de base au prix du métal requis pour le reste de la superstructure. Le prix du métal sera arrêté entre les parties chaque fois qu'une portion des travaux sera ordonnée d'après la susdite lettre datée du 23 août 1899.

Il est de plus convenu que le présent marché ne prendra effet qu'après

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

avoir été approuvé par les conseils de direction de la Compagnie du Pont de Québec et de la Phoenix Bridge Company respectivement.

S. N. PARENT,
Président Quebec Bridge Co.
JNO. STERLING DEANS,
Ing. en chef Phoenix Bridge Co.

Le 14 avril 1900, M. Deans écrivit à l'hon. M. Parent, demandant si le conseil de direction avait approuvé la convention du 12 avril, et donnant son interprétation des attributions respectives de MM. Cooper et Hoare. Il demandait à M. Parent de confirmer cette interprétation.

(Pièce 75-K.)

14 avril 1900.

HON. S. N. PARENT,
Prés. Quebec Bridge Co.
Québec, Canada.

CHER MONSIEUR,—Vu l'extrême importance d'éviter tout retard pour votre ouvrage, en quoi nous sommes tous d'accord, je vous écris pour vous prier de bien vouloir nous télégraphier quand notre dernier marché sera approuvé par votre conseil de direction et lorsqu'il aura décidé de donner commande pour les ouvrages métalliques des ancrages.

Nous comprenons que, pour toutes questions de génie civil, nous prendrons nos instructions de M. E.-A. Hoare, votre ingénieur, et qu'il agit sous l'autorité de votre conseil de direction. Veuillez nous dire si c'est bien cela.

De plus, nous comprenons que tous les plans-détails de la structure, y compris coupes, etc., devront avoir l'approbation de M. Théodore Cooper, ingénieur consultant, 35 Broadway, New-York, N. Y. Veuillez aussi nous dire si cette interprétation est correcte.

Je vous écris ces choses avant de recevoir votre ordre de procéder, pour qu'il n'y ait pas le moindre retard à savoir comment procéder.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

Le 19 avril 1900, les directeurs de la Compagnie du Pont de Québec approuvèrent le marché du 12 avril, mais sujet à la condition qu'il ne prendrait pas effet avant que le marché fût conclu avec M. Davis.

Le 21 avril 1900, l'hon. S. N. Parent télégraphiait à M. Deans, en réponse à sa lettre du 14 courant, dans les termes suivants :

21 avril 1900.

J. S. DEANS,
Phoenix Bridge Co.,
Phoenixville, Pa.

Marché fait à New-York douze avril approuvé par directeurs. Procédez aux plans immédiatement de manière à nous permettre d'ordonner métal pour piles d'ancrage sur approbation des plans. Arrangements faits avec Davis. Vous pouvez conférer avec Cooper et Hoare au sujet des plans.

S. N. PARENT,
Président Quebec Bridge Co.

Le même jour, M. Barthe écrivait à M. Deans, incluant copie de la résolution du conseil de direction d'après les minutes, confirmant la convention du 12 avril, confirmant aussi le télégramme de l'hon. S. N. Parent de même date.

7-8 EDOUARD VII., PAPIER

QUÉBEC, 21 avril 1900.

(Entête de la lettre : Quebec Bridge Co.)

J. S. DEANS,
 Phœnix Bridge Co.,
 Phœnixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—J'ai instructions de vous confirmer le télégramme que vous a envoyé le président ce matin, comme suit :

J. S. DEANS,
 Phœnix Bridge Co.,
 Phœnixville, Pa.

Marché fait à New-York douze avril approuvé par directeurs. Procédez aux plans immédiatement de manière à nous permettre d'ordonner métal pour piles d'ancrage sur approbation des plans. Arrangements faits avec Davis. Vous pouvez conférer avec Cooper et Hoare au sujet des plans.

S. N. PARENT,
Président Quebec Bridge Co.

J'ai aussi l'honneur d'inclure copie de la résolution adoptée par le conseil de direction ce matin.

Votre dévoué,

ULRIC BARTHE,
Secrétaire.

Le 5 mai 1900, les directeurs de la Compagnie du Pont de Québec passèrent une résolution changeant la grande portée de 1,600 à 1,800 pieds, et enjoignant aux ingénieurs de la Compagnie de donner instructions aux entrepreneurs en conséquence.

Le 15 juin 1900, MM. Cooper, Hoare et Deans se rencontraient à New-York, et convenaient du prix à payer pour le métal d'ancrage, prix fixé d'accord avec les termes de la lettre de M. Deans, en date du 23 août 1899.

Le 19 décembre 1900, un autre marché conforme aux termes de celui du 12 avril 1900 était passé pour la construction des travées d'approche.

Convention révisée.

Datée à New-York, 19 déc. 1900.

Il est par le présent convenu entre la Compagnie du Pont de Québec, représentée par l'hon. S. N. Parent, président, partie de première part, et la Phœnix Bridge Company, représentée par John Sterling Deans, ingénieur en chef, partie de seconde part, ce qui suit :

La partie de seconde part convient de livrer et monter au complet, d'après les devis ci-annexés, formant partie des présentes, tous les ouvrages en acier requis pour les deux approches du Pont projeté du fleuve Saint-Laurent près Québec, sous six mois après l'approbation des plans de détail par les ingénieurs de la partie de première part, permettant de faire la livraison de cet ouvrage métallique pas plus tard que le 1er septembre 1901.

La partie de première part convient de payer à la partie de seconde part les dites approches métalliques au taux de 4'114 c. la livre, montées et badigeonnées au complet, payable en argent sur certificats de l'ingénieur de la partie de première part, des ingénieurs du gouvernement fédéral et du gouvernement provincial, et de l'ingénieur de la cité de Québec, pour le montage de chacun des deux approches.

Si l'ouvrage métallique de l'une ou l'autre des deux approches n'était

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

pas monté d'ici au 1er janvier 1902 inclusivement, pour des causes indépendantes du contrôle de la partie de seconde part, alors la partie de seconde part sera payée en argent pas plus tard que le 15 janvier 1902, sur compte du dit ouvrage métallique livré à l'emplacement du Pont, à raison de 3'314 c. la livre, moins 20 pour cent à retenir jusqu'au montage du dit ouvrage métallique. Si l'une ou l'autre des deux approches n'est pas montée avant le 1er janvier 1903, pour causes échappant au contrôle de la partie de seconde part, alors la partie de première part convient de payer à la partie de seconde part la retenue de 20 pour cent en argent pas plus tard que le 15 janvier 1903.

Il est de plus entendu que la partie de première part bénéficiera de toute baisse survenant dans le prix primitif du métal entre la date des présentes et le 1er mai 1901, telle baisse de prix devant être déterminée d'après le marché de l'acier d'ancrage daté le 12 avril 1900.

Il est de plus entendu que la partie de première part paiera tous les droits et charges de douane.

Le prix du métal maintenant employé pour l'acier des approches comme susdit ne servira pas de base au prix du métal restant à fournir pour la superstructure. Le prix du métal pour le reste de la superstructure devra être mutuellement arrêté lors de chaque commande pour les diverses portions des travaux, aux termes de la susdite lettre du 23 août 1899.

Il est de plus convenu que le présent marché ne prendra pas effet avant d'avoir été approuvé par les conseils de direction de la Compagnie du Pont de Québec et de la Phœnix Bridge Company respectivement.

S. N. PARENT,

Prés. Quebec Bridge Co.

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef Phœnix Bridge Co.

Cette convention fut ratifiée par le conseil de direction le 17 janvier 1901, et les travaux exécutés par la "Phoenix Bridge Company" au cours des années 1901, 1902 et 1903.

Dans le printemps de 1903, la question de la grande travée fut mise à l'étude, et le 19 juin 1903, fut passé le contrat définitif. Le tout d'accord avec la lettre de M. Deans du 23 août 1899 et avec les termes de l'adjudication du 12 avril 1900. Le contrat est ainsi conçu :

ARTICLES DE CONVENTION faits et conclus le 19e jour de juin 1903, entre la Compagnie du Pont de Québec (à responsabilité limitée), corporation de la province de Québec, Canada, partie de première part, et la "Phœnix Bridge Company", corporation de l'État de Pennsylvanie, partie de seconde part, à savoir :

1o. Que la partie de première part par les présentes confirme l'adjudication (ci-devant faite) du contrat pour la construction de l'entière superstructure du pont sur le fleuve Saint-Laurent près Québec conformément aux plans et devis ci-annexés et en formant partie, à la partie de seconde part, moyennant les prix en argent mentionnés en cédule au paragraphe 6.

2o. Que la partie de première part convient de payer tous droits de douane, honoraires et droits d'entrée, sur les matériaux et l'outillage.

3o. Que, pour et en considération des paiements et conventions à la charge de la partie de première part, la partie de seconde part par les présentes s'engage à construire, livrer et monter de la manière la plus substantielle et la plus habile, à la satisfaction et convenance de l'ingénieur consultant et de l'ingénieur de la partie de première part, et en conformité aux plans généraux et aux devis annexés aux présentes et en faisant partie, la superstructure métallique, y compris garde-corps, claire-voies et contre-rails, de même que le bois pour voies ferrées et chemins publics, du pont du Saint-Laurent près Québec,

consistant en une travée centrale de dix-huit cents pieds et de deux travées latérales ou d'ancrage de cinq cents chacune.

40. Qu'avant d'exécuter aucun des ouvrages couverts par les présentes, les plans de détails seront approuvés par les ingénieurs de la partie de première part et l'ingénieur en chef du ministère des Chemins de fer et Canaux du Dominion du Canada.

L'ingénieur de la partie de première part ou son représentant dûment autorisé aura le droit d'inspecter tous les matériaux couverts par la présente convention, à toutes périodes des travaux, et aura pleins pouvoirs de condamner ou rejeter tout ouvrage ou matériaux de qualité inférieure et non strictement conformes aux exigences de la présente convention.

50. La superstructure sera complétée d'ici au 31 décembre 1908, à moins de retards ou d'empêchements causés par grèves, inondations ou autres causes hors du contrôle de la partie de seconde part, ou à moins que la partie de première part manque de faire quelqu'un des paiements ci-après stipulés ou de remplir quelqu'une des obligations mentionnées aux présentes.

La susdite date de parachèvement est basée sur l'entente que les travaux couverts par les présentes pourront procéder sans interruption de ce jour.

60. En considération de l'exécution des travaux couverts par les présentes, la partie de première part convient et promet de payer à la partie de seconde part, en sus de tous droits de douane, honoraires et frais d'entrée, tel que pourvu au paragraphe 2, les prix suivants, savoir :

			Quantités estimatives.
Acier pour formes et entretoises, complet....	p. lb.	5.60c.	50,897,000 lbs.
Acier pour platelages et longerons complet...	"	5.35c.	7,700,000 "
Acier pour garde-corps, claire-voies et contre-rails, complet.....	"	5.55c.	750,000 "
Acier pour boulons, rondelles, etc., complet.	"	5.75c.	120,000 "
Bois pour platelage de voie ferrée, complet en place par mille pieds	B. M.	\$35	865,500 pds.
Bois pour pavage de chemin public complet en place par mille pieds	B. M.	\$33	725,000 pds.

Les paiements se feront de la manière suivante, savoir :

Le ou vers le dernier jour de chaque mois, pendant la durée des travaux, l'ingénieur de la partie de première part fera l'évaluation des matériaux fournis et des travaux exécutés aux usines de la dite partie de première part à Phoenixville, Pa., ainsi que des matériaux livrés au chantier du Pont et des travaux exécutés au même endroit, d'après l'échelle de prix ci-après spécifiée pour les diverses classes, et quatre-vingt-dix pour cent du montant des dits estimés sera payé en argent à la partie de seconde part le ou vers le dixième jour du mois suivant. Lorsque la retenue de dix pour cent aura atteint le total de cent mille dollars (\$100,000), les estimés mensuels seront ensuite payés en plein. La balance due à la dite partie de seconde part lui sera versée sous trente jours après que tous les travaux compris dans le présent contrat auront été parachevés en conformité aux plans et devis acceptés par l'ingénieur de la partie de première part, et seulement après que le pont aura été éprouvé sous les charges spécifiées ou de toute autre manière qu'exigeront les ingénieurs de la partie de première part, et qu'il aura obtenu de l'ingénieur en chef du Ministère des Chemins de fer et Canaux du Dominion du Canada, certificat déclarant que le pont a été accepté et peut servir avec sécurité au trafic de chemin de fer et de grand chemin. Il est convenu que le titre absolu sur tous matériaux à Phoenixville ou ailleurs, dont quatre-vingt-dix pour cent en valeur est inclus dans l'un des règlements mensuels, passera, sur paiement, à la partie de première part, et la partie de seconde part en délivrera une reconnaissance à la partie de première part.

70. Les prix de cédule qui devront servir dans la préparation des estimés

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

mensuels des travaux, à mesure qu'ils progresseront, sont comme ci-après énumérés. S'il se présente d'autres articles que ceux ci-dessous indiqués, les prix de cédule devront être déterminés par les ingénieurs de la partie de première part.

Classification	Fermes et Entretoises	Poutres et longerons de tablier	Voie ferrée, clairevoies et contre-rails	Rondelles, Boulons, etc.
	\$ cts.	\$ cts.	\$ cts.	\$ cts.
Métal laminé à l'usine (y compris plans et tracés de détail approuvés).....	2 55	2 55	2 55	2 55
Métal fabriqué à l'usine.....	3 60	3 35	3 55	3 75
Métal livré.....	4 10	3 85	4 05	4 25
Métal monté.....	5 45	5 20	5 40	5 60
Métal monté et badigeonné, complet.....	5 60	5 35	5 55	5 75
Bois pour voie ferrée.....	Livré sur place, \$28 les 1000 pds, mesure de planche			
“ “ “.....	Posé, complet, \$35 “ “ “			
Bois pour platelage de grand chemin.....	Livré sur place, \$26 “ “ “			
“ “ “.....	Posé, complet, \$33 “ “ “			

80. La partie de seconde part prendra, emploiera et pourvoira toutes les précautions, sauvegardes et protections nécessaires et suffisantes contre le risque ou l'éventualité de tous accidents, avaries ou dommages aux personnes et à la propriété dans le cours des travaux par les présentes contractés, et rendra indemne et inattaquable la dite partie de première part, du paiement d'aucune somme d'argent de tous ou aucuns tel accidents, avaries, dommages qui pourraient se produire sur les dits travaux ou aux alentours, comme de toutes amendes, pénalités et pertes encourues par le fait de quelque violation de règlement de ville ou de village quelconque, ou d'ordonnances de havre, ou de lois du Dominion du Canada ou de la province de Québec, pour lesquelles elle est responsable pendant que les travaux sont en cours d'exécution.

90. Il est convenu et agréé que la partie de seconde part indemniser et protégera la partie de première part contre toute loi régissant la main-d'œuvre et les matériaux fournis sous ce contrat, et fournira à la partie de première part la preuve suffisante, le cas échéant, que toute personne travaillant pour l'entrepreneur et les sous-entrepreneurs, ou tous matériaux à eux fournis ont été pleinement payés ou réglés; faute de quoi, le montant nécessaire et suffisant pour honorer les réclamations des susdites personnes sera retenu par la partie de première part sur tous deniers dus à la partie de seconde part jusqu'à ce que les dettes susdites aient été éteintes; cependant, cette clause ne doit pas s'entendre comme s'appliquant aux réclamations formulées contre la partie de seconde part lorsqu'elle en récuse de bonne foi la responsabilité, et lorsque les travaux seront complétés la partie de seconde part fournira à la partie de première part une garantie suffisante indemnisant la partie de première part de toutes et aucunes telles réclamations qui pourraient rester contre elle par le fait de la partie de seconde part ou les sous-entrepreneurs.

100. Tous matériaux et fournitures entrant dans les travaux et rémunérés au moyen des estimés progressifs en la manière pourvue par ce contrat deviendront la propriété de la partie de première part.

110. La partie de seconde part se conformera à toutes ordonnances des Commissaires du havre pour la sécurité des vaisseaux passant à l'endroit du Pont, et la partie de seconde part sera de plus responsable de tous dommages aux vaisseaux qui pourraient résulter de négligence ou de manque de précaution, comme de tous dommages aux travaux en cours pour aucune cause quel-

conque jusqu'à ce que l'entière superstructure ait été complétée et acceptée par la partie de première part et par le gouvernement du Dominion du Canada.

12o. La partie de seconde part restaurera à ses propres frais tout ou partie des ouvrages qui pourraient être endommagés ou détruits avant acceptation par les susdites parties, nonobstant tout paiement à compte des estimés progressifs qui pourraient avoir été délivrés avant la production de tels dommages.

13o. La partie de seconde part convient de plus que la totalité de l'outillage de travail par elle installé et employé sur la superstructure du Pont, comprenant tous mécanismes, machines de levage, machines motrices, outils, machines et équipements utilisés sur les dits travaux, et toutes constructions, ateliers, embarcadères ou échafaudages établis pour les fins du présent contrat, seront et demeureront la propriété de la partie de première part jusqu'au parachèvement des travaux, comme garantie de la bonne et due exécution des dits travaux.

14o. La partie de seconde part sera tenue de fournir à la partie de première part un cautionnement satisfaisant de compagnie de garantie, au montant de cent mille dollars (\$100,000), ce qui, avec les cent mille dollars (\$100,000) de retenue aux termes de la 6e clause des présentes, constituera un fonds de deux cent mille dollars (\$200,000) comme garantie de la fidèle exécution des travaux prévus par ce contrat.

15o. Le paiement d'aucun ouvrage supplémentaire ne peut être réclamé par la partie de seconde part à moins d'autorisation écrite de l'ingénieur, approuvée par résolution du conseil de direction de la partie de première part.

16o. La décision des ingénieurs de la partie de première part fera loi quant à l'interprétation des plans et devis ci-annexés et des ouvrages exécutés en vertu des présentes, dans le cours des travaux, mais si l'une ou l'autre partie se considère lésée par une décision quelconque, elle pourra exiger que la dispute soit finalement et sans recours réglée par la décision de trois arbitres, le premier nommé par la partie de première part, le deuxième par la partie de seconde part, et le troisième par les deux premiers nommés. Telle décision liera finalement les deux parties, étant convenu qu'aucun tel référé à l'arbitrage n'interrompra ni ne retardera la remise d'aucun des paiements auxquels il est pourvu par les présentes, excepté seulement jusqu'à concurrence du montant actuellement impliqué dans tel litige.

En foi de quoi, les dites parties aux présentes ont ci-dessous apposé leurs sceaux corporatifs respectifs. Daté les jour et an susdits.

Attesté :

GEORGE GERRY WHITE,

Secrétaire.

(Sceau Q. B. Co.)

ULRIC BARTHE,

Secrétaire-trésorier.

THE PHOENIX BRIDGE COMPANY.

par DAVID REEVES, (Sceau)

S. N. PARENT,

Président.

Cette convention fut ratifiée par les directeurs de la Compagnie du Pont de Québec le jour de son exécution.

L'acceptation par la "Phoenix Bridge Company" ne fut que provisoire, M. David Reeves attachant la lettre suivante au contrat signé :

Phoenixville, Pa., 19 juin 1903.

HON. S. N. PARENT,

Président de la Quebec Bridge Company (limited)
Québec, Canada.

Cher monsieur,—Nous vous transmettons avec la présente les articles de convention pour la construction de la superstructure des grandes travées du

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

pont de Québec, signés par cette compagnie, avec l'entente que le dit marché ne deviendra pas opératif jusqu'à ce que la législation projetée pour la présente session du parlement ait été passée et que les arrangements financiers assurant le paiement des estimés aux termes de la dite convention aient été complétés à la satisfaction de cette compagnie et qu'il y ait eu échange de lettres à cet effet entre les deux compagnies.

Dans l'intervalle, pour qu'il y ait le moins de retard possible, nous convenons de procéder avec toute la diligence possible à l'élaboration des calculs techniques et des tracés de détails, dès que les devis révisés nous seront parvenus, approuvés par les ingénieurs du gouvernement.

Il devra de plus être entendu que le délai fixé au contrat pour le parachèvement des travaux est quelque chose que nous ne garantissons pas, et qu'il est établi sur la supposition que les travaux doivent marcher sans interruption à partir de ce jour. Nous ferons de notre mieux pour respecter la date mentionnée. Nous ne pouvons accepter nulle responsabilité en dommages quelconques résultant de retards dans le parachèvement des travaux au-delà de la date portée au contrat.

Nous convenons, cependant, de compléter les travaux aux termes du dit contrat d'ici au 31 décembre 1908, et paierons à la "Quebec Bridge Company (limited)" \$5,000 par mois pour chaque mois ultérieur tant que les travaux requis par le dit marché n'auront pas été terminés.

S'il se produisait quelque interruption pendant une période de six mois pour quelque cause dont la "Phoenix Bridge Company" ne fût pas responsable, sauf pour cause de grève ou d'inondation, alors il sera fait un estimé de la dépense totale encourue par la "Phoenix Bridge Company" à compte du dit contrat à jour, et après déduction des paiements opérés à jour, la balance plus dix pour cent de la dite dépense totale sera immédiatement due et payée à la "Phoenix Bridge Company" en argent par la "Quebec Bridge Company (limited)."

Nous convenons de modifier les prix établis au contrat à concurrence de toute variation dans les prix primitifs du métal non fabriqué sur wagon à Philadelphie, à partir de 1.80 par livre, telle variation se produisant entre cette date et le 15 août 1903 ; tels changements, s'il s'en présente, devant être convenus entre votre ingénieur en chef, votre ingénieur consultant Théodore Cooper, et John Sterling Deans, ingénieur en chef de cette compagnie.

Il est de plus entendu que le contrat ne sera cédé ni transféré ni par l'une ni l'autre partie à icelui sans le consentement de l'autre.

Les articles de convention transmis avec la présente ne deviendront exécutoires que sur ma réception de votre part d'une ampliation d'icelui dûment exécuté par votre compagnie, accompagnée d'une lettre confirmant l'entente ci-dessus.

Votre dévoué,

DAVID REEVES,
Président Phoenix Bridge Company.

Le 22 février 1904, l'hon. S. N. Parent écrivait en ces termes à M. Reeves :

Québec, 22 février 1904.

DAVID REEVES, Esq.,
Président de la Phoenix Bridge Company,
410 Walnut Street.

Cher monsieur,—Vous référant au contrat passé entre la "Quebec Bridge Company" (maintenant dénommée "Quebec Bridge & Railway Company") et votre compagnie, ainsi qu'aux lettres échangées entre nos compagnies en juin dernier, et particulièrement à la première clause de votre lettre du 19 juin

7-8 EDOUARD VII., PAPIER

1903, je désire vous informer que la législation proposée en question dans cette dernière lettre a été passée, et que les arrangements financiers que voici, assurant le paiement des estimés aux termes du contrat de cette compagnie avec vous ont été pris, savoir :

1. Il a été pourvu au paiement et libération des débentures et mortgages impayés de la "Quebec Bridge Company", dont il est question à la section 10 de l'acte du Parlement 3 Edouard VII, chapitre 177, conformément aux termes de cette section.

2. Le contrat ayant trait à la garantie du gouvernement dont il est fait mention à la section 13 du même statut a été, le 28e jour de janvier, soumis à l'approbation, et a reçu l'approbation de l'assemblée générale des actionnaires de cette compagnie dument convoquée pour cette fin conformément aux dispositions de cette section.

3. Cette compagnie a pris arrangement avec les présents souscripteurs au capital-actions de la compagnie pour l'abandon d'icelui en conformité à la clause du contrat récite en cédule à l'acte du Parlement (3 Edouard VII, chapitre 54).

4. On a obtenu des souscriptions de stock additionnel de cette compagnie au montant de \$200,000 tel que pourvu à la clause du contrat en dernier lieu mentionné.

5. Des arrangements ont été pris pour le nantissement après émission des débentures mentionné aux cinquième et sixième clauses de ce même contrat.

6. Les actionnaires et le conseil de direction de cette compagnie ont bien et dument accompli toutes les formalités requises par les deux actes du Parlement et par le dit contrat comme conditions préliminaires à l'application des termes imposés à cette compagnie par le dit contrat.

Il est naturellement entendu que le changement de nom de la "Quebec Bridge Company" en celui de "Quebec Bridge & Railway Company" ne diminuera, n'altérera ni ne lèsera en rien les droits et obligations créés par le contrat passé avec votre compagnie en juin 1903.

Bien à vous,

S. N. PARENT,

Président.

Le 15 mars 1904, M. Reeves écrit à l'hon. S. N. Parent, l'informant que les assurances contenues et les conditions exprimées dans sa lettre du 22 février donnaient satisfaction à la "Phoenix Bridge Company" (pièce 113C).

Le 17 mars 1904, M. Deans écrit à M. Parent, disant que le marché était conclu et félicitant M. Parent sur son succès.

Il n'y eut subséquemment aucune altération de ces arrangements d'affaires.

La "Phoenix Bridge Company" n'avait pas complété les travaux d'après son contrat lorsqu'arriva l'accident du 29 août 1907.

Le gouvernement était lié à l'entreprise en ceci, qu'il pourvoyait au moyens de construire le pont, et l'approbation finale des plans était de son ressort, mais en aucune façon le gouvernement n'a exercé aucun contrôle sur les travaux, ni aucune autorité sur les entrepreneurs. L'administration du contrat, la disposition des deniers fournis par le gouvernement étaient laissées à l'entier contrôle de la Compagnie du Pont de Québec, sujet à l'approbation des estimés par l'inspecteur du gouvernement, et, si l'on excepte que les quantités de matériaux étaient vérifiées à Phoenixville par un agent nommé par le Ministère des Chemins de fer et Canaux et qu'un fonctionnaire de ce même ministère visitait le pont à l'occasion de la vérification des estimés, il n'y avait aucune surveillance de la part du gouvernement.

Par aucun acte, le gouvernement ne prit ni n'exerça aucune autorité sur la Compagnie Phoenix ni n'intervint dans le contrat du pont; les vérifications et inspections faites par le gouvernement comme il est dit plus haut avaient

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

trait aux opérations de la Compagnie du Pont de Québec, vu que les arrangements financiers étaient entre le gouvernement et la Compagnie du Pont de Québec. L'unique partie, donc, compétente à traiter avec la Compagnie Phoenix, et qui de fait a traité avec elle, était la Compagnie du Pont de Québec.

De la part du gouvernement, il y avait une entière confiance à l'égard de la Compagnie du Pont de Québec ; en autant que la sécurité de la structure était concernée, cette confiance dépendait de la présence de M. Cooper comme ingénieur consultant de la Compagnie du Pont de Québec. Le gouvernement connaissait bien du reste les termes du contrat passé entre les deux compagnies.

HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No 4

LA PHOENIX BRIDGE COMPANY

Cette compagnie fut constituée sous l'autorité d'une loi de l'assemblée générale du Commonwealth de Pennsylvanie, intitulée : Acte pourvoyant à la constitution et à la réglementation de certaines corporations", approuvé le 29 avril 1874.

La date des lettres patentes constituant la "Phoenix Bridge Company" est le 2 avril 1884 ; les premiers actionnaires étaient David Reeves, William H. Reeves, Adolphus Bonzano, George Gerry White et Carrol J. Tyson.

D'après les termes de sa charte, la "Phoenix Bridge Company" formée "aux fins de fabriquer des articles de commerce avec fer et acier, de construire ponts, toitures, viaducs et tous genres de structures en métal ou en bois, de monter et construire telles améliorations et charpentes qu'elle jugera nécessaires, et généralement de faire tous tels autres actes et choses que peut entraîner la poursuite normale et heureuse de ce genre d'affaires, en autant qu'il lui soit nécessaire, incident et corrélatif. Les affaires de la compagnie devant être administrées dans le bourg de Phoenixville, comté de Chester, dans les limites de ce Commonwealth".

La charte de la Compagnie est perpétuelle. Son capital est de \$100,000, divisé en parts de \$100 chacune.

La "Phoenix Bridge Company" est une corporation qui s'occupe de génie civil et de contrats, non une compagnie manufacturière. D'après l'arrangement qu'elle a avec la "Phoenix Iron Company", corporation entièrement distincte, les matériaux de ses ponts et autres structures sont manufacturés et ouvrés conformément aux instructions de la "Bridge Company". Le contrôle financier des deux compagnies est le même : mais il y a entre elles tout un système de formalités, de comptabilité au débit et au crédit, précisément comme pour toute autre partie avec laquelle l'une ou l'autre compagnie aurait affaire par contrat. Cet arrangement existe depuis 1884 ; c'est ainsi qu'une grande partie des matériaux du pont de Québec a été laminée, et le tout façonné par la "Phoenix Iron Company" pour le compte de la "Phoenix Bridge Company".

La "Phoenix Bridge Company" est locataire de la "Phoenix Iron Company", et lui paie loyer pour ses bureaux, etc.

Livraison est faite à la "Phoenix Bridge Company" dès que les matériaux sont chargés en wagon pour expédition ; cette compagnie voit au transport et au montage.

7-8 EDOUARD VII., PAPIER

Effectivement, la "Phoenix Bridge Company" a donné en sous-contrat à la "Phoenix Iron Company" la fabrication du pont de Québec, mais c'est elle-même qui en a entrepris les tracés et le montage. Il n'est fait nulle mention de la "Phoenix Iron Company" dans le contrat avec la "Quebec Bridge & Railway Company", non plus que dans la correspondance qui s'y rattache.

Les titulaires de la "Phoenix Bridge Company" et de la "Phoenix Iron Company" sont les personnes suivantes :

PHOENIX BRIDGE COMPANY :

David Reeves, président,
Wm. H. Reeves, surintendant général.
Geo. Gerry White, secrétaire.
Frank T. Davis, trésorier.
John Sterling Deans, ingénieur en chef.

PHOENIX IRON COMPANY :

David Reeves, président.
Wm. H. Reeves, surintendant général.
Geo. Gerry White, secrétaire.
Geo. C. Carson, trésorier.
Frank P. Norris, gérant.

HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE N^o 5

INFLUENCE DES RESSOURCES FINANCIÈRES SUR LES PLANS DU
PONT DE QUÉBEC, ET ANALYSE DE LA PREUVE
PRODUITE À CE SUJET

Comme c'est un fait communément connu que l'exécution du projet du pont a été retardé de plusieurs années faute de fonds, il a été trouvé opportun d'étudier quelle influence cette circonstance peut avoir eue sur le tracé et l'exécution de l'ouvrage.

M. Cooper dit que "dans les premiers temps des travaux, ce n'était un secret pour personne que la Compagnie du Pont n'avait qu'une faible somme d'argent en vue." (Preuve orale.)

À l'appui de cette assertion, on peut citer les faits suivants :

De 1887 à 1898, la Compagnie du pont de Québec n'a pratiquement rien fait.

En 1900, elle adjugea le contrat de sous-structure, payable partie à même les subsides, partie en débentures de la Compagnie acceptées à 60 p.c. de leur valeur nominale, et elle offrit le contrat de superstructure aux mêmes conditions.

En 1900, ses garanties firent l'objet d'une étude sérieuse par les principales maisons de banques américaines, qui déclinèrent le placement.

La Compagnie Phoenix fut payée pour les travées d'approche, non par la Compagnie du pont de Québec, qui avait commandé l'ouvrage, mais par M. M.-P. Davis. (Deans à Barthe, 23 août 1901, pièce 74H.)

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

Il devait apparaître très clairement aux ingénieurs dès le début que les conditions financières étaient telles qu'il ne fallait pas songer à entreprendre d'autres travaux que ce qui était strictement nécessaire.

L'effet de cette pénurie est visible dans la méthode employée pour demander les soumissions, pour adjuger les contrats, ainsi que dans les retards qu'a subis l'exécution des travaux.

En septembre 1898, les sociétés d'entrepreneurs de ponts furent invitées à soumissionner sur leurs propres plans, tracés conformément à certains devis. C'était demander à chaque compagnie de construction de dépenser plusieurs milliers de piastres en préparation de plans, en échange de quoi elle serait admise à courir sa chance, sur un contrat à être donné par une compagnie financièrement faible. Il en est résulté que, bien que la magnitude de l'affaire la plaçât en dehors de la pratique ordinaire, la plupart des soumissions produites étaient le fruit d'études peu mûries, basées sur des données insuffisantes. Il est en preuve que la Compagnie Phoenix consacra plus de temps et d'attention qu'aucun autre soumissionnaire à ce concours ; cependant, l'erreur qu'elle fit par la suite en partant d'un calcul hypothétique des pesanteurs de la structure pour faire ses tracés définitifs, montre combien étaient défectueuses les estimations accompagnant sa première soumission. Nous croyons que la procédure suivie pour les demandes de soumissions n'était pas satisfaisante vu la magnitude de l'entreprise, et qu'elle n'était pas calculée pour atteindre les meilleurs résultats.

Dans son témoignage (v. Preuve), M. Hoare attribue au manque de fonds ce fait que la Compagnie de Québec n'a pas profité de la soumission à prix fixe de la Compagnie Phoenix. D'après les connaissances acquises en préparant les plans de la portée de 1800 pieds, nous croyons que la portée de 1600 n'aurait pas pu être construite avec la charge de métal mentionnée dans la soumission du 1er mars 1899. La lettre de M. Deans à M. Hoare (pièce 75D, 14 avril 1899) montre que la Compagnie Phoenix s'attendait à voir sa soumission modifiée avant l'exécution des travaux. Voici cette lettre :

14 avril 1899.

Personnel et privé.

M. E.-A. HOARE,

Ingénieur en chef de la Cie du Pont,
Québec, Canada.

Cher monsieur Hoare,—M. Szlapka et moi avons passé presque toute la journée d'hier avec M. Cooper, et vous serez heureux d'apprendre qu'il n'y a pas eu une seule erreur vitale, rien à critiquer dans nos plans. Toutes les différences secondaires, charge morte, bras d'ancrage, efforts réflexes dans un ou deux membres, épaisseur de quelques pièces de tôle, etc., ont été discutées à fond et réglées à la satisfaction de tous ; rien de tout cela ne saurait *affecter en quoi que ce soit notre prix ou notre proposition*. Il nous a été particulièrement agréable de constater cela.

M. Cooper, cependant, m'a tant soit peu renversé en faisant la remarque suivante qui, je le comprends du reste, était tout à fait personnelle et dictée sans doute par une imparfaite connaissance de la situation. "Eh bien, Deans, a-t-il dit, je crois que toutes les soumissions excéderont la somme d'argent que la Compagnie de Québec peut prélever, et que tout cela aboutira comme d'ordinaire par le rejet de toutes les soumissions et un appel de nouvelles soumissions sur des devis et plans révisés."

J'ai répondu à M. Cooper que, bien que ce fût là la procédure ordinaire, dans le présent cas il était parfaitement entendu que quiconque serait le plus bas soumissionnaire sur les devis et plans actuels aurait l'entreprise, et que, *s'il y avait quelques changements aux plans, sa soumission serait modifiée en conséquence* ; ce qui peut se faire aisément au moyen d'une conférence entre

les ingénieurs de la Compagnie du Pont et nous-mêmes, attendu que nous sommes en position de faire l'ouvrage à aussi bon marché qu'aucune autre compagnie, et qu'à moins que ce mode d'action ne fût suivi tel qu'il a été compris et entendu, les soumissionnaires actuels se trouveraient dans une position bien injuste après avoir dépensé leur temps et leur argent.

Je réussis finalement à convaincre M. Cooper que c'était là la seule bonne méthode, mais je crois qu'il faudra que vous preniez soin de voir à ce que son rapport ne soit pas rédigé de manière à donner à vos directeurs l'idée d'adopter l'autre vue. M. Cooper désire assurément être juste, mais, n'étant pas comme nous autres au courant des choses, il n'embrasse pas complètement la question. J'espère donc que vous donnerez à son rapport l'attention la plus minutieuse et que vous verrez à ce qu'il soit bien rédigé avant de le soumettre pour ce qui concerne ce détail. Ce ne serait que ce que voudraient nos concurrents eux-mêmes, la Dominion Bridge Company, ou la Union Bridge Company, et il me sera bien intéressant de vous lire à ce sujet.

Vous ne m'avez pas fait savoir à qui je dois envoyer le prix révisé, incluant livraison des matériaux de Québec ou Lévis au chantier.

M. Lindenthal et moi avons rendez-vous avec M. Cooper mardi prochain pour discuter le plan de pont suspendu. Veuillez me laisser savoir quand vous désirez recevoir les propositions révisées du pont suspendu.

Je demeure votre etc.

JNO. STERLING DEANS,

Nous signalons particulièrement cette lettre parce qu'elle indique que le contrat a été subséquemment adjugé comme résultat du concours, en prenant pour base de l'adjudication une soumission à prix fixe qui ne pouvait être acceptée sans modifications.

Nous attribuons cette erreur au défaut, de la part de la Compagnie du Pont de Québec, de faire faire par ses propres ingénieurs des études préliminaires suffisantes sur le projet. Il faut aussi remarquer que, de l'avis de M. Cooper, les explorations préliminaires qui avaient servi à déterminer la longueur de la portée et la position des piles, etc., étaient absolument insuffisantes (voir Preuve); sur ses recommandations on fit d'autres explorations et sondages, ce qui amena des changements radicaux dans les plans.

En avril 1900, la Compagnie Phoenix entreprit de compléter les plans du pont avec toute la célérité possible. En mai 1900, la Compagnie du pont de Québec, sur l'avis de son ingénieur-consultant, décida d'adopter une portée centrale de 1800 pieds et approuva tacitement l'amendement des devis. Les entrepreneurs reçurent ordre de procéder au tracé de la portée de 1800 pieds sous la surveillance de MM. Hoare et Cooper, mais les nouveaux devis qu'il fallait faire accepter et approuver officiellement par le gouvernement du Canada ne furent pas émis avant l'été de 1903. Ce retard de trois ans paraît avoir été mutuellement consenti par la Compagnie du pont de Québec et la Compagnie Phoenix. La Compagnie de Québec, n'étant pas en position de payer ces ouvrages, ne pressa pas le travail technique, et ne fournit pas les données nécessaires à cette fin. La Compagnie Phoenix, occupée à d'autres travaux, ne fit pas plus de frais pour le pont de Québec jusqu'à ce que la question financière fut réglée.

Lorsque le gouvernement du Dominion devint finalement intimement lié à la Compagnie du pont de Québec en 1903, il intima officiellement à la Compagnie Phoenix que c'était son désir que le Pont fût terminé pour le 3e centenaire de Québec en 1908 (pièce 77U). Pour cette raison et d'autres considérations d'affaires courantes, la Compagnie Phoenix poussa le travail technique et d'atelier aussi vite que possible, précipitation qui fut cause d'erreurs, mais non de celles qui furent la cause immédiate de l'accident, et qui existaient antérieurement. Pour préparer les plans d'un pont, il faut commencer par

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

chiffrer approximativement le poids de la structure, sauf à rectifier d'après les calculs qui ressortent des plans à mesure que les tracés se développent. Dans la précipitation qui suivit les derniers arrangements financiers en 1903, la nécessité de reviser les pesanteurs hypothétiques échappa aux ingénieurs de la Compagnie Phoenix de même qu'à ceux de la Compagnie de Québec, avec cette conséquence que les membres du pont, construit d'après ces calculs, devaient être soumis à une compression excessive. L'erreur de ce chef était suffisante pour faire condamner le pont, s'il ne s'était pas écroulé pour d'autres causes.

Pendant la période employée à développer le tracé des détails, l'ingénieur chargé de ce travail et ses aides ont été absorbés par la préparation des plans de détail ; il s'en est suivi l'omission de questions d'importance capitale.

C'était inévitable dans les circonstances, mais on aurait pu faire mieux si le temps qui s'est écoulé en avril 1900 et août 1903, avait été employé en études et préparations de plans ; mais la situation financière était telle que la Compagnie Phoenix était justifiable de ne pas dépenser ainsi son temps et son argent.

Il convient aussi de se demander si les ingénieurs, pour la même raison financière, ont modifié leurs plans au détriment du pont.

On a vu par la lettre déjà citée que la question d'économie avait joué son rôle dans la préparation des premières soumissions.

Seulement, ces soumissions devaient être conformes aux devis, et les conditions de ces devis ne portent pas de trace d'économie induue.

La lettre suivante fait voir quelle attitude prit M. Cooper à l'égard du coût au cours de son examen des plans et soumissions :

(Personnel)

19 avril 1899.

E.-A. HOARE, Esq.,

Ingénieur en chef, Quebec Bridge Company,
Québec, Canada.

CHER MONSIEUR HOARE,—J'ai passé presque toute la journée d'hier à New-York en consultation avec M. Cooper et M. Lindenthal, et j'ai constaté que M. Cooper n'avait aucune plainte sérieuse à faire sur le plan de M. Lindenthal ; de fait, il s'est montré tout à fait intéressé à cet ingénieux projet d'étude.

Tout de même, il est ressorti de cette conversation, et M. Cooper a lui-même dit à M. Lindenthal, que vu le prix élevé de la soumission accompagnant le plan, il ne donnerait pas au travail de M. Lindenthal beaucoup d'attention ni d'étude, et ferait rapport en conséquence. Ce qui a fort exaspéré M. Lindenthal, et pendant un temps, je craignis qu'il ne retirât sa soumission, mais les choses s'adoucirent et je crois que la proposition restera. M. Lindenthal était d'avis que M. Cooper devait baser son rapport uniquement et exclusivement sur le mérite des différents projets, sans tenir aucunement compte du coût, que chaque plan avait droit à une égale considération, et que la question du prix vous regardait seuls, vous et votre compagnie. Je sais que cela diffère absolument des instructions données à M. Cooper, et qu'il serait inutile de dépenser beaucoup de temps et de recherches sur des plans d'un prix très élevé, mais M. Lindenthal envisageait la question de son oeil d'ingénieur et, comme il a consacré des soins plus qu'ordinaires à son travail et à ses estimés, il s'est senti jusqu'à un certain point froissé.

M. Cooper informe qu'il aura fini vers le 1er mai.

Je crois qu'il serait très important que je vous visse avant cette date, et vous écris pour vous demander si vous ne viendriez pas à New-York. Cooper m'a aussi informé qu'il n'avait aucune autorité de recevoir aucune soumission révisée pour cause de réduction possible sur cable de pont suspendu, et je crois

que c'est tout à fait juste. Il me semble, cependant, *que vous devriez avoir toutes ces soumissions dans les mains tout de suite, et je serai prêt à vous soumettre la nôtre quand vous viendrez à New-York.*

Veillez me faire savoir immédiatement et par fil quand vous pourrez venir à New-York.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

Dans son rapport sur les soumissions de concours, soumis le 23 juin 1899, M. Cooper dit :

“La soumission qui accompagne ce plan (celui de la Compagnie Phoenix) est la plus basse comme prix, et la plus avantageuse en tenant compte des droits probables à payer sur les matériaux requis pour la construction. Je conclus en conséquence et fais rapport que le plan de superstructure système cantilever de la Phoenix Bridge Company est le *meilleur* et le *moins dispendieux* de tous les plans et projets qui m'ont été soumis pour étude et rapport.”

Il n'y a rien en preuve qui indique que M. Cooper ait eu un instant en vue l'économie aux dépens de la qualité. Sa décision a été distinctement en faveur du plus bas soumissionnaire comme il le dit expressément, mais dans les précédents paragraphes il qualifie le plan accepté comme étant extrêmement recommandable (*exceedingly creditable*) et “conforme à vos devis”.

Le texte complet du rapport et le témoignage de M. Cooper font voir que sa décision a été prise pour des raisons techniques, sans que toutefois il perdît de vue la question de la dépense ; il ajoute (voir Preuve orale) qu'il a été laissé parfaitement libre de toutes manières dans la préparation de son rapport, pour décider ce qui d'après lui était le meilleur plan et le meilleur pont.

Dans un mémoire qui accompagne son premier rapport, M. Cooper exprima le désir de modifier les devis et de reconsidérer la question de la longueur de la grande portée dès qu'on aurait pu faire de nouvelles explorations pour les fondations.

Ces changements ont été faits par la suite, mais il n'appert pas là non plus que l'économie ait été un facteur dirigeant dans ses décisions. Il a à coup sûr élevé le quantum d'efforts (*unit stresses*), mais non au-delà des formules déjà adoptées par le service des ponts de la cité de New-York pour ses grands ponts, et l'on peut dire que ces majorations étaient en harmonie avec la pratique la plus avancée de l'époque et plutôt dues à un instinct de placement à bon escient qu'à un simple parti-pris de parcimonie. La sagesse de ses modifications est discutée à l'appendice 18.

Dans son témoignage (voir Preuve), M. Cooper a esquissé ce qu'il avait en vue en faisant ces altérations ; l'une des raisons qu'il donne, c'est qu'il désirait ne pas impliquer la Compagnie du Pont dans une plus forte dépense qu'on ne l'avait d'abord anticipé ; mais sur la même page se trouve sa déclaration, faite d'un ton un peu piqué, qu'il n'aurait recommandé aucun plan qui n'assurât pas une structure solide et offrant pleine sécurité.

Il résulte des faits discutés dans le présent appendice que, s'il n'y a pas la moindre preuve de parcimonie ou d'insuffisance voulues dans le travail de M. Cooper ou de la Cie Phoenix, il est en preuve que la gêne financière de la Compagnie du pont de Québec a sérieusement contrarié la marche de l'entreprise.

La Compagnie Phoenix n'était restreinte que par les devis tels qu'amendés par M. Cooper, que le gouvernement avait approuvés et qu'elle avait elle-même acceptés, et aucune somme d'argent ni aucun chiffre de poids total n'était assigné comme limite pour le tracé ou la construction de l'ouvrage, l'unique but de tous étant de produire un pont à la fois sûr et économique.

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

La Compagnie Phoenix était payée de son ouvrage à tant la livre, de sorte qu'il n'y avait aucun mobile pour engager cette compagnie à faire un pont plus léger qu'elle ne jugeait à propos.

HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No 6

HISTOIRE DU DÉVELOPPEMENT DES DEVIS ET ANALYSE DE LA PREUVE QUI S'Y RATTACHE

Pendant l'été de 1898, M. E. A. Hoare, agissant en qualité d'ingénieur en chef de la Compagnie du pont de Québec, prépara le premier projet de devis en vue de la construction du pont. Le 2 juillet 1898, M. Hoare reçut instructions, par résolution du bureau de direction de sa compagnie, de se mettre en communication avec M. Collingwood Schreiber, député-ministre et ingénieur en chef du département des chemins de fer et canaux, de manière à obtenir un cahier de devis satisfaisant tant pour le gouvernement que pour la Compagnie du pont de Québec. A la demande de M. Schreiber, M. Hoare soumit son projet de devis à la critique de M. R. C. Douglas, l'ingénieur de ponts du département.

Dans son témoignage M. Douglas dit (voir Preuve) qu'il parcourut les devis avec M. Hoare, mais n'y recommanda aucun changement, parce que M. Hoare disposa de ses objections en expliquant que ces devis ne devaient servir qu'à l'occasion d'un concours préliminaire entre soumissionnaires, et non pour la construction même. M. Douglas ne fit pas de rapport officiel sur cet examen.

Ces devis étaient simplement, comme le dit M. Douglas, directement copiés sur le cahier de spécifications générales pour ponts d'acier et de fer, préparé en 1896 par le département des chemins de fer et canaux. L'examen de ces devis confirme la déclaration de M. Cooper (voir Preuve), qu'ils ne sont pas l'œuvre de quelqu'un se rendant compte de la magnitude de l'entreprise.

Le 31 août 1898 M. Schreiber informait la Compagnie du pont de Québec par lettre que les devis de M. Hoare avaient été approuvés (pièce 5).

Les devis furent imprimés par ordre de la Compagnie du pont de Québec, en date du 1er septembre 1898, et copie en fut envoyée avec chacune des invitations à soumissionner transmises par la poste aux entrepreneurs de ponts en septembre 1898 (pièce 21).

Le 12 novembre 1900, fut passé entre le gouvernement du Canada et la Cie du pont de Québec un contrat de subsides sous numéro 13988 (pièce 12), par lequel, moyennant certaines conditions, une somme de \$1,000,000 était promise à titre d'aide à la Cie du pont de Québec. Les devis Hoare furent incorporés au contrat avec cette altération, que la longueur de la grande travée était portée de 1600 pieds à 1800 pieds, la Cie du Pont ayant officiellement opté pour la longue portée le 5 mai 1900. Il n'est pas en preuve que ces devis aient été alors réexaminés par les aviseurs techniques du gouvernement.

Ces premiers devis ne furent pas employés pour les travées d'approche, dont le tracé fut fait en 1901-2 ; il y fut apporté des changements conformément au désir de M. Douglas, dont l'approbation fut requise par le député-ministre et ingénieur en chef préalablement à l'autorisation des paiements au compte des subsides.

Dans un mémoire accompagnant son premier rapport du 23 juin 1899 (pièce 9), M. Cooper laissait voir qu'il croyait les devis modifiables au grand avantage des intérêts de la Compagnie. Le 1er mai 1900, M. Cooper recommandait à la Compagnie l'adoption de la portée de 1800 pieds, recommandation sujette à certains changements aux devis qu'il jugeait désirables et justifiables. Dans une lettre de même date à l'hon. S.-N. Parent, il conseillait qu'on lui donnât "instructions de faire au plan compétitif adopté, lorsqu'il aurait été adapté aux nouvelles dimensions, telles modifications qui pourraient tendre à réduire le coût sans affecter la capacité ou la stabilité de la structure."

Le 5 mai 1900, le bureau de direction de la Cie du pont de Québec requit ses ingénieurs (MM. Cooper et Hoare) de donner instructions aux entrepreneurs (Phoenix Bridge Company) de préparer leurs plans avec portée de 1800 pieds tel que recommandé par M. Cooper. Aucune action ne fut prise par les fonctionnaires de l'une ni de l'autre compagnie pour suivre ces instructions, et les amendements aux devis qui avaient été formellement approuvés par le gouvernement avant que les plans pussent être commencés ne furent pas activement mis à l'étude avant le mois de mai 1903. Ce retard était dû à des raisons financières, personne ne sachant quand les travaux commenceraient.

Le projet de chemin de fer transcontinental national, rendu public au printemps de 1903, était tracé de manière à ce que le pont de Québec fût une nécessité nationale ; il fut proposé une législation impliquant la garantie du gouvernement sur les obligations de la Cie du pont de Québec. La perspective financière ainsi améliorée réveilla l'activité des ingénieurs et des entrepreneurs. M. Cooper prépara ses amendements aux devis originaux et les envoya à M. Szlapka, l'ingénieur dessinateur de la Cie Phoenix, pour qu'il en prît connaissance et en fit la critique. M. Szlapka étudia le projet et le renvoya à M. Cooper, après en avoir pris copie, le 20 mai 1903. Les commentaires que comporte sa lettre prouvent qu'il avait étudié avec soin la portée des amendements. M. Deans, retour d'Ottawa, écrivait à M. Cooper le 22 mai 1903, ce qui suit : "Les officiels d'Ottawa m'ont demandé de vous engager à compléter les devis le plus tôt possible et à les envoyer à M. Hoare sans retard. Il y a urgente nécessité d'agir promptement."

Le 28 mai 1903, M. Deans écrivit à M. Cooper pour lui suggérer quelques changements à son projet d'amendements ; l'un de ces changements apparaît dans la préface du projet Cooper en date du 2 juin 1903. M. Cooper compléta ses amendements et les transmit à M. Hoare, accompagnés d'un mémoire aussi en date du 2 juin 1903. (Pièce 21.) Copie fut aussi expédiée à M. Deans.

M. Deans, en date du 4 juin 1903, accuse réception de ces papiers, et exprime l'espoir de bientôt apprendre "que ces devis ont reçu l'approbation du gouvernement."

Le 16 juin 1903, M. Szlapka, à la demande de M. Deans, envoya à M. Hoare deux feuilles de calculs comparant les efforts permis par les devis Hoare avec ceux des amendements Cooper. Dans la lettre accompagnant cet envoi (pièce 21), il dit : "J'espère que par ces chiffres vous verrez que la différence entre les deux devis est très immatérielle. Si les nouveaux devis donnent de plus petites sections que les vôtres, on constatera au cours des computations finales que, vu la magnitude de la structure et partant le plus grand écart entre la charge morte et la charge vive, les formules de compression adoptées sont pleinement justifiées." Sur les feuillets accompagnant cette lettre, les amendements sont mentionnés comme "Projets de devis, juin 1903 (Théodore Cooper et Cie Phoenix)." Les officiels de la Cie du pont de Québec furent en conséquence formellement informés que M. Cooper et les ingénieurs de la Cie Phoenix jugeaient tout à fait désirable l'adoption des amendements.

Aux termes du contrat subsidiaire du 12 novembre 1900 (pièce 12), il était nécessaire de faire approuver ces amendements par le gouvernement : ils furent en conséquence transmis à M. Schreiber par la Cie du pont de Québec, M. Schreiber, peu après la réception des papiers, les remit le 9 juillet 1903 à M.

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

Douglas pour qu'il fît rapport par écrit (pièce 63). Il y recommandait l'adoption de plusieurs des suggestions de M. Cooper, mais critiquait les excessives formules d'efforts qui y étaient spécifiées, de même que l'idée émise dans le mémoire d'employer sur le pont des charges roulantes plus fortes que celles spécifiées aux amendements. Il conseillait de plus de demander à la Compagnie du pont de Québec de soumettre de nouveaux devis, et non seulement des amendements aux devis Hoare tels qu'approuvés.

On s'attendait évidemment à l'opposition de M. Douglas, si l'on en juge par la lettre de M. Hoare citée au cours de la preuve. Sur réception du rapport du 9 juillet 1903, M. Schreiber eut à choisir entre l'opinion technique de M. Cooper et celle de M. Douglas ; il prononça évidemment en faveur du premier, car, ainsi que l'on voit à la preuve, de ce moment M. Douglas n'eut plus aucune relation dirigeante avec l'entreprise.

L'intention de M. Cooper en faisant ces amendements, ainsi que le démontre la preuve, était de remanier les charges mouvantes et de contreventement de façon à les ramener autant que possible à ses propres prévisions des charges qu'aurait réellement à supporter la structure ; en conséquence, il réduisit le contreventement et augmenta la charge roulante. Il était aussi d'opinion que les maximums d'efforts pouvaient être sans danger majorés, et c'est sur l'hypothèse que cette majoration serait permise qu'il avait recommandé la portée de 1800 pieds. Il avait tout le temps l'impression d'être dans la nécessité de faire ces changements sans pour cela ajouter aux charges financières sur les ressources de la Compagnie.

Les vues de M. Schreiber sont énoncées dans sa lettre à M. Cooper en date de juillet 1903 (pièce 21), qui se lit ainsi :

“Cher monsieur,—J'ai reçu de M. Hoare deux mémoires préparés par vous au sujet des plans de la superstructure du pont de Québec, suggérant certaines modifications que vous jugez désirables.

“Etant donné que le contrat adjudgé pour cet ouvrage contient un devis formel qui me lie, je ne puis, en l'état des choses, sanctionner aucune déviation de ces devis.

“Je suis cependant fortement convaincu de la nécessité de vous laisser une certaine latitude dans la préparation des plans détaillés afin de ne pas entraver le progrès des travaux d'atelier, même jusqu'à adopter (sauf mon acquiescement) telles modifications qui peuvent être jugées à propos ; et pour cela j'ai demandé qu'on me donnât par arrêté en conseil l'autorité d'agir en ce sens. Naturellement, rien ne peut être fait jusqu'à ce que cet ordre soit passé ; dès que je l'aurai reçu, je communiquerai avec vous sur-le-champ.

“Bien à vous”

M. Schreiber se mit en communication avec le ministre des chemins de fer et canaux tel que prévu dans la lettre ci-dessus du 9 juillet 1903, et ses recommandations, transmises par le ministre au Conseil le 18 juillet 1903, forment la substance de l'arrêté en conseil du 21 juillet 1903 (pièce 17). Cet ordre est ainsi conçu :

“Extrait d'un rapport du comité de l'honorable Conseil Privé approuvé par le Gouverneur-Général, le 21 juillet 1903.

Sur mémoire du ministre des chemins de fer et canaux en date du 18 juillet 1903, représentant qu'une communication a été reçue de l'ingénieur en chef du département des chemins de fer et canaux au sujet du pont actuellement en cours de construction sur le fleuve St-Laurent près de Québec, laquelle est ainsi conçue :

“ BUREAU DU DÉPUTÉ-MINISTRE ET INGÉNIEUR EN CHEF.

Ottawa, Ont., 9 juillet 1903

L. K. JONES, Esq.,

Secrétaire département des chemins de fer et Canaux, Ottawa.

“Monsieur,—Certaines questions sont actuellement étudiées et discutées entre M. Théodore Cooper, l'ingénieur consultant de la Cie du pont de Québec, et moi-même, impliquant l'opportunité d'adopter quelques légères modifications aux devis de la superstructure du pont du St-Laurent actuellement en construction par cette compagnie, lesquels devis sont attachés au contrat subsidiaire passé avec elle ; M. Cooper ayant préparé pour cet ouvrage des plans détaillés et devis qui demandent considération spéciale.

“M. Cooper est un ingénieur expert, occupant la plus haute position dans sa profession à New-York, un homme d'une grande renommée et digne de toute confiance. Il a étudié à fond les conditions spéciales de cette superstructure, et cette attention s'imposait, je dois le dire, en vue de l'étendue inusitée de la portée et du tracé général de l'ouvrage. Ses recommandations peuvent en conséquence être jugées raisonnables et pour le meilleur avantage de l'entreprise ; étant continuellement engagé à cette entreprise pendant qu'elle sera exécutée, M. Cooper sera dans les meilleures conditions pour juger des exigences de l'ouvrage au fur et à mesure qu'il progressera.

“Dans un travail de cette ampleur et de cette nature, il est de haute importance qu'aucun délai ne provienne de causes non rigoureusement inévitables, pour entraver la progression régulière de la construction ; et il y a raison de croire que la Compagnie désire des instructions immédiates pour procéder.

“A propos de ce qui précède, je conseillerais d'autoriser le département à employer un ingénieur en ponts compétent pour faire de temps à autre l'examen des dessins détaillés de chaque partie du pont au fur et à mesure, et pour les approuver et les rectifier quand il le jugera à propos, les soumettant pour acceptation finale à l'ingénieur en chef des chemins de fer et canaux.

“J'ai l'honneur d'être, monsieur, votre obéissant serviteur,

COLLINGWOOD SCHREIBER,

Ingénieur en chef.”

Le ministre, appréciant le point soulevé par l'ingénieur en chef, quand il dit qu'on ne devrait pas mettre d'entrave dans le chemin des personnes engagées dans la construction de ce pont, et considérant que dans les circonstances la méthode qu'il propose est la meilleure à adopter pour éviter les retards, recommande qu'autorité lui soit donnée de laisser l'affaire entre les mains de l'ingénieur-en-chef dans les limites exprimées dans sa communication, étant entendu que toute action prise sous son autorité au sujet du dit pont ne sera d'aucune manière jugée et traitée comme violation du traité subsidiaire de la compagnie en date du 12 novembre 1900, lequel contrat, s'il est exécuté conformément aux décisions et à la satisfaction de l'ingénieur-en-chef, sera considéré avoir été bien et dûment exécuté.

Le comité soumet le tout pour approbation.

(Signé)

JOHN J. MCGEE,

Greffier du Conseil Privé.

La principale recommandation de M. Schreiber était que le département fût autorisé à employer “un ingénieur compétent pour faire de temps à autre l'examen des dessins détaillés de chaque partie du pont au fur et à mesure, et pour les approuver et les rectifier quand il le jugera à propos, les soumettant pour acceptation finale à l'ingénieur en chef des chemins de fer et canaux.”

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

En d'autres termes, c'était son intention de placer le contrôle final des travaux du pont entre les mains d'un expert en ponts choisi expressément, lequel serait à l'emploi du département et ferait rapport directement au député-ministre. Dès que l'arrêté en conseil fut passé, on se mit en quête d'un ingénieur compétent.

Les vues de M. Schreiber n'étaient pas d'accord avec celles de la Cie du pont de Québec et de ses associés—(voir lettre Hoare à Cooper, 1er juillet 1903, Pièce 701), Parent à Fitzpatrick, 29 juin 1903 (Pièce 70T), Fitzpatrick à Parent, 18 juillet 1903 (pièce 73C), et dès que M. Cooper eut bien saisi la portée de la demande du député-ministre, il se mit à protester vigoureusement. La lettre suivante définit très nettement son attitude :

New-York, 31 juillet 1903.

Cher monsieur Hoare,—Je viens de recevoir de M. Schreiber des documents qui me prennent par surprise. Il doit choisir un ingénieur à New-York pour faire de temps à autre l'examen des plans, les approuver ou corriger quand il le jugera à propos, etc.

Cela me met dans un rôle de subalterne qui m'est impossible d'accepter. Cela n'améliorerait en rien la situation. Il faudra donner à cet ingénieur pleine liberté comme il l'entendra, ou bien lui donner les instructions mêmes que je sollicitais, fixant les limites aux modifications à faire aux devis originaux, s'il peut y en avoir de permises. Dans les deux cas, il devient l'ingénieur de confiance.

Il me semble très simple pour l'ingénieur-en-chef des chemins de fer et canaux de décider que "les devis originaux soient suivis à la lettre," ou que "certaines modifications soient approuvées," ou encore que la Compagnie ait toute liberté d'exécuter l'ouvrage de la manière la plus avantageuse, pourvu que l'efficacité du contrat original n'en souffre pas." Je saurais alors où j'en suis.

"J'ai écrit à M. Schreiber que je ne vois pas en quoi les services d'un tel ingénieur faciliteraient les progrès des travaux ou me permettraient de faire quoi que ce soit sous ma responsabilité, indépendamment de son consentement.

Bien à vous,

THEODORE COOPER,

Le 30 juillet 1903, M. Cooper écrivit à M. Deans pour le mettre au courant du projet de M. Schreiber, et M. Deans intervint activement. La correspondance suivante établit clairement que la Cie Phoenix appuyait chaleureusement les prétentions de M. Cooper, et que la Cie du pont de Québec était aussi en pleine sympathie avec eux.

(Pièce 74 W.)

31 juillet 1903.

E.-A. HOARE, Esq.,

Ingénieur en chef Quebec Bridge Company.

Québec, Canada.

CHER MONSIEUR HOARE,—J'ai été grandement affecté ce matin en recevant de M. Cooper une lettre en date du 30 juillet, disant qu'il avait reçu de M. Schreiber copie de "l'arrêté en conseil" avec une lettre de M. Schreiber.

Dans cette lettre, M. Schreiber dit avoir demandé l'autorisation d'employer un ingénieur compétent en ponts pour examiner de temps à autre les tracés détaillés de chaque partie du pont, à mesure qu'ils sont préparés, et pour les approuver ou les corriger, suivant qu'il le jugera bon, les soumettant pour acceptation finale à l'ingénieur en chef du ministère des chemins de fer et canaux. M. Schreiber ajoute: "Je n'ai pas encore nommé d'ingénieur à

New-York pour se consulter avec vous, mais je le ferai sans retard inutile ; dans l'intervalle, je crois que vous pouvez sans crainte vous mettre à l'œuvre sur les plans."

Je n'ai pas le moindre doute que vous ne saisissiez le côté sérieux de cette démarche. Cela laisse l'affaire complètement en l'air, et bien pire que la condition que nous cherchions tous à éviter—c'est-à-dire que pour sauver un temps précieux, dès que Cooper acceptait nos tracés et détails, ç'aurait été final et accepté par le département. C'est pour cela, je comprends, que vous avez obtenu "l'arrêté en conseil" Voilà le tout remis au pas, car ni M. Cooper ni nous-mêmes ne saurons où nous sommes jusqu'à ce que ce nouveau venu ait été consulté, et même alors nous n'en saurons rien qu'après qu'il aura passé sur chaque plan.

Je ne saurais trop vous faire saisir la nécessité de prendre action immédiate pour faire manquer tout projet comme celui que propose M. Schreiber.

Quand on songe que tout ce que M. Cooper en faisait, c'était pour épargner des frais inutiles à la Compagnie du pont de Québec, sans pour cela rien sacrifier dans les projets d'étude ni dans la qualité de la structure, tout cela a certainement tourné en une tâche bien ingrate pour tous les intéressés, et à moins que cette présente démarche de M. Schreiber ne soit arrêtée, toute l'affaire sera en pire condition qu si l'on n'y avait pas touché.

J'essaie de vous atteindre par téléphone, car je comprends la nécessité d'une action immédiate.

Votre dévoué,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

(Pièce 70 L.)

(Entête de la lettre : Phoenix Bridge Company.)

Phoenixville, Pa., 31 juillet 1903.

THEODORE COOPER, Esq.,

Ingénieur consultant,

35 Broadway, New-York, N. Y.

CHER MONSIEUR COOPER,—Dire que j'ai été surpris du contenu de votre lettre du 30 juillet, c'est atténuer la chose. J'essaie d'atteindre M. Hoare par téléphone. Par surcroît, je lui ai télégraphié, et lui ai aussi écrit une lettre énergique où je dis carrément ma façon de penser en cette affaire.

La démarche proposée par M. Schreiber mettrait l'affaire en bien pire état qu'elle n'était d'abord. L'arrêté en conseil n'avait été pris que pour sauver du temps, pour faire en sorte que votre approbation fût finale et liât le gouvernement—il n'y aurait plus eu qu'à avoir la signature de M. Schreiber pour la forme. Jusqu'ici, notre tâche se trouve avoir été bien ingrate, pour avoir voulu épargner à la Compagnie du pont de Québec une forte somme d'argent, sans en rien affecter la qualité de l'ouvrage.

Naturellement, nous convenons comme vous que nous voilà à l'ancre jusqu'à ce que cette affaire soit réglée, car assurément cette question d'un nouvel ingénieur est pour le moment une cause d'incertitude.

Je ne puis m'empêcher de croire qu'un voyage à Québec pour vous et moi-même aiderait à éclaircir la situation.

Votre dévoué,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

SESSIONNEL No. 154, A.D. 1908.

(Pièce 70 M.)

(Entête : Phoenix Bridge Company)

Phoenixville, Pa., 1er août 1903.

THEODORE COOPER, ESQ.,

35 Broadway, New-York, N.Y.

CHER M. COOPER,—J'ai causé hier avec M. Hoare par téléphone (le service n'était pas très satisfaisant) et lui ai aussi envoyé deux longues dépêches; j'ai reçu sa réponse, disant qu'il va "s'occuper de l'affaire avec les gens d'Ottawa, et que nous devrions marcher, et s'il survient quelque cause de trouble, dites à Cooper de me le faire savoir tout de suite." Je lui ai de nouveau écrit, le pressant d'entraver le plan projeté, lui expliquant que le seul objet d'avoir un arrêté en conseil était de vous faire doner pleins pouvoirs pour régler tous les détails, l'approbation du gouvernement n'étant que pure affaire de forme, et ainsi de sauver du temps qui est si précieux. Personnellement, je crois qu'il aurait mieux valu avoir Douglas comme on l'avait d'abord proposé, plutôt que de voir le présent projet exécuté; mais nous devons insister pour arrêter toute l'affaire.

Votre dévoué,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

(Pièce 80 P.)

(Télégramme)

3 août 1903.

M. E.-A. HOARE,

Ingénieur en chef Quebec Bridge Company.

Québec, Canada.

J'ai constaté que Cooper vous avait écrit et télégraphié et ressent encore plus fortement que moi la gravité des conséquences d'une pareille action. Il serait désastreux de laisser consommer cette nomination. Vous et moi devrions voir Schreiber à Ottawa tout de suite pour en venir à un meilleur arrangement. Comme sont les choses, on ne peut rien faire avec les plans. Réponse à Phoenixville.

JNO. STERLING DEANS.

M. Cooper se rendit à Ottawa et débattit la question avec M. Schreiber, et comme conséquence, celui-ci fit une autre recommandation au ministre en date du 13 août 1903 (Pièce 65). Cette recommandation est incorporée dans l'arrêté en conseil passé le 15 août 1903 (Pièce 18). Voici le texte de cet arrêté :

"Extrait d'un rapport du comité de l'honorable Conseil Privé, approuvé par Son Excellence le 15 août 1903.

Sur un mémoire du ministre des chemins de fer et canaux, en date du 13 août 1903, représentant que par arrêté en conseil du 21 juillet 1903, autorité était donnée, aux termes d'une recommandation formulée par l'ingénieur en chef des chemins de fer et canaux, d'employer un ingénieur en ponts compétent pour faire de temps à autre l'examen des plans-détails de la superstructure du pont actuellement en cours de construction à travers le fleuve St-Laurant, près de Québec, en vue de certaines modifications suggérées par l'ingénieur consultant de la Compagnie du pont; les dits plans devant être soumis pour acceptation finale à l'ingénieur en chef du ministère des chemins de fer et canaux.

Le ministre expose de plus que l'ingénieur en chef a, ce jour, fait rapport qu'à la suite d'une entrevue personnelle avec l'ingénieur consultant de la Compagnie, il exprimait l'opinion que, pourvu que la solidité de la structure soit maintenue à l'égal de ce que spécifie le devis original attaché au contrat de la Compagnie, les nouveaux calculs de pesanteur proposés par son ingénieur consultant soient acceptés; toutes les parties de détails devant être déterminées par les principes régissant la meilleure pratique moderne, ainsi que par l'expérience acquise au moyen d'épreuves physiques; tous les plans devant être soumis à l'ingénieur en chef, et ne devant pas être mis en pratique avant d'avoir reçu son approbation.

Le ministre recommande qu'autorité soit donnée de suivre la méthode ci-dessus recommandée par l'ingénieur en chef, l'ordre en conseil du 21 juillet dernier étant amendé en conséquence.

Le comité soumet le tout pour approbation.

JOHN J. MCGEE,
Greffier du Conseil Privé.

L'interprétation donnée par M. Cooper à cet arrêté du 15 août fut qu'il lui donnait absolument carte blanche, pourvu que l'efficacité fût maintenue à l'étalon des devis du contrat subsidiaire.

Naturellement, au cours du développement des tracés de la structure, il devait se présenter des cas où de nouvelles modifications des spécifications écrites paraîtraient désirables. C'est ce qui arriva, et ces cas furent traités au fur et à mesure par M. Cooper. Dans ces occasions, il procéda d'après sa propre interprétation de l'arrêté en conseil, sans soumettre ses nouvelles décisions à l'approbation des ingénieurs du gouvernement.

Sur ce point, M. Schreiber diffère d'opinion avec M. Cooper, comme on le verra à l'extrait suivant de son témoignage :

“Q.—Considérant les relations de M. Cooper avec la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec, votre propre opinion de l'habileté de M. Cooper, et les relations du gouvernement avec la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec, comprendriez-vous que M. Cooper avait le pouvoir et l'autorité d'amender les devis des travaux au fur et à mesure, comme il le jugeait à propos ou nécessaire, et ces amendements devaient-ils être tacitement acceptés par les parties intéressées?”

R. (M. Schreiber)—Non, je ne le crois pas. Ils devaient m'être soumis, et passer devant notre ingénieur expert—devant l'ingénieur en ponts du département des chemins de fer et canaux—avant d'être acceptés.

Q.—Ainsi, à moins que nous ne découvrions une acceptation formelle des changements ou altérations aux devis, nous devons les considérer comme non autorisés ?

R. (M. Schreiber)—Certainement.”

Il n'y a, toutefois, pas un mot dans la preuve qui démontre que M. Schreiber ait jamais récusé les décisions prises par M. Cooper, ou qu'il soit en rien intervenu dans son travail. Nous croyons à ce sujet que M. Cooper agissait de bonne foi dans les meilleurs intérêts de l'entreprise.

Copie de l'ordre en conseil fut transmise à la Compagnie Phoenix, qui était donc bien au courant des conditions, entre autres de celle qui stipulait “que tous les autres plans fussent soumis à l'ingénieur en chef (M. Schreiber) et ne fussent pas adoptés pour les travaux avant d'avoir reçu son approbation.” Cette condition était aussi incorporée en termes explicites dans le contrat entre la Compagnie Phoenix et la Compagnie du pont de Québec, et cependant l'ingénieur de la Compagnie Phoenix, lorsqu'on lui pose la question : “Considérez-vous que l'approbation des plans par le département des chemins de fer et canaux était une condition préliminaire à la fabrication des pièces du pont?” —répond : “Non.”

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Les devis ainsi officiellement amendés sous l'autorité d'un arrêté en conseil furent transmis à la Compagnie Phœnix. Quand on a posé la question suivante à M. Szlapka, l'ingénieur technique de la Phœnix: "Avez-vous pleinement concouru à tous les amendements aux devis, avec la conviction que vous travailliez à faire le meilleur pont possible?" il a répondu: "Les amendements que M. Cooper a faits aux devis n'ont pas été soumis à mon approbation."

La manière d'agir de M. Schreiber en cette circonstance et subséquemment ne peut s'expliquer que d'une façon: c'est qu'il voyait dans l'arrêté en conseil du 15 août 1903 un ordre qu'on lui avait donné de laisser à M. Cooper l'entière responsabilité de la construction du pont. D'après le témoignage de M. Douglas, les amendements de M. Cooper furent acceptés et employés par le département pour les examens subséquents des plans (voir Preuve), et la signature de M. Cooper fut pratiquement considérée dans le département comme une garantie finale de la validité des plans (voir Preuve).

La lettre suivante fait voir que la procédure du département était irrégulière et qu'au su de la Compagnie du pont de Québec, M. Cooper s'arrogeait un degré d'autorité incompatible avec la lettre de l'arrêté en conseil du 15 août 1903.

(Pièce 81 C).

(Quebec Bridge & Railway Company.)

Québec, 27 mai 1907.

J. S. DEANS, Esq.,

Ingénieur en chef, Phoenix Bridge Company,
Phoenixville, Pa.

Cher monsieur,—En réponse à votre lettre du 24 courant, je sais que vous faites tout le possible pour hâter l'envoi des plans pour l'approbation du gouvernement; mais on aurait sauvé beaucoup de temps si M. Cooper avait signé les dessins originaux au lieu de signer un si grand nombre de bleus.

La signature de l'ingénieur consultant n'est pas d'accord avec les ordonnances du gouvernement. L'arrêté en conseil passé il y a quelques années autorisait seulement certaines modifications aux devis et détails de temps en temps si la chose était nécessaire. Restent les obligations aux termes des contrats avec la Compagnie et le gouvernement, savoir: qu'aucun ouvrage ne soit exécuté ni aucun estimé payé avant que les plans définitifs aient passé par les différentes phases requises par le gouvernement dans le département des chemins de fer et canaux. Voilà le point sur lequel ils font objection. Comprenez que ce n'est pas moi qui soulève la question, je ne fais que m'efforcer à vous ramener à la lettre des contrats. Le gouvernement n'a passé aucun ordre en conseil annulant votre obligation de faire approuver tous vos plans à Ottawa avant que le métal puisse être fabriqué. Nous sommes aujourd'hui surveillés de très près.

Bien à vous,

E.-A. HOARE.

Il convient de dire que la Cie du pont et chemin de fer de Québec était tout le temps bien au courant de ce qui se faisait à New-York et à Phoenixville, et n'a fait aucune objection à l'autorité que s'arrogeait M. Cooper, bien qu'il fût pourvu au contraire dans le contrat. Cette lettre indique aussi une plus grande surveillance qu'auparavant de la part du gouvernement.

La Cie Phoenix avait été immédiatement informée des termes de l'arrêté en conseil du 15 août 1903 (voir la lettre Cooper à Hoare, 21 août 1903), mais, étant bien au courant des arguments et des influences employés pour faire passer

cet arrêté, elle conclut que c'était l'intention d'accorder exactement ce qu'avait demandé l'hon. S.-N. Parent dans sa lettre du 29 juin 1903 (pièce 70J).

Dans leur témoignage, M. Deans et M. Szlapka (voir Preuve) intiment très clairement qu'ils considéraient les décisions de M. Cooper comme finales et non susceptibles d'altération, soit par la Cie du pont et chemin de fer de Québec, soit par le gouvernement du Dominion.

D'après l'opinion des commissaires, il est toujours désirable, lorsqu'il s'agit de résoudre un problème absolument nouveau, de prendre l'avis de plusieurs ingénieurs sur les points douteux d'un plan, avant d'en entreprendre l'exécution. Ayant accepté la décision du gouvernement de s'en rapporter à l'opinion d'un seul homme, les autorités agirent par la suite à la lumière de ce qu'il y a de mieux dans la science de l'époque ; et les ingénieurs les plus compétents auraient approuvé cette concentration des responsabilités sur la personne de l'homme le plus expérimenté et le plus capable.

Effectivement, après le 15 août 1903, les instructions données de temps à autre par M. Théodore Cooper faisaient foi, étaient les devis. Dans les bureaux de la Cie Phoenix, dans les usines de la Phoenix Iron Company, les devis Hoare amendés par M. Cooper étaient reconnus officiels et traités en conséquence (preuve orale, et pièces 99, 100, 101 et 102). Ces deux compagnies reconnaissaient à M. Cooper l'autorité d'altérer toutes conditions des devis, et il est en preuve que cette autorité a été fréquemment exercée.

HENRY HOLGATE,
Président.
J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 7

DESCRIPTION DE L'ORGANISATION ET DU PERSONNEL DE CHAQUE DES DIFFÉRENTES COMPAGNIES INTÉRESSÉES DANS LES TRAVAUX DU PONT

Quatre parties étaient directement intéressées aux travaux du Pont : le gouvernement du Canada, la Cie du pont et chemin de fer de Québec, la Phoenix Bridge Company, et la Phoenix Iron Company. Chacune avait son propre personnel chargé de la partie des travaux qui la concernait.

Les commissaires ont fait la connaissance de tous les principaux fonctionnaires concernés et causé avec chacun d'eux au sujet des devoirs qui leur étaient assignés. La preuve recueillie établit les antécédents professionnels de chacun, leur expérience, leurs aptitudes respectives, et la nature de leurs attributions.

Le gouvernement du Dominion était représenté par le député-ministre du département des chemins de fer et canaux et ses assistants ; deux députés-ministres et trois inspecteurs ont eu affaire à l'entreprise.

Les intérêts du gouvernement sont clairement définis dans le contrat subsidiaire du 12 novembre 1900 (Pièce 12), et dans l'acte de garantie de 1903 (Pièce 1), et durant tout le cours des travaux la Cie du pont et chemin de fer de Québec a reconnu ses obligations envers le gouvernement en exigeant de ses entrepreneurs qu'ils exécutassent leurs travaux d'une manière acceptable par le gouvernement.

Bien que le député-ministre du département eût pour devoir d'examiner les plans et devis, tous sujets à son approbation, de vérifier les estimés mensuels

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

sur lesquels se faisaient les paiements, d'exercer une surveillance générale de l'ouvrage jusqu'à ce qu'il fût définitivement accepté, en réalité l'entière responsabilité des devis, des plans et de la construction reposait sur les fonctionnaires de la Cie du pont et chemin de fer de Québec, dont les intérêts étaient identiques à ceux du gouvernement, l'autorité spéciale de M. Cooper ayant été officiellement reconnue par les arrêtés en conseil du 21 juillet et du 15 août 1903 (voir Preuve orale).

Antérieurement à la passation de l'arrêté en conseil du 15 août 1903 dont il vient d'être question, il s'agissait de savoir si les décisions de M. Cooper devaient être ou non sujettes à annulation sur l'avis d'un ingénieur expert à l'emploi du département. Par cet arrêté du 15 août 1903, le gouvernement décida pratiquement que les décisions de M. Cooper seraient finales, et ni M. Schreiber ni son successeur M. Butler ne sont en aucun temps intervenus dans sa direction de la partie technique de l'entreprise. M. Cooper entendait la situation exactement de la même manière, et cela établit nettement la position du gouvernement et de M. Cooper sur ce point.

La Cie du pont et chemin de fer de Québec avait à son service et employait dans ses chantiers un ingénieur en chef, un ingénieur consultant, deux inspecteurs de montages et quatre inspecteurs d'usine. L'ingénieur en chef, M. E. A. Hoare, membre de l'Inst. Can. des Ingénieurs civils, avait une grande expérience comme ingénieur de chemin de fer, et avait fait la plus grande partie des ouvrages préliminaires de la Compagnie. Son record professionnel est donné au long dans son témoignage (voir Preuve). M. Hoare jouissait d'une haute réputation d'intégrité, de bon jugement et de fidélité au devoir. Au point de vue du caractère personnel et des relations avec Québec et sa population, on n'aurait pu trouver un meilleur homme, et toute la preuve établit qu'il a fidèlement servi la Compagnie, au meilleur de sa capacité. Il n'y a cependant rien dans la carrière de M. Hoare qui démontre qu'il eût les connaissances techniques voulues pour diriger cet ouvrage dans toutes ses parties.

Les directeurs de la Compagnie ne semblent pas s'être rendu compte de l'importance des devoirs attachés à la position de M. Hoare, et (voir lettre Parent à Holgate, 11 janvier 1908), tout en croyant qu'il ne fût pas compétent pour contrôler tous les travaux, ils lui donnèrent cependant la position, les pouvoirs et les émoluments d'ingénieur en chef.

Bien que cela nous paraisse une erreur de la Cie du pont et chemin de fer de Québec, nous devons dire avec regret que les nominations de ce genre sont loin d'être d'occurrence rare, et il faut admettre qu'en bien des cas on attache plus d'importance et de valeur aux aptitudes exécutives qu'à la science professionnelle et aux études spéciales.

Personnellement, M. Hoare se considérait comme ayant le contrôle général de la construction, avec autorité sur tout à l'exception de l'approbation des plans. La preuve démontre qu'il consacra une grande partie de son temps à la surveillance de la fabrication des matériaux, à l'inspection du montage et à la préparation des estimés ; elle démontre aussi qu'il lui manquait le coup-d'oeil d'ensemble de l'ouvrage que faisaient les inspecteurs et que, si ses subalternes entretenaient à son égard la plus haute considération, ce n'est pas à lui qu'ils s'adressaient pour avis sur les difficultés d'ordre technique.

M. Théodore Cooper, de New-York, était l'ingénieur consultant. Comme expérience, intégrité réputée, érudition personnelle et esprit pénétrant, M. Cooper avait peu d'égaux sur le continent, et sa nomination méritait l'approbation générale. Les attributions précises de M. Cooper consistaient à examiner, corriger et approuver les plans préparés par les entrepreneurs, et à donner son avis à M. Hoare sur les questions de génie civil quand il en était requis. M. Cooper et son assistant-chef, M. Bernt Berger, a consacré le travail

le plus minutieux à l'examen des plans. M. Cooper nommait lui-même, pour les raisons données dans son témoignage, les inspecteurs d'usine et de montage, et exigeait de ces inspecteurs des rapports complets et réguliers. M. Cooper dit que son grand désir était de construire ce pont comme l'oeuvre finale de sa vie; aussi y consacrait-il une extrême attention. Il occupait une si haute position dans la profession que sa nomination eut pour effet de chasser de l'esprit de toutes les personnes plus directement intéressées toute inquiétude sur le résultat. L'événement a prouvé que sa liaison avec l'entreprise a généralement causé une impression de fausse sécurité. Sa signature au bas d'un plan était aux yeux de tous un brevet sans appel, et il a lui-même accepté l'absolue responsabilité des deux grands changements techniques opérés au cours des travaux : l'agrandissement de la grande portée, et les modifications aux devis et aux formules d'efforts telles qu'adoptées. Dans cet examen de la part prise par M. Cooper à l'entreprise du pont, il ne faut pas perdre de vue que c'était un homme sur l'âge, approchant bientôt les soixante-dix ans, et de si pauvre santé qu'il lui était rarement permis de sortir de New-York.

M. Cooper affrontait une position chargée de grande responsabilité ; il consentit à accepter un salaire modeste pour ses services. La Compagnie du pont de Québec ne pourvut pas à lui nommer un personnel d'assistants ; il n'est pas en preuve non plus qu'il ait lui-même demandé la nomination d'un tel personnel. Il s'appliqua à maintenir à ses frais les assistants nécessaires, à même son salaire qui était déjà trop modique pour ses services personnels, et il fit lui-même beaucoup de travail de détail qu'aurait pu tout aussi bien faire un subalterne. Il en résulta qu'il n'eut pas le temps d'approfondir l'exactitude des données et théories employées dans la préparation des tracés, et dut conséquemment laisser passer inaperçues des erreurs fondamentales. C'est une des attributions distinctes de l'ingénieur consultant de rechercher et de corriger ces erreurs, et nous sommes forcés de reconnaître qu'en s'embarquant dans un pareil ouvrage sans suffisamment de personnel et de rémunération, lui et ceux qui l'employaient encouraient censure, mais il ne dépendait que de lui-même de demander qu'on y portât remède.

Pendant la construction des fondations, M. Cooper visita le chantier du pont à diverses reprises, mais n'en fit rien pendant le montage de la superstructure. Au cours des travaux, il ne fit que trois visites aux usines Phoenix Iron.

Pendant le montage, il arriva à M. Cooper d'ordonner l'interruption de certains travaux d'érection sur réception d'informations de M. McLure; il communiqua cet ordre à M. Hoare, qui fit immédiatement arrêter l'ouvrage.

Etant donné que les inspecteurs se rapportaient presque entièrement à M. Cooper pour avis et direction, et que c'est lui qui les nommait et leur donnait leurs instructions, et enfin qu'il avait directement affaire aux entrepreneurs, il s'attribuait beaucoup des devoirs d'ingénieur en chef ; vu la nature spéciale des travaux, il était le seul homme à l'emploi de la Compagnie du pont de Québec qui fût en état de remplir ces devoirs. Il n'était pas autorisé à agir comme tel, et il ne fut pas capable de visiter les travaux du pont pendant le montage.

M. Norman R. McLure était inspecteur assistant de M. Edwards à l'usine jusqu'au commencement du montage ; il agit ensuite comme inspecteur de montage, reprenant sa place d'inspecteur d'usine pendant l'hiver. Il avait été nommé par M. Cooper avec le concours de M. Hoare. Il relevait et de M. Cooper et de M. Hoare, recevait ses instructions de l'un et de l'autre, mais c'est principalement à M. Hoare qu'il faisait rapport sur tout ce qui concernait les estimés mensuels, et à M. Cooper en matières de construction. M. McLure avait de M. Cooper des instructions écrites précises quant à ses devoirs (voir Preuve orale), mais n'en avait pas de M. Hoare. M. McLure est un homme

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

de technique, gradué de l'Université Princeton (1904) ; antérieurement à la construction du pont de Québec, il était inspecteur de ponts pour le chemin de fer New-York, Ontario et Western, et, dans les limites de son expérience, remplissait bien ses fonctions ; c'est un ingénieur capable et consciencieux. Il n'avait pas pleine autorité sur le chantier et pour toutes affaires techniques recevait ses avis et instructions de M. Cooper.

Il nous est impossible de comprendre pourquoi M. Cooper, dans une occasion semblable, ne mit pas un résident plus expérimenté en pleine autorité sur l'inspection du montage. Nous devons cependant reconnaître que le pouvoir de faire cette nomination n'appartenait pas à M. Cooper ; M. Hoare, de son côté, a exprimé dans son témoignage sa conviction qu'il était lui-même capable de surveiller les travaux.

M. E.-R. Kinloch agissait comme inspecteur de la manutention pendant le montage, ayant été nommé par M. Hoare et relevant de ce dernier. L'expérience de M. Kinloch en travaux de ponts, telle qu'établie par son témoignage, montre que, bien qu'il n'eût pas fait d'études techniques, il avait eu à faire à la construction de plusieurs grands ouvrages du genre, et était tout à fait capable de surveiller les travaux courants de ponts. Ses attributions consistaient à surveiller de près la construction et à voir à la parfaite exécution du montage, particulièrement au rivetage, conformément aux instructions écrites de la Compagnie Phoenix. Bien que celle-ci ne lui reconnût pas autorité sur elle, elle coopérait cordialement avec lui vers un objet commun, celui d'assurer l'excellence de l'ouvrage. M. McLure et M. Kinloch travaillaient indépendamment l'un de l'autre, mais toutes les observations et critiques de M. Kinloch étaient rapportées à M. McLure et ont largement contribué à la valeur des registres. M. Kinloch était tout à fait chez lui dans ce genre d'ouvrage et a rempli ses devoirs avec soin et intelligence. Son témoignage révèle chez lui un grand esprit d'observation et montre qu'il avait pleine conscience de l'importance de sa charge. Nous sommes cependant convaincus que le pont était trop vaste pour qu'un seul homme pût embrasser tous les détails de la tâche dont était chargé M. Kinloch, et qu'il y aurait dû y avoir sur les lieux plus d'un inspecteur également capable.

M. E.-L. Edwards était chef inspecteur d'usine, nommé par M. Cooper avec l'assentiment de M. Hoare. Il faisait rapport aux deux. Les circonstances de sa nomination sont définies par M. Cooper dans son témoignage, et l'expérience de M. Edwards comme inspecteur est détaillée dans sa propre déposition. Ses devoirs consistaient à voir à ce que le métal fourni par les laminoirs fût au degré requis par les devis et convenablement éprouvé ; il transmettait régulièrement les bulletins d'épreuve à M. Hoare, et visitait M. Cooper pour recevoir ses instructions tous les mois ou chaque fois qu'il se présentait quelque irrégularité. Il avait aussi à voir à ce que les pièces finies correspondissent exactement avec les dimensions marquées aux plans approuvés, et à ce que les méthodes employées pour la fabrication eussent dans tous les cas la précision la plus satisfaisante possible.

Les bulletins d'épreuve de la liste des fautes d'atelier découvertes par les inspecteurs font voir à quel point M. Edwards faisait son devoir.

M. I. W. Meeser était l'assistant de M. Edwards ; son inspection s'appliquait plus particulièrement au travail d'atelier. Il avait là-dessus une ample expérience, ayant eu l'entraînement d'un machiniste, et ayant été pendant un temps sous-contre-maître dans les ateliers de la Compagnie Phoenix Iron. Pendant leur séjour à Phoenixville, les commissaires se sont rendu compte que MM. Edwards et Meeser étaient parfaitement au courant de la besogne qui leur était assignée. Les commissaires ne sont pas toutefois convaincus que l'inspection d'atelier telle qu'arrangée par la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec aurait été aussi parfaite qu'elle l'a été si elle n'avait eu tout le temps

la cordiale coopération des employés de la Phoenix Bridge Company et de la Phoenix Iron Company. Le personnel était trop restreint ; et c'est notre opinion que la Compagnie du pont de Québec aurait fait preuve d'un meilleur jugement en employant un personnel plus nombreux sous la direction d'un homme indépendant possédant une science technique plus étendue, et ayant l'autorité et l'énergie nécessaires pour tenir son bout contre les entrepreneurs.

.. MM. Keenan et Ostrom ont agi comme inspecteurs aux laminoirs de Harrisburg et de Pittsburg, respectivement. Il n'y a pas de preuve d'aucun défaut sérieux dans le métal fourni par ces établissements, et l'on peut conclure que l'inspection a été minutieuse et fiable.

Dans l'ensemble, le personnel n'était ni suffisant ni bien organisé ; l'excellence de l'ouvrage doit être largement attribuée à l'ambition qu'avaient les entrepreneurs de faire tout ce qu'il y avait de mieux dans leur pleine mesure ; le point faible de l'organisation était l'absence d'un ingénieur de toute compétence pour le montage et d'une tête forte pour diriger l'inspection d'atelier.

Les employés de la Compagnie Phoenix les plus intimement attachés au pont de Québec étaient l'ingénieur en chef, l'ingénieur des tracés, l'ingénieur chargé des détails, l'inspecteur d'usine, le surintendant du montage, le contre-maître du montage, l'ingénieur résident des observations et l'ingénieur résident du montage.

L'ingénieur en chef était M. Deans, qui occupe cette position depuis nombre d'années et qui est avantageusement connu au loin comme un constructeur expert en ponts. Les devoirs personnels de M. Deans consistent dans la direction générale de tous les travaux exécutés par sa compagnie. On peut mieux le désigner comme son chargé d'affaires en chef, et c'est en cette qualité qu'il a dirigé toutes les négociations qui ont précédé les contrats du pont de Québec. Par la nature de son travail, il ne lui est pas possible de suivre de près les détails techniques des calculs et de l'exécution ; c'est la partie spéciale de ses principaux assistants M. Szlapka et M. Milliken, qui agissent sous ses instructions générales. M. Deans s'est montré très actif dans l'accomplissement de ses devoirs, suivant de près la progression des travaux dans toutes leurs parties ; il avait la direction générale pour l'exécution du contrat.

Les agissements de M. Deans dans le mois d'août 1907 et sa manière de juger les choses, telle qu'elle appert à la correspondance et à la preuve, manquaient de prudence et dénotent un défaut d'appréciation de la gravité de la situation.

L'ingénieur chargé des tracés était M. Szlapka, qui avait reçu l'éducation technique la plus complète en Allemagne et avait été depuis 27 ans au service de la Cie Phoenix,—21 ans dans sa présente position. On trouvera à la preuve la liste des plus importants ouvrages exécutés par cette compagnie d'après les plans de M. Szlapka ; elle démontre qu'antérieurement à 1903 sa compétence d'ingénieur avait subi l'épreuve la plus parfaite et qu'il avait une vaste expérience. Suivant la coutume des organisations de ce genre dans les compagnies actuelles de constructeurs de ponts, le travail de M. Szlapka se bornait à son propre département ; ses connaissances personnelles en matière de transport et de montage étaient par conséquent limitées. La preuve fait voir que M. Cooper, bien connu comme critique impitoyable et profond, avait pleine confiance en la compétence de M. Szlapka ; il avait pu, à l'occasion de maintes entreprises antérieures, se former une juste idée à ce sujet. M. Szlapka avait l'entière responsabilité de la partie des plans, et, d'après leurs investigations personnelles à Phoenixville, les commissaires se sont assurés que cette partie avait été exécutée avec soin et énergie. Les erreurs et méprises de M. Szlapka auxquelles les commissaires attribuent directement la cause du désastre, sont discutées ailleurs.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

L'ingénieur chargé des détails était M. Charles Scheidl. Ce dernier avait reçu son éducation technique en Allemagne et était depuis 24 ans au service de la Compagnie Phoenix, dont 18 ans dans sa présente position. Sa participation à l'entreprise du pont de Québec est nettement et pleinement définie dans sa déposition; en abrégé, elle consistait dans la préparation des dessins d'atelier d'après les grandes lignes des plans déterminés par M. Szlapka. La précision de cette partie du travail est attestée par les registres d'atelier, par ceux d'inspection et de montage; c'est un travail de premier ordre. M. Scheidl portait l'entière responsabilité de la précision de chacun des dessins d'atelier.

M. E.-T. Morris était inspecteur d'atelier pour la Phoenix Bridge Company; sa position était permanente. Ses devoirs étaient similaires à ceux de MM. Edwards et Meeser, et son utilité consistait pratiquement dans l'inspection supplémentaire des ouvrages d'atelier. Il faisait rapport à M. Deans et à M. Szlapka, et tenait un registre de toutes les erreurs découvertes ainsi que des méthodes adoptées pour les corriger. L'examen des "corrections de chantier" (*field corrections*) signalées par l'ingénieur résident chargé du montage fait voir le degré de perfection de cette inspection d'atelier; par confrontation des registres, nous constatons que le travail de M. Morris a été même plus complet et plus exact que celui de MM. Edwards et Meeser. Il est juste de ne pas limiter à M. Morris seul le mérite de cette précision; il convient de l'étendre à MM. W. H. Reeves, Deans et Norris dont il recevait ses instructions d'inspecteur.

Le surintendant du montage était M. A.-B. Milliken, qui avait autorité générale sur l'exécution de tous les contrats de la compagnie après livraison des matériaux par la Phoenix Iron Company. Il occupait sa présente position depuis environ 17 ans. On trouve dans sa déposition une liste des plus importantes structures érigées sous ses ordres. M. Milliken ne bornait pas son attention aux travaux du pont de Québec; il avait aussi à voir en même temps à l'exécution de plusieurs autres contrats. La preuve démontre qu'il a consacré un temps considérable à cet ouvrage et qu'il l'a toujours suivi de près. Le système de rapports progressifs en usage dans son département était très complet.

M. Milliken faisait rapport à M. Deans et sur le chantier n'intervenait en rien sur les attributions de M. Yenser, qui en avait la charge; il l'avait seulement. Sa partie paraît avoir été tout le temps soignée et méticuleuse. Les procédés de montage ont été tracés en collaboration par le service technique et celui du montage de la Compagnie Phoenix; les détails des pièces, leurs records, les grues de travail et l'ordonnance générale du montage étaient réglées par les ingénieurs, et les questions d'outillage et de grément par le service du montage. C'est M. Milliken qui nomma M. Yenser contre-maître au pont de Québec.

M. B. A. Yenser avait charge du montage sous les ordres de M. Milliken; sur le chantier, il avait autorité absolue. Il faisait le montage des ponts depuis nombre d'années; et travaillait pour la Compagnie Phoenix depuis une quinzaine d'années. On trouvera dans le témoignage de M. Deans un relevé des principales structures métalliques érigées par M. Yenser, qui est désigné comme "ayant révélé une habileté exceptionnelle comme monteur, prudent et consciencieux, ayant toute l'expérience voulue pour conduire les ouvriers." Il faut noter que M. Yenser n'avait absolument aucune autorité pour altérer le programme du montage, qui était réglé à Phoenixville; on lui fournissait un livret d'instructions avec chaque envoi de plans. Ses attributions étaient largement exécutives, ses devoirs consistant à suivre ses instructions à la lettre et à voir à ce que les éléments de travail sous ses ordres donnassent leur maximum d'efficacité. Il avait ordre d'apporter un soin extrême à l'inspection du grément et de tous les appareils de montage. M. Yenser n'avait pas d'en-

traînement technique, et sa position n'en demandait pas. L'initiative qu'il prit le 28 août 1907 en continuant le montage fut immédiatement rapportée à ses supérieurs du corps des ingénieurs et approuvée. La preuve démontre que c'était un surintendant capable et énergique, et qu'il a marché à la mort avec une suprême confiance dans le jugement de ses supérieurs à Phoenixville.

M. A.-H. Birks, l'ingénieur résident chargé du montage, qui a lui aussi péri dans le désastre, avait une entière confiance au talent et à la compétence des ingénieurs de la Compagnie Phoenix, dont il avait eu amplement occasion d'apprécier l'excellence. La personnalité de M. Birks est décrite, et ses états de services sont mentionnés dans la déposition de M. Deans. On y remarquera que l'expérience de M. Birks était plutôt restreinte. Il avait reçu un entraînement complet dans le tracé des matériels de montage. Ses devoirs consistaient à inspecter les matériaux à leur arrivée au pont, à voir qu'ils fussent mis en bonne place, à surveiller les monteurs pour s'assurer que le programme de montage fût suivi à la lettre tel que réglé dans les instructions écrites reçues de Phoenixville. La preuve démontre que cette tâche a été fidèlement et intelligemment accomplie. M. Birks préparait tous les rapports technique pour transmission à Phoenixville, et avisait M. Yenser sur les questions réclamant quelque connaissance technique.

M. F.-A. Cudworth était l'ingénieur résident chargé des observations. Il n'est survenu au cours de cette enquête aucune question importante affectant la partie de M. Cudworth ; il suffit de dire qu'il s'est bien et fidèlement acquitté de ses devoirs. Le bureau de Phoenixville comptait principalement sur lui pour l'observation des mouvements des diverses parties des fermes à mesure que le travail avançait, et ses observations sont notées dans les rapports.

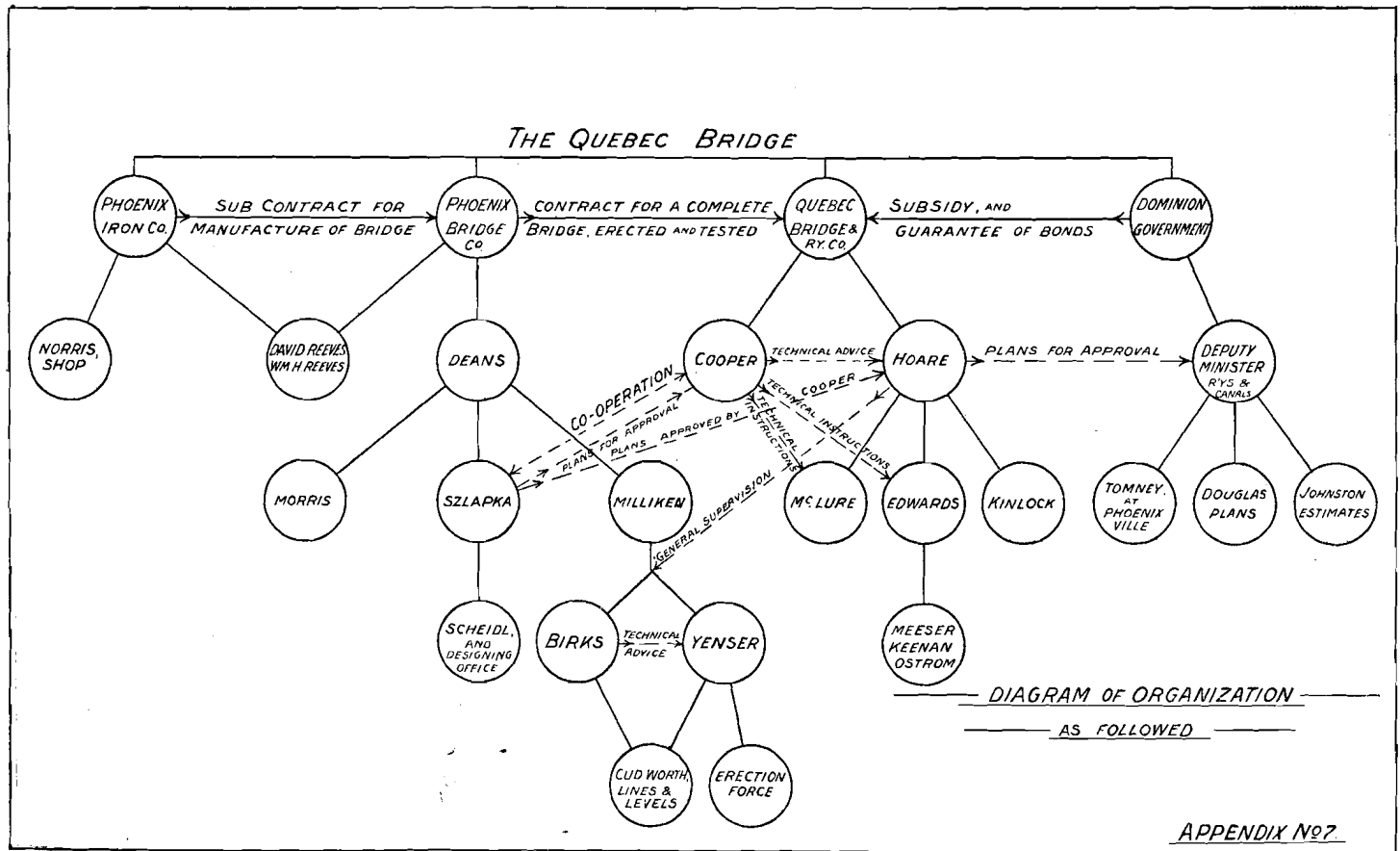
On peut dire qu'en général tout ce personnel était d'une haute valeur, composé d'hommes bien entraînés et ayant amplement d'expérience, chacun dans sa partie ; et il ressort de tout l'ensemble de la preuve que tous éprouvaient un sentiment de fierté de se savoir attachés à une entreprise de cette envergure, avec ferme détermination de faire tout ce qui leur était possible pour en assurer le plein succès. Les commissaires sont cependant d'avis que la Phoenix Bridge Company a erré, manqué de jugement, et n'a pas su apprécier la magnitude et les difficultés de l'ouvrage qu'elle avait sur les bras, en n'attachant pas à son organisation un ingénieur de montage qui, par son entraînement technique et une longue expérience des travaux de grands ponts, eût eu la compétence voulue pour diriger sur place ces travaux de montage. Il est vrai qu'en cela elle a suivi la pratique ordinaire ; mais cette pratique ne s'appliquait pas à cet ouvrage particulier.

Le gérant de la Phoenix Iron Company était M. Norris, qui occupait depuis 1870 une haute position dans cette compagnie ; il en devint gérant en 1900. C'est sous sa direction que les usines de la compagnie ont été remaniées, agrandies, augmentant notablement la production. Ses efforts pour se procurer les plus excellents matériaux et la meilleure main-d'œuvre pour le pont de Québec sont relatés au long dans son témoignage, et la manière dont il a conduit sa partie est, d'après les commissaires, digne d'éloges comme travail soigné, minutieux et énergique.

Les commissaires sont d'opinion que les usines de la Phoenix Iron Company sont bien conduites et bien administrées.

HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.



APPENDICE No. 8

HISTORIQUE DU DÉVELOPPEMENT DES PLANS ET DES MÉTHODES SUIVIES DANS LE BUREAU DE DESSIN

Le premier plan préliminaire du pont de Québec fut tracé par la Compagnie Phoenix pour la Compagnie du pont de Québec et porte la date du 30 novembre 1897 (Pièce 94). Un second plan fut préparé le 7 décembre 1897 (Pièce 95); la bande de console inférieure y est tracée en ligne courbe. Questionné à ce sujet, M. Szlapka nous explique que le changement de la ligne droite à la courbe fut fait pour des raisons d'apparence artistique, l'une et l'autre forme étant d'après lui également bonnes au point de vue structural.

Il y a trois autres plans datés du 17 février 1899, deux où le membre inférieur du bras d'ancrage est arqué aux deux extrémités, l'autre où le bras d'ancrage n'est de forme arquée qu'à l'extrémité touchant à la grande pile. Dans ses grandes lignes, ce dernier plan est presque identique au plan définitif.

Tous ces cinq plans généraux d'avant-projet sont tracés pour une portée de chenal de 1600 pieds. Celui du 30 novembre 1897 démontre exactement la section transversale du fleuve, sur des données qui apparemment avaient été communiquées antérieurement par la Compagnie du pont de Québec.

Le plan préparé par la Compagnie Phoenix, en date du 7 décembre 1897 (Pièce 95) est identique comme tracé général du pont au plan daté du 13 janvier 1898 et produit au département des chemins de fer et canaux, par la Compagnie du pont de Québec (Pièce 3).

Le plan accompagnant la soumission du 1er mars 1899 (Pièce 96) était l'un des trois datés du 17 février 1899. Ce dessin et d'autres de même date, dont quelques-uns étaient des plans de concours, sont démontrés au dessin No. 33.

Deux plans furent préparés en date du 22 avril 1900, l'un et l'autre avec membre inférieur du bras d'ancrage en forme d'arc parfait, la portée centrale étant de 1723 pieds sur l'un, de 1800 pieds sur l'autre. L'exécution de ces plans était postérieure à l'adjudication des travaux du pont le 12 avril 1900, mais antérieure à la recommandation d'une portée de 1800 pieds par M. Cooper. Un autre plan général, démontrant le pont pratiquement dans les mêmes lignes que celles du plan définitif, fut complété le 6 mai 1900. Un autre plan fut préparé par la Phoenix Bridge Company, en date du 6 octobre 1900, semblable au dernier plan plus haut mentionné, mais portant en titre : Quebec Bridge Company; et le 14 avril 1901, un dernier plan général d'avant-projet fut préparé par la Phoenix Bridge Company, lequel est pratiquement le même que le précédent et comporte les mêmes grandes lignes que le pont tel que construit. Tous ces avant-projets avaient été préparés par la Compagnie Phoenix.

Le 12 avril 1900 fut signé le contrat couvrant l'ouvrage métallique des ancrages. La préparation des tracés de cet ouvrage suivit son cours régulier, et le travail d'exécution de même. Par ce contrat, on adjugeait à la Phoenix le contrat de toute la structure métallique du pont, et elle s'engageait à procéder aux détails. Le 19 décembre 1900, on signait contrat pour les deux travées d'approche; les plans de cette partie furent régulièrement préparés et l'ouvrage exécuté au temps voulu.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Bien que ces travées d'approche fussent de simples fermes du genre ordinaire pour cette sorte de structure, et complètes en elles-mêmes, les ancrages du cantilever nécessitaient des calculs portant sur la structure principale, afin de pouvoir déterminer le contre-poids. Les calculs nécessaires à cette fin furent basés sur des données hypothétiques. L'ouvrage, commandé le 15 juin 1900, fut tracé sur-le-champ et construit "avec une marge libérale pour surcroît de contre-poids", vu l'impossibilité d'établir la valeur de ce contre-poids avec précision, le poids de la structure elle-même n'étant encore connu qu'approximativement.

L'étude générale des détails du pont fut faite par M. Scheidl pendant les mois de janvier, février et mars 1902. Cette étude embrassait les grandes lignes du pont et les formules générales d'efforts telles qu'alors préparées. La manière d'attacher la travée suspendue du centre aux bras de cantilever, les détails de sabots des grandes colonnes, les détails des ancrages furent compris dans cette étude ; les détails de panneaux et intersections de la travée suspendue furent tracés ; ensuite vint l'étude de l'assemblage des cordons supérieurs des bras d'ancrage et de cantilever, des noeuds et intersections de panneaux, des colonnes et piédestaux, etc. Comme ces études n'étaient alors autre chose que des essais, les pesanteurs ne furent pas calculées pour servir de base aux nouvelles formules d'efforts. Les véritables études préliminaires aux tracés définitifs furent commencés en juillet 1903, après réception des devis révisés, le contrat ayant été signé provisoirement le 19 juin précédent.

Voici les grandes lignes de ces études préliminaires. D'abord, la détermination des longueurs normales de toutes les pièces du pont ; ensuite l'étude de toutes les pièces du tablier, tôles, poutres armées et longerons, de l'entretoisement transversal, des détails des sabots, piédestaux, bandes de raccord et leurs entretoises.

On passa ensuite à l'assemblage des barres-oeillets, puis aux détails d'ancrage, aux reports de contreventement et aux piles d'ancrage. Après quoi, on étudia la distribution des panneaux du bras d'ancrage commençant par l'extrémité des bandes inférieures, puis les points d'intersection des âmes. On fit le même travail sur les bras du large et la travée intermédiaire.

Une fois les détails du bras d'ancrage complétés, et ceux du large pratiquement finis, on fit le calcul des pesanteurs des diverses parties et des définitives formules d'unité d'efforts pour le bras d'ancrage. Alors commença la période des dessins d'usine ; il n'y avait jusque-là que les tours d'ancrage de tracés pour exécution :

Voici les résultats des charges mortes convergentes sur lesquelles on calculait la construction des membres du bras d'ancrage :

Moitié de la travée suspendue	4,842,000 livres
Bras du cantilever	13,205,200 "
Bras d'ancrage	13,317,600 "

Les mêmes pesanteurs convergentes constatées le 25 juin 1907 furent comme suit :

Moitié de la traverse suspendue	5,694,000 livre
Bras de cantilever	15,804,000 "
Bras d'ancrage	17,318,000 "

(Voir aussi dessin No 3). La totalité d'acier dans ces dernières concentrations était de 35,316.000 livres.

L'écart entre ces deux résultantes indique une erreur fondamentale dans les études mathématiques du pont. Dans une structure de pont convenable-

ment calculée, les charges mortes convergeantes prises comme point de départ pour guider la fabrication des pièces, devraient concorder de près avec la pesanteur établie par les dimensions portées au plan définitif, de même qu'avec les pesanteurs réelles—(voir clause 3 des devis qui prescrit : “3.—La charge morte employée pour calculer les efforts ne doit pas être inférieure à la pesanteur réelle de la structure parachevée”).

L'erreur ne consiste pas tant dans l'inexactitude des résultantes problématiques du point de départ—ce qui est toujours plus ou moins inévitable—que de ce qu'on a négligé de refaire le calcul des pesanteurs basées sur les coupes transversales déjà établies, avec une marge suffisante pour couvrir les points douteux; on a procédé par approximation jusqu'à ce qu'on obtint une apparence de concordance. Pour les ponts de tracés et de dimensions ordinaires, l'expérience acquise fournit des données suffisantes pour permettre à l'ingénieur d'évaluer la charge assez juste pour le dispenser de recommencer ses calculs. Mais ici, le caractère unique de l'entreprise, l'énormité de la portée, les efforts excessifs commandés par les devis, exigeaient qu'on ne courût aucun risque et qu'on ne négligeât pas d'adopter une méthode de vérification au moins approximative.

Dans les calculs qui servirent à la confection des pièces du bras de cantilever, les mêmes résultantes de charge morte furent présumées pour le bras de cantilever et la travée suspendue que pour celle du bras d'ancrage, et le commentaire qu'on vient de lire s'applique avec une égale force à cette partie de la structure.

Cette négligence de refaire les récapitulations essentielles doit être attribuée surtout à l'excès de confiance que M. Szlapka entretenait sur la précision des résultantes de charge morte qui lui avaient servi de point de départ par hypothèse. M. Cooper partageait cette confiance puisqu'il approuva les formules d'efforts.

Voici les dates auxquelles M. Cooper approuva les différentes formules d'efforts :

Travée suspendue... ..	29 mars 1904
Bras d'ancrage	30 juin 1904
Bras de cantilever.	25 mai 1905

On trouvera la déclaration de M. Cooper à ce sujet à la preuve orale. M. Cooper dit :

“Pour les calculs des charges mortes, M. Szlapka me fournit un diagramme en date du 12 mai 1904, qui donnait les concentrations de charge morte pour les bras d'ancrage et de cantilever du pont de Québec.

“Ces concentrations de poids mort varient sur tous les points. Lorsqu'elles me furent présentées, je demandai à M. Szlapka si elles avaient été soigneusement et exactement estimées. Il me dit qu'il avait mis ses meilleurs hommes pour faire les estimations de pesanteurs sur tous les points, et que c'était là, au meilleur de sa croyance, un arrangement exact des pesanteurs définitives. Comme je n'avais pas d'autres moyens de vérifier ces pesanteurs, les plans ne m'ayant pas encore été soumis, je les pris pour exactes et m'en servis pour établir mes efforts. Je vérifiai cependant ces charges de la manière suivante. J'additionnai ensemble toutes les charges convergeantes, déduisis une marge pour le tablier et le bois qui y étaient expressément mentionnés, et je trouvai que la charge résultante était amplement suffisante pour couvrir l'évaluation présumée du poids de la structure.”

De bonne heure en 1905, les tracés du bras d'ancrage étaient pratiquement au complet, et il était possible d'établir la pesanteur de cette partie de la structure à deux pour cent près de la pesanteur réelle. Aucune preuve

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

n'existe que ce calcul ait été fait, soit par la Compagnie Phoenix, soit par M. Cooper. Si on l'avait fait à cette époque, lorsqu'il n'y avait encore qu'une faible partie des matériaux de passés par les usines, et avant de commencer l'érection, on eût tout de suite découvert la grave erreur commise dans l'évaluation hypothétique des charges mortes.

L'ouvrage d'atelier commença en juillet 1904, et les registres montrent qu'à la fin de décembre 1904 huit panneaux des membres inférieurs de la console d'ancrage étaient finis, prêts à expédier. Le bureau des dessinateurs ayant à fournir aux demandes d'atelier, cette circonstance a sans doute contribué à empêcher la revision des formules et la prompte découverte de l'erreur.

M. Cooper ne commença à s'en rendre compte que lorsqu'il reçut le rapport de M. Edwards en date du 1er février 1906 sur l'inspection des matériaux. A ce moment, le bras d'ancrage, la tour et deux panneaux du bras de cantilever étaient construits, et six panneaux du bras d'ancrage étaient montés en place. Comprenant qu'il n'y avait plus de remède, mais croyant que les compressions de surcroît étaient encore dans les bornes de la sécurité, M. Cooper permit de continuer l'ouvrage. Il évaluait à 7 ou 10 p.c. le surcroît de compression du à cette erreur de calcul.

Aucun registre progressif du calcul des pesanteurs ne fut tenu ni gardé dans le bureau technique, afin de pouvoir vérifier les évaluations de concentrations qui avaient servi à dresser les formules d'efforts; c'est ce que fait voir la correspondance suivante échangée avec M. Deans :

Montréal, 25 janvier 1908.

Phoenix Bridge Co.,
Phoenixville, Pa.

Messieurs,—Je suis requis de vous demander quel système ou procédé a été suivi dans vos bureaux de dessin pour évaluer et vérifier les pesanteurs, et quel registre de pesanteurs évaluées et réelles des parties a été tenu dans vos bureaux. Était-ce votre pratique de faire l'estimation du poids de chaque partie à mesure qu'on en avait terminé le tracé, et ce travail se faisait-il systématiquement afin de pouvoir être utilisé pour vérification des calculs originaires du pont ? Et ces évaluations de poids d'après les tracés vous servaient-elles comme données pour faire les plans ? Si vous pouviez me donner une liste de ces pesanteurs réelles, avec les dates où elles ont été comparées soit aux évaluations d'après dessin ou d'après nature, quel que soit l'ordre de priorité, je crois que cela nous donnerait le renseignement demandé. Je vous serais obligé d'une prompte réponse.

Votre etc.

HENRY HOLGATE,

Phoenixville, Pa., 31 janvier 1908.

HENRY HOLGATE, Esq.,
Président Commission Royale,
Montréal, Canada.

Cher monsieur,—Réponse à votre lettre du 26 janvier. Lorsque les dessins d'atelier des plus fortes et des plus lourdes pièces étaient en partie finis, on en préparait des croquis montrant leurs pesanteurs approximatives et leurs dimensions extrêmes. Ces croquis étaient envoyés aux compagnies de transport pour fins de consignation et de changement. Pour les pièces de dimensions ordinaires, aucune pesanteur n'était chiffrée, quand il ne se présentait nulle difficulté

de chargement. Quand les dessins d'atelier des pièces les plus importantes étaient finis et approuvés par l'ingénieur consultant, alors les pesanteurs étaient soigneusement chiffrées pour comparaison avec les pesanteurs au connaissance. On ne gardait pas d'autre record au bureau de dessin, en dehors du chiffrage article par article sur les rôles de forge où les pesanteurs estimées et actuelles étaient notées.

Nos factures d'expédition donnent les poids actuels, marques et dates d'expédition toutes les pièces du pont. Nous n'en avons pas de copies supplémentaires, mais vous pourriez sans doute prendre communication du dossier de M. Hoare.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

Avant de procéder aux dessins d'atelier, on commençait par s'entendre entre le bureau de dessin et le service du montage sur la position des jointures de chantier et tous autres détails de nature à affecter le montage. La grande grue de travail fut tracée après consultation entre ces deux départements.

Avant de pouvoir tracer les plans des plus grandes pièces, il fallait faire des arrangements avec les compagnies de transport : ce qui nécessitait la préparation de dessins de transport pour éviter toutes difficultés en route, au point de vue des wagons, des courbes et des ponts.

Les dimensions exactes des divers membres devaient être déterminées de manière à assurer configuration normale sous pression normale; il fallait en conséquence calculer toutes les altérations de longueur et de position dans les divers membres, depuis le placement en premier lieu des bandes inférieures du bras d'ancrage sur échafaudages jusqu'à la configuration finale du pont lorsqu'il serait complété et supportant sa charge normale.

Dans la préparation des détails d'atelier, on a tenu pleinement compte des méthodes de montage. Tout le travail, y compris les détails préliminaires plus hauts décrits, était sous les soins d'un assistant ingénieur, M. Charles Scheidl. Chaque dessin d'atelier, une fois fini, était vérifié à demeure. Copies en étaient envoyées à l'ingénieur consultant pour approbation. Quand celui-ci les avait approuvées, elles revenaient à la Compagnie Phoenix, qui en transmettait copies à l'ingénieur en chef de la Compagnie du pont de Québec pour transmission au département des chemins de fer et canaux. Le département renvoyait une copie approuvée à la Compagnie Phoenix et, aux termes du contrat, la réception des plans approuvés par le département des chemins de fer et canaux constituait pour la Compagnie Phoenix l'autorisation de procéder à la construction.

Tous dessins d'atelier étaient exécutés en la meilleure forme, et contenaient toutes les indications nécessaires pour le travail d'usine et jusqu'à un certain point aussi pour le montage.

Les plus minutieuses méthodes de vérification étaient employées. En aucun temps pendant la durée du travail d'étude, il n'y eut plus de dix-huit hommes employés à la fois. On ne pouvait aller plus vite que ce que permettait le travail de M. Scheidl, et l'emploi d'un grand nombre de dessinateurs n'aurait pas avancé les choses. (Pour plus de détails, voir les témoignages de MM. Szlapka et Scheidl.)

Les moitiés nord et sud du pont étant identiques, les membres de chacune étaient simultanément construits d'après les mêmes dessins.

Le tableau ci-joint montre que les dessins étaient envoyés à l'atelier dès qu'ils avaient reçu l'approbation de M. Cooper, et que l'approbation du département des chemins de fer et canaux, bien que nécessaire, n'était regardée que comme une pure formalité.

MEMBRES INFERIEURS DU BRAS D'ANCRAGE SUD

Relevé des dates des diverses opérations sur ces pièces.

Dessin No.	Parties	Transmis à M. Cooper pour approbation	Renvoyé par M. Cooper approuvé	Envoyé à M. E. A. Hoare	Approuvé par le département des chemins de fer et canaux	Dessins reçus aux ateliers	Gabarits complétés	Commencement du poinçonnage	Fin du poinçonnage	Fin, prêt pour expédition
1	Pann. term.	1904 6 juillet....	1904 10 juillet....	1904	1904 21 octobre..	1904 22 juillet....	1904 1 septembre	1904 5 août.....	1904 28 septembre	1904 1-19 octobre. 1-20 "
2	2e panneau	16 août....	20 août....	29 août....	21 "	25 août....	25 "	19 septembre	1 octobre...	1-27 " 1-24 "
3	3e "	10 septemb'e	14 septemb'e	22 septembre	1 novembre	16 septembre	5 octobre..	11 octobre..	22 "	1- 8 novembre. 1- 3 "
4	4e "	19 "	24 "	28 "	1 "	26 "	11 "	20 "	28 "	1-12 " 1-14 "
5	5e "	16 "	24 "	8 octobre....	1 "	29 "	31 "	2 novembre	17 novembre	1-25 " 1-26 "
6	6e "	14 "	24 "	13 "	1 "	4 octobre..	1 novembre	10 "	17 "	1- 3 décembre, 1- 6 "
7	7e "	7 octobre..	13 octobre...	21 "	12 "	17 "	14 "	21 "	3 décembre	1-13 " 1-17 "
8	8e "	14 "	18 "	4 novembre	23 "	24 "	18 "	4 décembre	17 "	1-24 " 1-31 "
9	9e "	19 "	23 "	4 "	23 "	28 "	25 "	13 "	31 "	1-12 janvier 1905 1-16 "
10	10e "	21 "	25 "	23 "	19 décembre	7 novembre	28 "	28 "	1905 5 janvier...	1-18 " 1-19 "
	Colonne....	1	2	3	4	5	6	7	8	9

A confronter, colonne 4 avec 5.—Colonne 4 avec 9.

Suit un journal succinct du travail relevant plus ou moins du bureau de dessin, à mesure que progressaient les travaux de structure :—

12 avril 1900.—Signature du contrat pour ancrages.

19 décembre 1900.—Signature du contrat pour les deux travées d'approche.

Janvier, février, mars 1902.—Etude préliminaire des détails de la structure principale.

Juillet 1903.—Etude préliminaire en vue du tracé final de la structure principale, commencée sur réception des devis révisés. Signature du contrat provisoire le 19 juin.

23 juillet 1903.—Commencement des études des pièces du tablier. M. Szlapka décide d'arranger son travail de manière à ce que les dessins d'atelier pour les bras d'ancrage et de cantilever soient complétés pas plus tard que le 31 août 1904 laissant aux ateliers huit mois pour compléter vingt millions de livres de manière à ce que le montage puisse commencer le 1er mai 1904.

Janvier à mai 1904.—Calcul des formules de compression et de la composition du bras d'ancrage.

Mars à décembre 1904.—Calcul des formules d'efforts et de la composition du bras de cantilever.

19 février 1904.—Plan général et formules d'efforts de la travée suspendue envoyés à M. Cooper.

21 mars 1904.—M. Deans donne instructions à M. Szlapka de pousser tout l'ouvrage avec la plus grande célérité.

29 mars 1904.—Formules d'efforts de la travée suspendue approuvée par M. Cooper.

8 avril 1904.—M. Szlapka avise M. Hoare que le poids du pont ne dépassera pas l'estimé de plus de 5 p. c., soit environ 62,720,000 livres.

Avril 1904.—Grande grue de travail tracée, et pesanteur déterminée pour faire les calculs des efforts dans le montage.

Mai 1904.—Tracé des détails généraux de la travée suspendue approuvé par M. Cooper.

3 mai 1904.—Détails des supports d'ancrage approuvés par M. Cooper.

13 mai 1904.—M. Szlapka transmet à M. Cooper les concentrations de charge morte pour le bras de cantilever et d'ancrage pour permettre à M. Cooper de vérifier ses formules d'efforts.

23 mai 1904.—Etude préliminaire des sabots et piédestaux transmise à M. Cooper, ainsi que calcul complet pour bras d'ancrage, et premier tracé d'atelier pour support d'ancrage.

Mai 1904.—Tous dessins modèles des noeuds de panneaux supérieurs et inférieurs approuvés par M. Cooper.

2 juin 1904.—Formules d'efforts au complet pour bras d'ancrage remises à M. Cooper par M. Szlapka.

6 juin 1904.—Plan révisé des barres-œillets d'ancrage transmis à M. Cooper.

30 juin 1904.—M. Cooper approuve formules d'efforts du bras d'ancrage.

Juillet 1904.—Poutres et longerons du platelage approuvés par M. Cooper.

10 juillet 1904.—Plans des premiers membres inférieurs approuvés par M. Cooper et commencement de leur fabrication à l'atelier.

11 juillet 1904.—Copies des formules d'efforts du bras d'ancrage envoyées à M. Hoare pour transmission au ministère des chemins de fer et canaux.

28 juillet 1904.—Membres supérieurs approuvés par M. Cooper, après quoi les dessins sont complétés et transmis à M. Cooper sans interruption au fur et à mesure.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Août 1904.—Dessins d'atelier des deux extrêmes panneaux approuvés par M. Cooper.

La lettre suivante de M. Deans à M. Hoare définit la situation telle qu'elle était le 8 octobre 1904 :

8 octobre 1904.

M. E.-A. HOARE,
Ingénieur en chef de la Cie du Pont,
Québec, Canada.

Cher monsieur,—Nous constatons que nous n'avons pas reçu de l'ingénieur du gouvernement l'approbation d'aucune des sections des grandes bandes. Comme on vous l'a expliqué il y a quelque temps, nous avons travaillé à notre grand désavantage, étant forcés de borner notre travail de cabinet au bras d'ancrage, afin de faire tout le possible pour être prêts le printemps prochain à commencer le montage du bras d'ancrage. Il y avait trop à faire pour le temps qui restait après le règlement des arrangements financiers et l'ordre de procéder aux travaux. Nous avons en conséquence été incapables de compléter nos formules d'efforts pour le bras de cantilever et pour la travée suspendue, car il fallait attendre que tous les détails fussent complétés, non seulement pour la structure permanente, mais aussi pour les détails et l'outillage de la grande grue, afin de pouvoir savoir exactement le poids total portant sur chaque noeud de panneau.

Comme vous le savez, nous avons envoyé aux ingénieurs canadiens, par votre bureau, les formules d'efforts pour le bras d'ancrage, y compris les bandes non encore approuvées, et nous voudrions bien qu'elles fussent examinées et les imprimés renvoyés le plus tôt possible avec leur approbation. Les ingénieurs ont tout ce qu'il faut pour vérifier ces bandes, bien que nous comprenions parfaitement qu'ils aimeraient avoir aussi par devers eux les formules pour le pont en entier, lesquelles seront expédiées dans le plus court délai possible.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

19 novembre 1904.—Plan des colonnes centrales approuvé.

Janvier 1905.—Série d'épreuves faites sur les barres-oeillets.

3 mars 1905.—Dessins des grands sabots envoyés à l'atelier.

25 mai 1905.—M. Cooper approuve les formules d'efforts pour le bras de cantilever.

12 juillet 1905.—Premier dessin de détail du membre No. 9 du bras de cantilever transmis à M. Cooper.

13 juillet 1905.—Formules d'efforts pour le bras de cantilever approuvées par le ministère des chemins de fer et canaux. A cette époque, le bras d'ancrage est presque entièrement fabriqué. M. Szlapka s'attend de finir les dessins d'atelier pour les deux premiers panneaux du bras de cantilever pour le 1er septembre et tous les tracés du pont pour le 15 mars 1907.

20 juillet 1905.—M. Cooper et M. Szlapka discutent ensemble la manière d'éprouver les assemblages rivetés et d'autres questions. Emploi d'acier de quelque meilleure qualité pour barres-oeillets et quelques corrections aux cambrures : entente satisfaisante sur tous ces points.

11 août 1905.—Premières sections du membre inférieur du bras d'ancrage montées en place et bras d'ancrage pratiquement fabriqué au complet et en grande partie livré au site du pont.

14 juin 1906—Développement des dessins tellement avancé que la Phoenix Bridge Company peut faire un estimé plus juste du poids de l'acier dans la

7-8 EDOUARD VII., DOCUMENT

structure, soit, y compris les ancrages, 73,000,500 livres. Finalement ce poids a été estimé à 73,312,504 livres. Le poids réel dépassait en moyenne de 1 p.c. le calcul des pesanteurs d'après les dessins (voir relevé des pesanteurs ci-annexé).

26 novembre 1907.—Bras d'ancrage sud et presque tout le bras de console sud montés.

1er février 1907.—Revision des formules d'efforts de la travée suspendue.

15 mars 1907.—Dernier dessin complété, celui du membre inférieur du panneau central de la travée suspendue.

25 juin 1907 au 8 octobre 1907.—Revision des concentrations de charge morte pour travée suspendue, bras de cantilever et bras d'ancrage, et calculs des nouvelles superficies en coupe transversale des membres du pont pour fins de comparaison avec les coupes transversales actuelles.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

PONT DE QUÉBEC—MOITIÉ SUD

ETAT COMPARATIF DES PESANTEURS ACTUELLES ET DES PESANTEURS CALCULÉES D'APRÈS LES TRACÉS COMPLETS

Ordre No.	Désignation	Pesanteur hypothétique	Totale	Pesanteur actuelle	Totale.
		Lbs.	Lbs.	Lbs.	Lbs.
602	Barres-caillets et chevilles d'ancrage	219,820		223,100	
604	Cuirasses et entretoises d'ancrage..	374,097		371,843	
	Ancrage.....		594,526		594,943
606	Fermes du bras d'ancrage.....	8,085,621		8,142,803	
608	Barres-caillets ".....	3,188,361		3,209,014	
610	Chevilles ".....	229,058		229,255	
	Ensemble des fermes du br.d'ancr.....		11,503,040		11,581,072
613	Poutres et longerons pour tablier, bras d'ancrage.....	1,507,140		1,517,036	
618	Poutres pour tabliers ou poutres armées, bras d'ancrage.....	260,832		261,510	
	Ens. des tabliers, bras d'ancrage.....		1,767,972		1,778,546
612	Colonnes centrales et entretoises.....	2,676,863		2,708,560	
614	Sabots et appuis mobiles (piédestaux).....	808,810		814,349	
	Ensemble des grandes colonnes.....		3,485,673		3,522,909
621	Fermes du porte-à-faux.....	8,602,086		8,724,598	
623	Barres-caillets ".....	3,167,005		3,468,253	
625	Chevilles ".....	330,220		329,584	
	Ensemble du porte-à-faux.....		12,399,311		12,522,435
627	Poutres et longerons du tablier du porte-à-faux.....	1,732,290		1,770,892	
629	Poutres pour tablier ou poutres armées du porte-à-faux.....	290,435		296,206	
	Ens. du tablier en porte-à-faux.....		2,022,725		2,067,098
631	Fermes de la travée suspendue....	3,307,590		3,379,293	
633	Barres-caillets.....	342,340		343,280	
635	Chevilles.....	35,710		35,460	
	Ensemble de la travée suspendue.....		3,685,640		3,758,033
637	Poutres et longerons de tablier, travéesuspendue.....	1,197,365	1,197,365	1,214,905	1,214,905
	Pour une moitié du pont,...	36,656,252		37,039,941	
	Pour le pont en entier.....		73,312,504		74,079,882

Poids réel excédant l'estimation d'après les dessins, 767, 378 lbs.

Pourcentage des erreurs, 1.03 p.c.

Poids réel : 101.05 p.c. du poids calculé.

Poids calculé, 98.95 p.c. du poids réel.

25 septembre 1907.

APPENDICE No. 9.

MATÉRIAUX, TRAVAUX D'USINE ET INSPECTION

L'acier fourni pour le pont a été fabriqué au désir des spécifications Hoare, sauf que M. Cooper, trouvant que les épreuves subies par les grandes barres à œil donnaient des résultats un peu faibles, exigea un métal d'un degré légèrement plus élevé pour les barres à l'état brut.

Les devis Hoare spécifiaient un acier de qualité ordinaire, semblable au produit régulier des usines. Les conditions d'épreuves n'étaient pas onéreuses, mais concordaient avec la pratique courante. On y reviendra à l'appendice 18.

Le métal s'est si bien comporté, lors de l'épreuve du désastre, que la commission est convaincue que la cause de l'éroulement ne saurait remonter aux hauts fourneaux ni aux laminoirs. Aussi, l'examen qu'elle en a fait est-il plutôt d'un caractère général.

Les fournitures d'acier ont été partagées entre différents moulins :

Phoenix Iron Co, acier en formes.. . . .	16,575,888 lbs.
Central Iron & Steel Co., barres brutes.. . . .	14,827,400 "
" " tôles.. . . .	27,240,100 "
Carnegie Steel Co, tôles.. . . .	13,822,000 "
Bethehem Steel Co, chevilles.. . . .	993,000 "

La commission a visité les usines Phoenix Iron Co., Central Iron & Steel Co, et Pennsylvania Steel Co.; cette dernière a fourni un fort tonnage d'ébauches aux laminoirs de la Central Iron & Steel Co.

Nous avons été accompagnés dans nos visites d'inspection par les inspecteurs d'usines à l'emploi de la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec, et les procédés de fabrication de l'acier, du laminage des formes et tôles ainsi que les détails d'inspection nous furent pleinement expliqués par ces messieurs ainsi que par les surintendants des différentes usines.

Nous désirons reconnaître ici les politesses reçues de M. J.-B. Bailey, le directeur de la Central Iron and Steel Co., et de M. Reynders, le vice-président de la Pennsylvania Steel Co.

Les épreuves de matériaux requises par les devis Hoare ont été régulièrement faites aux laminoirs sous l'œil des inspecteurs de la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec; les rapports de ces épreuves sont produits comme pièce 28. L'examen de ces rapports—couvrant près de 5,000 épreuves en tout—montre que rien d'anormal ne fut constaté dans aucun des matériaux et qu'ils satisfaisaient aux conditions des devis.

Quelque soixante-dix barres à œil de pleine grandeur ont été soumises à l'épreuve dans le grand appareil de Phoenix, d'accord avec les conditions des devis. Les résultats sont consignés aux pièces 28 et 86, et l'on remarquera que nombre de ces pièces n'étaient pas tout à fait à la hauteur des conditions du devis. Ces résultats avaient été référés à M. Cooper, qui consentit à accepter un certain nombre de barres faibles, mais éleva le degré de laminage de

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

manière à prévenir toute nouvelle difficulté de cette nature. Ces épreuves à pleine grandeur furent faites sur barres à l'état fini, façonnées à tous égards comme celles qui ont été employées pour le pont.

La déclaration de M. Cooper (Cooper à Hoare, 4 août 1903), que "les diverses pièces du pont surpasseront tout ce qui s'est fait jusqu'ici et mettront à contribution les procédés de fabrication les plus avancés de l'époque," donne une juste idée du genre d'ouvrage entrepris par la Phoenix Iron Company.

Lorsque la Phoenix Bridge Company signa le contrat provisoire du 19 juin 1903, ses sous-entrepreneurs de la Phoenix Iron Company n'étaient pas tout à fait équipés *ad hoc* et durent faire subir quelques changements à leurs usines et à leur matériel.

L'étude nécessitée par les améliorations préliminaires à l'acceptation du contrat de Québec est relatée dans le témoignage de M. Norris. La Cie Phoenix Iron s'apprêta à commencer à opérer les changements nécessaires dès que le contrat eut été accepté.

La dépense totale encourue par ces améliorations dépassa \$220,000 ainsi réparties :

Agrandissement et amélioration de l'usine des barres à œil	\$ 40,000
Altération des usines et installation de grues roulantes suffisamment puissantes pour manoeuvrer des pièces de 100 tonnes	110,000
Machines nouvelles, y compris raboteuse circulaire double 64 pouces pour aplanir les bandes de compression, machine à dresser les grandes tôles épaisses, cisailles hydrauliques pour grandes sections, grandes machines à forer, grande raboteuse verticale, et diverses autres améliorations	70,000

C'était une dépense nécessaire avant de pouvoir entreprendre l'ouvrage de Québec; elle prouve qu'on s'y préparait avec soin. Tous ces additions sont des améliorations permanentes pour la Phoenix Iron Company, et sont maintenant en usage constant, formant partie de son matériel régulier.

La preuve fait voir que M. Reeves et M. Norris se rendaient parfaitement compte des difficultés qu'offrait la confection des pièces énormes et compliquées du pont de Québec, et que les divers chefs d'ateliers et contre-maîtres reçurent ordre d'apporter plus qu'une attention ordinaire à ces travaux. Comme préliminaire, on construisit un modèle en bois grandeur naturelle d'un des panneaux de sous-bande de la console d'ancrage, et on l'exposa en permanence comme leçon de choses pour le personnel de l'usine. Les moindres détails, jusqu'aux têtes de rivets, etc., étaient démontrés sur ce modèle, de sorte que tous les ouvriers pouvaient se rendre compte de la précision mécanique voulue pour que les diverses pièces à assembler s'ajustassent parfaitement en place.

Les commissaires passèrent quelques jours dans les usines en compagnie du contremaître de la Cie Phoenix Iron et des inspecteurs de la Cie du pont et chemin de fer de Québec, pour se familiariser avec les procédés de fabrication et d'inspection. Ce qu'il y avait d'inusité et de particulier à l'ouvrage destiné à Québec, c'était les vastes proportions et le poids des pièces à manoeuvrer; les méthodes usinières habituelles étaient suivies, et l'on s'en rapportait rigoureusement aux prescriptions du manuel de devis modèles de M. Cooper pour toutes questions d'art mécanique.

C'était évidemment l'intention bien arrêtée de la Phoenix Iron Company de produire un ouvrage de première classe, et il est en preuve que la Compagnie insista, non seulement auprès de ses propres employés, mais aussi auprès

de ceux de la Cie du pont et chemin de fer de Québec pour leur faire comprendre que ce qu'elle désirait, c'était une inspection sévère et méticuleuse des travaux d'usine.

Toutes les pièces furent soumises à deux inspections, l'une par l'inspecteur régulier à l'emploi de la Phoenix Bridge Company, puis par les inspecteurs de la Cie du pont et chemin de fer de Québec. Pour les parties délicates, les inspecteurs avaient ordre non seulement d'éprouver les pièces finies, mais aussi le jeu des machines avant de procéder au taillage final.

L'usine adopta pour système de fabriquer simultanément, en double, les pièces destinées aux moitiés nord et sud du pont, de sorte que les matériaux maintenant entreposés à Belair ont été construits exactement dans les mêmes conditions que ceux qui ont servi au montage du côté sud. La commission a passé quelque temps à examiner les matériaux en entrepôt à Belair dans le but de se fixer sur la qualité d'ouvrage des bandes inférieures. Tout n'a pas été trouvé parfait, mais les écarts de mesurement sont de peu de conséquence. Le point faible des usines, c'est le manque de bonnes fondations pour l'assemblage des grosses pièces. La méthode adoptée pêchait aussi en ce que les membres comprimés n'ont pas été assemblés une fois avant d'être expédiés. Quelques-unes des légères, mais non négligeables erreurs relevées à l'entrepôt de Belair auraient été corrigées par cet assemblage préliminaire qu'on a coutume de faire pour les grandes structures. Il est hors de doute que des écarts analogues à ceux qui ont été constatés à Belair existaient dans la moitié sud du pont, et M. Kinloch (voir preuve) dit en avoir constaté lui-même. Il est probable que ces minimes erreurs peuvent avoir quelque peu contribué au désastre final, mais notre critique sur ce point ne porte pas sur le travail d'usine, qui était de bonne qualité. La faute réside dans un plan qui exigeait une précision dépassant les règles usuelles des usines bien ordonnées.

Les erreurs dont il s'agit ici sont des divergences de longueur dans les nervures composant chaque colonne, et des irrégularités de surface aux jointures des sous-bandes. Les sections de colonnes sont trouvées légèrement bombées et pas toujours franches. Il n'est guère possible de déterminer par analyse l'effet résultant de ces petites irrégularités, dont la pire ne doit guère excéder 3-64 de pouce.

Les inspecteurs avaient instruction de voir au soixante-quatrième de pouce, mais tant de précision n'est guère praticable. Nous ne croyons pas qu'il soit possible de maintenir la précision à un si haut degré, du moins sans faire un premier assemblage dans l'usine.

Il est probable qu'une partie quelconque des variantes notées à Belair ont eu pour cause l'inévitable trimballement des pièces en route.

Les deux groupes d'inspecteurs étaient munis de galons qui avaient été soigneusement comparés, et tenaient des livrets de record où ils notaient les erreurs découvertes au cours de leur travail, ainsi que les moyens de correction employés. En cas de divergence, le point douteux était soumis à M. Szlapka pour instructions, occasionnellement aussi à M. Cooper.

Quelques légères erreurs (voir Pièce 91 "corrections de chantier") échappèrent à l'attention jusqu'au montage en place; le bureau de dessin, non l'usine, en était responsable pour une bonne partie. Aucune de ces erreurs finales n'était de nature sérieuse, et les corrections nécessaires se firent sans peine.

M. Edwards a enregistré le nombre d'erreurs que voici :

Bras d'ancrage.—23 dans les longerons, 2 dans les poutres de tablier, 17 dans les basses bandes, 20 dans les grands montants, 7 dans les jambettes, 4 dans les barres à œil, 6 dans les piédestaux et sabots, 1 dans les latérales diagonales, 14 dans les latérales, 15 dans les jambes de force, 2 dans les chevilles, 8 dans les tôles des entretoises, en tout 119.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Bras de cantilever et travée suspendue.—27 dans les basses bandes, 10 dans les poutres de tablier, 8 dans les longrines, 8 dans les diagonales, 4 dans les jambes de force, 4 dans les jambettes, 34 dans les grands montants, 4 dans les latérales, 5 dans les barres à œillet, en tout 104 erreurs.

Comme les règles d'inspection étaient plus sévères que celles d'usage pour les ouvrages ordinaires de pont, et comme les ouvriers des ateliers n'avaient jamais été appelés à manoeuvrer des morceaux de pareilles dimensions, il est naturel que nombre d'erreurs aient été commises et que ce nombre décroisse en raison inverse à mesure que les hommes se familiarisaient davantage avec les conditions de pareilles ouvrages.

On remarquera en effet d'après les chiffres qui précèdent une diminution progressive dans le nombre des erreurs d'atelier; la correspondance fait foi aussi ça et là de la supériorité de l'ouvrage du bras de cantilever sur celui du bras d'ancrage.

Dans son témoignage, M. Kinloch exprime l'opinion qu'en dépit de l'ampleur et des difficultés d'une entreprise où l'on devait s'attendre à une quantité inusitée de fautes d'atelier, le nombre qui s'est réellement produit dans le cours du montage ne dépasse guère ce qui se voit d'ordinaire pour des travaux beaucoup moins importants.

La liste de M. Edwards, moins chargée que celle qu'a préparée M. Norris, peut à première vue paraître assez sérieuse, présentée en bloc dans un document, mais quant on songe à la multiplicité et à la grandeur des pièces, on n'y voit guère un indice de négligence ni d'incompétence d'atelier. Il arrivera toujours quelques erreurs.

Dans l'ensemble, nous trouvons que l'inspection des matériaux et de l'ouvrage, soit à l'usine, soit à l'atelier, a été raisonnablement bien faite, et que l'écroulement du pont, n'est dû ni à l'une ni à l'autre.

Il est fait mention ailleurs de quelques erreurs particulières d'atelier qui ont entraîné pas mal de correspondance.

La preuve établit que M. Cooper a été sérieusement intrigué du nombre de fautes d'atelier qu'on lui signalait et qu'il réprimanda vertement les inspecteurs; mais l'allure aisée du montage de la structure a démontré que leur travail était raisonnablement bien fait.

Il est connu que les lignes des différentes nervures des bandes ont subi des déviations jusqu'à $\frac{1}{2}$ et $\frac{3}{4}$ de pouce (Preuve orale), mais des déflexions de cette nature et de ces proportions ne paraissent pas avoir été considérées inquiétantes. L'existence de ces déviations avait été remarquée par les inspecteurs et rapportée à M. Szlapka et à M. Cooper.

Nous ne trouvons aucune preuve pour faire croire que ces mêmes erreurs dans les membres et colonnes sous compression aient sérieusement impressionné les ingénieurs ou qu'ils en aient fait la remarque aux inspecteurs. La nécessité de la précision dans les détails des membres comprimés est traitée dans l'appendice No. 16.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 10

TRANSPORT ET MONTAGE.

Les détails sont d'importance vitale dans la pratique des tracés de ponts métalliques; il arrive souvent que les systèmes d'articulations qui paraissent tout simples sur le papier se refusent à l'exécution. Il s'en suit que l'étude et l'élaboration des détails requièrent énormément de patience et d'habileté, et prennent nécessairement beaucoup de temps.

C'est à cette étude des détails que les dessinateurs qui ont travaillé au pont de Québec ont consacré la majeure partie de leur temps. Il y avait quatre grands principes à observer :

(1) Les dimensions des formes et tôles d'acier que demandait le cahier des matériaux étaient nécessairement limitées par les capacités du laminage. On remarquera en référant à l'appendice 9 qu'un fort tonnage du métal destiné à ce pont a été fabriqué aux aciéries Carnegie, ni la Phoenix Iron ni la Central Iron & Steel n'étant en mesure de fournir les plus grandes tôles.

(2) Il fallait tracer les membres de manière à ce que les machines-outils de l'usine pussent les travailler. On a vu aussi à l'appendice 9 que la Phoenix Iron avait dû se pourvoir d'appareils neufs pour l'ouvrage du pont de Québec. Ces appareils n'étaient pas d'un dessin nouveau; ils étaient seulement plus grands que ceux qu'avait déjà l'usine Phoenix, et il fallait cela à cause des plus vastes dimensions des pièces requises pour cet ouvrage.

(3) Il fallait aussi tracer les pièces de telles dimensions et pesanteurs qu'exigeait le transport en chemin de fer. A cette fin, il fut nécessaire de vérifier et respecter les maximums d'espace et de charge des différentes lignes de chemin de fer. Pour plusieurs pièces il fallut se munir de wagons spéciaux équipés de manière à obtenir une raisonnable certitude de sécurité de transport. Il est bon de noter qu'une pièce de la moitié nord du pont dut rester environ trois ans en garage à Phoenixville, en attendant le renouvellement de certains ponts de chemin de fer qu'elle aurait à franchir pour se rendre à l'entrepôt de Belair.

(4) Il fallait tracer les membres de manière à pouvoir en faire le montage aisément et vite au moyen d'appareils spéciaux. Les dessinateurs durent donc faire une étude approfondie des systèmes et des appareils de montage. L'équipement pourvu pour le montage était presque entièrement neuf, et une bonne partie fut construite expressément pour l'occasion.

Cet équipement avait la capacité voulue, bien qu'on en attendît un service exceptionnel. Quelques-unes des pièces à manœuvrer pesaient 100 tonnes; une charge de deux panneaux de barres à œil pesait à elle seule 145 tonnes. Elle fut tout de même hissée et mise en position sur la bande supérieure du pont sans difficulté, ce qui prouve bien la capacité et la perfection des appareils employés pour le montage.

Il convient de dire que les erreurs et méprises commises par la Phoenix Bridge Company à l'égard de ce pont sont dans le projet d'étude, et que son travail de détails, d'usine et de montage était excellent. Le soin et la prévoyance apportés à l'exécution de l'ouvrage ne peuvent être mieux décrits que ne l'ont fait MM. Deans et Scheidl dans leurs dépositions. Nous n'y ajouterons que quelques remarques à titre d'explication.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Quelques-unes des photographies (Pièces 126 et 127) montrent les dimensions et la complexité des membrures du pont.

Ces pièces étaient chargées en wagon par la Phoenix Iron et expédiées soit à l'entrepôt de Chaudière, soit à celui de Belair, tous deux indiqués au dessin No. 1 (carte). L'équipement employé à la manœuvre des pièces dans ces deux entrepôts est décrit par M. Deans et illustré en photographies.

Les facilités de chargement, de déchargement et de transport étaient entièrement satisfaisantes au point de vue de la livraison en bonne condition des pièces.

On ne rapporta que quatre cas d'accidents de transport de l'usine au chantier.

M. Milliken (voir Preuve) a relaté les détails d'une avarie survenue à l'une des cuirasses en acier dressées sur la pile d'ancrage, et due à un accident en chemin de fer.

On trouvera à l'appendice 11 la discussion de l'accident arrivé à la bande 9L du bras d'ancrage dans le garage d'entrepôt à la Chaudière même, accident dont il est souvent fait mention dans la preuve orale.

Il est aussi question, à l'appendice 11, de l'accident de la section 6R de la colonne centrale qui s'est aussi produit au garage de la Chaudière. L'une des sous-bandes du côté nord fut aussi avariée dans la cour de la Phoenix Iron, en tombant avec violence sur un chapiteau de colonne montante. Ces pièces ont été réparées avant expédition et n'ont pas encore été montées.

Le manque de communications avec le chantier du pont a causé quelques retards dans les travaux. La ligne de la Cie du pont et chemin de fer de Québec, formant raccordement avec l'entrepôt de garage de la Chaudière, ne fut ouverte au trafic que le 9 juillet 1905, le montage des premières pièces des grandes travées commençant le 22 juillet à la pile d'ancrage du côté sud; par suite de ce manque de communication, tout l'acier des ancrages et des travées d'approche, ainsi que tous les matériaux d'échafaudages et de grues de travail, durent être expédiés à Québec ou à Lévis, et de là convoyés en barge à destination. Le congestionnement des entrepôts de garage de Phoenixville et de Belair a aussi retardé le commencement du montage des grandes travées, au grand inconvénient des entrepreneurs. A l'heure qu'il est, il n'y a pas encore de voie de raccordement avec le pont sur la rive nord: il en était de même sur la rive sud au commencement de la saison de 1905.

C'était le devoir de la Cie du pont et chemin de fer de Québec de pourvoir à ces facilités de communications.

La grande grue de montage est décrite par M. Deans, et démontrée en photographies aux pièces 126 et 127. Une extrême attention a été apportée aux tracés et à l'équipement de cette grue, qui a rempli sa tâche à l'entière satisfaction des monteurs. Entendus comme témoins, les ouvriers qui y ont travaillé n'attestent n'avoir jamais servi sur un pont muni de meilleurs appareils et d'après un programme d'opérations plus parfaitement tracé. Pour hâter le montage, jusque-là retardé faute de communications par rail, il fut décidé en janvier 1906 de faire le montage de la travée suspendue du centre au moyen d'une plus petite grue, afin de pouvoir plus vite transférer la grande sur la rive d'en face. Cet arrangement, suivi à la lettre, fut jugé tout à fait satisfaisant; il contribuait à accroître la sécurité de la structure pendant le montage, réduisant les efforts qui en résultaient.

Lors de l'éroulement du pont, la petite grue était seule à faire le montage; on était en train de démonter la grande.

Les tracés du pont assumaient la normale comme configuration et charge, tous efforts des différentes pièces devant s'exercer dans le sens axial. En d'autres termes, les conditions étaient telles qu'il ne devait se produire nul effort de déflexion aux différentes jointures; mais sous des charges différentes, il

devait naturellement se produire des altérations angulaires aux jointures, ou du moins cela pouvait y contribuer; autrement dit, il devait se former des efforts de déflexion.

A l'usine, les longueurs de toutes les pièces étaient calculées de manière à ce qu'elles prissent la normale dans la configuration définitive; il s'ensuit que pendant le montage, lorsque les pièces subissaient encore peu ou point d'effort, l'entière configuration se trouvait disjointe par comparaison avec la forme finale et normale. Il fallait en conséquence arranger l'échafaudage sur lequel la travée d'ancrage était construite, de manière à se conformer avec la configuration initiale. La travée d'ancrage une fois montée, la construction du bras de cantilever introduisait une intensité graduelle d'efforts dans les divers membres du bras d'ancrage, et à un certain moment le bras d'ancrage se dégagait des coins de support de l'échafaudage, qu'on enfonçait au fur et à mesure pour assister le mouvement.

Dans la première position imparfaite, sur le chantier, toutes les jointures d'aboutement n'étaient en contact que sur un point, le contact complet ne devant se produire qu'en position normale. Avec l'accroissement de charge sur le bras de cantilever, à mesure qu'avancait le montage, ces jointures progressaient graduellement vers la période du plein contact, évoluant en même temps aux points de contact; entre temps on assujétissait les assemblages au moyen de boulons qui pouvaient être changés à mesure que le mouvement des jointures faisait correspondre les trous de boulonnage. Les instructions écrites de la Compagnie Phoenix ordonnaient le rivetage final lorsque les jointures devenaient parfaitement closes.

On comprend que dans un pareil mouvement l'effort aux jointures porte d'abord sur les points en contact, et que ce n'est qu'à la fermeture complète des joints qu'il est possible de distribuer uniformément la charge. De fait, cette condition n'est parfaitement réalisable que lorsque le pont, entièrement parachevé, porte toute sa charge normale, et même alors cette réalisation dépend-elle de la précision mécanique de l'ouvrage aux jointures.

Les dessins 8 et 11 du présent appendice montrent d'une manière exagérée les pièces dans leur position de disjonction initiale; dans le dessin 12, on trouve, entre autres choses, les observations enregistrées des jeux de bascule plus haut décrits.

Ces mouvements ont été observés plus régulièrement et avec soin par l'ingénieur de la Cie Phoenix spécialement chargé des observations, et M. Deans dit qu'ils concordent de près avec ceux qu'avaient prévus les ingénieurs chargés de la partie technique.

Une fois arrêté, le système de montage avait été minutieusement élaboré dans tous ses détails avant qu'on procédât au montage. Les résultats de cette étude sont inscrits dans un manuel d'instructions de chantier (Pièce 60), dont on distribua des exemplaires aux principaux contremaîtres des travaux et aux représentants de la Cie du pont de Québec. Ces instructions étaient impératives, et aucun écart ni aucune variation n'en a été permis sans l'approbation de la Phoenix Bridge Company à Phoenixville.

M. Kinloch, parlant de ces instructions, dit dans son témoignage: "De fait, il n'y avait qu'à suivre les instructions de point en point, et tout s'ajustait de soi-même dès qu'on s'en tenait à la lettre." Cette déclaration, de la part d'un monteur de ponts aussi expert que M. Kinloch, fait l'éloge de la perfection du système tracé pour le montage.

Il est hors de doute que le problème du cambrage présentait beaucoup plus de difficulté dans le cas du pont de Québec que dans les constructions ordinaires, à cause de la magnitude de l'entreprise et des vastes proportions de ses pièces.

La marche du montage est illustrée en photographies datées; les dates de montage de chaque pièce sont indiquées au dessin 6.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Le travail proprement dit du montage du pont commença le 22 juillet 1905 et fut poursuivi jusqu'au 24 novembre de la même année. Ce travail comprenait six panneaux du bras d'ancrage sud.

En 1906, le montage reprit le 16 avril, se continua jusqu'au 29 novembre. A la fin de la saison de travail, la condition de toutes les jointures, telle que rapportée par M. Birks et M. Yenser, s'accordait avec les prescriptions du livret d'instructions que la Cie Phoenix avait donné à ses employés (Pièce 60). A cette date, le bras d'ancrage et pratiquement tout le bras de cantilever étaient montés.

Le travail fut repris le 1er mai 1907, et poursuivi jusqu'au 29 août, date de l'éroulement. A cette date, le quatrième panneau de la travée suspendue était en cours d'érection.

APPENDICE No. 11

EXAMEN DES DIFFICULTÉS SURVENUES PENDANT LE MONTAGE ET DE CE QUI S'EST PASSÉ LORS DE L'ÉCOULEMENT

Le contrat pour la construction des grandes travées fut passé conditionnellement le 19 juin 1903 et finalement accepté par la Cie Phoenix le 15 mars 1904. Le 1er août 1904, commençait l'assemblage des matériaux d'échafaudage sur la rive sud, et au commencement de septembre l'érection de cet échafaudage était en bonne voie. L'échafaudage en bois pour les voies temporaires, et l'échafaudage en acier pour supporter la grue de travail et les fermes du pont ont été montés simultanément; le 1er décembre 1904, il n'y avait pas tout à fait la moitié de ces échafaudages de terminée. La construction de la grande grue était commencée, et l'entrepôt de garage de la Chaudière en état d'opération avant la fin de la saison de 1904.

SAISON DE 1905.

Pendant l'hiver, on avait livré une quantité considérable de matériaux à la Chaudière, mais l'ouvrage ne fut pas poussé au printemps de 1905 faute de communication par rail entre l'entrepôt et le pont. Cette voie ferrée fut complétée le 9 juillet 1905; à ce moment, la charpente de la grande grue était en voie de parachèvement, et l'échafaudage monté jusqu'à la grande pile, mais non complété.

L'équipement de la grande grue fut installé et l'érection de la structure métallique commencée à la pile d'ancrage le 22 juillet 1905. Au milieu de septembre, les sous-bandes du bras d'ancrage étaient montées en place, les piédestaux et sabots des colonnes centrales étaient en cours d'érection, et le montage des membrures et des bandes supérieures était commencé. A la fin de la saison, six panneaux du bras d'ancrage, sur un total de dix, étaient en place. Le poids du métal monté chaque mois est donné dans l'estimé mensuel de l'ingénieur en chef (Pièce 42), le total pour 1905 étant d'environ 10,500,000 livres.

Pendant cette saison, l'ouvrage avança à la satisfaction de la Cie Phoenix et de la Cie du pont de Québec. Il se présenta quelques difficultés qui sont relatées dans la preuve. Les plus importantes sont les suivantes:

Corrections de chantier, 1905.—Le chantier produisit 21 avis de corrections et altérations au bureau du service de montage de la Cie Phoenix. Ces records jusqu'au 29 août 1907 ne concernent que de minimas altérations pour faciliter le montage, et ne demandent pas de commentaires.

Bande A 9L.—En avril 1905, cette pièce fit une mauvaise chute pendant qu'on la manœuvrait au garage de la Chaudière. L'un des crochets dont on se servait pour la soulever s'étant rompu, la pièce entière tomba, l'une de ses extrémités frappant une grande tôle couchée sur le sol, l'autre tombant sur une pile de barres à œillet. La chute était de 5 pieds à un bout, d'environ 3 pieds à l'autre. Le coup porta sur la pièce de telle sorte que toute déflexion qui aurait pu en résulter eût été à angle droit de celles qu'on a mesurées le 27 août 1907; la pièce eut deux branches cornières cassées du coup. Cette avarie fut réparée en juillet 1905, sur dessins reçus de Phœnixville, et à la satisfaction de la Cie du pont de Québec. Nous avons examiné ces réparations depuis la chute du pont, et n'y trouvons rien qui nous justifierait de les rattacher au désastre. Que cette bande ait été forcée dans sa chute de manière à la prédisposer à fléchir plus facilement sous compression, c'est une conjecture qu'il est impossible de tirer au clair. On trouvera à l'appendice 16 une étude sur le fléchissement de la bande A 9L sous moins que sa charge de travail.

Badigeonnage.—Il y eut quelques débats parce que les plans étaient ainsi faits que l'eau et la neige se logeaient dans plus d'une cavité de la structure métallique, et qu'il y avait d'autres endroits inaccessibles au peinturage à faire. M. Hoare y voyait un oubli de la part de la Cie Phœnix et de M. Cooper, et sur l'avis de M. Kinloch insistait pour qu'on y portât remède. On ne fit aucun changement, mais pour les pièces non encore fabriquées on pourvut mieux aux travaux de peinture.

Maçonnerie.—Il fut jugé nécessaire de retarder la pose des piédestaux jusqu'à ce que la surface de maçonnerie sur laquelle ils devaient reposer eût été repiquée de nouveau. M. Cooper ne voulut pas permettre de placer une plaque de plomb sous le piédestal; il employa de préférence des pièces de grosse toile, couvertes d'une épaisse couche de rouge de plomb.

Maître sabot, côté droit.—En posant cette pièce, on constata que le fond ne portait pas franchement sur les piédestaux; il y avait un interstice parallèle à l'axe du pont, sur une longueur d'environ 4 pieds et peut-être de 3-16 de pouce de hauteur au maximum. On conclut que cela se corrigerait sous la charge croissante portant sur le sabot; mais l'écart était incomplètement fermé le 29 août 1907. L'inspecteur d'atelier (M. McLure dans ce cas) dit qu'il n'y avait nulle déviation dans les pièces finies à l'atelier, et que celle-là devait avoir été causée par la manipulation et le trimballement du transport. L'incident ne demande pas d'autre commentaire.

Déflexions de sous-bandes.—M. Kinloch remarqua que les bandes inférieures A 1-R, A 2-R et A 3-R, une fois en place, mais avant de subir aucun effort, ne paraissaient pas rectilignes, mais ondulaient peut-être de $\frac{1}{2}$ pouce. Après discussion du cas avec MM. Birks et McLure, il fut convenu qu'il n'était d'aucune importance. De bonne heure en septembre 1905, on remarqua aussi que les ouvertures aux assemblages des bandes inférieures ne correspondaient pas exactement aux diagrammes de montage (Pièce 60), "mais paraissaient dévier à peu près dans la même moyenne"; de plus, que les nervures inférieures des bandes n'arrivaient pas bien en ligne aux assemblages 1 et 2. (x).

SAISON DE 1906.

En 1906, le montage commença le 16 avril, et le 27 juin tout le bras d'an-crage du sud était en place, à l'exception de quelques détails décoratifs. Le montage fut continué du côté du bras du large, et avant la clôture des travaux de la saison le 26 novembre, tout le cantilever était terminé, à l'exception de

(x) NOTE.—Les marques de montage des diverses pièces sont indiquées au dessin 11, les lettres R et L servant à distinguer les fermes du côté de Québec de celles du côté de Montréal, *Right et Left.*)

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

quelques raccords avec la travée suspendue. Le poids total du métal monté pendant la saison était d'environ 21,000,000 livres. Les travaux du côté nord avaient commencé vers le milieu de juillet, et à la fin de la saison, on avait érigé une faible partie de l'échafaudage.

Peu de difficultés se présentèrent au cours de cette saison, et encore n'étaient-elles que de celles qu'on rencontre d'ordinaire dans tout ouvrage de grandes proportions. La citation suivante du rapport de M. McLure à M. Cooper, en date du 21 juillet 1906, donne une bonne idée des conditions existantes à cette époque: "Toute la politique du service de montage de la Cie Phœnix paraît être de faire un bon ouvrage et de ne courir aucun risque; c'est un système très satisfaisant pour nous. Ainsi, le boulonnage se fait au grand complet, dans tout le bras du cantilever; on y met les plus forts boulons que les trous puissent recevoir, partout, aux assemblages de colonnes et bandes, aux assemblages des grandes fermes et des sous-diagonales, de même qu'à toutes les entretoises latérales et transversales."

Corrections de chantier, 1906.—Cinquante corrections et altérations ont été rapportées par le chantier pendant cette saison, pas une seule de nature sérieuse au point de vue de la sécurité du pont.

Badigeonnage.—Les inspecteurs de chantier de la Cie du pont et chemin de fer de Québec enregistrèrent plusieurs petites déficiences, tant dans les arrangements de peinture futur qu'à l'égard du peinture déjà fait à l'usine. Il y a peu de ponts où ce genre de difficultés ne se présente pas.

Colonne centrale.—La section No. 6 de cette colonne du côté de Québec (C. P. 6-R.) fut avariée pendant qu'on la manœuvrait à l'entrepôt de la Chaudière, en avril, la semelle extérieure d'une des branches cornières d'une nervure intérieure étant cassée par le glissement d'une chaîne de treuil. Cette cassure fut réparée pendant l'été d'après les plans tracés par la Cie Phœnix et à la satisfaction des inspecteurs de la Cie du pont et chemin de fer de Québec. Rien dans la preuve n'indique que cet accident ait pu être une cause de l'écroulement du pont. Le 2 juin, M. McLure rapporta à M. Cooper que les surfaces de contact au sommet de C. P. 1-R et L (colonne centrale 1, droite et gauche) étaient inégales et que les chapiteaux de colonne n'y porteraient pas à plomb; ces surfaces comprenaient la tête des poteaux eux-mêmes et deux attachements en console. M. Cooper télégraphia immédiatement à M. Hoare: "Ne laissez pas poser les poteaux C P 1 avant que les têtes aient été nivelées. Avertissez McLure." M. Hoare donna sur-le-champ des ordres en conséquence. La Cie Phœnix envoya M. Scheidl vérifier les measurements de M. McLure, et la déficiences fut finalement corrigée conformément aux instructions détaillées de M. Cooper à M. McLure. Le défaut dépendait, et ce l'ajustement des consoles, et du rabotage des têtes de colonnes. D'après M. Cooper, c'était une pièce d'ouvrage bien disgracieuse; mais on avait un peu exagéré le défaut, par suite des méthodes de measurement employées par les inspecteurs.

Membres comprimés.—Le 20 juillet, M. McLure écrivait à M. Edwards: "Sur nombre de membres comprimés que nous avons montés—notamment sur trois ou quatre sections de sous-bandes du bras d'ancrage, sur la bande 621-S (bras du cantilever sud, bande inférieure) et sur les maîtresses sections diagonales des deux bras, ancrage et cantilever (T 5 et T 50), et sur les sections 621 S P 5 (sous-poteaux du bras de cantilever sud), particulièrement sur cette dernière—on remarque à l'œil nu que les âmes ça et là sont décidément crochues, offrant des lignes onduleuses apparemment retenues dans cette position par les cornières de treillis. Cela donne une bien mauvaise apparence, car en voyant une pièce en pareille condition, et sachant qu'elle est sous compression, on est porté à croire qu'elle a été assez forcée pour bomber les nervures. Quant à l'effet que cela peut avoir, dans nombre de cas j'ai calculé qu'il est impossible que cela puisse faire du mal, tant que les croisillons des pièces en ques-

tion resteront intactes.” Le 22 septembre, M. McLure signale à M. Cooper une déflexion de $\frac{1}{2}$ pouce sur une distance de 36 pieds et de $\frac{1}{4}$ pouce sur une distance de 17 pieds dans la section supérieure du poteau 3 L, bras du cantilever (621 U. P. 3 L). M. Cooper répondit qu’il n’aimait pas ces difformités, mais qu’il n’y voyait rien à faire à cette période de l’ouvrage. Aucun effort ne fut tenté pour corriger ces irrégularités, qui toutes étaient dues, soit à des fautes d’atelier, soit au trimballement en voyage. Nous ne rattachons pas immédiatement au désastre ces défauts évidentes.

Enlèvement des échafaudages en acier.—En août 1906, la Cie Phoenix lança des instructions concernant l’enlèvement des montants d’échafaudage en acier, sous les membrures T O et P I, bras d’ancrage. Le texte de ces instructions fait voir que la Cie Phoenix comptait que le premier mouvement obligatoire du bras d’ancrage se produirait dans la partie voisine de la grande pile à mesure qu’augmenterait la charge du montage sur le bras de cantilever ; mais d’un autre côté, pour favoriser le montage sur la rive nord, elle désirait y transférer le plus tôt possible les pièces d’échafaudage voisines de la pile d’ancrage. Le 15 septembre, M. McLure détailla ces instructions à M. Cooper, lui demandant ses ordres à ce sujet ; il rapportait en même temps que le bras d’ancrage ne donnait nulle part aucun signe de levée. Le 17 septembre, M. Cooper prescrivait à M. McLure de permettre l’enlèvement de cet échafaudage, pourvu qu’il eût la conviction que le reste des échafaudages ne fût pas surchargé. Le 29 septembre, M. McLure faisait rapport que E P R avait levé et laissé l’échafaudage, et le même jour on constatait que T O O O R se dégageait aussi. Après discussion au “chantier”, les coins sous T 5 Z, droite et gauche, étaient enfoncés de $\frac{5}{8}$ pouce, T 5 Z-R alors balançant librement. Le 2 octobre, M. Cooper prévenait M. McLure qu’il croyait les montants intermédiaires d’échafaudage trop élevés, lui recommandant d’en faire l’examen pour voir s’il n’y avait pas une charge excessive, et de les dégager en baissant. “Tout cela, dit-il, est plutôt affaire d’observation minutieuse et de jugement que de s’en rapporter à la théorie.” M. Cooper lut cette lettre à M. Szlapka, et dans le cours de la semaine suivante, les blocs sous T 5 Z, P-4 et T O O O O furent abaissés sur l’ordre de Phoenixville. Comme ceci se faisait sans que M. McLure en eût eu avis, et que celui-ci avait ses instructions particulières au sujet de l’échafaudage, il protesta sur-le-champ contre cet empiètement sur les droits des inspecteurs de la Cie du pont de Québec. Il s’ensuivit une courte, mais assez vive controverse à ce sujet, laquelle fut close le 20 octobre par une lettre personnelle de M. Hoare à M. Deans, que nous citons plus bas et dans laquelle M. Hoare affirme l’importance de la position de M. McLure comme représentant M. Cooper et lui-même, et déclare nettement qu’aucune démarche importante ne doit être prise à l’avenir hors la connaissance de M. McLure :

Entête ; Les commissaires du chemin de fer Transcontinental.

Québec, 20 octobre 1906.

Mon cher Deans,—Je vous envoie quelques lignes personnelles au sujet de l’incident suivant. M. McLure m’a fait voir une lettre datée du 5 octobre écrite par lui-même à M. Milliken relativement au dégagement des échafaudages du bras d’ancrage sans lui en avoir donné avis, afin que M. Cooper d’abord, moi ensuite, en fussions informés. Les instructions précises des M. McLure sont d’avertir M. Cooper de toute démarche importante, et d’en recevoir ensuite toutes les instructions qui peuvent être nécessaires. Je comprends qu’ordre a été reçu de Phoenixville de dégager l’échafaudage. M. McLure qui représente les chargés de pouvoirs de la Cie du pont non permanentement sur les lieux, aurait dû en être immédiatement prévenu, nonobstant votre certitude d’avoir donné des instructions parfaitement correctes et sages. Si M.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

McLure avait été prévenu à temps, il aurait pu télégraphier vos instructions à M. Cooper sans en rien retarder l'ouvrage. J'approuve entièrement sa lettre à M. Milliken et à vous-même au sujet de ce que vous avez écrit le 8 courant à M. Milliken. Vous, ainsi que M. Milliken, semblez avoir mal compris la lettre de M. McLure. Il n'a pas eu un instant l'idée d'empiéter sur les ordres de montage envoyés de votre bureau, il demande tout nettement d'être informé de décisions de cette importance et de ne plus être ignoré, afin de pouvoir faire son devoir et suivre ses instructions. Je regrette vos remarques au sujet de son manque d'expérience, elles ne sont pas méritées, et jettent du louche sur la surveillance de la Cie du pont; loin d'arranger les choses, la tendance sera d'ignorer généralement les ordres d'inspection qui peuvent être considérés comme étant donnés par moi-même personnellement. M. McLure est en communication tous les jours avec moi, toutes les semaines avec M. Cooper, pour recevoir les instructions nécessaires. Je vous écris cette lettre personnelle et amicale, espérant qu'elle recevra votre généreuse attention comme d'habitude, et que vous verrez qu'à l'avenir M. McLure soit mieux tenu au courant, par votre principal représentant sur les lieux, de toutes procédures importantes ou de la nature de celles dont je viens de parler.

Bien à vous,

E.-A. HOARE,

Durant la semaine finissant le 29 octobre, on constatait que T 5 Z, P4, T O O O et E P avaient laissé l'échafaudage, et la semaine suivante, on rapprochait les coins sous T O O P2, T O O et P3—(dessin No. 5), et pendant qu'on faisait cela P I se dégagait aussi, en suspension. Le 3 novembre, il ne restait plus que T O O et P2 qui portaient; en baissant de nouveau les coins, toute la ferme se trouva dégagée avant le 28 novembre. Ces constatations font clairement voir que la poutre de droite levait plus vite que celle de gauche, et que c'est la partie du bras d'ancrage qui a le plus longtemps porté sur l'échafaudage. Dans sa déposition, M. Cooper dit que les coins, ayant été laissés trop hauts près du centre, formaient appui de levier, de manière à faire lever prématurément E P et T O, quand théoriquement ces parties devaient être les dernières à lever. A la page 842 de la preuve, il donne à entendre que cette disposition peut avoir produit un appel excessif et imprévu sur les jointures du bras d'ancrage. Il n'y a pas d'indice de l'existence d'aucun travail de cette nature, M. McLure n'ayant pu observer le moindre signe d'efforts aux points suspectés, et aucune difformité en sens vertical n'ayant été signalée nulle part. A notre avis, la négligence de la Cie Phœnix de faire concorder l'ajustement des coins avec les mouvements de la ferme constitue une erreur de jugement, car les efforts produits par le déplacement graduel de la ferme sont inappréciables et le mouvement aurait dû être rendu aussi libre que possible.

La commission a été incapable de déterminer d'une manière satisfaisante les devoirs respectifs de M. Hoare et de M. Cooper; pour définir leur situation réelle, il faut peut-être s'en rapporter aux éventualités de 1906 plutôt qu'à toute autre partie de la preuve produite. D'après M. Deans (lettre Deans à Parent, 14 avril 1900, pièce 75-K), M. Cooper devait approuver tous les plans, mais toute autorité résidait en M. Hoare, et M. Deans resta tout le temps sous cette impression (voir Preuve orale). D'après M. Parent (lettre Parent à Holgate (Preuve orale), M. Hoare était pratiquement un fonctionnaire exécutif agissant en toutes matières techniques sous la direction de M. Cooper qui était de fait l'ingénieur en chef. M. Cooper lui-même dit que les plans de montage n'étaient pas sous son autorité (preuve orale), il récuse toute responsabilité quant à l'inspection, tant à l'usine qu'au chantier (preuve orale. A peu d'exceptions près, toutes ses instructions sont consultantes, non impératives, et il semble s'être tout le temps efforcé d'éviter d'empiéter

sur les droits et privilèges attachés à la position de M. Hoare. Il a fréquemment donné des instructions à M. McLure et à M. Edwards sur des points techniques, mais pendant toute la période de construction (août 1905 à août 1907) il n'a pratiquement pas correspondu avec M. Hoare. Les avis de M. Cooper, chaque fois qu'il en donnait, étaient acceptés par les inspecteurs comme instructions. L'impression qui nous reste est que pendant tout le cours des travaux M. Cooper était dans la position d'un homme amené par la force des choses à prendre des responsabilités qui n'entraient pas absolument dans ses attributions, et qu'il n'était pas autorisé à prendre, et qu'il évitait autant que possible de prendre le ton du commandement. Au point de vue exécutif, une pareille organisation ne saurait être considérée entièrement satisfaisante.

M. Yenser a terminé la saison de 1906 par le rapport suivant :

NEW-LIVERPOOL, P. Q., 30 novembre 1906.

Cie Phœnix,

Phœnixville, Pa.

MESSEIEURS :—

RIVE SUD.

Je fais rapport ce jour que tout le boulonnage est entièrement complété sur tout le métal érigé, d'accord avec vos instructions.

Les préparatifs d'hivernement sont presque finis. La grue a été dégarnie et tous les outils soigneusement rentrés. Les moteurs de la grue sont abrités et l'on est en train de couvrir les abris de papier goudronné.

Le garage d'entrepôt est fermé et la locomotive remisee. Le grand chaland a été atterri et l'on travaille à mettre le petit en hivernement.

Un rapport général vous sera envoyé après la clôture finale de la saison.

Votre, etc.,

B. A. YENSER.

SAISON DE 1907.

La saison de travail commença en mars, parce qu'il était devenu nécessaire d'appareiller une cour de garage sur la rive nord pour pouvoir y recevoir des matériaux dès le commencement du printemps. Cette cour fut installée à Belair, près du croisement des voies du Pacifique Canadien et du Transcontinental National. Au pont, les travaux commencèrent le 1er mai, mais jusqu'au 31 se bornèrent à vrai dire au rivetage. À l'aide de la grande grue de montage, on posa les pièces de raccord entre le bras de cantilever et la travée suspendue, et l'on monta la petite grue. Le 13 juillet commença le montage de la travée suspendue, au moyen de la petite grue, et on commença à démonter et à enlever la grande grue. Ces deux opérations étaient en marche lorsque le pont s'écroula le jeudi le 29 août.

Sur la rive nord, l'ouvrage se poursuivait à petites journées à partir du 15 mai jusqu'au jour de l'accident. À cette date, les échafaudages n'étaient pas encore complètement montés; il n'y avait pas de raison de se presser, vu l'impossibilité d'avoir communication par voie ferrée.

Pendant cette saison il fut posé moins de 3,000,000 livres de métal. Le dernier estimé progressif (août 1907) montre qu'il y avait alors environ 34,400,000 livres d'acier de posées en tout.

Rivetage.—On avait d'abord eu l'intention de différer une bonne partie du rivetage jusqu'au parachèvement de la moitié sud du pont et jusqu'à ce que tous les joints eussent donné leur plein effort; mais le 10 mai, dans une entrevue entre M. Cooper et M. Szlapka, il fut décidé que le rivetage se ferait tout de suite à toutes les jointures où les raccords avaient atteint leur plein contact. Voici l'estimé de la quantité de rivetage exécuté sur la moitié sud du pont :

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Parties du pont.	Nombre de rivets.
Bras d'ancrage et colonne centrale..	121,000
Bras de cantilever..	98,700
Moitié sud de la travée suspendue..	53,300
	<hr/>
Total..	273,000

Un peu de rivetage secondaire avait été fait en 1905, et en 1906 on avait riveté les jointures des poutrelles de tablier, ainsi que celles voisines de la pile d'ancrage, mais le gros du rivetage ne fut commencé qu'en 1907. Le dessin No. 7 indique les dates du rivetage des jointures des grandes fermes. Le tableau suivant fait voir le nombre de rivets posés aux diverses périodes :

Périodes.	Nombre de rivets posés.
En 1905..	7,807
“ 1906	46,301
“ mai 1907..	31,517
“ juin “	26,512
“ juillet “	38,917
“ août 1907 (29 excepté)..	28,019
	<hr/>
Total...	179,073

Le 3 août, M. McLure rapporte 90 p. c. du rivetage au bras d'ancrage, bien que les entretoises latérales des panneaux 6, 9 et 10 ne fussent pas rivetées, et 40 p. c. du rivetage du porte-à-faux. A la même date, les assemblages des sous-bandes 5-6, 9-10 et 10-11 étaient les seuls du bras d'ancrage non encore rivetés. Pendant toute la saison, l'ouvrage avait marché d'une manière satisfaisante; on n'avait pratiquement rencontré aucune difficulté avant le 1er août.

Quatorze corrections et altérations avaient été signalées par le chantier au bureau du service de montage.

Les observations de mai indiquaient que la charpente s'était très bien comportée pendant l'hiver, le mouvement de la colonne centrale avait été une bagatelle, ce qui indiquait que les efforts alors existants étaient bien en deçà de la force des membrures. Le 20 juillet, un "derrick" en bois qui servait au démontage de la grande grue avait été frappé par la foudre. Le mâtériau avait été mis en pièces, mais il n'y avait pas eu d'autre dommage.

On remarqua dès le commencement de la saison les défauts de sous-bandes qui finirent par amener l'écroulement du pont, mais les premières observations furent jugées de minime importance. Les jointures entre les sous-bandes 5 et 6, bras d'ancrage, restèrent ouvertes de 1-16 pouce par en-dessous longtemps après que les autres se fussent fermées. Elles se fermèrent peu avant le désastre, et le 29 août on était en train de les riveter. On n'a fourni aucune explication de la lenteur de ces joints à se fermer; vu la proximité des montants d'échafaudage à T O O et P 2, il est possible que la pression de ces échafaudages y ait été pour quelque chose.

Le 15 juin, M. McLure faisait le rapport suivant à M. Cooper: "En faisant le rivetage des assemblages de sous-bandes du bras d'ancrage sud, nous avons éprouvé quelque difficulté de ce que les abouts des deux nervures du milieu ne portaient pas franchement, comme le montre le croquis suivant. (Ce croquis indique que par en-dessous les nervures du milieu des membres aboutés étaient hors de ligne de $\frac{1}{8}$ à $\frac{1}{4}$ pouce, écart qui finissait à rien vers le milieu de la hauteur de ces nervures.) Ce cas s'est présenté quatre fois jus-

qu'ici, et au moyen de leviers de 75 tonnes nous avons pu partiellement redresser ces assemblages, mais pas à demeure. Les pièces étaient probablement en cet état lors du montage, mais les couvre-joints empêchaient alors de voir, et ce n'est que lorsqu'on a enlevé ces couvre-joints pour faire le rivetage qu'on s'est aperçu du défaut. Les membres trouvés en cet état étaient entre 3 et 4. 7 et 8, et 8 et 9 dans la ferme du côté est, 8 et 9 dans celle de l'ouest. Vous remarquerez que cette irrégularité ne se présente qu'aux nervures médianes, dont chacune n'est pourvue que d'une mince tôle d'assemblage. Je crois qu'une tôle forte de chaque côté des nervures, boulonnée à serre lors du montage des membres, aurait été le bon remède, c'est-à-dire qu'elle aurait tiré les nervures l'une sur l'autre jusqu'à ce que les abouts se fussent ajustés."

M. Cooper répondit le 17 juin: "Faites du mieux que vous pourrez. Ce n'est rien de sérieux. Il serait bon de redoubler d'attention à l'avenir afin d'obtenir les meilleurs résultats pour l'ajustage de tous les membres avant qu'ils aient reçu leur pleine charge."

Il faut noter que, sur les quatre jointures en question, celles entre bandes 3 et 4 et 7 et 8 étaient au commencement entrebaillées par en-dessous, et que la cambrure de la charpente les avait collées; tandis que lorsque les jointures 8 et 9 avaient été posées, les dessous portaient bien l'un sur l'autre. Pendant les premières phases du montage, les abouts supérieurs de toute les nervures étaient à nu à la jointure et bien visibles attendu que le couvre-joint de dessus manquait. M. Kinloch, dont l'expérience pratique en matières de pont et la puissance d'observation ont largement contribué à l'excellence du rapport de M. McLure, dit dans son témoignage avoir observé entre les abouts des nervures des solutions de continuité allant jusqu'à 1-32 pouce, par suite d'irrégularités dans le rabotage des extrémités de bandes. Dans leur examen des matériaux à l'entrepôt de Belair, les commissaires ont remarqué des défauts de symétrie qui expliqueraient les conditions ci-dessus décrites, et selon nous ces défauts n'auraient pu être évités qu'en ajustant les bandes les unes aux autres à l'usine, avant de les expédier. Ces petits écarts entre les extrémités des membrures se sont fermés à mesure qu'augmentait la pression sur les bandes, sans autre résultat que de produire des efforts inégaux; quant aux déviations latérales, on les corrigeait au moyen de crics.

Comme M. Cooper, dans son témoignage (voir Preuve), a exprimé l'opinion que ces jointures de sous-bandes étaient, pendant le montage, la partie la plus faible et la plus risquée de la structure, et qu'elles ont souffert de ce qu'on ne se soit pas assez rendu compte de l'attention qu'il fallait leur porter, il est bon de repasser avec soin toute la preuve qui les concerne. Ces membrures se composaient de quatre nervures minces et profondes liées ensemble par des treillis et terminées d'équerre de manière à ce que la pression pût se transmettre de l'une à l'autre bande par le contact des abouts. D'après la méthode adoptée pour le montage, le contact n'était possible entre les abouts correspondants qu'aux extrémités de dessus ou de dessous, et l'on comptait que les membrures joueraient graduellement par le tassement du pont jusqu'à ce que les extrémités des bandes touchassent partout, comme l'opération a été plus au long décrite à l'appendice 10. C'est ce qui est arrivé. L'assemblage des bandes adjacentes se faisait au moyen de huit tôles de jointure, une horizontale dessus, une autre dessous, deux verticales sur chaque nervure extérieure, et une verticale sur chaque nervure intérieure. L'ordre de montage demandait de poser la tôle de dessous avant que la bande suivante fût mise en place: les tôles verticales étaient ensuite posées, et l'opération se terminait par le boulonnage de la tôle de dessus. A cause de l'angle de montage à la jointure, on ne pouvait employer de boulons de pleine grosseur que sur l'une des tôles horizontales, et que d'un bout, soit dessus ou dessous, de chaque tôle verticale. Les instructions pour le boulonnage étaient très précises, en voici

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

le texte (voir Pièce 60) : "Pour bandes inférieures, les deux tiers de tous les trous de joints d'âmes remplis de boulons de 1 pouce sur les nervures extérieures, et de boulons de $\frac{7}{8}$ pouce sur les nervures internes ou l'équivalent en boulons de moindres dimensions. Pour assemblage de dessus, appliquez la règle 1 (laquelle prescrit que tous les trous recevront leurs boulons), et n'enlevez plus la tôle d'assemblage, pas même pour faire le rivetage des joints d'âmes. La tôle de dessus sera boulonnée aux deux tiers. Pour riveter les joints d'âmes, enlevez la tôle d'en bas et boulonnez à travers les semelles des cornières provisoires pour tenir les semelles en place." Dans quelques cas, les joints étaient tellement ouverts qu'on jugea nécessaire d'employer des boulons de $\frac{5}{8}$ pouce, parce qu'il était impossible d'en faire entrer de plus gros vu l'écart des trous.

La preuve démontre que ces instructions ont été suivies, non toutefois dans la pleine mesure de leur importance. M. Birks qui, d'après tous les témoins, était un inspecteur exceptionnellement méticuleux et consciencieux, fit à la fin de la saison de 1906 l'inspection complète du boulonnage, sur l'ordre de M. Deans et à la demande expresse de M. Reeves, le président de la Compagnie Phœnix. Il fit le rapport suivant : "Tous les assemblages inférieurs des bandes du bras d'ouvrage—tôles de dessus en plein—tôles de dessous et âmes, 67 pour cent,—tous joints boulonnés suivant instructions", et aussi : "Sur tous les membres des cinq premiers panneaux du bras de cantilever, tôles de dessus en plein, le reste 67 pour cent." Le rapport de M. McLure sur le boulonnage a déjà été cité; M. Kinloch constate aussi, dans son témoignage, que les instructions de la "Phœnix Bridge Company" quant au boulonnage avaient été parfaitement respectées, mais que lui personnellement n'avait pas porté grande attention au boulonnage des tôles de dessus, sachant que les boulons devaient partir pour le rivetage. Le riveteur Beauvais jette quelque doute, dans sa déposition, sur les rapports d'inspecteur, et nous sommes d'avis que les couvre-joints du haut et du bas ainsi que les plaques d'assemblage des nervures extérieures, qui toutes étaient bien visibles pour les inspecteurs, étaient correctement boulonnées, mais qu'il pouvait y avoir insuffisance de boulonnage sur les nervures médianes. Nous croyons que ces cas étaient rares. L'intention était d'enlever tous les petits boulons et de les remplacer par de plus gros sur toutes les tôles extérieures à mesure que la cambrure fermait les joints, les joints intérieurs étant d'accès difficile tant qu'on ne pouvait enlever le couvre-joint de dessous. Dans la pratique, on ne paraît guère avoir suivi cette méthode; il n'est pas non plus en preuve que le boulonnage ait été systématiquement resserré à mesure qu'il se relâchait par tassement. La preuve démontre aussi que les couvre-joints de dessous restaient enlevés pendant tout le temps du rivetage d'un joint (soit une dizaine de jours ou deux semaines), et que dans le cas de 7-8 L, bras de cantilever, cette plaque est restée ôtée pendant presque tout le mois d'août 1907. Nous devons donc conclure que les tôles d'assemblage aux joints étaient passablement mal attachées, et qu'on a étrangement perdu de vue l'importance de la rigidité à maintenir dans ces parties.

Il faut remarquer que ce système d'assemblages à boulon était une nécessité des méthodes adoptées pour le montage, mais il n'y avait pas de raison pour ne pas tracer plus fortement, plus rigidement, les détails d'about des bandes et les tôles d'assemblage elles-mêmes. Le problème du montage était unique comme grandeur, particulièrement au point de vue du mouvement de cambrage, et la méthode adoptée par la Cie Phœnix serrait de près celle qu'on suit généralement avec succès dans de moindres entreprises. Théoriquement, elle prête à la critique, et il est possible que d'autres ingénieurs puissent arriver aux mêmes fins par d'autres moyens. Le problème est comme dimension

si entièrement nouveau qu'il y a place pour de nouvelles études et de nouvelles inventions pour le montage des grandes structures.

Nous ne voyons pas pourquoi la méthode adoptée ne réussirait pas, mais la preuve démontre que la Cie Phoenix ne s'est pas rendu compte de l'importante influence des détails des jointures sur la force des membres. On n'a pas pris les moyens de s'assurer que l'ouvrage serait exécuté de manière à ce que ces jointures offrissent le maximum de rigidité que comportaient les plans. Tenant compte des circonstances, nous ne voyons aucune bonne raison pour que le rivetage ne fût pas beaucoup plus avancé avant de jeter sur les joints les énormes concentrations produites par l'érection de la travée suspendue. Le rapport de M. McLure en date du 10 novembre 1906 montre que sur les 40 jointures des sous-bandes, toutes, à l'exception de 8, étaient alors fermées et prêtes à riveiter. M. Cooper déclare formellement qu'il ne considérait pas les méthodes de montage soumises à son contrôle, bien qu'il soit en preuve qu'il a été fréquemment consulté à ce sujet, et par M. Szlapka et par M. McLure. Dans la circonstance, le problème de montage était très important, et la Cie du pont de Québec n'a pas mis ses intérêts sous le contrôle direct et responsable d'un ingénieur expert agissant pour elle seule.

Les difficultés se multiplièrent presque aussitôt que le montage de la travée suspendue fut bien en marche. Le 6 août, M. McLure fait le rapport qui suit :

NEW-LIVERPOOL, P. Q., 6 août 1907.

M. THEODORE COOPER,

Ingénieur-consultant,

35 Broadway, New-York city.

CHER MONSIEUR,—En rivetant l'assemblage entre les membres 8 et 7 dans le ferme ouest du porte-à-faux du sud, nous constatons que les nervures médianes offrent au point d'assemblage l'aspect indiqué au croquis suivant. (Dessin No. 30.)

Faute d'espace entre les deux nervures médianes, il serait impossible de refouler cet assemblage au moyen de leviers, et comme le mal est loin d'être aussi grand dans le haut de la jointure, nous avons proposé d'insérer un diaphragme entre les deux nervures centrales pour couvrir les premiers rivets en partant du bas de chaque côté des assemblages, tel qu'indiqué en rouge au dessin ci-haut. Les têtes d'assemblage étant rivetées aux deux nervures du centre, il sera nécessaire pour cela de percer et de mettre vingt rivets. Cet arrangement, avec les couvre-joints du haut et du bas, devrait être suffisant pour maintenir l'assemblage contre l'effort causé par son défaut d'alignement, lequel effort, lorsqu'il sera au maximum de compression, j'estime à pas plus de 60,000 livres.

Le bureau de Phoenixville est informé de ce plan, et s'il l'approuve nous télégraphiera. Si l'idée reçoit votre approbation ou si vous désirez suggérer un autre moyen d'obvier à la difficulté, voulez-vous bien télégraphier à St-Romuald, P. Q., aux soins de la Cie Phoenix, vu que les équipes de riveteurs sont prêtes à compléter le rivetage de l'assemblage en question.

Bien à vous,

N. R. McLURE.

Au reçu de cette lettre, M. Cooper télégraphia ce qui suit à la Cie Phoenix, le 8 août :

PARLEMENTAIRE No. 154. A.D. 1908.

NEW-YORK, 8 août 1907.

CIE PHOENIX,
Phœnixville, Pa.

La méthode que propose Québec pour assembler les jointures des sous-bandes 7 et 8 n'est pas satisfaisante. Comment cette déflexion est-elle arrivée dans ces deux bandes ?

THEODORE COOPER.

Il écrivit comme suit à M. McLure :

NEW-YORK, 9 août 1907.

N. R. McLURE, Esq.,
Inspecteur de montage,
Pont de Québec,
New-Liverpool, P. Q.

CHER MONSIEUR,—Votre lettre du 6 concernant le fléchissement du joint des sous-bandes 7 et 8 m'est parvenue hier. J'ai télégraphié à Phœnix que la méthode de réparation proposée par vous n'est pas satisfaisante. J'ai aussi demandé, ce que vous auriez dû rapporter, comment il se faisait que ces deux membres ont plié ?

A mon avis, ces âmes de colonne peuvent être ramenées en ligne au moyen de 15 à 20 boulons d'un pouce, taraudés aux deux extrémités, traversant les deux âmes de cette moitié de bande. Comme de raison, il faudra prendre les moyens de raidir cette nervure et de l'empêcher de plier pendant le serrage des boulons.

Si, après avoir ramené en ligne les bandes déviées, il est nécessaire de les soutenir, on emploiera des étais et possiblement quelques boulons de part en part.

Il faut trouver quelque autre moyen meilleur que celui que démontre votre croquis.

M. Deans télégraphie qu'au retour de M. Szlapka, il me donnera de plus amples informations.

Bien à vous,

THEODORE COOPER.

Le télégramme suivant est ensuite reçu de M. Deans :

PHOENIXVILLE, PA., 9 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur consultant,
35 Broadway, New-York city.

M. Szlapka s'est trouvé au pont hier, je l'attends ici demain avec renseignements complets sur le joint. Vous écrirai alors au long.

JNO. STERLING DEANS,

A quoi M. Cooper répond :

7-8 EDOUARD VII., DOCUMENT

NEW-YORK, 9 août 1907.

J. S. DEANS,
Ingénieur en chef, Phoenix Bridge Company,
Phoenixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—Reçu votre télégramme concernant la jointure de bande. La méthode proposée d'après le croquis McLure n'est pas satisfaisante, je le lui ai télégraphié hier.

Ces nervures déviées peuvent être ramenées au moyen de 15 à 20 boulons d'un pouce (trous de 1 1/16 pouce) taraudés aux deux bouts, passant de la nervure extérieure à celle d'en-dedans, la nervure rectiligne du bord étant étayée de quelque manière contre fléchissement.

Si, après avoir été ramenées en ligne, les nervures déviées tendent à reprendre le pli après dégagement des boulons, il faudra introduire des étais pour les maintenir en position. Il peut être nécessaire de riveter finalement quelques-uns de ces trous de boulons. Veuillez me faire savoir quelle méthode vous proposez. Comment ces déflexions se sont produites sur un point, et pourquoi on ne s'en est pas aperçu plus tôt, c'est pour moi un mystère.

Bien à vous,

THEODORE COOPER.

Le 10 août, M. Deans écrit :

PHENIXVILLE, PA., 10 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur consultant,
35 Broadway, New-York.

CHER MONSIEUR,—Assemblage bandes 7 et 8, cantilever. M. Szlapka n'est pas revenu aujourd'hui comme je m'y attendais, il sera sans doute ici lundi, et nous vous écrirons immédiatement.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS.

Le 12, il écrit de nouveau :

PHENIXVILLE, PA., 12 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur consultant,
35 Broadway, New-York.

CHER MONSIEUR,—Assemblage de bandes 7 L et 8 L cantilever sud. M. Szlapka est arrivé au bureau ce matin, et je suis en position de vous renseigner sur cette jointure particulière. Toutes les nervures de la bande 7 L sont en plein contact avec celle de 8 L. La déflexion s'est sans doute produite à l'atelier avant de faire les joues, probablement lorsqu'on a aligné les nervures pour les ajuster parallèlement l'une à l'autre avec l'espace intermédiaire entre elles, comme le demandaient les tracés. Comme la déflexion n'existe que sur une nervure d'une des bandes, qu'il y a plein contact sur toute la nervure, et que toutes les tôles d'assemblage sont faciles à mettre en position, nous ne croyons pas nécessaire l'insertion du diaphragme proposé par le service du montage. Veuillez m'écrire promptement à ce sujet et obliger votre bien dévoué

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Le 13 août, M. Cooper écrit en réponse à M. Deans :

J. S. DEANS,
Ingénieur en chef,
Cie Phœnix,
Phœnixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—L'information concernant l'assemblage des bandes 7 et 8 L diffère tellement du croquis mesuré envoyé par M. McLure qu'il m'est impossible de prendre action en la matière jusqu'à ce que j'aie devant moi les faits exacts. Veuillez faire un nouvel examen par votre ingénieur résident et M. McLure et me faire envoyer une description exacte de la pièce, démontrant l'étendue des déflexions et la relation des différents contacts entre eux. Je ne vois pas comment, s'il n'y a qu'une nervure déviée comme le dit votre lettre, il peut y avoir plein contact de ces nervures. Je ne comprends pas non plus comment l'alignement des nervures à l'atelier peut en avoir plié une. J'écrirai aujourd'hui à M. McLure pour lui demander un nouvel examen de cet assemblage et son rapport le plus tôt possible.

Bien à vous

THEODORE COOPER.

Le même jour, M. Cooper écrit à M. McLure :

NEW-YORK, 13 août 1907.

N. R. McLURE,
Inspecteur de montage,
New-Liverpool, P. Q., Can.

CHER MONSIEUR,—M. Deans m'écrit qu'il n'y a qu'une nervure pliée au joint 7 et 8 L et cependant que toutes se touchent parfaitement, que la déviation s'est sans doute produite à l'atelier avant de faire les joues. Je lui ai demandé de donner instructions à son ingénieur résident de se joindre à vous pour faire un rapport exact, avec dimensions de l'état de cette jointure, les conditions de contact, et s'il est bien d'équerre ou non. Au sujet de l'assemblage de T 5 et T 5 0 mentionné dans votre lettre du 10, je ne me soucie pas d'intervenir dans la marche régulière, car je n'ai pas suivi les diverses actions des pesanteurs en différents temps, à moins d'en faire une étude minutieuse. Je pense que la compression sera plus forte sur ces points lorsqu'il y aura plus de travée suspendue en place. Veuillez faire rapport promptement quant aux joints 7 et 8 L, avec tous les faits.

Bien à vous,

THEODORE COOPER.

M. Deans écrit le 14 à M. Cooper :

PHœNIXVILLE, PA., 14 août 1907.

THEOD. COOPER, Esq.,
Ingénieur consultant,
35 Broadway, New-York.

CHER MONSIEUR,—Assemblage 7 et 8 L. Votre lettre du 13 août. Je ferai faire un rapport complet et exact sur cette pièce par MM. McLure et Birks, et vous le soumettrai le plus tôt possible.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

Le 14 août, M. Cooper recevait la lettre suivante, datée du 12, de M. McLure :

NEW-LIVERPOOL, P. Q., Can., 12 août 1907.

THEOD. COOPER, Esq.,

Ingénieur consultant,

35 Broadway, New-York.

CHER MONSIEUR,—J'accuse réception de votre lettre du 9 août, et note ce que vous dites au sujet de la manière de réparer l'assemblage entre bandes 7 et 8, bras du cantilever, ferme ouest. Nous ne ferons rien à ce sujet d'ici à ce que l'affaire ait été arrangée entre vous et M. Szlapka.

La raison pour laquelle je n'ai pas d'abord fait rapport sur la déflexion de ces bandes est qu'il y avait ici plusieurs théories différentes sur la cause déterminante, et qu'il n'y en avait pas une que je fusse alors prêt à accepter. Je suis raisonnablement certain d'une chose: c'est que la déflexion s'est produite depuis que la membrure est sous compression, et n'existait pas lorsque les pièces ont été posées. Ceci posé, la cause de la déviation semblerait être un léger excès de longueur de la nervure pliée dans l'une ou l'autre bande 7 ou 8. Vu que ces bandes ont leurs joues faites par la machine rotatoire sur les quatre nervures à la fois, cette explication à première vue semble hors de question; cependant il me semble qu'après qu'on a fait les joues à une extrémité du membre, il peut se faire qu'en tournant la pièce avec la grue pour amener l'autre extrémité à la machine, une des nervures travaille un peu dans sa longueur sans qu'on s'en aperçoive et malgré son treillis, et qu'il s'en suive une légère divergence de longueur. De fait, il est souvent arrivé qu'en relevant les ouvertures des assemblages de bandes du bras d'ancrage sud, de constater une variation notable entre les écarts des différentes nervures à la même jointure, variation que je ne pouvais m'expliquer autrement que par la théorie plus haut énoncée, soit que pendant le transport, ou dans la manutention avant montage, quelques-unes des nervures aient légèrement travaillé en longueur plus que d'autres. Dans le cas en question, sans doute il faut que ce soit arrivé entre les deux opérations de l'équerrage d'une extrémité et de l'autre. S'il en est ainsi, alors il sera très difficile de ramener l'assemblage en ligne par boulonnage, et notre idée de diaphragme avait pour but d'empêcher cette excentricité de s'aggraver, plutôt que de corriger celle qui existe déjà.

Comme je le présumais, la grève ouvrière des trois derniers jours de la semaine passée a été réglée et l'ouvrage a été repris ce matin. Une assemblée de l'Union a eu lieu samedi, et l'élément mécontent s'était assez décimé pour que, lorsque la question fut mise aux voix, il se soit trouvé une majorité favorable à la reprise de l'ouvrage aux termes du contrat original. Cependant ceux qui ne voulaient pas de cela s'en vont maintenant, ce qui réduit grandement nos forces sur les deux côtés du fleuve.

Depuis que j'ai écrit ce qui précède, j'ai découvert que l'assemblage des bandes 8 et 9 de la ferme ouest, bras du cantilever sud, est exactement dans la même condition que celle de 7 et 8, avec cette différence que la déflexion est seulement de 5-16 au lieu de $\frac{3}{4}$ pouce au bas, et court en dehors, de sorte qu'à la partie supérieure la nervure est en ligne avec les trois autres.

Il s'agit de la nervure correspondante, et le pli est dans la même direction que celle que j'ai rapportée dans l'autre cas. Lorsqu'il aura été décidé de quelle manière traiter l'assemblage des bandes 7 et 8, nous réparerons de la même manière l'assemblage 8 et 9.

Votre dévoué,

N. R. McLURE.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

A quoi M. Cooper répondit par cette lettre du 15 août :

NEW-YORK, 15 août 1907.

N. R. McLURE,
Inspecteur de montage,
New-Liverpool, P. Q., Can.

CHER MONSIEUR,—Aucune de ces explications des déflexions ne tient debout comme logique. J'ai imaginé une autre théorie, qui est possible, sinon la seule probable. Ces bandes ont été heurtées par ces poutrelles suspendues qu'on emploie au montage, soit lorsqu'on les mettait en place ou qu'on les enlevait. Voyez si vous trouvez quelque trace de coups; enquièrez-vous aussi des hommes qui ont charge.

Bien à vous

THEODORE COOPER.

Le 16 août, nouveau rapport de M. McLure :

NEW-LIVERPOOL. P. Q., CANADA, 16 août 1907.

M. THEODORE COOPER,
Ingénieur-consultant, 35 Broadway,
New-York.

CHER MONSIEUR,—Référant à votre lettre du 13 au sujet de l'assemblage de 8L et 7L sur le porte-à-faux du sud, vous avez sans doute à cette heure reçu ma lettre du 12 courant, où j'énonçais ma théorie de la déflexion. Ce sont les conditions telles qu'indiquées dans mon rapport du 6 août. M. Birks, l'ingénieur résident de la Cie Phœnix, a fait exactement le même rapport, sinon dans les mêmes termes, à Phœnixville, mais M. Deans en a évidemment tiré une toute autre signification qu'il ne comportait. Il croit évidemment qu'il n'y a qu'une nervure de pliée sur une seule bande, quand il s'agit au contraire de la même nervure sur chacune des deux bandes qui est malade, comme l'indique le croquis que je vous ai envoyé. Il n'y a réellement rien à ajouter aux deux lettres que je vous ai déjà écrites à ce sujet, si ce n'est que toutes les quatre nervures portent parfaitement l'une sur l'autre, tel que démontré au croquis du 6 août. Pour vérifier nos premiers rapports, M. Birks et moi avons aujourd'hui remesuré l'assemblage avec plus de soin et de précision, par en dessus et par en dessous; j'inclus un *bleu* du dessin fait d'après ces measurements. Il indique pratiquement les mêmes conditions que celles décrites dans ma première lettre, excepté qu'il donne plus de détails. (Voir dessin No. 30).

Quant à la cause de cette courbure, dont j'ai parlé dans ma lettre du 12 août, M. Deans paraît la faire remonter au travail d'atelier, mais c'est qu'il n'a pas compris l'état des choses. Outre le peu de probabilité d'un même pli d'atelier sur deux nervures de bandes différentes, dans le même sens, exactement de même étendue, jusqu'à $\frac{1}{2}$ pouce à $\frac{3}{4}$ pouce de moins qu'il ne fallait, je suis, comme je l'ai déjà dit, passablement certain que ces conditions n'existaient pas avant le montage de ces colonnes, ayant personnellement inspecté chacun des membres qui sont jusqu'ici entrés dans le pont, à l'exception des sous-bandes du bras d'ancrage; j'ai fait cette revue sur les wagons au moment du montage, avant particulièrement l'œil aux crochissements des nervures des membres comprimés, et chaque fois que j'en découvrais j'en prenais la mesure exacte et l'enregistrais. Si ces nervures avaient alors été aussi mal alignées avant montage, il n'aurait été guère possible de manquer de s'en

7-8 EDOUARD VII., DOCUMENT

apercevoir. Conséquemment, la seule manière dont la courbure puisse s'être introduite est, ce me semble, celle que j'ai rapportée dans ma lettre du 12 août.

J'espère que ces explications, ainsi que le croquis ci-joint, achèveront d'éclaircir le point. M. Birks envoie aujourd'hui le même croquis à Phœnixville.

Votre tout dévoué,

N. R. McLURE.

M. Deans reçut aussi copie de ce croquis et le 20 août écrivit ce qui suit à M. Cooper :

PHŒNIXVILLE, 20 août 1907.

THEODORE COOPER,

New-York.

Ingénieur-consultant, 35 Broadway,

CHER MONSIEUR,—Nous recevons de notre chantier avis que vous avez reçu copie du croquis No. 28 donnant de plus amples détails au sujet de l'assemblage 7L et 8L du bandage de porte-à-faux. Vous remarquerez que les deux bandes portent à demeure sur toutes les nervures, l'une et l'autre bande, et non une seule comme nous l'avions d'abord compris, ayant une nervure pliée.

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

A quoi M. Cooper répond en ces termes le 21 août :

J. S. DEANS,

Ingénieur en chef, Phoenix Bridge Company,

Phoenixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—J'ai reçu il y a deux jours copie du croquis du joint 7 et 8L.

J'ai écrit la semaine dernière à M. McLure, lui disant qu'aucune de ses théories sur l'origine de cette courbure n'était logique; que ma version est que la nervure en question a reçu un coup après que les deux sections eussent été reliées, et ceci a dû arriver pendant la manœuvre des poutres suspendues employées au montage. Je lui demandais de faire un examen attentif pour y trouver quelques traces. Il n'a pas encore fait rapport. Il a rapporté une courbure analogue, mais moins accentuée, sur même nervure L8 et 9, ferme ouest.

Je crois encore que ce pli peut être en partie corrigé au moyen de longs boulons taraudés aux deux bouts, en étayant la nervure extérieure pour l'empêcher de plier. Si on peut la ramener à peu près droite, il faudra étayer ou boulonner pour prévenir toute déflexion ultérieure.

Je ne puis consentir à laisser cela de côté sans faire quelque chose, car à mon avis le rivetage des couvre-joints ne répondrait pas au besoin.

Bien à vous,

THEODORE COOPER.

M. Deans accusa réception de cette lettre le 23 août :

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

PHOENIXVILLE, 23 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur-consultant, 35 Broadway,
New-York.

CHER MONSIEUR,—Jointure 7L et 8L porte-à-faux du sud. Par votre lettre du 21 août, je note que vous attendez une nouvelle communication de M. McLure. Dès que vous aurez son rapport, veuillez nous donner des nouvelles et obliger votre tout dévoué,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

Le 26 août, M. Cooper écrivit :

NEW-YORK, 26 août 1907.

M. JOHN STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.
Phoenixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—M. McLure fait rapport qu'il ne peut trouver aucune trace de coups sur les nervures déviées et ne croit pas qu'elles puissent avoir été heurtées. Voilà qui rend le mystère plus impénétrable, car je ne vois pas comment ces courbures auraient pu se produire autrement. J'aimerais à discuter avec M. Szlapka, à sa convenance, les meilleurs moyens à prendre pour remettre ces nervures en bonne et sûre condition pour accomplir leur objet.

Votre bien dévoué,

THEODORE COOPER.

Le 27 août, M. Deans accuse réception en ces termes :

PHOENIXVILLE, PA., 27 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur-consultant, 35 Broadway,
New-York.

CHER MONSIEUR,—Sujet : jointure 7 et 8 cantilever sud. En réponse à votre lettre du 26 août, je ferai en sorte que M. Szlapka prenne la première occasion de vous rencontrer pour discuter cette question. Il vous télégraphiera plus tard le jour qu'il sera à New-York.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,
Ingénieur en chef.

Il s'arrête la correspondance au sujet des nervures malades du joint 7L et 8L du bras de cantilever ; il en ressort que personne autre que M. Cooper n'y voyait quelque chose de sérieux, dénotant quelque faiblesse organique. On remarqua que les plis de 7 et 9 avaient été signalés le 6 août, ceux de 8 et 9 découverts le 12 août, dans l'un et l'autre cas du côté ouest, et que d'autres déflexions plus ou moins sérieuses avaient été signalées de temps à autre antérieurement, et que M. McLure exprimait l'opinion que ces plis avaient été

occasionnés par compression pendant le montage, car il était sûr que ces pièces étaient rectilignes lors du montage, tandis que M. Deans prétendait que ces plis s'étaient produits à l'atelier.

Bien que M. Deans ait donné, après le retour de M. Szlapka, certaines informations au sujet du pli au joint 7 et 8, M. Szlapka dit n'avoir pas examiné cette pièce lors de sa visite au pont, et ajoute que dans aucune de ses visites au pont il n'a fait l'examen d'aucune bande.

M. Kinloch dit dans son témoignage n'avoir pas remarqué de déviations aux joints 7L et 8L lorsque le couvre-joint de dessous fut enlevé pour la première fois; il se dit bien certain que ces difformités se sont produites après l'enlèvement du couvre-joint.

Il semble résulter clairement de ce qui précède que M. Cooper a eu raison de dire en substance que la Cie Phœnix n'a pas assez tenu compte de la délicatesse des jointures; M. Szlapka avait été sur les lieux sans faire d'examen spécial à ce sujet, et M. Deans cherchait à attribuer à l'ouvrage d'atelier tout le blâme de ces déflexions. On n'a mis devant nous aucune preuve du bien-fondé de cette assertion de M. Deans; son inspecteur M. Morris était en possession d'informations indiquant le peu de probabilité qu'un défaut aussi visible eût pu passer inaperçu. Le 20 août, M. Kinloch découvrait le pli de la bande 8R du bras de cantilever; plus tard, remarquant aussi des signes de déflexion sur 9R et 10R, il les signalait à M. Birks, mais ni l'un ni l'autre n'y attachaient d'importance. M. McLure était alors malade et ne vit ces déviations que plusieurs jours après qu'elles eussent été observées (23 août), mais M. Yenser en avait eu connaissance. Le 23 août, le joint des bandes 5-6R, bras de cantilever, était trouvé hors d'alignement de $\frac{1}{2}$ pouce sur l'une des nervures du milieu, la déviation diminuant en montant. M. Kinloch fit visite quotidienne aux membres 8R pendant plusieurs jours et eut l'impression que le pli augmentait; les quatre nervures ondulaient, mais non également.

Vers 9.30 du matin le 27 août, on observa que le pli de 9L, bras d'ancrage, s'était notablement accentué; on l'avait remarqué antérieurement, et il était sous observation. Comme le 25 tombait le dimanche et qu'il n'y eut pratiquement pas d'ouvrage le 26, il est douteux que cette pièce ait été inspectée entre le 24 et le 27. M. Kinloch, l'auteur de cette découverte, dit dans son témoignage :

“Q.—Veuillez relater ce qui s'est passé après que vous eussiez découvert la pièce pliée, le 27 août?”

“R.—Immédiatement après cette découverte, je portai le fait à l'attention de M. Yenser et de M. Birks, et avec eux je réexaminai la pièce A9L et plusieurs autres sous-bandes. Ne sachant qu'en dire, nous allâmes à notre bureau et convinmes avec M. McLure de mesurer les déflexions des pièces suspectes. Ces measurements, qui furent faits par M. Birks, M. McLure et moi-même, nous fixèrent sur la valeur précise des déflexions; quant aux causes et aux résultats probables, ce fut entre nous l'objet d'une très vive discussion. M. Birks exprimait carrément l'opinion qu'il n'y avait aucun danger et s'efforçait de me persuader que le pli avait toujours existé dans le membre en question. M. Yenser et moi étions mal à l'aise; nous trouvions le cas sérieux, et finalement nous exprimâmes l'opinion que M. McLure et M. Birks devaient se rendre à New-York et à Phœnixville pour consultation. Nous jugions que le cas ne pouvait être expliqué d'une manière satisfaisante par télégraphe ou téléphone, et ni les uns ni les autres nous ne craignons un désastre immédiat. M. Birks et M. McLure n'accueillirent pas favorablement notre proposition, disant qu'on se moquerait d'eux à leur arrivée; il fut finalement convenu de soumettre la question d'envoyer consulter le bureau-chef à M. Hoare, qui décida en faveur de notre proposition. Le mercredi, M. Hoare vint au pont;

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

il y passa presque toute la journée. Il parut beaucoup tenir à ce que j'abandonnasse mon idée bien arrêtée que le pli s'était produit depuis que le montage du bras de cantilever était terminé, et à plusieurs reprises débattit avec moi cette question, de même que la possibilité de renforcer les pièces au moyen de croisillons. J'étais un peu surexcité, et très contrarié de l'obstination de tous les ingénieurs à ne pas vouloir accepter mon exposé de faits, et ce jour-là et le lendemain (mercredi et jeudi) j'éludai autant que possible la discussion de cette question. Il était convenu que M. McLure me télégraphierait immédiatement si M. Cooper envisageait sérieusement la situation, mais il n'en fit rien. Cependant, le 29 au matin, M. Birks me dit avoir appris de Phœnixville par téléphone qu'ils avaient la preuve au dossier que les plis existaient avant l'expédition des pièces de Phœnixville, et qu'il venait justement d'en informer M. Hoare par téléphone, à la demande expresse de M. Deans."

Ainsi, dès qu'on eut fait les measurements plus haut mentionnés, M. Yenser et les inspecteurs se rendaient compte qu'ils étaient en face d'une crise. M. Yenser exprima l'intention d'arrêter le montage jusqu'à ce qu'il eût soumis le cas à Phœnixville. Les measurements avaient été notés (les dessins 28, 29 et 30 furent préparés d'après ces notes) et envoyés par la poste à M. Cooper et à Phœnixville, où ces rapports furent livrés le matin du 29. Apparemment à cause de l'inquiétude qui régnait déjà parmi les ouvriers (voir déposition D. B. Haley), on ne jugea pas sage de se servir du télégraphe ni du téléphone. Comme M. Kinloch l'avait suggéré, M. McLure fit un rapport détaillé à M. Hoare dans la soirée du 27 ; ce retard de douze heures est expliqué par le temps que prit la préparation des tracés de mesure et par la nécessité de communiquer par messenger, vu qu'on ne voulait pas confier les détails au téléphone. Il est clair que M. Yenser, M. Kinloch et M. McLure étaient fort alarmés, mais M. Birks ne voulait pas se laisser convaincre que les plis étaient d'occurrence récente. Il savait mieux que personne sur les lieux le soin qu'on avait apporté aux calculs et aux plans, il connaissait intimement l'expérience et l'habileté des ingénieurs et était à même de juger que les efforts étaient alors bien au-dessous du maximum prévu. Entre ingénieurs, de pareils arguments ont une grande force, et nous ne trouvons ni insolite ni déraisonnable la confiance que M. Birks reposait dans ses supérieurs. Il ne pouvait cependant pas s'y méprendre ; il savait parfaitement que, si les déflections n'étaient pas antérieures à l'érection, c'en était fait du pont, et bien que M. McLure eût la preuve que les déflections avaient augmenté de plus d'un pouce dans le cours d'une semaine, bien que M. Kinloch fût certain que ces ondulations s'étaient récemment notablement aggravées, bien que M. Clark s'obstinât à soutenir que la pièce était absolument rectiligne lorsqu'elle avait quitté l'entrepôt de la Chaudière, malgré tout cela M. Birks cherchait encore à se persuader qu'ils étaient dans l'erreur. M. Hoare, de son côté, conclut évidemment que l'affaire était trop sérieuse pour qu'il pût trancher la question sur-le-champ ; il approuva l'envoi de M. McLure à New-York, lui demandant sagement de se rendre bien compte de toutes les circonstances avant de partir, de manière que M. Cooper n'eût pas à attendre de nouveaux renseignements avant de prendre une décision.

Le texte du rapport de M. McLure, en date du 27 août, se lisait ainsi :

New-Liverpool, 27 août 1907.

THEODORE COOPER,
Ingénieur-consultant, 35 Broadway,
New-York.

CHER MONSIEUR,—J'inclus dessins montrant l'état des sections de sous-bandes "606-9L du bras d'ancrage sud et 621-9R et 8R du bras de cantilever

sud, d'après mesuréments pris ce jour par l'assistant ingénieur de la Compagnie Phoenix et moi-même, en tendant une ligne d'une tôle extérieure à l'autre tel qu'indiqué aux croquis et en prenant cette ligne roidie les distances entre chaque nervure par dessus et par dessous. C'est ce matin qu'on a remarqué les déflexions de ces bandes, car elles sont visibles à l'œil nu quand on passe dessus; et comme cela paraissait sérieux, nous avons pris les mesuréments.

Bien que nombre de ces bandes eussent ordinairement des nervures plus ou moins sinueuses, comme je vous l'ai rapporté de temps à autre, ce n'est que depuis peu que celles-ci sont en cet état, et leur configuration présente est sans doute due à la compression qu'elles subissent maintenant. Il y a à peine une semaine ou un peu plus, j'ai mesuré une nervure de la bande 9L du bras d'ancrage ici démontrée, et l'écart n'était que de $\frac{3}{4}$ de pouce. Il est maintenant de $2\frac{1}{4}$ pouces.

Les lignes droites sont indiquées en rouge sur les croquis et les nervures elles-mêmes en noir. Une vue de dessus et de dessous est donnée dans chaque cas. Vous remarquerez que les bandes 606-9L et 621-9R ont les nervures déviées dans la même direction, tandis que "621-8R" a les nervures pliées en courbe inverse. Ces déflexions sont à ce jour devenues tellement apparentes que les équipes de rivetage qui travaillent dans ces endroits les ont remarquées et y ont appelé l'attention de M. Kinloch.

Par cette même malle, on rapporte le fait au bureau de Phoenixville, et l'on ne poussera pas le montage jusqu'à ce que nous recevions de vos nouvelles, ainsi que de Phoenixville.

Votre dévoué,

N. R. McLURE.

Le mercredi 28 fut un jour d'expectative et d'incertitude. M. Yenser avait changé d'idée pendant la nuit, et repris le montage ce matin-là. Les hommes étaient inquiets, alarmés, et les chefs attendaient anxieusement des nouvelles de Phoenixville ou de New-York. La décision prise par M. Yenser de continuer l'ouvrage fut soumise à M. Hoare, lequel, à titre d'ingénieur en chef, avait la responsabilité finale de chaque démarche nouvelle et décida que M. Yenser avait agi sagement. Ceci ressort clairement de la lettre suivante de M. Hoare à M. Cooper :

(Quebec Bridge & Railway Company.)

QUEBEC, 28 août 1907.

THEODORE COOPER, Esq.,

35 Broadway, New-York city.

CHER MONSIEUR,—Je vous ai télégraphié ce jour comme suit :

"Ai envoyé M. McLure vous voir de bonne heure demain pour expliquer lettre expédiée hier concernant bandes bras d'ancrage.

Le télégramme suivant aussi à la Compagnie Phoenix :

M. McLure vous verra demain pour expliquer la lettre Birks *re* bandes bras ancrage, verra M. Cooper d'abord."

Au sujet de cette affaire, j'ai cru préférable qu'il aille immédiatement vous voir pour donner des explications et répondre aux questions. Il n'a pas eu grand temps avant de partir pour faire un examen bien étendu.

J'ai passé toute la pournée au pont, pour tâcher de recueillir quelque information au sujet de la déflexion de ces nervures de bande. M. Kinloch l'a remarquée pour la première fois hier, et tous les inspecteurs déclarent qu'aucune courbure aussi prononcée n'existait il y a quelques semaines. M. McLure

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

a pris les mesuréments hier après-midi, et me les a apportés chez moi hier soir, disant que le contre-maître du montage avait précipitamment décidé de ne pas continuer le montage aujourd'hui, ce qui m'a alarmé au premier moment. En rentrant à l'ouvrage ce matin, il est revenu sur son idée et a décidé de continuer, me demandant en même temps si c'était bien. Après m'être assuré que l'avancement de la grue de travail et la mise en train d'un nouveau panneau auraient un effet insignifiant, je l'ai requis de continuer, car l'effet moral d'une suspension des travaux serait très mauvais pour tous les intéressés; cela pourrait amener l'interruption complète des travaux pour le reste de la saison, par suite du départ des ouvriers. Après nouvelle enquête dans le cours de la journée, je ne puis que conclure que le métal a dû recevoir quelque avarie avant érection, car la bande correspondante du même panneau, sous même pression, est en bonne condition. L'effort auquel sont aujourd'hui soumis ces panneaux étant, approximativement, d'environ les sept-dixièmes du maximum, il est difficile de croire que ce soit toute la cause de la déformation; ça et là on trouve dans certains membres une nervure d'une bagatelle plus longue que l'autre, ce qui, sous compression, peut amener une légère déflexion. Il y a quelques exemples de cela. La bande en question, lorsqu'on l'a hissée dans le garage d'entrepôt, a échappé de ses crochets, l'une des extrémités tombant d'une hauteur de six pieds sur des blocs de bois, l'autre extrémité heurtant un tas de barres à œillet dans une chute de deux pieds. Dans cette chute, la pièce est tombée sur le côté, fracturant l'une de ses cornières d'assemblage à l'extrémité nord, tordant quelques-uns de ses croisillons: tout a été réparé en neuf. Les inspecteurs ont ensuite fait rapport que les nervures étaient parfaitement rectilignes. Comme dans la chute en question la pièce a touché des obstacles rigides et plus élevés qu'au milieu où son seul point de contact était une matière molle, la déflexion ainsi causée aurait été de haut en bas, tandis que d'après les informations elle est en sens opposé. Depuis le départ de M. McLure, M. Birks a fait un examen minutieux de la bande et dit que la déviation actuelle commence au joint sud et n'est pas entièrement confinée aux longueurs entre les tôles latérales auxquels sont attachés les croisillons. Comme le contre-maître et les inspecteurs déclarent que ces défauts ne sont apparentes que depuis peu, compression sur cette membrure a-t-elle accentué les défauts antérieurs.

J'ai cru devoir vous communiquer ces dernières nouvelles par le courrier de ce soir après plus ample informé, afin de vous aider à arriver à quelque peut-être la compression sur cette membrure a-t-elle accentué les défauts antérieurs.

Bien à vous,

E.-A. HOARE.

(Quebec Bridge & Railway Company.)

QUEBEC, 29 août 1907.

THEOD. COOPER, Esq.,

35 Broadway, New-York.

CHER MONSIEUR.—M. Birks vient justement de m'appeler du Pont au téléphone pour me dire qu'il a reçu un message de Phoenixville l'informant qu'ils ont la preuve formelle que la bande n'était pas rectiligne avant sa sortie de l'atelier. Il est possible que ce soit là l'explication de la différence mystérieuse de la direction des déflexions, comparées à ce qu'elles auraient dû être à la suite de la chute en garage. M. Birks a télégraphié cette nouvelle à M. McLure à votre bureau. M. Birks a ajouté qu'il est convaincu que les nervures étaient plus ou moins hors d'alignement lorsque l'assemblage de jointure, à l'extrémité sud de la pièce, a été riveté en place.

Bien à vous,

E. A. HOARE.

(Entête : Quebec Bridge & Railway Company.)

QUEBEC, 2 septembre 1907.

THEODORE COOPER, Esq.,
35 Broadway, New-York city.

CHER MONSIEUR,—Je vous remercie de vos réponses à tous nos messages. Je regrette d'apprendre que vous n'êtes pas bien ; sans doute cet affreux désastre vous fait souffrir mille fois plus .

M. Berger fera très bien pour le présent. La commission d'enquête pourra juger nécessaire d'aller plus tard vous interroger à New-York, ce dont avis vous sera donné.

Je désire rectifier une inexactitude dans ma lettre du 25 août à votre adresse, écrite tard et très à la hâte, en confirmation de télégramme et d'une conversation avec M. Birks au sujet de la bande en question. Ce passage de ma lettre se lisait ainsi :

“M. McLure a pris les mesures hier après-midi, et me les a apportés chez moi hier soir, disant que le contremaître du montage avait précipitamment décidé de ne pas continuer le montage aujourd'hui, ce qui m'a alarmé au premier moment. En rentrant à l'ouvrage ce matin, il est revenu sur son idée et a décidé de continuer, me demandant en même temps si c'était bien. Après m'être assuré que l'avancement de la grue de travail et la mise en train d'un nouveau panneau auraient un effet insignifiant, je l'ai requis de continuer, car l'effet moral d'une suspension des travaux serait très mauvais pour tous les intéressés, cela pourrait entraîner l'interruption complète des travaux pour le reste de la saison, par suite du départ des ouvriers.”

Ceci est à un certain degré un exposé de fait inexact et manquant de clarté, pour cause de précipitation ; je désire le remplacer par ce qui suit :

En rentrant à l'ouvrage ce matin, le contremaître me dit qu'il y avait songé pendant la nuit et avait déjà fait avancer la grue de travail, me demandant, ainsi qu'à M. McLure et à M. Birks, si nous croyions que ce qu'il avait fait ferait du mal. Nous crûmes tous que non, car ils dirent que cela n'ajouterait que 50 livres au pouce carré sur la bande en question. Nous pensions tous dans le moment que suspendre les travaux serait les arrêter complètement pour le reste de la saison, parce que les hommes n'attendraient pas, mais iraient ailleurs pour se préparer pour l'hiver. Je ne l'ai pas, comme le comportait ma dernière lettre, strictement parlant, requis de continuer les travaux, vu qu'il l'avait déjà fait ; à ce moment-là, nous ne croyions pas qu'il y eût danger immédiat à ajouter une si petite charge. Ceci rend plus clairement notre conversation, et je regrette d'avoir, dans ma précipitation, manqué de précision sur un ou deux points qui peuvent créer plus ou moins de confusion.

Bien à vous,

E. A. HOARE.

Il est clair que ce jour-là le plus grand pont du monde se construisait sans qu'il y eût à portée un seul homme qui, par son expérience, ses connaissances et ses capacités, fût compétent pour juger cette situation critique. M. Yenser était un bon surintendant, mais d'aucune façon compétent pour disposer de la difficulté qui se présentait. M. Birks, bien entraîné et tête claire, n'avait pas l'expérience qui permet à un homme d'apprécier les faits et les circonstances à leur juste valeur. M. Hoare, conscient de son incompétence à prendre une décision, a simplement acquiescé au mode d'action qui avait été déterminé par MM. Yenser et Kinloch, et n'a tenté aucun effort pour faire une inspection personnelle des pièces suspectes.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

On fit quelques mesuréments pour éprouver la stabilité de la grande pile, mais personne ne paraît avoir songé à prendre l'alignement ou les niveaux du pont, ni surtout de remesurer les membrures pour voir si elles dénotent un fléchissement plus prononcé. M. Hoare étudia quelques moelles d'entretoiser les bandes, mais décida de différer toute action jusqu'à ce qu'on eût des nouvelles de M. Cooper. A la demande de M. Hoare, M. Birks inspecta avec soin la bande A 9L et la jointure AL 8-9, et ses observations tendirent à le rassurer ainsi que M. Hoare, vu qu'il croyait avoir trouvé la preuve d'une déflexion antérieure dans cette pièce.

Son rapport à Phoenixville, reçu le 30 août, est ainsi conçu (pièce 58).

NEW-LIVERPOOL, 28 août 1907.

Phoenix Bridge Co.,
Phoenixville, Pa.

CHERS MESSIEURS,—J'ai fait un nouvel examen de la bande 9A, et voici mon rapport additionnel. Le pli de cette bande part de la joue d'assemblage du côté de terre et non du taillément même de l'assemblage. Il paraît en résulter qu'au moins une bonne partie de cette déflexion existait dans la bande lorsque les morceaux d'assemblage en dessus et en dessous ont été rivetés de bonne heure en juin. Cette circonstance, de même que l'état intact des cornières de treillis, me porte à croire que les nervures étaient pliées avant montage, bien que MM. Clark et Kinloch pensent que toutes les nervures étaient rectilignes lors de la réparation de cette pièce. D'après les constatations jusqu'ici, je ne crois pas que nous soyons justifiés d'accepter comme fût et bû que les nervures d'aucune des bandes ont flambé depuis le montage, et M. Yenser est arrivé à la même conclusion.

Bien à vous,

A. H. BIRKS.

Après avoir fait cet examen, M. Birks fit venir M. Kinloch et attendit sur le tablier pendant que ce dernier descendait sur la membrure pour vérifier les observations de M. Birks. Après avoir minutieusement conféré avec M. Kinloch sur ce qui fut alors fait, nous sommes forcés de conclure que le croquis contenu dans la lettre de M. Birks ne donnait que son idée personnelle de la configuration et de l'étendue de la difformité telle qu'elle existait, et ne saurait être considéré comme fournissant des données suffisantes pour asseoir des conclusions précises, attendu qu'aucun mesurément ne fut pris.

Le 9 août, le rapport de M. Birks en date du 27 arrivait à Phoenixville, et faisait l'objet d'une discussion immédiate entre MM. Deans, Szlapka et Milliken. Il fut finalement décidé qu'il y avait sécurité à laisser procéder l'ouvrage, et une conversation téléphonique s'engagea entre MM. Milliken et Yenser d'une part, et entre MM. Deans et Birks de l'autre. M. Szlapka avait chiffré quelques calculs, et M. Birks fit rapport de son observation du 28 août. MM. Yenser et Birks reçurent l'assurance que le bureau les autorisait de continuer le montage, et M. Birks fut chargé d'informer M. Hoare que les déflexions existaient dans les bandes avant leur départ de Phoenixville. C'est ce que fit M. Birks.

M. Deans téléphonia aussi à M. Hoare en ces termes :

PHOENIXVILLE, PA., 29 août, 1907.

E. A. HOARE, Esq.,
Ingénieur en chef Quebec Bridge Company.
Québec, Canada.

"McLure nous a rapporté ici : les bandes sont exactement dans le même état qu'à leur départ de Phoenixville, et ont maintenant beaucoup moins que leur maximum de charge."

M. Hoare avait le 28 télégraphié à M. Cooper et à M. Deans, les prévenant de la mission de M. McLure. M. Deans a de plus expliqué que son télégramme ne se rapportait pas aux bandes mesurées le 27, mais tout bien considéré nous sommes parfaitement convaincus que M. Hoare était justifiable de l'interpréter comme il l'a fait, et il avait pour confirmer cette impression le message téléphonique antérieurement reçu de M. Birks.

Depuis le moment où ces assurances furent reçues, toute inquiétude cessa réellement au pont, et il n'est pas en preuve qu'aucun nouveau mesurément ait été pris pour constater les altérations des pièces suspectes. Comme l'a dit M. Hoare, "ce jour-là je me sentis parfaitement rassuré sur ce point, je savais qu'avant longtemps la question serait à l'étude."

Peu après onze heures du matin, le 29 août, M. Cooper arrivait à son bureau où il trouvait M. McLure. Après un court entretien, M. Cooper télégraphiait ce qui suit à Phoenixville :

NEW-YORK, 29 août 1907.

12.16 h. p.m.

PHOENIX BRIDGE Co.,

Phoenixville, Pa.

"N'ajoutez aucune charge au pont jusqu'à dû examen des faits. M. McLure sera chez vous à cinq heures."

Ce message fut reçu à Phoenixville à 1 h. 15 p. m. M. Cooper a expliqué dans sa déposition qu'il ne savait pas qu'à ce moment-là on procédait au montage, M. McLure l'ayant informé du contraire, et que, s'il télégraphiait à Phoenixville au lieu de Québec, c'est qu'ainsi il était plus sûr qu'on agirait promptement.

M. McLure avait promis de télégraphier la décision de M. Cooper à M. Kinloch sur-le-champ, mais il n'en fit rien.

Vers 3 heures de l'après-midi, M. Deans arrivait à son bureau, y trouvait le télégramme de M. Cooper. Il convoqua M. Szlapka et M. Miliken pour rendre M. McLure, mais ne fit rien de plus. Après l'arrivée de M. McLure, il y eut une courte discussion au cours de laquelle M. McLure fit mention d'avoir reçu un télégramme de M. Birks lui donnant le résultat de ses observations du 28 août. On décida de remettre toute action au lendemain matin et d'attendre la réception de la lettre de M. Birks en date du 28 août. Presque à la même minute où on prenait cette décision, le pont croulait.

Comme conclusion tirée de la preuve testimoniale et de nos propres études et expériences, nous croyons que le pont est tombé parce que le treillis des sous-bandes près de la grande pile était trop faible pour supporter les efforts auxquels il était soumis, mais nous croyons aussi que la somme de ces efforts sur les treillis avaient pour cause déterminante la déviation des lignes centrales de pression dans l'axe des bandes, et que cette déviation était notablement accentuée par l'état des extrémités de bandes. Nous devons donc conclure que, bien que les sous-bandes 9L et 9R du bras d'ancrage, qui d'après nous ont manqué les premières, aient cédé pour cause de faiblesse des treillis, les compressions qui ont causé le fléchissement étaient jusqu'à un certain point dues à la faiblesse des détails aux extrémités de ces bandes, et au relâchement ou à l'absence des tôles d'assemblage, tout cela causé en partie par les besoins de la méthode adoptée pour le montage, en partie par un manque d'attention et de juste appréciation quant à la délicatesse des jointures, et de soin dans la manutention et la surveillance au cours du montage. Nous concluons de nos expériences que l'exiguïté des treillis affaiblissait dangereusement le corps des colonnes à raison de la résistance qu'on en attendait. Nous n'avons pas de preuve pour nous assurer qu'elles auraient failli à l'état fini sous des

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

charges strictement axiales, non soumises à aucune compression diagonale résultant des défauts dans le fini des extrémités ou d'ajustements imparfaits aux jointures. Nous savons bien que la compression strictement axiale est une condition idéale qui ne peut être réalisée dans la pratique, mais nous ne trouvons pas qu'ici on ait fait des efforts suffisants pour obtenir quelque chose de raisonnablement approchant. La Cie Phœnix a apporté une technique trop insouciant dans le tracé des jointures et n'a pas tenu compte du soin extrême dont ces parties devaient être traitées en chantier.

Nous considérons que M. Deans a manqué de jugement et n'a pas eu le sens de ses responsabilités lorsqu'il a approuvé M. Yenser de continuer le montage et lorsqu'il a dit à M. Birks et à M. Hoare que les bandes n'avaient pas changé de forme depuis le départ de Phœnixville.

On n'a rien produit devant la Commission à l'appui de l'exactitude de l'affirmation au sujet des bandes, et les chiffres de M. Szlapka, tels que donnés dans la correspondance suivante, font voir que le rivetage était alors même chargé à son maximum d'effort d'après les devis, soit 18,000 lbs au pouce carré.

MONTREAL, 24 janvier 1908.

PHŒNIX BRIDGE Co.,
Phœnixville, Pa.

MESSIEURS,—Voulez-vous bien produire devant la Commission une copie des calculs faits par M. Szlapka le 29 août 1907, et auxquels il est référé aux pages 967 et 968 de la preuve.

Comme nous arrivons à la fin de notre travail, nous estimerions comme une faveur l'envoi immédiat de cette information. Il est possible que vous n'ayez pas de copie exacte de ces calculs, mais sans doute on peut en faire un duplicata, et le certificat de M. Szlapka à cet effet suffira.

Bien à vous,

HENRY HOLGATE.

PHŒNIXVILLE, 31 janvier 1908.

HENRY HOLGATE, Esq.,

Président Commission Royale,
Montréal, Canada.

CHER MONSIEUR,—En réponse à votre lettre du 24 janvier, je vous envoie sous pli une lettre de M. Szlapka datée de ce jour, contenant des calculs semblables à ceux qui furent faits le 29 août au sujet de la bande 9L du bras de cantilever sud.

Bien à vous,

JNO. STERLING DEANS,

Ingénieur en chef.

PHŒNIXVILLE, PA., 31 janvier 1908.

J. S. DEANS,

Ingénieur en chef Phœnix Bridge Co.
Phœnixville, Pa.

CHER MONSIEUR,—Référant à la lettre de M. Holgate du 24 courant adressée à la Phœnix Bridge Company, je vous donne ci-dessous des calculs semblables à ceux du 29 août 1907, au sujet de la bande 9L, bras d'ancrage sud.

Prenant $1\frac{1}{2}$ pouce comme moyenne de courbature signalée sur cette bande 9L, nous avons :

$$\frac{W}{4} L \times 12 = 780^\circ \times 18,000 \times 1\frac{1}{2}\text{-pouce} = 21,060,000 \text{ livres au pouce}$$

$$\frac{W}{2} = 61,600 \text{ livres.}$$

$$\text{Compression sur chaque treillis S} = \frac{61,600 \times 1.4}{4} = 21,600 \text{ livres.}$$

Bien à vous,

THE PHOENIX BRIDGE COMPANY.

Par P. L. SZLAPKA.

La théorie qui souligne ces calculs est très sujette à caution, mais elle avait été adoptée dans le tracé du pont (voir appendices 16 et 17), et nous ne pouvons nous expliquer qu'on en ait si complètement perdu de vue l'avertissement en présence des conséquences qui en pouvaient résulter.

Revenant au télégramme de M. Cooper, M. Deans se savait en possession de renseignements venant du pont, postérieurs à ceux qui étaient parvenus à M. Cooper; il décida en conséquence, avant de prendre action, d'attendre l'arrivée de M. McLure, puis ensuite l'arrivée de la lettre de M. Birks datée du 28 août. Tout cela montre bien le besoin d'un ingénieur compétent et ayant pleine responsabilité sur les lieux.

M. Hoare était le seul ingénieur senior capable de se porter au pont entre le 27 et le 29 août. Il avait été mis au courant de la situation, cependant il n'a pas ordonné à M. Yenser d'arrêter les travaux, ce qu'il avait pouvoir de faire; nous considérons qu'il était en bien meilleure position qu'aucun autre fonctionnaire responsable pour se rendre parfaitement compte de la portée des événements, et son inaction doit être attribuée à l'indécision et à l'habitude de se reposer sur M. Cooper pour instructions.

Nous avons la conviction que pas une seule des personnes attachées aux travaux ne s'attendait à un désastre immédiat, et nous croyons que, pour ce qui concerne M. Cooper, son opinion était justifiée. Il croyait le montage arrêté; et sans charge additionnelle, le pont aurait pu rester debout pendant des jours.

Nos expérimentations nous ont persuadés qu'aucun étayage provisoire comme celui proposé par M. Cooper n'aurait pu beaucoup retarder l'éroulement: cela aurait pu empêcher les bandes de plier, mais le flambage et le déchirement des rivets auraient bientôt fait céder le tout.

Les dessins suivants sont à consulter à l'appui du présent appendice :

Dessin No. 1. Plan général des lieux et du voisinage.

“ 2. Dimensions générales des membrures du pont.

“ 5. Marques de montage sur les pièces du pont.

“ 7. Dates du rivetage.

“ 9. Coupes des membrures et efforts de montage.

“ 10. Plan indiquant position des témoins oculaires.

“ 13. Poids mort du pont le 29 août.

“ 28, 29 30. Flexions des bandes mesurées les 6, 12 et 27 août.

“ 36. Détails de la bande A9.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Nos conclusions sont largement appuyées sur les faits exposés aux appendices suivants :

- Appendice 13. Epreuves de colonnes pleine grandeur.
 “ 15. Epreuves spécialement faites à l’occasion du pont de Québec.
 “ 16. Théorie des pièces de compression composites.
 “ 17. Confrontation des dessins de bandes.
 “ 18. Etude des devis.

LISTE D’ORDRES POUR LE PONT DE QUEBEC.

*Série D.**Ancrage.*

- Ordre 700. Barres-œillets et chevilles.
 “ 701. Poutres en tôles et poutrelles I.
Travées d’approche aux deux extrémités du pont.
 “ 702. 2 travées à tablier supérieur, 210 pieds de centre en centre des chevilles terminales, pour voie ferrée double, deux chemins de voiture et deux trottoirs.
 “ 703. 2 supports pour les susdites travées, hauteur environ 50 pieds.
 “ 704. 3 barres-œillets modèles pleine grandeur.
 “ 705. Ancrage pour travée d’approche sud, 214 pieds.

Série E.

GRAND PONT DE RIVIERE.

- Ordre 600. Divers frais de chantier, loyers, gardiens, travaux de génie, etc.
 “ 601. Matériaux de chantier : grue de travail en acier, outils, engins, cordage, poulies, wagons, bateaux, etc., et autres frais de chantier exclusivement pour faire les outils.

Ancrage.

- “ 602. Barres-œillets et chevilles pour l’ancrage du côté sud.
 “ 603. “ “ “ du côté nord.
 “ 604. Tours et entretoisements du côté sud.
 “ 605. “ “ du côté nord.

2 bras d’ancrage de 500 pieds.

- “ 606. Fermes et entretoises pour ancrage sud.
 “ 607. “ “ “ nord.
 “ 608. Barres-œillets, bras d’ancrage sud.
 “ 609. “ “ “ nord.
 “ 610. Chevilles pour fermes d’ancrage sud.
 “ 611. “ “ “ nord.
 “ 612. Colonnes centrales et entretoises, pile sud.
 “ 613. “ “ “ pile nord.
 “ 614. Sabots et piédestaux, pile sud.
 “ 615. “ “ “ pile nord.
 “ 616. Poutrelles armées de tablier, longerons et entretoises, bras d’ancrage sud.
 “ 617. Poutrelles armées de tablier, longerons et entretoises, bras d’ancrage nord.
 “ 618. Poutrelles en triangulation pour tablier, bras d’ancrage sud.
 “ 619. “ “ “ , bras d’ancrage nord.
 “ 620. Barres-œillets modèles pleine grandeur pour ordres 602 et 603.

2 bras de cantilever, 562 pieds 6 pouces.

- “ 621. Fermes et entretoises, bras de cantilever sud.
 “ 622. “ “ “ nord.

- “ 623. Barres-œillets pour fermes, bras de cantilever sud.
 “ 624. “ “ “ “ nord.
 “ 625. Chevilles pour fermes, bras de cantilever sud.
 “ 626. “ “ “ “ nord.
 “ 627. Poutrelles armées pour tablier, longerons et entretoises, bras sud.
 “ 628. “ “ “ “ bras nord.
 “ 629. Poutrelles en triangulation pour tablier, bras sud.
 “ 630. “ “ “ “ bras nord.
 Traversée suspendue, 675 pieds.
 “ 631. Fermes et entretoises, pour moitié sud de la traversée suspendue.
 “ 632. “ “ “ “ nord “ “
 “ 633. Barres-œillets, moitié sud de la travée suspendue.
 “ 634. “ “ “ “ nord “ “
 “ 635. Chevilles pour moitié sud, travée suspendue.
 “ 636. “ “ “ “ nord, “ “
 “ 637. Poutrelles et longerons de tablier, moitié sud, travée suspendue.
 “ 638. “ “ “ “ nord “ “

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 12

DESCRIPTION DE L'ECROULEMENT

La commission a commencé son enquête par l'interrogatoire d'un certain nombre d'ouvriers qui étaient censés avoir été témoins oculaires du désastre.

L'analyse de cette partie de la preuve met en lumière un ou deux faits principaux, mais avec absence à peu près complète de détails importants. Il n'y a là rien d'étonnant, si l'on songe à la soudaineté du désastre et aux quelques secondes qu'a durées l'écroulement. La déposition de Huot, qui courut de toute la vitesse de ses jambes du deuxième panneau du bras d'ancrage dans la direction du bureau, nous permet de fixer à 15 secondes au plus la durée de la chute. La distance parcourue est de près de cent verges, et le tablier se disjoignait déjà entre la travée d'approche et le bout du bras d'ancrage à l'instant où il franchissait ce point. Il ne faut pas s'étonner s'il n'a pas été possible d'obtenir de détails absolument précis, car à ce moment-là chacun ne songeait qu'à se sauver, et le temps manquait pour observer ce qui se passait et pour s'en rendre compte.

Les registres d'inspection, notant les déformations qui s'étaient produites depuis un mois avant l'accident, sont corroborés par les témoins D. B. Haley et Alexandre Beauvais, par celui-ci surtout quant au travail des nervures aux deux jointures A 9-10 R et A 9-10 L. Il est à noter que ni l'une ni l'autre de ces jointures n'a cédé au moment de l'accident, et que les avaries qu'elles ont subies sont dues à la chute elle-même.

L'écroulement fut tout-à-fait soudain. Les témoins alors sur le pont en dehors de la grande pile, Haley, Nance, Hall, Davis et Laberge, s'accordent

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

à dire qu'il n'y eut pas le moindre avertissement, et plusieurs des hommes alors à l'ouvrage sur le sol, juste au-dessous du bras d'ancrage, ont été tués et ensevelis sous les décombres, quand ils n'auraient eu qu'une cinquantaine de pieds à courir pour se sauver.

Le bras de cantilever et la travée suspendue sont tombés tout d'une pièce. Les témoins Wickizer et Esmond, qui l'un et l'autre avaient un excellent poste d'observation (v. dessin No. 10), racontent que le bras de cantilever s'est écroulé tout d'une pièce; le premier ajoute que l'extrémité avancée du cantilever s'est légèrement inclinée du côté de l'est, de sorte qu'il eut une vue d'enfilade directe entre les deux fermes, du point où il se trouvait sur la jetée de la rive nord.

La grande grue de montage est tombée sans se détacher du bras du cantilever; elle n'a pas basculé, du moins tant que le tablier n'eut pas frappé l'eau. Immédiatement après l'écroulement, un nuage de poussière et de pou-dre d'eau produisit en s'élevant une obscurité complète, et il n'y a rien dans la preuve pour rendre compte du dernier mouvement de la grue; les témoins Hall et Laberge déclarent qu'à leur connaissance elle n'a pas basculé. Les cimes des colonnes centrales s'inclinèrent soudainement au moment où le pied des colonnes repoussait violemment les piédestaux sur la grande pile; alors les pieds des colonnes piquèrent vers le sud. Le témoin Chase dit avoir remarqué ces mouvements.

Le bras d'ancrage se rompit vers le centre, et parut d'abord se soulever dans le voisinage du point de rupture et s'abattre ensuite; le témoin Culbert dit avoir observé cela.

James Johnson dit qu'il croit que la partie qui a la première touché le sol est la membrure inférieure du bras d'ancrage près du troisième panneau à partir de la grande pile, et Delphis Lajeunesse, qui était cramponné à la ferme ouest du bras d'ancrage au moment de la chute, a remarqué que les fermes lui ont paru basculer du côté de l'est.

Le bras d'ancrage est tombé presque à plomb sans inclinaison sensible d'un côté ou de l'autre. M. Kinloch a remarqué que les colonnes de portail s'affaissaient verticalement; pour nous servir de sa comparaison, "comme des colonnes de glace dont les extrémités se fussent fondues en un clin d'oeil". En d'autres termes, de son poste d'observation près de la ligne centrale de la voie ferrée en face du bureau, les colonnes terminales, tout en s'écroulant au large, lui ont paru s'affaïsser sur elles-mêmes.

La déposition de M. Cudworth indique que les fermes se sont d'abord légèrement inclinés vers l'est—il ne pouvait voir que le sommet des colonnes et des membrures voisines—puis il se produisit un mouvement vers le large semblable à celui décrit par le témoin Chase; finalement, tout lui disparut soudainement.

Sur 86 hommes alors à l'ouvrage, 11 seulement ont eu la vie sauve.

La commission a commencé son inspection des décombres en ordonnant aux inspecteurs et aux ingénieurs de la Compagnie Phoenix et de la Compagnie du Pont de Québec de faire le tour des débris du bras d'ancrage et de badigeonner en grandes lettres la marque de montage sur chacune des grandes pièces (voir dessin No. 5). La charpente en ruines était çà et là dans un tel chaos que ces hommes mêmes, qui depuis près de deux ans s'étaient familiarisés avec l'apparence de toutes les pièces du bras d'ancrage, eurent peine à s'y reconnaître dans bien des cas.

Les photographies produites comme pièce 34, au nombre de 24, ont été prises dès que ce marquage eut été complété. On procéda ensuite à l'exploration des ruines et du terrain adjacent; les résultats de ces relevés sont démontrés aux dessins dont suit la liste:

De sin No 10—Positions occupées par les témoins au moment de l'éroulement.

Dessin No. 14—Mesurements de vérification pour déterminer la position de la grande pile.

Dessin No. 15—Positions de l'objectif lors des différentes poses photographiques produites comme pièce 34.

Dessin No. 16—Diagramme de la chute—ferme est.

Dessin No. 17—Diagramme de la chute—ferme ouest.

Dessin No. 18—Diagramme des poutrelles et longerons de tablier lors de la chute.

Dessin No. 19—Diagramme montrant la conformation des bandes A 9L et A 9R après l'accident.

M. Walter J. Francis, membre de la Société Canadienne des Ingénieurs civils, fut prié de faire l'examen des décombres et d'en préparer telles descriptions graphiques et photographies de détails qui seraient utiles aux fins de la commission. Vingt-trois photographies prises par M. Francis sont produites comme pièce 124.

Un certain nombre de photographies de la collection de M. Kinloch sont produites comme pièce 35. Elles reproduisent avec netteté les détails compliqués de plusieurs des arrangements d'insertion, et ont excellentement montré à quel point cette entreprise a mis à contribution l'habileté technique des ingénieurs et les ressources des constructeurs. En examinant ces photographies, il est bon de ne pas oublier que les parties componentes de la structure n'avaient pas été assemblées avant le montage définitif; tous les détails en avaient été tracés par les ingénieurs et ensuite construits sans épreuve ni ajustage avant le montage à pied d'œuvre. On a inclus dans la pièce 35 plusieurs photographies partielles des décombres, prises par M. Kinloch à la demande de la commission.

Les mesurements des piles démontrant que la maçonnerie de la grande pile s'est très légèrement exhaussée une fois soulagée du poids de la superstructure; à part cela, elle est restée exactement telle qu'elle était. Ces relevés ont été acceptés comme preuve qu'il n'y avait dans ces sous-œuvres ou fondations aucun défaut contribuant au désastre (dessin No. 14).

Il résulte des plans des ruines (dessins 16, 17 et 18) :

1—Qu'il n'y a eu pratiquement aucun mouvement latéral des sous-bandes et de l'ensemble du tablier de la travée d'ancrage, lors de l'éroulement. Nous voyons la preuve du fléchissement simultané des deux fermes.

2—Qu'il y a eu mouvement longitudinal en sens inverse de ces sous-bandes et des portions de tablier qui se trouvaient respectivement au nord et au sud de la jointure 8-9 du bras d'ancrage (dessins 16 et 17). Ceci prouve que la rupture initiale s'est produite dans le voisinage immédiat de cette jointure.

3—Qu'il y a eu destruction presque complète des bandes 9 AL et 9 AR, d'une manière particulièrement plus frappante sur la dernière. Ces sous-bandes sont visibles aux photographies Nos. 3, 11 et 12 (pièce 34), et aux Nos. 18, 19, 20, 21 (pièce 35), mais on se rend mieux compte de leur état après l'accident en consultant les dessins 18 et 19.

Nous ne saurions mieux décrire l'éroulement qu'en citant la déposition de M. Kinloch, dont la connaissance intime de la structure, avant comme après l'accident, est exceptionnelle (v. preuve) :

“Q. Veuillez décrire les mouvements qui, d'après vous, se sont produits lors de la chute du pont?”

“R. La rupture initiale s'est, je crois, produite simultanément dans les deux sous-bandes 9 du bras d'ancrage, ainsi que dans leurs ouvrages en treillis,

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

mais non de la même façon dans les deux cas. La bande 9L où l'on avait antérieurement observé des ondulations, a fléchi lentement, transférant une partie de sa charge à 9R jusqu'à ce que celle-ci éclatât soudainement, produisant cette forte détonation dont ont parlé quelques témoins. Cette rupture soudaine et complète de 9R, tandis que 9L cédait graduellement, explique le léger mouvement de bascule du bras de cantilever du côté d'en bas, ainsi que la tendance des parties supérieures du bras d'ancrage à tomber dans la même direction. A l'instant de l'éroulement, le "moment" du cantil ver a fait échapper les pieds des colonnes centrales de leurs piédestaux ou appuis mobiles, et les semelles des colonnes centrales ont été les premières parties de la structure à toucher le sol. Pendant qu'elles étaient encore en l'air, les extrémités de la membrure de console du bras de cantilever sont venues frapper avec fracas le couvremment intérieur de la grande pile. Au moment où les pieds des colonnes touchaient terre, la partie de C P 6 au-dessus des tôles de renfort a cédé, et au même instant la bielle horizontale reliant les deux pieds de colonnes a été abimée. L'entretoisement diagonal entre les deux bas de colonnes est resté intact pour un instant, et alors presque toute la pesanteur de la colonne centrale et de la membrure supérieure s'y est concentrée, ce qui a fait agir cet entretoisement comme un éperon, donnant une poussée latérale aux semelles et aux pieds des colonnes. C'est ce que démontrent les trousés du sol. Cette action, en faisant perdre la verticale aux parties inférieures de la colonne centrale, a permis aux pieds des sections P4 avec les extrémités de A8 qui y étaient attachés de passer en dedans des colonnes centrales, certaine partie de P4L heurtant violemment C P 6-L dans sa chute. En tombant, les bandes 10-R et L du bras de cantilever, qui s'étaient probablement rompues et détachées au moment où les extrémités de console heurtaient la pile, ont reposé un instant sur le haut des piédestaux, en partie renversées et jetées sur le côté, tel qu'on les voit couchées sur le haut de la pile, par les débris de S P-5 et de ses attachements. Les bandes 9 du bras de cantilever n'ont pas frappé la pile avant de toucher terre, bien qu'elles reposent maintenant avec leurs extrémités appuyées sur le parement de la maçonnerie, qui en porte de légères marques. La bande 9-R du bras de cantilever est couchée dans l'eau, avec ses deux nervures intérieures repliées sur elles-mêmes en forme de V d'environ 18 à 20 pouces de longueur, à une distance d'environ 20 pieds de l'assemblage d'usine, les extrémités restant parallèles aux nervures intérieures. La bande 9-L est bouclée, à une distance d'environ 15 pieds de l'assemblage de chantier, sur toutes ses quatre nervures, et dans une forme semblable à celle que présente AIR, mais avec une déflexion moindre."

Les avant-coureurs du désastre font dire à M. David Reeves (v. preuve) : "Lorsque les membres comprimés commencèrent à céder en plusieurs places l'une après l'autre, et que le pont tout entier fut sur le point de crouler comme la suite l'a démontré, etc." Ceci demande quelque commentaire.

Nous ne considérons pas qu'aucune des défauts observés sur les sous-membrures antérieurement au 1er août 1907 fût de séieuse importance, à l'exception peut-être de la chute de A9L dans le garage d'entrepôt; l'effet de cette chute sur l'ouvrage en treillis n'a pas été déterminé, et de fait il était pratiquement impossible de s'en rendre compte.

Nos perquisitions au garage de Belair nous ont convaincus que les diverses irrégularités observées sur les bandes dans les premiers temps du montage étaient probablement dues à des erreurs d'atelier, et, comme le dit M. Cooper, n'avaient rien de sérieux. Les ondulations de nervures fréquemment notées par les inspecteurs pouvaient ne pas entraîner de suites sérieuses, toute leur importance dépendait de la force des croisillons (voir appendice 11); la présence de ces déflexions devait notablement accroître l'effort sur les treillis,

mais nous n'avons aucune preuve démontrant qu'il y eût ondulation exceptionnelle dans les membrures qui se sont par la suite le plus sérieusement crochies.

Le montage de la travée suspendue n'a pas commencé avant le milieu de juillet 1907, et l'érection de cette travée a donné lieu à une rapide progression des efforts combinés sur les bras d'ancrage et de cantilever. Le jour du désastre, les membrures le plus lourdement forcées étaient (voir dessin 13) :

Membrures	Numéro du panneau	Bras	Effort au pouce carré
Bande supérieure.	7	Ancrage.	17,200 lbs.
“ “	8	“	17,230 “
“ “	9	“	18,200 “
“ “	10	“	18,200 “
“ “	7	Cantilever.	18,850 “
“ “	8	“	18,920 “
“ “	9	“	18,110 “
“ “	10	“	18,100 “
Bande inférieure.	5	Ancrage.	17,010 “
“ “	6	“	17,100 “
“ “	7	“	18,040 “
“ “	8	“	17,830 “
“ “	9	“	17,910 “
“ “	10	“	17,560 “
“ “	7	Cantilever	17,730 “
“ “	8	“	17,430 “
“ “	9	“	17,880 “
“ “	10	“	17,080 “
Grande diagonale.	5	Ancrage.	17,080 “
“ “	4	“	17,160 “

Au commencement d'août, l'effet de ces efforts progressifs devint perceptible sur les parties terminales trop faibles de membrure, et au milieu du mois le corps même de ces membrures commençait à donner signe de détail anec. Le 6 août, on remarquait une déflexion à la jointure 7-8 L du bras de cantilever, et M. Kinloch a manifesté sa conviction que cette déflexion s'est produite après l'enlèvement de la tôle de recouvrement de dessous. Le dessin des extrémités et jointures de bandes était tel qu'il est probable que la conclusion de M. Kinloch soit correcte, et que l'enlèvement du couvre-joint de dessous ait notablement affaibli la jointure. Toute déformation aux jointures devait transférer des efforts considérables sur les croisillons en treillis à moins que le tôle de lambris ne fut très fort et très rigide. Le 12 août, les inspecteurs signalaient une déflexion analogue à la jointure 8-9L du bras de cantilever. Le 8 août, l'ouvrier Haley remarquait que les nervures au joint 8-9R, côté du cantilever, ne s'ajustaient pas franchement, et, le 28 août, que les tôles d'assemblages bombaient. Ceci fut aussi remarqué par M. Kinloch, qui savait parfaitement que tout cela était correct lors du rivetage. Haley vit aussi que la bande 8R du cantilever ployait dans toutes ses nervures tout près de la jointure ci-dessus mentionnée. L'ouvrier Beauvais avait remarqué, pendant les deux semaines avant l'accident, que les nervures médianes du joint 9-10R, bras d'ancrage, se rapprochaient graduellement l'une de l'autre, mais il ne semble pas avoir rapporté le fait dans le temps. Vers le 20 août, M. Kinloch remarquait que les bandes 8, 9 et 10, bras de cantilever, ondulaient dans le

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

corps, mais il n'était pas sûr que ces déviations fussent des plis d'atelier ou non; il consulta M. Birks et ils convinrent que ces ondulations étaient sans importance. Le 25 août, on fit la découverte d'une déflexion au joint 5 GR, côté du cantilever. Le 27 août, les plis aux bandes 9L ancrage et 8 et 9R cantilever étaient devenus si évidents qu'on les mesura en détail et qu'on les signala aux deux bureaux-chefs. Les registres de M. McLure constatent une déflexion de $\frac{3}{4}$ pouce dans la bande A9L environ une semaine avant le 27 août. Cette relation fait voir que les bandes près de la grande pile, des deux côtés ancrage et cantilever, étaient sous étroite surveillance pour une semaine au moins avant l'accident. Ces bandes étaient les parties les plus fortement comprimées du pont.

Nous sommes convaincus que la structure était surveillée de près et que, s'il y avait eu quelque signe évident de défilance sur un point quelconque, il aurait été découvert et enregistré. Il n'y a pas de preuve de l'existence d'autres points faibles que sur la membrure inférieure.

Nous concluons donc, d'après la preuve testimoniale et d'après l'examen des décombres, que la rupture initiale s'est produite dans les bandes 9R et 9L du bras d'ancrage.

Notre opinion est que ces deux bandes ont manqué simultanément, par la rupture des treillis ou le cisaillement des rivets (v. appendice 17), et que le flambage des nervures en a été la conséquence immédiate. Le bras de cantilever a commencé à s'affaisser, avec un mouvement tournant autour des bases de colonnes centrales, soulevant le bras d'ancrage près du point de rupture. Lorsque le sommet de la colonne centrale se fut incliné, peut-être de trente pieds (c'est le chiffre donné par le témoin Chase), les pieds des colonnes ont violemment repoussé leurs piédestaux, et alors les deux bras, de rive et de rivière, se sont abîmés avec fracas. La ferme de droite du bras d'ancrage est apparemment tombée plus vite que celle de gauche, car les membrures supérieures se sont abattues vers la droite, mouvement qu'a observé le témoin Delphis Lajeunesse. Les pièces d'albalétrier du côté du fleuve, qui étaient fixées sur les pieds de colonnes centrales, ont heurté avec violence le recouvrement de maçonnerie, et les marques produites sur ces pièces par le choc indiquent que la colonne de droite a tombé plus vite que l'autre. Le bras de cantilever, gêné dans sa chute par la rigidité de la colonne centrale et par la résistance de la membrure d'en haut, ne s'est abattu soudainement que lorsque les pieds de colonnes eurent heurté la pile. Ces bas de colonnes ont été les premiers à toucher le sol, emportant avec eux du côté de terre les parties inférieures des panneaux 9 et 10 du bras d'ancrage; le reste de ce bras, fortement tiré en avant par le raidissement des bandes supérieures sous la traction du bras de cantilever, pivota sur la tête de la pile d'ancrage comme point fixe. Les membrures de dessous furent davantage endommagées par la chute parce que les extrémités des colonnes s'engloutirent dans les tranchées creusées pour les fondations d'échafaudages; les membrures elles-mêmes touchèrent les buttes faisant saillie entre les tranchées. On ne peut que conjecturer quelles sont les forces qui ont fait dévier les pieds de colonnes centrales dans leur présente position telle que décrite par M. Kinloch; les trouées que ces pieds ont creusées en tombant sont parfaitement visibles et sont en partie remplies par les sections 5 des colonnes centrales qui y sont restées plantées toutes droites. Comme ces sections sont relativement peu endommagées et ne se sont pas enfoncées dans le sol, il est évident que leur chute était amortie et que le terrain avait déjà la conformation voulue pour les recevoir. La force de la chute avait probablement été notablement absorbée par la fracture des sections 6 des colonnes centrales.

Il est impossible de donner graphiquement un juste aperçu des décombres, c'est ce qu'on verra mieux en examinant les photographies produites comme

pièce 34 Ce qui frappe le plus, c'est l'état comparativement intact de toutes autres membrures que quelques-unes des sous-bandes, des colonnes et sous-colonnes qui par leur position eurent à supporter le gros des forces développées par l'éroulement et ne purent y résister.

Toutes les pièces d'attache, à l'exception des assemblages à onglet des sous-bandes, ont fait preuve de solidité, en plusieurs cas de plus de force que le corps même des pièces qu'elles rattachaient ensemble. Les membres à tension, latéraux et de tablier, demandent peu de commentaires; ce sont les membres comprimés et leurs assemblages qui se sont montrés les parties faibles de la structure.

Ce qui suit est la relation de M. Walter J. Francis sur son examen des décombres; il en décrit avec clarté certaines parties en ces termes:

"On peut dire que l'état de l'ensemble des colonnes est dû pour beaucoup à la force de résistance du système de barres à oeillets du sommet; pour les autres membrures, on peut l'attribuer à leur chute sur le sol, les unes sur les autres.

"Sur plus de 700 barres à ceillet qu'il y a dans les débris, une seule a été trouvée cassée; pas une de toutes les autres ne porte la moindre marque de fendillement ou de manquement quelconque, malgré l'extrême punition qui leur a été infligée. Pour la barre cassée, 1 pouce et 15-16x15, c'est sans doute la suite d'un rude choc sur le rebord, à 18 pouces environ de centre de la cheville. Cette barre s'est cassée à quatre pieds environ de ce centre, en faisant bras de balancier. La fracture est d'un grain fin, qui, sans être de la meilleure qualité, peut à coup sûr être rangée dans les bons.

"Sur environ 60 chevilles qui se trouvent dans les parties accessibles des débris, une seule porte quelques marques de déformation. Cette cheville a un diamètre de douze pouces, 8 pieds et 6 pouces de longueur, et est trouée à 2 pouces $\frac{7}{8}$ de diamètre sur tout son axe longitudinal. L'une des extrémités est pliée d'environ 5 pouces, et le pli commence à un pied et demi du bout. Comme cette cheville se trouve à la jointure où s'est brisée la barre ci-dessus mentionnée, son avarie est sans doute due à la même cause qui a rompu la barre.

"Généralement parlant, les membres à compression ont sur toute la ligne extrêmement souffert. Ces pièces en général se composaient d'âmes laminées parallèles. Pour les plus grosses colonnes, il y avait quatre âmes verticales. Chacune de ces âmes consistait en quatre tôles variant de 13 à 15 seizièmes de pouce en épaisseur, avec cornière sur chaque bord de 8 pouces x 6 x 15-16 pour celles de dehors, ou 8 x 3 $\frac{1}{2}$ x 15-16 pour celles du centre, celle de 8 pouces étant verticale. La largeur finie était de 54 pouces du dos d'une cornière à l'autre. La profondeur extrême de ces âmes était d'environ 57 p. A chaque bout les quatre âmes sont reliées ensemble, dessus et dessous, au moyen de couvre-joints variant de 6 à 10 pieds de longueur, l'espace entre les couvre-joints étant occupé par des croisillons en cornières de 4 pouces x 3 x $\frac{3}{8}$. Les colonnes de la tour avaient quatre âmes parallèles; dans d'autres il n'y en avait que deux entretoisées sur la plus grande partie de leur longueur en cornières de 3 x 3 x $\frac{3}{8}$, croisées à 60 degrés environ. Généralement parlant, à ou près de chaque bout de panneau, tous ces membres avaient, soit des diaphragmes à l'intérieur, soit des couvre-joints, ou les deux; il n'y en avait pas au milieu de leur longueur. Dans les débris, les membres à compression sont défigurés de toute façon imaginable, excepté aux bouts de panneaux où, comme on le verra aux photographies d'ensemble, les parties munies de diaphragmes intérieurs ou de couvre-joints sont encore comparativement droites après avoir subi l'effort de la chute. En dehors de ces parties étayées, les treillis sont déchirés, les âmes laminées disjointes, et les rivets déchirés et forcés de toutes manières.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

“Les parties formant les divers membres composites ont été détruites par toutes sortes de complications, comme on le verra aux photographies ci-jointes, auxquelles sont attachées des notices descriptives, pièces qui en elles-mêmes sont intéressantes à étudier. En faisant le choix des 23 photographies ci-jointes, on a eu l'intention de ne retenir que celles qui peignent typiquement l'ensemble des avaries subies par les différentes pièces, ainsi que les fractures produites par des forces simples et faciles à définir. Il y a d'innombrables exemples de destruction par suite d'extrêmes complications d'efforts; ceux-là n'ont d'autre valeur scientifique en propre que de déterminer la qualité des matériaux.

“La preuve de chaleur développée par concussion et frottement est en bien des cas tout à fait évidente; on en a noté un où l'acier a fondu, prenant la forme de filaments et de menus globules.

“Bien que ce soit une partie bien secondaire par rapport aux grandes membrures du pont, il est intéressant de constater que les boulons d'ancrage de 1 pouce $\frac{3}{8}$ tenant en position la partie métallique sur la pile d'ancrage ont été arrachés intacts de la maçonnerie. Ces boulons avaient la surface grainaire de baguettes d'acier, étaient gougés à tous les 3 pouces sur les deux faces et avaient 4 pieds 6 pouces de longueur. Les trous où ils étaient enfoncés avaient été forés dans le granit juste à leur grosseur. On dit qu'ils avaient été posés en pur ciment de Portland. Dans tous les cas où ils ont subi une traction directe, ils sont sortis tout d'une pièce de la maçonnerie.

“Il est presque incompréhensible que la grande pile et celle d'ancrage aient l'une et l'autre pu essayer impunément les assauts d'un pareil accident. Ni l'une ni l'autre ne portent la marque d'une avarie sérieuse ni d'un déplacement. Les arêtes ont çà et là subi quelques érosions, et à l'endroit où les grands sabots ont laissé leurs piédestaux, le choc qu'ils ont produit sur le couverture et la moulure de corniche a égratigné le granit dans un cas sur une longueur d'environ 22 pieds. Cependant, on ne pourra déterminer l'effet produit sur la maçonnerie que par une inspection à fond.”

Comme les sous-bandes réclament plus particulièrement l'attention, nous donnons ici un aperçu de l'état de ces pièces après l'accident. Les autres parties de la structure sont suffisamment décrites aux photographies et dessins déjà mentionnés.

Ce mémoire fait partie de la pièce 54; il a été préparé par MM. Cudworth, Kinloch et McLure, et vérifié par les commissaires qui l'ont trouvé exact comme description. En voici le texte :

A-1-L

Partant de sa cheville d'assemblage avec les barres d'ancrage, 79 pieds de la ligne centrale (L. C.) à la pile d'ancrage, et environ 35 pieds au-dessus du sol, A-1-L incline d'un angle d'environ 70 degrés à l'horizontale, jusqu'à son contact avec le sol à 90 pieds L. C. de la pile d'ancrage. Là les quatre nervures sont entièrement brisées et détachées, celle du côté O. (1) 3 pieds au nord de son assemblage avec la bande A-2-L, les nervures centrales O. et E. à l'assemblage avec A-2-L, et celle du côté O., d'un travers à l'autre de l'âme aux extrémités S. des plaques d'assemblage. Le couvre-joint de dessus est encore attaché à A-2-L, et celui de dessous est complètement détaché. Le treillis est encore pratiquement intact. (Voir photographies 10 et 18.)

A-2-L

La partie de A-2-L détachée de A-1-L, comme il est dit ci-dessus, gît sur le sol à 96 pieds de L. C. de la pile d'ancrage; cette rupture se trouve à envi-

(1) Note du traducteur :—Les initiales O. E. S. N. sont, pour abrégé, employés dans cet appendice pour désigner les quatre points cardinaux; L. C. pour “ligne centrale.”

ron 6 pieds S. du trou de cheville où s'attachait la suspension T-O-L. La bande incline vers l'E. à partir de ce point jusqu'à 118 pieds de L. C. pile d'ancrage; là, les quatre nervures sont tordues et rupturées dans les cornières et âmes de haut en bas jusqu'à moitié hauteur (voir photographie 18). C'est à cette cassure que la déflexion de la ligne droite est au maximum, et d'environ 6 pieds. A partir du point de fracture, la bande incline d'un angle d'environ 10 degrés de l'horizontale, penchant légèrement vers l'O. (voir photographie 17). Le trou de cheville où s'articulait A-P-1-L est intact, et toutes les quatre nervures sont cassées à net à l'assemblage de chantier, environ 8 pieds N. de cette articulation. Les couvre-joints de dessus et de dessous à l'assemblage de A-3-L sont arrachés de A-2 et sont restés attachés à A-3. Le treillis s'est rompu au point de fracture, et tout le reste du treillis est retroussé, mais resté en place.

A-3-L

A partir de son assemblage avec A-2-L, dont la fracture vient d'être décrite, A-3-L a ses quatre nervures rectilignes à peu près parallèlement à l'axe du pont jusqu'à un point environ 170 pieds de L. C. pile d'ancrage; là, la nervure O. fléchit vers le centre de la bande, et le treillis est rompu, mais la nervure elle-même n'a pas d'autre mal.

Le trou de cheville pour articulation de la suspension T-O-O est intact, mais les quatre nervures sont brisées de part en part à l'assemblage de chantier à 8 pieds au nord de cette cheville, y compris les plaques d'assemblage avec A-4-L. En cet endroit, l'extrémité S. de A-4-L est couchée 4 pieds pardessous l'extrémité N. de A-3-L, et 3 pieds à l'O. (voir photographie 16). A cet assemblage entre A-3-L et A-4-L, le couvre-joint de dessous est arraché de A-4-L et est attaché à A-3-L, le couvre-joint de dessus est arraché de A-3-L et reste fixé à A-4-L.

A-4-L

Les quatre nervures de A-4-L courent en lignes parallèles à partir de leur jointure avec A-3-L jusqu'à 10 pieds S. de l'articulation du poteau P-2-L; là la nervure E. s'écarte d'un pied à l'E. jusqu'à l'articulation du poteau P-2-L. En cet endroit, les quatre nervures sont entièrement fracturées. Au N. de cette articulation, les deux nervures extérieures se disjoignent, pour converger ensuite à la jointure avec A-5-L, où les deux nervures du milieu sont entièrement fracturées, tandis que les deux nervures externes sont intactes.

A-5-L

A-5-L est resté intact de son assemblage avec A-4-L jusqu'au trou de cheville articulant la jambette T-O-O-O-L, où les quatre nervures sont cassées de part en part. De cette articulation, la bande court rectiligne jusqu'à l'assemblage de chantier. Là, les trois nervures O. sont fracturées, mais la nervure E. est attachée à la plaque d'assemblage sur une distance de 4 pieds jusqu'à la bande A-6-L, où elle est brisée. Le couvre-joint de dessus de cet assemblage n'est retenu que du côté E., et le couvre-joint de dessous est détaché de A-6-L et reste fixé à A-5-L. Le treillis est peu endommagé.

A-6-L

A-6-L, à la jointure avec A-5-L, dévie d'environ 2 pieds vers l'O., et de là court en ligne droite à l'articulation de P-3-L. Ici, toutes les quatre nervures sont cassées de part en part. Au-delà de cette articulation, la nervure E. dévie légèrement vers l'E. jusqu'à la jointure avec A-7-L. A cette jointure, le couvre-joint de dessus est resté attaché à la nervure E. de A-6-L seulement, et celui de dessous fixé aux quatre nervures de A-6-L seulement. Le treillis a peu de dommages.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

A-7-L

De sa jointure avec A-6-L, A-7-L fléchit légèrement O. jusqu'à l'articulation de la jambette T-O-O-O-L, où les quatre nervures sont cassées de part en part. De cette articulation à l'assemblage avec A-8-L, les nervures sont rectilignes. A la jointure, les deux nervures centrales sont fracturées de même que les tôles d'assemblage, mais les nervures extérieures sont intactes. Peu de dommages au treillis.

A-8-L

Les nervures de A-8-L sont rectilignes de la jointure avec A-7-L sur une distance d'environ 20 pieds. En cet endroit, la nervure O. incline d'environ 90 degrés à l'O. et se cabre en l'air à une hauteur d'environ 20 pieds. Les nervures centrales E. et O. commencent à dévier de ce point, mais reviennent ensuite, formant une courbe renversée, et s'enfouissent sous une masse de décombres immédiatement au-delà de l'articulation de P-4-L. La nervure E. suit la même direction générale, mais son extrémité N., au lieu de piquer en bas, fait un crochet à E. Les quatre nervures sont rompues à l'articulation de P-4-L, l'éclat de la nervure O. couché sur la plage à environ 25 pieds de la position actuelle du sabot O. de la grande pile, portant avec lui deux pieds de la nervure O. de la bande A-9-L, avec assemblage intact. Le treillis est presque entièrement détruit.

A-9-L

A partir du joint de la bande A-10-L, où les quatre nervures sont brisées, la nervure O. de A-9-L court vers le S. à un angle de 45 degrés de l'axe du pont du côté E. jusqu'à l'articulation de la jambette A-T-5-Z ; de là elle incline vers l'E., se tordant d'environ 180 degrés sur une distance de 15 pieds, puis N. sur une distance de 8 pieds. En cet endroit elle fléchit de nouveau de 180 degrés sur une longueur de 10 pieds, puis court S. et se dresse de 40 degrés sur l'horizontale jusqu'à 2 pieds au-delà de la jointure de A-8-L ; cette jointure est restée intacte, avec rivetage complet. A la courbe mentionnée en dernier lieu, trois des tôles d'âmes sont fracturées de part en part.

La nervure centrale O. reste parallèle jusqu'à l'articulation T-5-Z ; là, elle est brisée, mais continue au-delà, décrivant un arc de 180 degrés, et court au N. sur une longueur de 8 pieds, ensuite se replie à 180 degrés ; à cette courbe, deux des tôles d'âme sont fracturées de part en part ; la nervure fait ensuite S. jusqu'à sa jointure primitive avec A-8-L, où elle s'est cassée.

La nervure centrale E. suit parallèlement la précédente, avec cette différence qu'elle n'est pas cassée à l'articulation, et qu'à la dernière courbe elle n'a qu'une tôle d'âme de brisée.

La nervure E. est parallèle à la nervure centrale E. sur la première courbe de 180 degrés jusqu'à 8 pieds au N. de l'articulation, où elle se replie sur elle-même et fait projection en l'air, vers l'O., à une hauteur de 14 pieds au-dessus du sol.

La distance du joint de chantier avec A-8-L jusqu'à la marque de chaîne sur la nervure centrale O. est de 13 pieds. Le centre du maximum de courbe est à environ 20 pouces en avant de ce point, et le rivet détaché trouvé dans la centre de la courbure, et cette courbure gît à environ 15 pieds S. de la fracture de la poutrelle de tablier entre les poteaux P-4. L'extrémité O. de A-9-L est encore entièrement attachée à la jambette T-5-Z, et toutes ses quatre nervures décrivent une courbe de 180 degrés à une distance d'environ 8 pieds de l'articulation T-5-Z-L.

A la courbe mentionnée en second lieu pour la nervure E, deux tôles d'âme sont fracturées de part en part. Les cornières de treillis sont en pièces.

A-10-L

Les quatre nervures de A-10-L, à partir du joint de A-9-L, où les quatre nervures sont cassées, courent en lignes droites avec légère inclinaison O. repliées l'une sur l'autre; le treillis est complètement détruit.

A-1-R

A partir de son raccord avec les barres d'ancrage, A-1-R plonge sur un angle d'environ 70 degrés de l'horizontale. A une distance horizontale de 6 pieds de son extrémité S. ses quatre nervures sont abîmées; l'inclinaison est du côté E., les cornières de semelles sont craquées de part en part et le treillis déchiré. Une nouvelle courbure de 90 degrés fait piquer le tout dans le sol au point où était articulée la jambette T-O-R et tout près de là, enterrée dans la vase, gisent les quatre nervures, brisées de part en part. L'assemblage du joint quatre pieds au S. de l'articulation de la jambette A-T-O-R est intact aux dernières nervures extérieures, mais légèrement disloqué à l'intérieur. Le couvre-joint supérieur est resté en place, mais celui de dessous est en partie arraché.

A-2-R

A partir de la cassure mentionnée au N. de l'articulation T-O-R, cette extrémité de A-2-R a été rejetée du côté O. à 138 pieds de la L. C. de la pile d'ancrage et 5 pieds à l'O. de la ligne originaire de la ferme E. la membrure basculant sur le côté O. et faisant N.-E. jusqu'au point 155 pieds de la L. C. de la pile d'ancrage, 31 pieds à l'E. de la ligne originaire de la ferme E. La bande a une longue déflexion au centre, et le treillis est fort tordu, bien qu'en grande partie resté fixé à la bande. Les quatre nervures sont complètement brisées juste au S. de l'articulation P-1-R, et terminent la partie ci-dessus décrite. Le reste de la membrure s'agit au pied du poteau P-1-R, et ce joint court N. jusqu'à sa jointure avec A-3-R, où la nervure E. est cassée à 3 pieds N. de l'assemblage A-3-R; les autres nervures sont cassées juste à l'assemblage.

A-3-R

A 6 pieds de son assemblage avec A-2-R, cette bande incline brusquement du côté E. sur une longueur de 5 pieds, puis oblique de nouveau dans une direction à peu près parallèle à l'axe du pont. A l'articulation de la jambette A-T-O-R, la nervure E. seule est cassée. A la jointure de A-4-R, la nervure E. est intacte, mais les trois autres nervures sont fracturées de part en part. Le couvre-joint inférieur est solide à la nervure E. des deux bandes, et celui de dessus fixe à toutes les nervures de A-4-R ainsi qu'à la nervure E. de A-3-R. Le treillis est en bon ordre à l'extrémité E. et arraché de l'extrémité N.

A-4-R

De sa jointure avec A-3-R, A-4-R court droit jusqu'à dix pieds S. de l'articulation du poteau P-2-R, où les nervures extérieures bombent autour du trou de cheville jusqu'à la jointure A-5-R. A cette articulation, les quatre nervures sont cassées de part en part. Au joint, la nervure O. est en partie cassée, les trois autres le sont entièrement. La platine de renfort sur la bande juste au S. de P-2-R est entièrement détruite. Pas de dommages au treillis.

A-5-R

Cette pièce est droite de la jointure d'extrémité S. jusqu'à l'articulation de la jambette T-O-O-R, où toutes les nervures sont cassées. De ce trou de cheville jusqu'au joint d'extrémité N., la bande est retroussée en l'air à un angle de 45 degrés de l'horizontale. A la jointure, les tôles d'assemblage sont arrachées des deux nervures extérieures. Sur les nervures moyennes, les tôles d'assemblage sont fracassées. Le treillis est en partie cassé.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

A-6-R

Cette pièce est droite de son joint avec A-5-R jusqu'à l'articulation du poinçon P-3-R, où les quatre nervures sont fracturées de part en part. Du trou de cheville à la jointure A-7-R, la bande oblique légèrement à l'O. A cette jointure, les quatre nervures sont cassées, et le petit fragment qui en reste est retroussé d'environ 15 degrés sur l'horizontale. Peu de dommages au treillis.

A-7-R

Partant d'un point à 18 pouces à l'E. du joint A-6-R, A-7-R court droit à l'articulation de la jambette A-T-O-O-O-R où les quatre nervures sont rompues de part en part au trou de cheville. De ce point à la jointure avec A-8-R, la bande oblique légèrement O. A cette dernière jointure, tout est intact excepté le couvre-joint inférieur qui est en partie arraché de la nervure E. Le treillis est retroussé, mais non sérieusement brisé.

A-8-R

A partir de 6 pieds N. de la jointure avec A-7-R, la bande est restée rectiligne. En cet endroit, les trois nervures O. obliquent brusquement de près de 90 degrés à l'E. sur une distance de 6 pieds ; un peu plus au N. une courbure analogue mais plus complète s'est produite dans la nervure E., toutes les quatre nervures faisant de nouveau N. pour rejoindre le trou d'articulation du poinçon A-P-4-R, où toutes sont cassées et arrachées.

La nervure O. court de cette articulation à la jointure qui est restée intacte, et gagnant la nervure O. de A-9-R décrit une brusque déviation de 180 degrés à l'O. et au S., et dans un parcours de quelques pieds tourne de nouveau d'environ 75 degrés à l'O. ; elle est enfin brisée de part en part à peu près vis-à-vis la cheville au pied de A-P-4-R.

La nervure centrale O. est parallèle à la précédente le long de l'assemblage du point, gagne la nervure correspondante de la bande A-9-R et se termine brisée à peu près au même point que la nervure O.

La nervure centrale E. court du trou d'articulation à l'assemblage du joint, où elle est rompue et arrachée.

La nervure E. court du trou d'articulation le long de l'assemblage resté intact, jusqu'à la nervure correspondante de A-9-R, tournant E. et S. d'environ 150 degrés, et se termine en cassure à environ 2 pieds N. de la cheville au pied de A-P-4-R.

A-9-R

Partant de l'assemblage du joint A-10-R, cette bande fait S. presque directement au-dessous de la bande A-7-R, jusqu'au trou d'articulation de la jambette A-T-5-Z, où ses quatre nervures sont rompues. De là, les quatre nervures tournent d'environ 90 degrés à l'O., et s'enfoncent complètement sous A-7-R. Après avoir passé sous cette bande, la nervure E. fait O. presque en ligne droite sur une distance de 20 pieds et se termine par une cassure tordue, qui s'ajusterait probablement sur l'autre bout de cette nervure trouvée sous la bande A-8-R, à environ 75 pieds de distance.

A leur sortie de dessous la bande A-7-R, les trois autres nervures conservent leur courbure, l'accentuant de 90 à environ 180 degrés et font franc N., les nervures E. et E. centre aboutissant en extrémités brisées et tordues, juste vis-à-vis et à l'O. de la jointure entre A-9-R et A-10-R, et la nervure centre O. poursuit sa direction N. jusqu'à son extrémité, vis-à-vis et juste à l'E. de l'assemblage entre A-7-R et A-8-R ; dans l'intervalle, trois de ses quatre tôles sont arrachées et repliées sur elles-mêmes, la quatrième à moitié cassée en deux et complètement tordue aux bords. Dans le voisinage il y a de nombreux fragments de tôles et de cornières qu'on peut aisément reconnaître pour avoir fait partie de la bande A-9-R. Le treillis de cette bande est complètement abîmé.

A-10-R

L'assemblage du joint entre A-9-R et A-10-R est en partie cassé. De ce point, A-10-R fait N., obliquant légèrement E. jusqu'à un point près de l'extrémité S. de la bande-souche A-11-R, articulée d'une cheville de 24 pouces; son assemblage avec cette bande est tout cassé. Les nervures de A-10-R sont comparativement rectilignes, mais empilées les unes sur les autres, et le treillis tout abîmé.

A-11-R et L

Ces bandes forme V sont encore en place sur les chevilles de 24 pouces qui les retiennent aux sabots de la grande pile. Les assemblages de joints avec les deux bandes 10 sur les deux bras d'ancrage et de cantilever ont été entièrement arrachés, mais les bandes elles-mêmes ont peu de dommages.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 13

EXAMEN DES DIVERSES ÉPREUVES FAITES EN AMÉRIQUE SUR
GRANDES COLONNES, AVEC DIAGRAMMES DES
RÉSULTATS OBTENUS.

En raison des circonstances particulières de l'accident du 29 août, il nous a fallu scruter les dessins des basses bandes, ainsi que les données qu'avait à sa disposition l'ingénieur (celui de la "Phœnix Bridge Company") lorsqu'il commença son travail: étude qui a débuté par l'examen de tous les records disponibles d'épreuves sur colonnes.

Les formules usitées pour les colonnes sont, en somme, des formules empiriques, qu'on accommode le mieux possible à ce genre d'expérimentations.

Dans l'examen des records, nous avons procédé par élimination, l'objet en vue étant de retenir les seules épreuves qui concordaient de plus près avec les conditions du pont de Québec. Voici les considérations qui ont guidé notre choix:

1° Nulle épreuve de section d'une seule pièce n'a été utilisée, attendu que les membrures du pont étaient composites et ont visiblement manqué pour cause de faiblesse dans les détails d'assemblage, conditions absolument différentes de celles qui existent dans une section tout d'une pièce.

2° On a mis de côté les épreuves de sections trouvées défectueuses, faisant exception pour certaines expériences de Buchanan publiées en 1907, qui ont été prises en considération à cause des grandes proportions des sections éprouvées, bien qu'elles ne fussent pas du modèle le plus approuvé.

3° On n'a utilisé aucune épreuve sur les membrures dont la faillite était due à quelque vice dans les appareils d'expérimentation. Dans les commencements, on ajustait, pour les épreuves, des extrémités spéciales aux pièces éprouvées, mais les résultats n'étaient pas satisfaisants.

4° On se proposait d'éliminer toutes épreuves sur les pièces ayant moins

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

de dix pouces carrés de surface, mais on a retenu quelques épreuves sur des sections de $7\frac{1}{2}$ à 10 pouces carrés.

5° Dans les cas où la proportion $\frac{1}{4}$ dépassait 120 ou environ, les conclusions d'épreuves ont été omises.

Les records consultés sont les suivants :

1° J. M. Monterieff (Am. Soc. C. E., vol. XLV, 1901).

Cette pièce, écrite par un ingénieur anglais, contient peut-être la plus complète compilation de données qui ait jamais été publiée en pareilles matières. On l'a consultée pour ses références aux autorités originaires. Les records qu'elle contient démontrent qu'il n'y a pratiquement pas une seule épreuve anglaise ou européenne qui ne devrait être exclue pour la raison donnée plus haut en quatrième lieu.

2° "Test of Metals".

C'est le record officiel de toutes les épreuves faites à l'arsenal des Etats-Unis, à Watertown, Mass. On a examiné la collection complète de ces colonnes, dont la publication a été commencée vers 1881. Aucune épreuve intéressante n'y a été trouvée dans les volumes parus depuis 1884. On a choisi les résultats d'épreuves sur colonnes en fer forgé des types boîte et caisson à treillis type Phoenix. Les échantillons variaient en coupe transversale de 7 à 22 pouces carrés, dont 6 d'une surface de 20 à 22 pouces carrés, et 14 de 15 à 20 pouces carrés.

3° G. Bouscaren (Am. Soc. C. E., vol. IX, 1880).

Les expériences enregistrées dans ce document ont été faites entre 1875 et 1879 à l'occasion de la construction du chemin de fer "Cincinnati Southern". Elles comprennent des épreuves sur colonnes en fer forgé des types boîte et caisson à treillis. On en a choisi 9 en tout pour étude. C'est probablement la série d'épreuves qui a exercés le plus d'influence sur les détails des plans du pont, car il en est directement résulté le rejet de divers types de colonnes et l'adoption de diverses modifications dans les détails. Le petit nombre d'épreuves choisies pour ce registre fait voir à quel point les épreuves étaient nécessaires dans le temps. Les coupes transversales variaient du minimum de 11 pouces carrés au maximum d'environ 14 pouces carrés, à l'exception d'une colonne carrée dont la surface était de 26.05 pouces carrés. Le métal employé a dénoté une force extrême variant entre 52,000 et 55,000 livres au pouce carré ; les devis de M. Bouscaren demandaient une force extrême de tension de 60,000 livres au pouce carré.

4° Clarke, Reeves & Company (Am. Soc. C.E., vol. XI, 1882).

Cette maison, prédécesseur de la "Phoenix Bridge Company", a réuni dans ce document les résultats d'une série d'épreuves sur colonnes Phoenix, faite pour elle en 1879 et 1880 à l'Arsenal de Watertown, sur matériaux en fer forgé. Les épreuves étaient au nombre de 22 en tout.

Il fut trouvé nécessaire d'altérer la "charge de rupture" pour quelques-unes des plus courtes colonnes enregistrées, l'examen du pointage des épreuves ayant fait constater que la fracture réelle se produisait longtemps avant que le métal pût se dégager de l'appareil.

Le devis de Clarke, Reeves & Company pour 1871 prescrit du fer d'une extrême résistance de 55,000 à 60,000 livres au pouce carré. Pour vingt des colonnes éprouvées, la surface transversale était d'environ 12 pouces carrés ; dans deux cas, elle était de 18.3 pouces carrés.

5° C. L. Strobel (Am. Soc. C. E., vol. XVIII, 1888).

Les épreuves rapportées dans cette pièce furent faites en 1887 sur colonnes en forme H, bâties à même 4 barres Z avec âme croisillonnée. Les

matériaux étaient de fer battu. Les résultats de neuf expériences ont été utilisés. Dans chaque cas, la superficie en travers était de 9 à 10 pouces.

6° J. C. Dagron (Am. Soc. C. E., vol. XX, 1889).

C'est une série de huit épreuves faites en 1884-85; toutes ont été utilisées. Les colonnes étaient du type double-caisson à treillis, caissons composites. Les matériaux étaient d'acier fort, l'extrême résistance indiquée à 84,000 livres au pouce carré, et la limite d'élasticité à 53,000 livres au pouce carré. La section en travers des colonnes variait entre 8 et 14 pouces carrés.

7° Professeur W. H. Burr: "The Elasticity and Resistance of the Materials of Engineering."

Dans cet ouvrage est donné un résumé complet des données d'expériences sur colonnes, y compris quatre épreuves sur colonnes Phœnix construites en 1873, dont les résultats ont été utilisés. La coupe en travers des colonnes variait entre 8 et 14 pouces.

8° C. P. Buchanan (*Engineering News*, 26 décembre 1907).

Ce travail donne les conclusions de 19 épreuves faites entre 1888 et 1900, la coupe transversale des échantillons variant d'environ 14 à 33 pouces carrés; c'étaient les plus grandes colonnes qui eussent été éprouvées antérieurement aux investigations auxquelles a donné lieu notre enquête. Les conclusions ne furent pas rendues publique avant la date ci-dessus mentionnée; elles n'étaient pas accessibles aux ingénieurs qui ont tracé les plans du pont de Québec. Douze des échantillons étaient de fer battu, trois d'acier Bessemer; quatre d'acier fondu sur sôle, de la qualité connue sous le nom d'acier à structure, laquelle est aujourd'hui d'usage général pour ouvrages de pont. Six seulement des échantillons étaient strictement symétriques. Les colonnes étaient des types double-caisson H et bande supérieure. Tous ces résultats ont été utilisés, bien qu'en raison du défaut de symétrie des sections et en plusieurs cas de charge excentrique, il ne fût guère possible d'atteindre le degré d'extrême résistance.

9° J. A. L. Waddell (*Engineering News*, 16 janvier 1908).

Ce travail donne les conclusions de six épreuves sur colonnes d'acier à structure du type double-caisson. Ces épreuves eurent lieu vers 1907. Tous les résultats ont été utilisés, les sections de colonne donnant une surface de 17.44 pouces carrés. Les conclusions d'épreuves simultanées sur colonnes d'acier-nickel n'ont pas été intercalées.

Les résultats de 176 épreuves en tout y sont détaillés, la section en travers des plus grandes colonnes étant au-dessous de 33 pouces carrés en surface, celle de la plus petite au-dessus de 7½ pouces; trois colonnes avaient des sections de plus de 30 pouces carrés, 9 de plus de 25 pouces, et 20 de plus de 15 pouces carrés. Les conclusions de ces épreuves sont analysées au dessin No. 20, et sont divisées en trois groupes, savoir: colonnes de fer battu à bouts plats, colonnes de fer battu à bouts articulés, et colonnes d'acier à bouts articulés.

De cette étude résultent les conclusions suivantes:

1° Très peu d'épreuves ont été faites sur colonnes d'acier pleine grandeur, et quelques-unes ont été faites sur des qualités inusitées de métal.

2° Les expériences sur lesquelles se fie en grande partie la pratique moderne datent d'au moins vingt ans, et portaient sur une qualité de métal qui n'est plus en usage aujourd'hui dans la construction des ponts.

3° La diminution de résistance en raison inverse de la proportion $\frac{1}{r}$ n'est pas clairement perceptible au diagramme du dessin No. 20, pour ce qui concerne les colonnes de fer battu à bouts plats.

4° Cette décroissance est perceptible sur le diagramme dans le cas des

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

colonnes à fer battu à bouts articulés, mais est loin d'être aussi rapide que la décroissance de résistance indiquée à la formule de colonne adoptée pour les devis amendés du pont de Québec.

5° Il résulte clairement des détails du nombre d'expériences que les dimensions et la force des chevilles employées ont un effet notable sur les résultats obtenus, bien qu'on n'en ait pas déterminé la valeur.

6° La variation est grande entre la force d'une colonne suivant qu'elle est déterminée d'après épreuve, ou calculée d'après formule.

7° Il n'a été fait nulle série d'expériences pour déterminer les efforts relatifs auxquels sont respectivement soumis les divers éléments d'une colonne composite.

8° La force d'une colonne est considérablement affectée par ce qui paraissait de peu d'importance dans les détails des extrémités.

9° Il ne faut pas attendre qu'un membre comprimé de dessin et de dimension ordinaires atteigne comme limite de résistance beaucoup plus que la moitié de la force extrême d'un membre étendu de même qualité de métal.

10° Aucune épreuve n'a encore été faite sur colonnes de la forme des sous-bandes de Québec, il n'y en a eu sur aucune pièce ayant plus d'un vingt-cinquième de la coupe en travers de ces membrures.

C'est un axiome que les conclusions d'épreuves de laboratoire ne sauraient être rigidelement appliquées en chantier; jusqu'où elles peuvent être acceptées avec sécurité, c'est une question de jugement. Depuis vingt-cinq ans, c'est, croyons-nous, un fait inconnu qu'un effondrement semblable à celui du pont de Québec, et, comme les membres comprimés tracés conformément aux conclusions des épreuves de Bouscaren ont invariablement réussi, il n'existait guère d'incertitude à leur sujet dans l'esprit des praticiens en ponts.

La preuve n'offre rien de précis pour faire constater que soit M. Cooper ou M. Szlapka aient fait faire aucune vérification des données expérimentales qui étaient disponibles, et, si l'on tient compte de la magnitude relative de l'entreprise, on s'explique difficilement qu'ils aient négligé de vérifier leurs conclusions au moyen des appareils d'épreuve de la Compagnie Phœnix, qu'ils avaient à leur disposition.

Le dessin démontre les résultats d'épreuves, arrangés d'après la proportion $\frac{1}{7}$ pour chaque colonne. La forme des sections sur lesquelles chaque épreuve a été faite, double-caisson H, boîte Phœnix, ou bande supérieure, est indiquée en sections-miniatures.

Il est bon de rappeler qu'antérieurement au désastre de Québec, l'insuffisance des notions reçues sur l'action des colonnes était généralement reconnue; il y avait sur le tapis des projets de nouvelles expériences, tant de la part de la "American Society for Testing Materials" que d'un comité indépendant d'éminents ingénieurs en collaboration avec les officiers attachés à l' Arsenal des Etats-Unis à Watertown. On admet généralement que les travaux de ponts modernes ont atteint de telles proportions que de nouvelles investigations sont devenues nécessaires.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 14

CONFRONTATION DES EFFORTS DANS LES DIVERSES PARTIES
DES GRANDES FERMES, COMPUTES D'APRÈS LES
TRACÉS DEFINITIFS DU PONT AVEC LES
EFFORTS AUTORISÉS PAR LE
CAHIER DES DEVIS

Les dix-neuf tableaux qui accompagnent le rapport de M. C. C. Schneider, ingénieur consultant, sur les plans du pont de Québec, s'expliquent d'eux-mêmes. Tous les résultats de M. Schneider ont été comparés aux chiffres correspondants fournis par la "Phœnix Bridge Company", et dans l'ensemble ils les excèdent légèrement ; ils démontrent que les calculs de la "Phœnix Bridge Company" ont été faits avec soin et précision. (Voir pièces 102 et 108.)

Le dessin No 4, préparé pour la Commission et révisé par la "Phoenix Bridge Company", indique les maximums d'efforts résultant du poids mort, plus $1\frac{1}{2}$ de charge roulante plus $\frac{1}{2}$ de contreventement, charges suivies jusqu'à un certain point, à l'instigation de M. Cooper, pour les premiers calculs. La seule divergence dans les calculs dont le produit est la double série de chiffres qui paraissent au dessin porte sur le poids mort. La première série donne le poids mort tel que supposé pour le tracé des plans ; la seconde donne le poids mort réel, tel qu'obtenu de la construction des pièces. On remarquera que l'écart des efforts pour les bandes-mères près de la colonne centrale, due à cette erreur de poids mort hypothétique, est tout-à-fait de dix pour cent.

On n'a pas fourni d'explication satisfaisante de cette erreur. Pour des ponts de moindres dimensions, étant donné la charge roulante, on sait que la pesanteur du métal ne s'éloigne guère des chiffres assumés pour les premiers tracés, et dans quelques cabinets d'ingénieurs, il n'est pas de règle de réviser le poids mort supposé en pareils cas ; mais ici il n'existait aucun renseignement faisant prévoir le poids du pont de Québec, et le risque d'une méprise sérieuse dans les premiers calculs de pesanteur aurait frappé l'attention d'un ingénieur prévoyant.

De fait, MM. Deans, Szlapka et Cooper ont laissé commercer l'ouvrage dans les ateliers et laminoirs sans rien faire pour vérifier l'exactitude de la charge morte supposée, et ce ne fut qu'au moins dix-huit mois après la mise en marche de la fabrication des pièces qu'on paraît avoir évalué la charge morte probable d'après les plans. (Voir appendice 8.)

Au relevé des dates où chaque dessin d'atelier a été calculé, produit comme pièce 125, on remarquera que le travail d'étude était tellement avancé dès le commencement de 1905 que les estimés préliminaires de charge morte auraient pu alors être révisés avec beaucoup de précision. En référant à l'appendice 8, on verra que le pourcentage d'erreur des calculs originaux ne variait guère pour toutes les parties du pont.

Nous sommes d'opinion que pas un pouce de fabrication n'aurait dû se faire avant que le personnel d'étude eût été assez avancé dans son travail pour faire un estimé convenable du poids du pont. (Voir clause 3 du cahier des charges de 1898, pièce 21.) Avant de compléter les travaux de service des ateliers, la pesanteur des diverses parties aurait dû être calculée à titre de contrôle sur l'estimation du poids total du pont. En réalité, cette procédure n'a pas été suivie, et la fabrication fut commencée en juillet 1904 sans la moindre

PARLEMENTAIRE No. 154. A.D. 1908.

vérification de ce genre, bien que le devis l'exigeât et que le contrat le voulût pratiquement. (Voir appendice 8.)

Il y avait alors assez de données accumulées dans le cabinet d'étude pour permettre de faire un estimé serré du poids du pont. On n'en fit rien ; au contraire, l'ouvrage fut continué comme si les présomptions eussent été exactes.

Les lettres suivantes font voir que M. Cooper avait bien l'intention de permettre des efforts excédant 24,000 livres au pouce carré dans les conditions tracées au dessin numéro 4.

6 Août 1904.

PHOENIX BRIDGE Co.,
Phoenixville, Pa.

MON CHER MONSIEUR SZLAPKA,—J'ai pour ma satisfaction personnelle fait la preuve des proportions des membrures du bras d'ancrage sous le maximum de charge que voici : Poids mort plus 1.5 de surcharge plus 25 livres de vent (la moitié de votre contreventement), et je trouve que les seules membrures excédant 24,000 de tension, ou $24,000 - 100 \frac{L}{R}$ de compression, sont :

La bande inférieure qui a 26,500 et qui est *all right*, et les tours L qui devraient avoir 108 pouces carrés.

Les tours B qui devraient avoir 99 pouces carrés pour rester en dedans des conditions ci-dessus.

Je vous demande là si peu—simple question de sentiment—que vous pourriez modifier ces deux dernières pièces pour leur donner les sections ci-dessus si cela ne dérange rien.

Bien à vous,

THEODORE COOPER.

9 août 1904.

THEODORE COOPER,
Ingénieur-consultant,
New-York, N. Y.

CHER MONSIEUR,—J'ai votre bonne lettre du 6 août au sujet de l'augmentation des sections des membrures T L O O O O O et T B O O O O O, pour combinaison d'efforts due à poids mort plus $1\frac{1}{2}$ charge roulante plus contreventement.

Je me rendrai volontiers à votre demande, et j'appliquerai aussi la même combinaison à toutes les autres membrures pour m'assurer que les unités d'efforts ne seront pas, proportions gardées, plus élevées que celles des deux membrures plus haut mentionnées.

Respectueusement à vous,

P. L. SZLAPKA.

L'à-propos de ce choix d'efforts est discuté à l'appendice 18.

HENRY HOLGATE,
Président.
J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 15

DESCRIPTION DES DIVERSES RECHERCHES EXPÉRIMENTALES
FAITES A L'OCCASION DE LA CONSTRUCTION DU PONT DE
QUÉBEC ET AU COURS DE CETTE ENQUÊTE.

La "Phœnix Iron Company" possède le plus puissant appareil qui existe pour épreuves de compression; malheureusement, il reste quelque doute sur la précision des conclusions qu'on en a obtenues. A la suite d'une série d'épreuves faites en 1897, le service des constructions de New-York estime à 15 pour cent en trop l'erreur donnée en compression par l'instrument; en tension cependant, les résultats obtenus paraissent concorder avec ceux d'autres appareils pour la même classe de matériaux. Malgré cette imprécision, tout de même cette machine a rendu des services incalculables à la profession.

Dans son témoignage, M. David Reeves, le président de la "Phœnix Bridge Company", dit avoir donné ordre "de faire promptement et à fond toutes les épreuves spéciales recommandées par l'ingénieur-consultant M. Cooper ou par nos propres ingénieurs, nécessitées par les proportions exceptionnelles du pont", de sorte que dès le début les ingénieurs qui ont tracé les plans du pont de Québec avaient à leur disposition, et l'outillage requis pour ce genre d'épreuves, et l'autorité de se servir de ces appareils.

La preuve démontre que dans une certaine proportion ces facilités n'ont pas du tout été négligées, et nous sommes d'avis que, si M. Cooper et M. Szlapka s'étaient rendu compte de l'étendue limitée de nos connaissances quant à la résistance des membres comprimés, ils auraient utilisé l'appareil tout autant pour les épreuves de compression qu'ils l'ont fait pour les barres-œillets.

Les appareils et gréments employés avec tant de succès pour le montage ont été éprouvés quand il le fallait, et l'unique échec que nous trouvions enregistré est arrivé au crochet lors du levage de la pièce A-9-L à l'entrepôt de la Chaudière.

Voici quelques-unes des épreuves qui ont eu lieu: Deux tôles d'environ 28" x 2 $\frac{1}{8}$ " de section furent éprouvées en tension (voir pièce 85) pour déterminer la qualité du raccord entre les deux chevilles qui devaient servir à certaines intersections. Les tôles furent éprouvées avec chevilles de 12" et coussinets renforcés; les résultats de record furent assez maigres. L'une des tôles coffra à l'un des coussinets de cheville lorsque la traction eut atteint 35,200 livres au pouce carré, aucun signe de défaillance ne s'étant produit jusqu'à 26,000 livres au pouce carré. A l'épreuve de la seconde tôle, les rivets commencèrent à lâcher sous un effort de 16,000 livres au pouce carré; l'expérience fut abandonnée avant rupture, sous une tension de 26,000 livres.

Une barre-oeillet, 16" x 1 $\frac{3}{4}$ ", fut sanctionnée en deux, et l'on refit des têtes aux deux tronçons. Une moitié fut pliée en forme de S élongé, avec déviation d'environ 3 $\frac{1}{2}$ " et 4 $\frac{3}{4}$ " de la ligne droite entre centres des trous de cheville; la longueur entre les centres de cheville était d'environ 17 pieds. L'autre moitié fut éprouvée jusqu'à destruction à l'état de barre droite et rata soius un effort de 57,990 livres au pouce carré; des chevilles de 14 pouces avaient été employées. La moitié crochie soutint un effort de 61,340 livres avant de faillir. Les flexions avaient été faites en plan perpendiculaire aux chevilles. On vit dans cette épreuve l'indice que les ondulations et plis dans les membres à tension étaient quantité négligeable.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

M. Cooper ayant mis en doute l'efficacité de la méthode adoptée pour ajuster en position la travée en porte-à-faux à cause du frottement des chevilles et des barres articulées, on fit des expériences pour voir jusqu'à quel point son opinion était correcte. Ces épreuves ne furent pas concluantes, et M. Cooper décida d'employer une méthode toute différente pour l'extrémité nord de la travée suspendue.

Une importante série d'épreuves fut faite sur l'ordre de M. Cooper sur la déformation des barres-œillets sous tension. Le registre ordinaire des épreuves sur barres de pleine grandeur sera trouvé à la pièce 86; on fit 73 épreuves en tout. On fit des quadrillages sur la tête de plusieurs de ces barres, et l'on observa l'ondulation du métal près de l'oeillet et sa déformation au coussinet de cheville. Cette étude a été décrite à fond par M. Cooper dans son travail intitulé : "New facts about eye-bars", présenté à l'assemblée de la Société Américaine des Ingénieurs civils, le 21 mars 1906. L'aspect des têtes de barres après épreuve est bien démontré à la pièce 104.

Comme conséquence de ces épreuves, on fit des altérations aux dimensions des têtes de barres et l'on pourvut à l'ajustement des coussinets de cheville dans les diagrammes de cambrure. Ce furent là toutes les épreuves spéciales faites à l'égard des plans du pont.

Après l'éroulement du pont, la "Phœnix Bridge Company", à ses propres frais et de sa propre initiative, construisit et éprouva la bande démontrée au dessin 22. Cette bande-modèle avait, d'aussi près que possible, les mêmes dimensions relatives que les bandes numéro 9 du pont de Québec; elle était cependant d'assez petite taille pour se briser dans l'appareil à épreuves de la "Phœnix Iron Company". L'expérience eut lieu les 21 et 22 novembre 1907, sous la direction générale du professeur W. H. Burr. Grâce à la courtoisie de la "Phœnix Bridge Company", nous pouvons donner ici le texte du rapport du professeur Burr :

NEW-YORK, 23 décembre 1907.

M. DAVID REEVES,

Président, Phœnix Bridge Co.,
Philadelphie, Pa.

CHER MONSIEUR,—Conformément à vos instructions, une section de bande modèle a été construite sur une échelle linéaire d'un tiers de la section-bande inférieure 9 de la ferme du bras d'ancrage du pont de Québec, et éprouvée jusqu'à destruction, sous ma direction et surveillance, aux ateliers de la Phœnix Bridge Company, à Phœnixville, les 21 et 22 novembre de la présente année. L'objet de cette épreuve était de recueillir toute l'information possible sur les circonstances, la manière ou toute autre condition de l'échec de cette bande, en autant qu'il pourrait ressortir de l'épreuve de la colonne-modèle en question.

Cette section de bande était composée de quatre âmes de 54 pouces de hauteur avec double treillis cornière 4 pouces x 3 pouces x $\frac{3}{8}$ pouce. Sa surface en coupe transversale était de 780 pouces carrés.

Toutes les dimensions linéaires du modèle étaient exactement le tiers de celles de la bande pleine grandeur, faisant la surface de coupe en travers (86,526 pouces carrés) un neuvième de celle de la membrure pleine grandeur, et le volume de métal, sauf l'exception ci-après notée, un vingt-septième de la pièce originale. L'exception provient de ce que la grande membrure elle-même telle que construite, ayant une longueur de 57 pieds $\frac{9}{32}$ pouces, avait à l'une de ses extrémités une forte jointure de 10 pieds 6 pouces, un peu plus du double de la hauteur. De plus, les grandes bandes étaient percées pour chevilles de 12 pouces, et l'on s'est servi de chevilles de même diamètre pour les cous-

sinets aux bouts de la section-modèle. Il est maintenant impossible de reproduire exactement dans une épreuve les conditions existantes dans une structure au moment de sa rupture, mais on croit que les conditions données aux extrémités lors de l'épreuve et l'exacte reproduction sur échelle des principales dimensions et de presque toutes les dimensions de détail dans le modèle, donnent l'aperçu qui se rapproche le plus possible des conditions actuelles de la structure. On croit que ces écarts inévitables et secondaires des conditions réelles de la membrure originale n'ont pas sensiblement affecté les circonstances de la rupture dans l'appareil d'épreuve, ni le maximum de charge supporté par le modèle.

Les plans en bleu qui accompagnent ce rapport démontrent les dessins d'exécution des pièces originales 8 et 9, y compris la jointure plus haut mentionnée, ainsi que ceux de la bande-modèle exactement telle que construite, de même que son état après épreuve, ce dernier plan ayant été tracé d'après mesuréments de précision sur la pièce rompue, immédiatement à sa sortie de l'appareil d'épreuve. Les bleus du modèle démontrent les quatre âmes de la bande originale reproduites avec précision sur échelle, donnant en profondeur 18 $\frac{3}{16}$ " et en longueur 19 pieds. Comme les plans, et de la grande bande et du modèle, démontrent toutes les dimensions d'ensemble et de détail, il est inutile de les répéter ici. Il est bon cependant de constater que chacune des deux nervures intérieures était composée d'une tôle de 18 pouces x $\frac{5}{16}$ pouce, une de 18 pouces x $\frac{1}{4}$ pouce, deux tôles latérales de 15 $\frac{5}{16}$ pouces x $\frac{5}{16}$ pouce, et deux cornières de 2 $\frac{11}{16}$ pouces x 1 $\frac{1}{4}$ pouce x $\frac{5}{16}$ pouce; et que les deux nervures du dehors étaient composées, chacune, d'une tôle de 18 pouces x $\frac{5}{16}$, deux de 18 pouces x $\frac{1}{4}$ pouce, une tôle latérale de 12 $\frac{5}{8}$ pouces x $\frac{5}{16}$ pouce, et deux cornières de 2 $\frac{11}{16}$ pouces x 2 pouces x $\frac{5}{16}$ pouce. Le treillis était un double système oblique de cornières 1 $\frac{11}{16}$ x 1 pouce x $\frac{1}{4}$ pouce, avec cornières croisées de $\frac{11}{16}$ pouce sur 1 pouce x $\frac{1}{8}$ pouce aux nœuds du premier treillis à angle droit sur l'axe de la membrure. Toutes ces cornières de treillis avaient deux rivets de $\frac{3}{4}$ pouce aux extrémités de chacune, avec rivet simple à chaque croisement des semelles intérieures de cornière, tel que clairement démontré aux plans. L'échelle linéaire d'un tiers des dimensions réelles exigeait l'emploi de rivets de $\frac{1}{4}$ pouce, $\frac{5}{16}$ pouce et $\frac{3}{24}$ pouce de diamètre comme le démontrent aussi les plans, ceux de $\frac{3}{24}$ étant des réductions de rivets d'un diamètre originaire de $\frac{5}{16}$ pouce. De même, les cornières faisant semelle de nervures, 2 $\frac{11}{16}$ pouces x 2 pouces et 2 $\frac{11}{16}$ pouces x 1 $\frac{1}{4}$ pouce avaient été rabotées sur morceaux de 3 pouces x 2 pouces x $\frac{5}{16}$ pouce. Les cornières de croisillons avaient aussi été rabotées sur cornières 1 $\frac{1}{2}$ pouce x 1 $\frac{1}{2}$ pouce x $\frac{1}{8}$ pouce et $\frac{5}{32}$ pouce, et aussi réduites aux dimensions plus haut données. Tous les trous de rivets étaient percés.

La construction du modèle avait été faite d'après une méthode qui assurait la précision de l'ajustage. Les tôles d'âmes étaient façonnées sur gabarit en bois, sauf les trous de cheville, et percées en même temps que les tôles de cheville étaient percées sur gabarit en fer. Les tôles de cheville servaient ensuite de gabarit pour le percement des trous aux extrémités des tôles d'âme. Pour chaque nervure ainsi forée, une tôle d'âme servait de gabarit de forage pour les autres tôles de la même nervure, les tôles en blanc étaient pour cette fin boulonnées aux âmes percées et percées sur celles-ci comme gabarit. Les trous de rivets qu'il fallait aux cornières de treillis étaient percés sur gabarits en fer, mais les tôles d'éclisse une fois trouées servaient de gabarit de forage une fois que la bande était entièrement assemblée. Après le forage des parties élémentaires des nervures, on les enlevait, pour les nettoyer, les badigeonner et les boulonner ensemble pour rivetage, opération qui se faisait pour les cornières d'âmes et de treillis au moyen de marteaux pneumatiques. Les barres de treillis étaient forées comme les autres parties du modèle. Une fois le rivetage complété, les trous de cheville étaient percés et ensuite les extrémités

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

étaient aplanies aux dimensions voulues dans une raboteuse à rotation. Tout le métal employé pour les principales parties du modèle était de l'acier moyen, mais l'acier mou était employé pour les rivets. Les tôles d'acier avaient été fournies par la "Lukens Iron and Steel Company" de Coatesville, Pennsylvanie; mais les cornières étaient fournies et laminées par la "Phœnix Iron Company" de Phœnixville, Pennsylvanie. Les rivets avaient été achetés à Philadelphie.

Pour se rendre parfaitement compte de la qualité du métal employé, on soumit les tôles et cornières à des épreuves de tension, et à des épreuves de cisaillement les rivets de $\frac{7}{16}$ pouce servant à la pièce-modèle et ceux de $\frac{7}{8}$ pouce qui avaient servi à la grande pièce primitive.

Les tableaux suivants donnent les conclusions de toutes ces expériences, ainsi que des épreuves sur échantillons du métal employé pour la bande 9 telle qu'elle avait été construite, de même que des analyses chimiques indiquant ce qu'il y avait de plus intéressant dans la composition des matériaux :

EPREUVES PAR TRACTION SUR TÔLES ET CORNIÈRES

CORNIÈRES $1\frac{1}{2}$ POUCE x $1\frac{1}{2}$ POUCE x $\frac{1}{8}$ POUCE

Date	Nombre ou proportion de calories	LBS AU PCE CARRÉ		POUR CENT		Fracture
		Limite d'élasticité	Extrême	Force par 8 pouces	Réduction	
Novembre 6....	1402	52,520	65,660	27.0	55.6	Soyeuse.
" 6....	1402	50,000	63,460	25.0	57.7	"
" 6....	1402	51,900	62,500	27.5	59.6	"
" 6....	1402	50,340	61,300	21.0	54.4	" $\frac{1}{2}$ concave
" 6....	1402	50,360	65,700	20.5	48.2	" "

CORNIÈRES 3 POUCE x 2 POUCE x $\frac{5}{16}$ POUCE

Novembre 5....	1402	42,300	63,040	31.25	61.3	Soyeuse.
" 6....	1402	41,780	62,100	32.0	54.0	"

TÔLES $\frac{5}{16}$ POUCE : ÉCHANTILLONS D'ÉPREUVE 1.045 POUCE DE LARGEUR.

Octobre 29....	13673	38,270	65,420	29.0	53.1	
" 29....	13676	37,350	64,200	30.0	53.1	

TÔLES DE LA BANDE 9 TELLE QUE CONSTRUITE.

Novembre 1....	$54\frac{1}{2}$ x $\frac{7}{8}$	38,840	60,680	26.5	55.0	Soyeuse concave
1....	$54\frac{1}{2}$ x $\frac{3}{16}$	40,810	61,440	25.5	51.4	" anguleuse
1....	$54\frac{1}{2}$ x $\frac{3}{16}$	42,000	67,700	23.0	50.5	" "
1....	$54\frac{1}{2}$ x $\frac{3}{16}$	40,780	65,540	24.5	49.0	" concave

CORNIÈRES DE LA MEMBRURE TELLE QUE CONSTRUITE.

Septembre 14....	8 x 3½ x ¹⁵ / ₁₆	38,000	61,900	27.0	52.6	Soyeuse concave
“ 14....	8 x 3 x ¹⁵ / ₁₆	37,120	63,920	29.0	50.6	“ “
“ 14....	8 x 6 x ¹⁵ / ₁₆	39,460	62,300	30.0	47.1	“ “
“ 14....	8 x 6 x ¹⁵ / ₁₆	38,890	61,300	32.5	49.2	“ “
“ 30....	4 x 3 x ³ / ₈	41,730	67,640	29.5	0.26	“ anguleuse
Novembre 18....	4 x 3 x ³ / ₈	42,710	64,860	27.0	0.27	“ “

ÉPREUVES DE CISAILLEMENT SUR RIVETS, NOVEMBRE 1907.

Taille des rivets	Extrême résistance en livres		Au pouce carré.	Moyenne.
Diamètre ⁷ / ₂₄ pouce.....	59.700	58.200	59.700	59.200
“ ⁷ / ₈ “	50.420	50.875	51.380	50.960

ANALYSES CHIMIQUES.

	Carbone.	Phosphore	Manganèse.	Soufre.
Cornières 1½ pce. x 1½ pce. x ¹ / ₈ pce.	.16	.038	.51	.037
Tôles ⁵ / ₁₆ pouce.....	.21	.016	.40	.023
“ “23	.025	.42	.024
“ 54½ pouces x ⁷ / ₈ pouce.....	.17	.01	.46	
“ 54½ “ x ¹⁵ / ₁₆ “17	.01	.46	
“ “ “ x “ “26	.007	.34	
“ “ “ x “ “26	.007	.34	
Cornières 8 pces. x 3½ pce. x ¹⁵ / ₁₆ pce.	.16	.041	.36	
“ “ “ “ “ “16	.041	.36	
“ “ “ x 6 “ x ¹⁵ / ₁₆ “17	.052	.39	
“ “ “ “ “ “17	.052	.39	
“ 4 x 3 x ³ / ₈ “18	.036	.66	
“ “ “ “ “ “19	.05	.41	

Les épreuves sur échantillons de tôles et cornières employés pour les membrures du pont furent triées par moi sur un grand nombre, en vue d'obtenir une vue d'ensemble raisonnable du tout; elles représentent passablement bien l'ensemble. On remarquera l'effet ordinaire du laminage finissant nécessairement à plus basse température sur pièces minces que sur les gros morceaux; cet effet est visible au chiffre élevé de la limite d'élasticité des cornières 1½ pouce x 1½ pouce x ¹/₈ pouce. Le même effet peut probablement être observé, bien qu'à un faible degré, sur les cornières de ⁵/₁₆ pouce et ³/₈ pouce. Cette accentuation sur les cornières de treillis de la colonne modèle influe directement sur les conclusions finales des épreuves. La même observation générale s'applique à un degré marqué au plus fort quantum de cisaillement des rivets de ⁷/₂₄ pouce par comparaison avec les rivets ⁷/₈ pouce de la bande de pleine grandeur.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Après avoir mis la colonne modèle dans l'appareil et sous une charge de traction de 12,000 livres au pouce carré, on crut percevoir du flambage ou du bombement dans les tôles d'âmes au 34 centième de pouce près de l'extrémité ouest de la nervure nord, mais cette tendance ne parut pas s'accroître sous une plus forte charge. Bien qu'aucun mesurement n'eût été pris sur ce point particulier avant l'introduction de la pièce dans l'appareil, les observations subséquentes démontrent clairement, je pense, que la déformation en question existait dans la colonne avant qu'elle fût sous charge, et que conséquemment elle n'eut aucun effet sur la rupture finale de la colonne; en d'autres termes, qu'il n'y avait là qu'un incident inévitable des procédés employés dans la confection de la colonne, et non un réel flambage de la pièce sous traction.

La colonne avait été placée dans l'appareil avec quatre fils de fer fin tendus dans le sens de la longueur dans le plan général des semelles supérieures, et deux autres semblablement tendus quant aux semelles inférieures. Ces fils tenus rigides au moyen de pesées constantes permettaient de mesurer au moyen de balances d'acier à graduation sensible la moindre flexion verticale ou horizontale du sommet des quatre nervures de dessus, de même que les dessous des deux nervures extérieures. De plus, des tringles longitudinales en bois placées sur les deux lignes de centre des nervures extérieures, munies de balances d'acier à leurs extrémités, servaient à mesurer le raccourcissement de la colonne sous compression sur une marge de 16 pieds en longueur au cent vingt-huitième de pouce. Si les méthodes de mesurement n'étaient pas aussi délicates qu'on eût pu le désirer pour une série d'épreuves complètes comme celles-là, elles répondaient bien aux besoins de cette expérimentation particulière, qui n'avait pas tant pour objet de déterminer avec une précision suprême toute déformation qui pouvait se produire, que de découvrir en gros ce qui s'était passé, autant que possible, lors de l'échec de la bande originale.

On fit des marques de poinçon sur la tête des rivets des croisillons sur toute la longueur du dessus de la colonne telle qu'elle se trouvait dans l'appareil, et pendant tout le cours de l'expérience on prit des mesurements de précision entre les rivets marqués pour suivre l'effet de la compression sur les cornières de treillis sous la charge progressive à laquelle était soumise la colonne. De plus, on frappait en même temps ces barres à coups de marteau afin de juger encore mieux de leur condition sous compression par les différences de sons qui en résultaient.

La progression de charge se faisait par étapes de 3,000 livres par pouce carré de coupe transversale de la colonne, débutant par une charge initiale de cette valeur. Après l'application de chaque charge subséquente, on interrompait la compression pour le temps de faire des observations sur l'effet produit en cet état. On suivit ce programme jusqu'à 21,000 livres d'effort au pouce carré; alors la charge suivante fut réduite à 1,500 livres au pouce carré, après quoi la compression fut suspendue. Le processus subséquent est démontré au plan en bleu indiquant les effets progressifs de charge sur la colonne, qui sont analysés en détail plus bas.

Après chaque application successive de charge à 3,000 livres, puis finalement à 1,500 livres, et après chaque suspension de charge, on faisait une série de mesurements de précision pour constater le raccourcissement de la colonne, les flexions horizontales et verticales aux différents nœuds du treillis, ainsi que l'étirage ou le raccourcissement des cornières de treillis. Le résultat de ces mesurements est démontré au relevé tabulaire sur le bleu intitulé "Changes in chord lengths according to loading." Il n'y manque qu'une chose, le mesurement de flexion des colonnes. Comme ces flexions étaient peu sensibles, le procédé de mesurement n'était pas assez concluant pour en établir la valeur, ou même en certains cas l'existence. Sous la pression de 9,000 livres au pouce carré par exemple, trois des nervures dénotaient une apparente flexion de bas

en haut de $\frac{1}{2}$ pouce au centre de la colonne et dans le voisinage. Cette flexion ne parut pas s'accroître jusqu'à ce que la charge eut atteint 18,000 livres au pouce carré, après quoi elle ne s'aggrava que de moins de $\frac{1}{16}$ pouce, même avec quelque doute sur la précision du mesurément. On ne constata nulle apparence d'augmentation de flexion jusqu'à ce que l'on eut atteint 24,000 livres au pouce carré; alors la déviation des quatre nervures parut être de $\frac{3}{8}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{8}$ et $\frac{1}{4}$ pouce, respectivement, au centre. La charge arrêtée, cette flexion disparut entièrement, sauf $\frac{1}{2}$ pouce sur l'une des nervures intérieures et autant sur l'une des nervures extérieures, dans les deux cas de bas en haut. Il n'y eut plus par la suite occasion de faire d'autres mesuréments de flexion.

Sous une charge de 12,000 livres au pouce carré, un rivet de cornière de treillis fut trouvé relâché à la seconde intersection centrale de l'extrémité ouest de la colonne, mais vers la fin de l'expérience il parut devenir moins lâche, probablement parce que les conditions des nervures centrales s'étaient altérées de manière à donner au rivet moins de jeu. Jusqu'à la charge finale, tous les autres rivets parurent rester en bon état, bien que fréquemment sondés au marteau léger.

L'épreuve de la colonne, par application de la première charge, commença actuellement vers 2 heures de l'après-midi, le 21 novembre de la présente année, et fut continuée sans interruption en la manière décrite aux paragraphes précédents jusqu'à 11 heures du soir le même jour. On avait alors atteint pour quelques courts instants une charge de 25,000 livres au pouce carré, dans un effort pour arriver à 25,500 livres au pouce carré. Cette tentative ne réussit cependant pas, par suite d'une fuite survenue à une valve de pompe (réparée subséquemment), mais assez considérable pour empêcher d'obtenir la pression voulue dans le cylindre de l'appareil.

Lorsqu'on eut atteint cette charge de 25,000 livres au pouce carré, l'expérience fut suspendue jusqu'à dix heures du matin le 22 novembre.

À cette heure, ordre fut donné de charger la colonne à 25,000 livres au pouce carré, mais par quelque inadvertance dans la transmission des signaux aux desservants de la pompe, la charge fut portée à 26,850 livres au pouce carré, et à ce moment la membrure manqua soudainement. La rupture fut accompagnée d'une détonation soudaine et sèche, elle se produisit si rapidement que trois observateurs qui surveillaient alors la colonne de près ne purent constater la moindre continuité dans la dérouté des détails de la colonne; l'affaire fut si instantanée que le raté de toutes les parties paraît avoir été absolument simultané.

Outre l'écaillage des tôles de cheville immédiatement en avant des chevilles de 12 pouces, l'échec de la colonne s'est produit par la rupture par cisaillement de la plupart des rivets de treillis au panneau central, et d'un nombre considérable d'autres rivets sur toute la longueur de la colonne sur les deux semelles, amenant le fléchissement permanent, en courbures renversées, des quatre nervures dans le même voisinage du centre, accompagné d'un violent crochissement disloquant les cornières de treillis et faisant bouffer quelque peu les tôles d'âmes, le tout tel que démontré au bleu ci-joint. Toutes les nervures étaient légèrement crochies immédiatement au sortir des pièces de renfort à chaque extrémité.

Il y a dans cette rupture à vrai dire instantanée de colonne certains détails d'une haute signification. Comme on l'a vu par ce qui précède, jusqu'au moment précis où la surcharge produisit la rupture, aucun effort permanent, aucune dislocation quelconque ne fut perceptible ni ne parut l'être. Cette observation est rigoureusement vraie pour toutes les parties de la colonne, à l'exception des rivets de treillis de $\frac{1}{4}$ pouce. S'il avait été possible de leur appliquer quelque mode convenable de mesurément de grande précision, il est

PARLEMENTAIRE No. 154, A. D. 1908.

possible qu'on y eût observé quelque travail de cisaillement avant d'atteindre l'extrême charge. Les observations faites sur les cornières de treillis ne trahirent aucun travail d'étirage ou de compression sur ces parties, antérieurement à l'échec complet. Le degré phénoménal de limite d'élasticité du métal qui les composait, tel que démontré par les conclusions de l'épreuve notées au relevé tabulaire et dont il a déjà été question, indique que ces pièces n'auraient donné aucun signe de dislocation permanente jusqu'au point d'extrême résistance, soit comme membres en tension ou sous compression. De fait, toutes les circonstances de l'épreuve indiquent qu'aucun des éléments principaux de la colonne n'a été comprimé jusqu'à sa limite d'élasticité ; autrement dit, la charge entière était impuissante à mettre en jeu plus qu'une partie de la résistance d'élasticité de la colonne prise d'ensemble, et si les détails des treillis avaient été plus forts, la colonne aurait pu supporter une plus forte charge avant de céder. L'instantanéité de la rupture est clairement attribuable à ce que les grands éléments de la colonne n'ont subi d'autre effort que dans leur limite d'élasticité.

Bien qu'il ne soit guère possible d'établir une exacte corrélation entre les conclusions de cette épreuve et les conditions de compression de la membrure du pont même au moment de l'éroulement, par suite des plus grandes capacités d'élasticité des pièces relativement plus minces de la colonne-modèle, comme l'ont déjà fait voir les commentaires plus haut, par suite aussi des plus grandes précautions qu'on est supposé prendre d'ordinaire quand il s'agit de fabriquer une pièce-modèle, on peut tout de même arriver à des conclusions approximatives de quelque valeur.

On sait que le frottement est considérable dans un appareil hydraulique à épreuves, mais à moins d'un calibrage récent on ne saurait en établir la valeur à coup sûr. Pour la machine utilisée aux ateliers de la "Phoenix Bridge Company", le frottement avait été déterminé par G. Henning, il y a dix ou douze ans, à $17\frac{1}{2}$ pour cent de la charge totale sur le piston telle qu'indiquée par le manomètre à mercure, et jusqu'à futur calibrage on peut accepter provisoirement ce chiffre. Si l'on déduit ce pourcentage de 26,800 livres au pouce, soit la compression apparente sous laquelle la pièce a manqué, on trouve un effort de compression de 22 110 livres au pouce carré sur le métal proprement dit. Les épreuves de cisaillement sur les rivets de $\frac{3}{4}$ et $\frac{7}{8}$ pouce donnent la moyenne de ceux-ci à 86 pour cent de ceux-là. Par conséquent, si l'extrême résistance de cisaillement des rivets $\frac{3}{4}$ pouce eût été la même que pour les rivets $\frac{7}{8}$ pouce, l'effort sur la colonne faisant céder les rivets de treillis n'eût été que de 19,014 livres au pouce carré de colonne. Quant à la supériorité possible, comme construction, du modèle sur la colonne pleine grandeur, c'est sans doute une quantité indéterminable, qui peut avoir une valeur sensible ou n'en pas avoir du tout. Tout de même, il faut remarquer que, tenant compte autant que possible du frottement et de la plus grande résistance des petits rivets, il reste une intensité d'effort à peu près identique à celle qui existait dans la bande originale au moment de sa rupture.

Il faut bien tenir compte que le rayon de giration de la section normale de la colonne modèle par rapport à un axe faisant angle droit sur les âmes et passant par leur centre, c'est-à-dire parallèle à l'axe de chaque cheville, est de 5.43 et 5.52 pouces par rapport à un axe central parallèle aux âmes. Par conséquent, pour la colonne telle que posée dans l'appareil à épreuves, la relation de sa longueur divisée par le rayon de giration horizontale est de 35, et de 42 en sus du rayon de giration verticale. La colonne a donc failli dans le plan du plus grand rayon de giration. De plus, la rupture s'est entièrement produite dans le plan horizontal, vu qu'il n'y avait aucune flexion verticale sensible dans la colonne brisée.

La longueur de cette colonne la rangeait pratiquement dans la limite entre courte et longue colonne, car les formules ordinaires de colonnes, les plus usitées comme celles de Gordon et "Straight line", s'appliquent correctement quand la proportion de longueur en sus du rayon de giration est d'un chiffre plus élevé qu'environ 40 ou même un peu plus. En autant que le maximum de capacité de charge par pouce carré de section augmente en raison inverse de la longueur de la colonne, et comme cette colonne-modèle était relativement courte, le treillis voulu pour développer la pleine capacité de charge devait être plutôt fort que léger.

Votre très dévoué,

WM. H. BURR,

Ingénieur consultant.

Les commissaires avaient été invités à être présents et à suivre cette épreuve, à laquelle le ministère des chemins de fer et canaux était représenté par M. C.-C. Schneider. L'aspect de la colonne-modèle au sortir de l'éprouve est donné au dessin 21, préparé d'après les bleus dont parle le professeur Burr. Les photographies ci-jointes (Nos. 1 et 2) donnent une vue très nette des détails de la rupture.

La commission a les commentaires suivants à offrir à l'occasion de cette épreuve :

1° Il y eut peu ou point d'indices de rupture jusqu'au moment même où elle s'est produite. La rupture s'est faite avec la violence d'une explosion, par le cisaillement des rivets extérieurs du treillis.

2° MM. Schneider, Deans et Szlapka surveillaient de près la colonne lorsque la rupture s'est faite inopinément. Pas un de ces ingénieurs n'a pu dire quelle partie ni quel raccord a cédé en premier lieu.

3° On a remarqué que la surface ne s'est écaillée qu'à trois des coussinets de chevilles.

4° Les barres transversales du treillis ont donné de faibles signes de travail, les rivets n'y étant coupé qu'aux environs de la baie centrale. Théoriquement, dans une colonne soumise à un effort destructif, ces barres resteraient neutres, les diagonales seules étant forcées, une partie en tension, l'autre en compression.

5° La rupture des rivets a été systématique. Dans chaque baie de treillis, l'un des liens diagonaux a cédé par tension, l'autre sous compression; en général, l'un et l'autre travail se sont produits du côté de la baie le plus éloigné de la plus proche extrémité de colonne. On constatera par les photographies que tant en dessus qu'en dessous les diagonales de la baie centrale ont failli en sens inverse de la rupture des diagonales correspondantes dans toutes les autres baies.

6° Les photographies font bien ressortir la solidité de la platine de renfort du centre du treillis de dessous.

7° Quelques-uns des rivets ont été tranchés de part en part; on en a trouvé de cisailés en partie, à quelques légers indices, on constata qu'ils avaient été d'abord cisailés d'un côté puis de l'autre, indiquant un renversement d'efforts dans les treillis. Ce renversement a dû suivre instantanément la rupture du treillis du panneau central; c'est ce qui ressort de ce fait que la courbure de la bande sur un côté du panneau central est en sens opposé de celle de l'autre côté.

8° Il a été démontré par une investigation subséquente que la méthode adoptée pour l'épreuve du travail des barres du treillis n'était pas satisfai-

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

sante. Cette méthode se bornait à des measurements entre les piqures de poinçon au centre des têtes de rivets, sans tenir compte de l'effet de cisaillement sur les rivets.

A notre avis, la charge a été appliquée dans cette épreuve plus également et centralement que dans le cas d'une bande en travail ordinaire. Autrement dit, dans ce dernier cas, l'échec du treillis de la membrure se serait produit sous un effort moindre.

C'est d'autant plus probable que, comme le fait remarquer le professeur Burr, la colonne-modèle l'emportait sur l'original tant comme qualité de métal que de fabrication. La différence comme métal est bien démontrée par les records d'épreuves inclus dans le rapport du professeur Burr.

Le 26 novembre, quelques expériences sur le cisaillement des rivets furent faites par la "Phoenix Bridge Company"; les conclusions en sont données au dessin 26. Ces conclusions, jointes à celles du professeur Burr, montrent que les rivets employés au pont pouvaient développer une extrême force de plus de 50,000 livres au pouce carré, et que les rivets avaient conservé leur force jusqu'au bout sans faillir, bien qu'en partie cisailés.

Le 14 janvier, d'autres épreuves furent encore faites par la "Phoenix Bridge Company", donnant les mêmes résultats, qui sont démontrés au dessin 26. Il paraît y avoir eu un mouvement de $\frac{3}{16}$ à $\frac{1}{4}$ pouce avant rupture réelle.

Ce cisaillement de rivets offre une explication raisonnable, en partie au moins, du changement en longueur des barres diagonales de treillis qui doivent avoir accompagné les déviations observées et mesurées le 27 août 1907 sur les membrures du pont. Les inspecteurs avaient à la vérité examiné les bandes et les treillis sans signaler aucun indice de rupture, mais ce cisaillement de rivets pouvait aisément échapper à leur attention; détail notable, pas un des ingénieurs réunis pour surveiller la marche des expériences faites le 21 novembre sur la colonne modèle n'y songea non plus, et jusqu'au moment de la rupture ils n'en suspectèrent absolument rien, bien que dans les meilleures conditions pour observer. Un changement de longueur en sus de ce qui précède parut attribuable à une réduction de section au centre de l'une de chaque paire de barres diagonales de treillis.

En décembre, la Commission ordonna la construction de la bande-échantillon No. 2 en vue de déterminer la force des nervures d'après les tracés employés pour le pont de Québec. Les dimensions de cette pièce sont données au dessin 23. En section, elle avait la moitié de celle de la bande-modèle No. 1; le nombre de rivets fut doublé pour les raccords de treillis, la section des barres de treillis fut augmentée de 50 pour cent, et les points faibles en leurs centres furent renforcés au moyen de platines de raccord. Les âmes étaient de même section que pour les nervures extérieures de la colonne-modèle No. 1. Pour la fabrication des deux échantillons, on employa du métal de même cuisson.

Cette bande fut éprouvée à Phoenixville le 18 janvier; les observations d'épreuves et l'aspect de la pièce après rupture sont démontrées au dessin 24 et aux photographies 3 et 4.

On remarquera que cette colonne céda sous un effort de 37,000 livres au pouce carré par le flambage des nervures de la baie centrale, les croisillons étant suffisamment forts pour permettre aux âmes de développer leur pleine résistance. La force nominale de la colonne (sauf correction à faire au record par suite d'une erreur d'appareil inexplicquée) était un peu au-dessous de la limite d'élasticité du métal des âmes. (Voir record dans le rapport du professeur Burr.)

Pour cette épreuve, la colonne paraît avoir été chargée également et centralement, puisque le treillis n'a pas été sérieusement forcé.

Voici des notes intéressantes au sujet de cette épreuve :

1° Il y avait quelque raison de soupçonner que la bande A-9-L pouvait avoir crochi brusquement à l'extrémité du couvre-joint antérieurement à la rupture. Le 27 août, l'inclination de ses nervures vers la ligne de centre était très accentuée près de la jointure 8-9. (Voir dessin 28.) On fit une série de measurements de niveau sur les extrémités (voir dessin 24) au cours de l'épreuve de la bande-modèle No. 2 pour voir s'il se formerait quelque angle à l'extrémité du couvre-joint à mesure que la pression augmenterait, mais rien de tel ne se produisit perceptiblement.

2° Au cours de l'épreuve, on observa la dérouté des rivets de treillis au moyen de marques sur treillis et nervures. Les conclusions notées sont données au dessin 24. Elles indiquent que la pression a été appliquée centralement et que les barres de treillis n'avaient pas été sérieusement forcées lorsque ces observations ont été prises. Vers la fin de l'épreuve, les barres de treillis des panneaux terminaux étaient distinctement arquées de bas en haut, par suite probablement de la compression des âmes.

3° On a observé quelque effritement de surface aux coussinets de cheville tel que démontré au dessin 24, mais c'était à peu près la même chose sur les quatre surfaces des coussinets, et cela n'indiquait pas un effort destructif sur l'ensemble de la bande.

4° Le coffrage des nervures au cours de l'épreuve est démontré au dessin 24.

5° On verra par les measurements au dessin 24 qu'il n'y eut pratiquement aucun mouvement horizontal ou vertical des âmes de la colonne par rapport aux extrémités de la bande auxquelles étaient fixés les fils de référence.

Le 20 janvier, la Commission fit trois expériences sur barres de treillis pleine grandeur d'après les dessins de la bande No. 9, dont les détails sont donnés au dessin 27. Les épreuves eurent lieu dans le laboratoire de MM. Wm. Sellers & Company, à Philadelphie; les conclusions obtenues sous l'habile direction de M. Backstrom peuvent être acceptées sans conteste.

L'objet de ces expériences était de déterminer la force des barres de treillis et le degré de fléchissement des diverses parties en longueur sous la progression de l'effort.

On remarquera que dans chaque cas la rupture s'est produite au centre de la barre de treillis, et le tableau suivant sera consulté avec intérêt :

CONCLUSIONS D'EXPÉRIENCES SUR TREILLIS ET RIVETS

Extrême charge en livres.	Extrême charge en livres.	Extrême charge en livres	Extrême charge en livres	Extrême charge en livres
60,100	61,100	63,000	62,500	121,000
59,800	62,000	63,000	63,100	122,000
59,500	60,700	63,800	123,800
		64,700		

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Par ce qui précède, on constatera que le rivetage était assez fort pour développer la pleine résistance des barres de treillis, et en se référant au dessin 27 on verra que le fléchissement s'est produit simultanément aux jointures rivetées et aux parties faibles au centre des barres.

Lors de la première épreuve, la bande avait manqué par le cisaillement des rivets de jointure et, comme on n'avait remarqué aucun signe de défaillance au centre des barres de treillis, le résultat des expériences sur les barres de pleine grandeur était inattendu.

Sur l'ordre de la Commission, on fit une série d'expériences sur les barres de treillis de la bande modèle No. 1, le 23 janvier. On se servit pour cela de la petite machine à épreuves appartenant à la "Phoenix Iron Company", mais comme l'appareil n'était pas tout à fait disposé pour ce genre d'épreuve, les conclusions ne sont pas entièrement satisfaisantes.

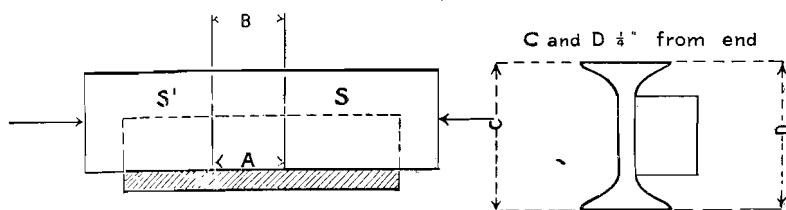
Les observations notées au dessin 25 font voir que jusqu'au moment de l'échec les rivets ou les points faibles du centre fatiguèrent peu, et que dans chaque cas la rupture s'opéra par cisaillement des rivets. Les conclusions des épreuves d'échantillons sur matériaux de cornières sont consignées dans le rapport du professeur Burr.

Le tableau suivant donne les résultats d'épreuve sur rivets de $\frac{7}{24}$ pouces :

EPREUVE DE RIVETS $\frac{7}{24}$ POUCE

A Phoenixville, novembre 1907 2 rivets en cisaillement double	A Phoenixville, 21 janvier 1908 2 rivets en cisaillement simple.
Extrême charge en livres	Extrême charge en livres.
16,000	7,500
15,000	8,700
16,000	9,000

Le 31 janvier, la Commission fit quelques expériences au laboratoire de MM. Wm. Sellers & Company pour déterminer les échappements de rivets reliant des pièces sous compression; l'aspect des échantillons avant et après épreuve est démontré au dessin 25. Voici le registre de ces épreuves, non consigné ailleurs :



EPREUVE No. 1874.—21 JANVIER 1908.

Charges.	Distance A.	Distance B.	Distance C.	Distance D.	Remarques
	Pouces.	Pouces.	Pouces.	Pouces.	
0	1·0069	1·2700	5·90	6·04	
5,000	1·0050	1·2623	5·90	6·04	
10,000	1·0018	1·2612	5·90	6·04	
15,000	1·0000	1·2529	5·90	6·04	
20,000	1·0000	1·2505	5·88	6·05	
25,000	·9975	1·2469	5·88	6·05	
30,000	·9940	1·2304	5·86+	6·06	
35,000	·9820	1·2178	5·86+	6·07	
40,000	·9391	1·1570	5·86+	6·07	
40,000	·9300	1·1568	5·86+	6·07	Après repos de 10 minutes.
45,000	·8912	1·0982	5·87	6·08	
50,000	·8228	1·0090	5·84	6·09	
50,000	·8050	·9913	5·84	6·09	Après repos de 10 minutes.
55,000	·7090	·8470	5·80	6·11	Poutrelle I commence à s'écailler.
59,200	charge	maxima	atteinte		Effondrement de la structure.
0	·5271	·4106	5·46	6·31	

Mouvement des blocs S et S'

S="200+

S'="180

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

EPREUVE No. 1875

Charge.	Distance A.	Distance B.	Distance C.	Distance D.	Remarques.
	Pouces.	Pouces.	Pouces.	Pouces.	
0	1·0018	1·1941	5·98	5·96	
5,000	1·0010	1·1941	5·98	5·96	
10,000	1·0010	1·1896	5·98	5·96	
15,000	·9991	1·1830	5·98	5·96	
20,000	·9991	1·1797	5·98	5·96	
25,000	·9973	1·1738	5·98	5·96	
30,000	·9905	1·1633	5·98	5·96	
35,000	·9852	1·1528	6·98	5·96	
40,000	·9411	1·1004	5·96	5·96	
40,000	·9411	1·1004	5·96	5·96	Après repos de 10 minutes.
45,000	·9072	1·0536	5·95	5·98	
50,000	·8367	·9569	5·93	5·99	
50,000	·8318	·9535	5·93	5·99	Après repos de 10 minutes.
55,000	·6953	·7647	5·90	6·03	Ecaillage de poutrelle I.
58,700		Charge maxima	atteinte		Effondrement de la structure.
0	·5195	·3760	5·52	6·25	

Mouvement des blocs S et S'

S = 210"

S' = 230"

Mesurements C et D sur surfaces brutes.

GUS. E. BACKSTROM.

Charge.	Distance A.	Distance B.	Remarques.
0	1·0206	
5,000	1·0206	
10,000	1·0206	
15,000	1·1074	
20,000	1·0150	1·2762	
25,000	1·0143	
30,000	1·0097	
35,000	1·0002	
40,000	0·9730	
45,000	0·9184	1·1476	
45,000	0·9130	1·1455	(12 min.)
45,000	0·9134	1·1455	Après 10 minutes de charge continue.
50,000	0·8390	1·0529	Après 15 minutes de charge continue.
50,000	0·8303	1·0430	Après 10 minutes de charge continue.
55,000	0·6963	0·8520	Poutrelle commençant à s'écailler.
57,600	Charge maxima atteinte, suivie de chute par dislocation de poutrelle I.

Echappement 0·18" et 0·211" après la fin de l'épreuve.

On remarquera que sous charge légère l'échappement est à peu près le même qu'aux épreuves en tension, et qu'à mesure qu'augmentait la charge l'âme de la poutrelle I cédait, et non le rivetage.

L'objet de ces expériences était d'obtenir quelque information pouvant jeter de la lumière sur la rupture de la bande A-9-L du pont de Québec. On trouvera à l'appendice 16 l'étude de cette rupture.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 16

ÉTUDE SUR LA THÉORIE DES MEMBRES COMPRIMÉS ET COMPOSITES

Cette étude se limitera aux colonnes dont la coupe transversale est à lignes extérieures rectangulaires, et qui sont constituées d'au moins deux âmes parallèles avec cornières de renfort, reliées par barres de treillis, platines, diaphragmes etc. Dans ces colonnes, les âmes parallèles portent la charge, les raccords jouent un rôle secondaire. Par convention, on désignera sous le nom de système d'âmes et de treillis respectivement chacune de ces parties distinctes l'une de l'autre. Dans plusieurs ponts, les couvre-joints continus de la bande supérieure appartiennent à l'un et l'autre système, en autant qu'ils supportent la charge en même temps qu'ils servent de raccord pour les tôles latérales.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Dans le plan en coupe transversale, la considération de l'arrangement et des dimensions du système d'âmes vient en premier lieu. On se sert pour cette fin des formules de colonnes basées sur l'expérience. Ces formules donnent la moyenne des unités de résistance dans lesquelles cèdent les colonnes, en termes de longueur et de rayon de giration. Ce rayon est pris dans le plan par où la colonne faillira, soit par flambage ou par flexion. On adopte un facteur de sûreté pour le projet d'étude, ainsi qu'un arrangement conventionnel de la coupe transversale du système d'âmes. En résumé, le système d'âmes est tracé d'après les formules pour colonnes ou d'après la réduction des records d'épreuves dont dérivent ces formules.

L'étude des systèmes de treillis est bien différente. En thèse générale, il relève du jugement de l'ingénieur, sans autre guide que l'expérience. L'ingénieur trouvera peu d'assistance, même pas du tout dans les livres ou journaux de science. Il existe quelques formules pour treillis, mais elles sont généralement peu connues et d'utilité plus ou moins douteuse à cause de l'incertitude des données et hypothèses sur lesquelles elles sont fondées. Il est communément connu entre ingénieurs que les formules pour colonnes en usage pour le tracé des systèmes d'âmes ne sont guère satisfaisantes ; cependant, ces formules pour colonnes sont encore de la science exacte comparées à celles des treillis.

Le système de treillis remplit deux fonctions différentes. Lorsque chaque nervure du système porte sa part propre de charge, c'est-à-dire quand il n'y a dans aucun partie de la colonne report de charge d'une âme à l'autre, l'ensemble des treillis n'agit qu'à titre d'auxiliaire latéral au système d'âmes, et par cette action les âmes de quelque longueur se trouvent divisées en un certain nombre de courtes colonnes. En cet état, il est impossible de calculer les efforts jetés sur le treillis. La charge sur la colonne est, en ce cas, parallèle à l'axe, mais n'y coïncide pas rigoureusement, et les courbures sont considérées quantités négligeables. Lorsque cependant la charge est inclinée sur l'axe de la colonne, le système des treillis a une fonction différente. L'angle d'inclinaison peut varier d'un point à un autre le long de la colonne par suite de la courbure de celle-ci. Ces courbures peuvent être dues à des flexions initiales ou à l'action de la charge, ou encore aux deux causes réunies. Si la courbure est suffisamment modique, la variation d'inclinaison qui en résulte sera quantité négligeable. Reste cependant l'inclinaison ou l'obliquité initiale due à la méthode d'application des charges sur les extrémités de colonne. Si l'excentricité d'application est la même aux deux extrémités et dans le même plan quant à l'axe de la colonne, il n'y aura d'autre obliquité que celle qui résulte de la courbure des nervures, laquelle peut être négligeable. Mais, si les excentricités aux extrémités opposées sont différentes, l'obliquité peut être d'une importance considérable. Si la courbure de la colonne est négligeable, l'obliquité résultant de l'excentricité sera la même sur tous les points. Cette obliquité occasionne une transmission de charge d'une âme à l'autre sur toute la longueur de la colonne, transmission accompagnée d'effets de cisaillement dans le sens de la longueur sur tout le système de treillis. L'obliquité occasionne des effets de cisaillement transversal à chaque coupe en travers de la colonne.

Si le système de treillis est suffisamment rigide, les efforts de cisaillement en longueur peuvent être dérivés des cisaillements transversaux par les procédés usuels de statique tels qu'appliqués aux solides élastiques, et par ce moyen on peut calculer les efforts de treillis et les sections transversales de treillis.

θ étant l'angle entre la direction de l'axe de colonne et celle de la charge, S le cisaillement transversal et P la charge,

$$S = P \sin \theta$$

et puisqu'en pratique θ est faible on peut écrire :

$$S = P\theta$$

si θ est exprimé en radian ou comme le rapport de l'excentricité totale à la longueur de la colonne.

La formule reste encore vraie si la courbure de la colonne est assez grande pour qu'on en tienne compte. En pareil cas, θ varie le long de la colonne, et dans les calculs il faut partager la colonne en sections transversales si rapprochées les unes des autres que la différence en θ aux deux sections voisines peut être omise.

Jusqu'ici le problème est comparativement aisé, la difficulté commence au pas suivant. La question qui se pose alors est : quelle valeur d'obliquité devra-t-on choisir pour le projet d'étude ?

Puisque l'obliquité dépend d'une inégalité d'excentricité aux extrémités, il faut arrêter un maximum de différence pour le projet d'étude. Pour cela il semblerait raisonnable de présumer égalité d'excentricité en sens inverse, de sorte que e étant l'excentricité supposée à une extrémité, le maximum d'obliquité sera exprimé par

$$\theta = \frac{2e}{l}$$

l étant la longueur de la colonne. On peut cependant invoquer à l'encontre de cette opinion l'extrême alea de jamais pouvoir arriver au maximum de valeur, et conclure en conséquence à l'adoption d'une valeur moindre.

Evidemment, la force de cette objection dépend de la valeur d'excentricité présumée. Le maximum de valeur supposé, pour être sûr, dépend de l'excellence du projet d'étude et de la colonne et des assemblages, de la précision d'exécution, de même que des précautions minutieuses prises pour le montage.

Il est impossible d'estimer avec précision la valeur de e sous quelques conditions que ce soit, mais l'expérience et l'étude peuvent sans doute fournir une marge raisonnable d'appréciation de sa valeur. Étant donné un ouvrage mal fait, surtout un ajustage défectueux et une faiblesse d'assemblage aux jointures d'about, la valeur de e peut être beaucoup plus notable que dans d'autres conditions de construction. Mais les projets d'étude doivent invariablement compter sur un ouvrage bien fait et sur de forts assemblages. Théoriquement, les coupes en travers du treillis doivent être tracées de manière à ce qu'avec l'excentricité donnée les systèmes de treillis et d'âmes obtiennent en même temps leur maximum de sécurité sous compression : condition qui sera respectée si l'unité de résistance du treillis a le même facteur de sûreté que le maximum de résistance à compression dans le système d'âmes correspondant à l'excentricité.

Prenons P pour la charge de sécurité, A pour la superficie de section transversale $p = \frac{P}{A}$, d pour le plus grand diamètre de section transversale dans le plan du treillis, r pour son rayon de giration parallèle à d , q pour l'unité de résistance à la pointe la plus comprimée, e pour l'excentricité de la charge P , alors

$$q = p \left(1 + \frac{e d}{2 r^2} \right)$$

équation qui n'est généralement vraie qu'en dedans de la limite d'élasticité, et conséquemment

$$e = \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{p}$$

$$\theta = \frac{2e}{l} = \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{p}$$

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

$$S = P \theta = p A \frac{2}{l} \frac{2}{d} \frac{r^2}{p} \frac{q-p}{p}$$

$$= A \frac{2}{l} \frac{2}{d} \frac{r^2}{p} (q-p)$$

Dans un projet d'étude, il n'y a pas de difficulté à déterminer les quantités contenues dans les susdites expressions e , θ et S ; il y a exception pour q ; extrême unité de résistance du système d'âmes. Il ressort clairement de la formule que S devient zéro lorsque $q=p$. Or, la valeur maxima de q , d'après la formule

$$q = p \left(1 + \frac{e d}{2 r^2} \right)$$

est en règle générale la limite d'élasticité. Conséquemment, à mesure que p se rapproche de la limite d'élasticité, S se rapproche de zéro. Evidemment, lorsque p égale la limite d'élasticité, la charge doit être centrale et sans obliquité, puisque nulle fraction n'en peut être transmise d'une nervure à l'autre sans causer un excès de compression sur cette dernière au-delà de la limite d'élasticité.

L'opération du treillis en pareil cas consiste simplement à raidir les nervures, et comme on l'a déjà dit, il est impossible de calculer les efforts qui en résultent sur les treillis. Pour pouvoir théoriquement chiffrer ces efforts, une condition est nécessaire, c'est que la différence entre p et q soit notablement grande. Sans doute, les formules pour treillis fixent jusqu'à un certain point la valeur de q , mais seules l'expérimentation et l'expérience peuvent déterminer si ces formules donnent des résultats au point de vue de l'économie et de la sûreté. Les épreuves directes sont d'exécution difficile et, à moins d'extrêmes précautions, on s'expose à en tirer des conclusions inexactes. Une colonne à treillis insérée dans un appareil d'épreuve peut faillir dans son système d'âmes, sans que cela indique que le système des treillis est assez fort pour servir dans une colonne semblable mise en usage dans une charpente de pont. Il peut arriver que l'obliquité de la charge soit trop faible pour éprouver la résistance des treillis. Avec plus d'obliquité, la colonne pourrait manquer dans son système d'âmes sous une bien moindre charge. En d'autres termes, le fléchissement des âmes indique que la résistance de la colonne a été éprouvée presque à son maximum, ce que n'indiquerait pas nécessairement la rupture des treillis. La pleine résistance d'une colonne ne peut être éprouvée que sous une charge axuelle, et dans ce cas il suffit d'un treillis comparativement faible pour développer cette résistance.

L'extrême résistance des treillis ne pouvant être mise à l'épreuve que sous une charge oblique, il faut conclure qu'en pareil cas la résistance de la colonne est moindre que sous une charge axuelle.

Le cas de la bande A 9 L du pont de Québec est un exemple d'insuffisance dans le système des treillis. Les nervures fléchirent et les treillis cédèrent sous une charge qui n'était que des trois quarts du maximum de surcharge spécifiée au devis.

DÉTERMINATION DE LA SUPERFICIE EN COUPE TRANSVERSALE D'UNE BARRE DE TREILLIS

La barre doit être calculée pour recevoir égalité d'efforts en tension et en compression. Disons que P' représente l'effort sur treillis, A' la section en tension, A'' la section en compression, q' l'unité de résistance en tension, q'' l'unité en compression. L'unité q'' doit être calculée d'après une formule pour colonne.

Or, $P = k S$, k étant un coefficient calculable d'après les dispositions et les dimensions connues des systèmes d'âmes et de treillis. Nous reviendrons plus loin sur ce calcul. Ainsi

$$P' = A' q = A'' q'' = k S$$

$$\therefore A' = \frac{k S}{q'} = k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q'}$$

$$A'' = \frac{k S}{q''} = k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q''}$$

q' et q'' devraient avoir, dans le projet d'étude, au moins le même facteur de sûreté que q .

En plus d'un cas, on peut trouver plus commode de représenter par A' la surface de cisaillement des rivets et par q , l'unité de résistance au cisaillement. On a pris dans la présente étude la surface de section nette de la barre de treillis parce qu'au pont de Québec elle était plus faible que celle du rivetage, la section des barres de treillis étant de 1.15 pouces carrés, et la même superficie des rivets de 1.80' pouces carrés (à trois rivets).

Dans la disposition des systèmes de treillis, les portions non engagées des nervures devrait avoir une valeur de $\frac{l}{r}$ de moins que celle de la colonne prise d'ensemble.

FORMULES POUR TREILLIS.

Par ce qui précède, on a pu voir qu'il y a deux points plus ou moins douteux et sur lesquels il ne faut pas attendre beaucoup d'aide des théories ; premièrement, les efforts auxquels le treillis est exposé lorsque la charge est directe sur l'axe ; secondement, la valeur à attribuer comme maximum d'unité de résistance dans le système d'âmes.

Il est à présumer qu'en arrivant à résoudre la seconde difficulté, on dispose en même temps de la première. Effectivement, toutes les formules en pratique pour treillis déterminent la valeur à assigner à q . On emploie le même facteur de sûreté pour q' et q'' .

M. C. C. Schneider, ingénieur consultant, signale à l'attention de la Commission un article du professeur Prandtl de Gettingue sur le sujet, publié dans le "Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure" du 28 décembre 1907. Le professeur Prandtl suppose que l'équation

$$q = p \left(1 + \frac{e d}{2 r^2} \right)$$

tient bon jusqu'au point de rupture de la nervure extérieure. Il prend q pour extrême résistance de la portée de nervure extérieure qui se trouve entre les nœuds de treillis voisins. Nécessairement, il exprime les extrêmes résistances par q' et q'' (formule pour barres de treillis). Il discute aussi la compensation à faire sur la valeur de r pour cause de manque de rigidité dans les treillis. Sur les autres points, son étude correspond à la nôtre.

Dans le même journal, paraissait une lettre du professeur Engesser de Karlsruhe, où il est aussi question de la dépréciation de r pour la même cause de manque de rigidité dans les treillis. Cette lettre ne contient pas assez d'information pour permettre au lecteur de se former un jugement sur la question. Cependant, dans la formule des superficies de barres de treillis, l'auteur semble remplacer $\frac{q-p}{q'}$ et $\frac{q-p}{q''}$ par $\frac{q-p}{q}$ q exprimant l'extrême force de la colonne qu'il détermine au moyen de la formule Tetmajer. Il remplace aussi le facteur 2 par π . Il dit avoir publié le fruit de ses recherches en 1891 et 1893.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Dans l'*Engineering Record* du 12 octobre 1907, M. H. S. Prichard donne une règle dont il s'était servi depuis nombre d'années, faisant

$$S = .015 P$$

autrement dit :

$$\theta = .015 P$$

Dans son témoignage, M. Szlapka dit qu'après les recherches les plus minutieuses l'unique donnée qu'il pût donner au sujet des calculs de treillis est celle qui se trouve dans l'ouvrage de Johnson "Modern Framed Structures".

La Commission a pratiquement fait la même expérience que M. Szlapka, car, à l'exception de la règle des "Modern Framed Structures," tout ce qu'elle a pu trouver est ce qui a paru dans la presse périodique depuis l'éroulement du pont de Québec.

M. Bindon B. Stoney, l'une des plus vieilles autorités en matières de ponts, a indiqué une méthode pour calculer la statique des efforts sur treillis, méthode basée sur l'hypothèse de courbure dans la colonne.

Voici l'article de "Modern Framed Structures" :

Il n'existe dans l'usage que des règles empiriques pour déterminer la taille et l'espacement des barres de treillis dans les membrures comprimées..... Comme toutes nos formules de compression supposent un certain maximum d'effort sur les fibres, dû à la flexion de la pièce, l'opinion a été émise que, par la connaissance de cette action sur les fibres, on pouvait trouver une charge équivalente agissant uniformément dans le plan du treillis et produisant cette compression fibreuse, et de cette charge arriver à déterminer l'effort sur les barres de treillis."

Cette méthode équivaut à dire que $q=f$ et $\theta = \frac{4e}{l}$, f provenant de la formule

$$p = f - c \frac{l}{r}, \text{ ou de la formule } p = \frac{f}{1 + \frac{1}{c'} \left(\frac{l}{r} \right)^2} \text{ lorsqu'appliquée aux compressions réelles.}$$

La valeur de S devient ainsi

$$S = P \theta = P \frac{4e}{l} = P \frac{8r^2}{ld} \frac{f-p}{p}$$

D'après la formule rectiligne $\frac{f-p}{p} = \frac{p}{l} \frac{r}{c} = \frac{A}{P} \frac{c}{r}$

De sorte que

$$S = \frac{P}{l} \frac{8r^2}{d} \frac{A}{P} \frac{c}{r} = \frac{8Acr}{d}$$

D'après la formule Rankine

$$\frac{f-p}{p} = \frac{1}{c'} \left(\frac{l}{r} \right)^2$$

$$\therefore e = \frac{2r^2}{d} \frac{1}{c'} \left(\frac{l}{r} \right) = \frac{2l^2}{c'd}$$

$$\theta = \frac{4e}{l} = \frac{8l}{c'd} \quad S = P\theta = \frac{8l}{c'd} P$$

Ces équations donnent de très diverses valeurs à S , même en calculant les constantes de la formule Rankine de manière à ce que la courbe qu'elles expriment et la ligne droite exprimée par la formule rectiligne soient tangentes en un point correspondant à la valeur $\frac{l}{r}$ en question.

M. Szlapka s'est servi de la règle de "Modern Framed Structures". Il adopta la formule Rankine et exprima par c' la valeur pour contact à plat. Il modifia cependant la méthode en employant la charge centrale au lieu de charge répartie. Cette modification eut pour effet de réduire l'aire des barres de treillis à la moitié de celle que donne la méthode recommandée dans l'ouvrage "Modern Framed Structures".

M. Szlapka finit par adopter une plus grande section transversale que celle indiquée par sa méthode, suffisante d'après son jugement.

Eût-il soumis la méthode à un examen complet, il l'aurait trouvée capable de donner des aires variables jusqu'à dix fois celle qu'il avait calculée; ces recherches lui auraient fait toucher du doigt l'incertitude de sa méthode. Il aurait pu, il est vrai, conclure à la non-valeur d'une règle capable de donner des résultats aussi variables.

Dans un article paru dans l'*Engineering* du 27 septembre 1907, le professeur Keelhoff de l'Université de Gand rapporte avoir en 1893 élaboré une formule de treillis qui a été plus ou moins généralement mise en usage. Si on la réduit aux termes de la formule théorique ci-dessus énoncée, on arrive aux résultats suivants:

Le professeur Keelhoff multiplie l'expression θ par le coefficient $\frac{\pi}{2}$. De la sorte, au lieu de $\theta = \frac{2e}{l}$, sa méthode donne $\theta = \frac{\pi e}{2}$, changement résultant d'une étude théorique dans laquelle il adoptait la courbe sinusoidale d'Euler comme forme probable d'une flexion de colonne. Il remplace aussi q par f dérivé de la formule de colonne en compression active.

$$p = f - c \frac{l}{r}$$

Il appert ainsi que les méthodes de calculs de treillis jusqu'ici en usage pratique, lorsqu'on les met dans la forme adoptée pour la présente étude, ne font qu'assigner des valeurs à l'inconnu q , et en quelques cas multiplient l'obliquité théorique par le facteur 2 ou $\frac{\pi}{2}$.

Voici en résumé les formules de treillis étudiées dans cet appendice :

Formules théoriques

$$e = \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{p}$$

$$\theta = \frac{2 e}{l} = \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{p}$$

$$S = P \theta = p A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{p}$$

$$= A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} (q-p)$$

$$A' = \frac{k S}{q'} = k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q'}$$

$$A'' = \frac{k S}{q''} = k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q''}$$

q déterminable au jugé et ne devant pas excéder la limite d'élasticité.
 q' et q'' ayant le même facteur de sûreté que q .

Formules usitées en pratique

Prandtl exprime par q l'extrême force de l'intervalle de nervure extérieure entre nœuds de treillis voisins, et par q' et q'' l'extrême force des barres de treillis en usage.

Engesser remplace $\frac{q-p}{q'}$ et $\frac{q-p}{q''}$ par $\frac{q-p}{q}$ respectivement, se servant d'extrêmes valeurs.

Il multiplie aussi θ par $\frac{\pi}{2}$, c'est-à-dire $\theta = \frac{\pi e}{l}$.

Prichard met θ constante = .015.

D'après "Modern Framed Structures", $q=f$ de la formule des compressions actives

$$p = f - c \frac{l}{r} \text{ ou } p = \frac{f}{1 + \frac{1}{c'} \left(\frac{l}{r} \right)^2}$$

et multiplie aussi θ par 2, c'est-à-dire $\theta = \frac{4e}{l}$

Szlapka a modifié la règle de "Modern Framed Structures" en ne se servant pas du multiple 2 dans la valeur de θ , c'est-à-dire : $\theta = \frac{2e}{l}$

et s'est aussi servi de la formule

$$p = \frac{f}{1 + \frac{1}{c'} \left(\frac{l}{r} \right)^2}$$

donnant à c' sa plus grande valeur, savoir : -36,000.

Keelhoff fait $q=f$ de la formule de compression réelle $p = f - c \frac{l}{r}$

et multiplie aussi θ par $\frac{\pi}{2}$

Supputation de k dans la formule $P' = k S$.

Un exemple numérique démontrera la méthode employée pour faire ce calcul.

Prenons à cette fin la sous-bande A 9 L du pont de Québec.

Etant donné que le treillis soit suffisamment rigide pour permettre aux nervures d'agir comme un tout, le rapport entre le cisaillement longitudinal S' sur la longueur d'un panneau de treillis et le cisaillement en travers S à l'extrémité du panneau est exprimé par la formule statique $S' = \frac{S x Q}{I}$ où x

représente la longueur d'un panneau de treillis, Q le moment d'aire par rapport à l'axe central de la section transversale de bande perpendiculaire aux plans de treillis de cette portion de la section transversale de nervure qui se trouve en dehors du plan donné de cisaillement en longueur, et I le moment d'inertie de la section transversale de la colonne entière par rapport au même axe.

Il est évident que le maximum S correspond au maximum Q , lequel, dans la bande A-9-L, se produit entre les nervures centrales. Les valeurs numériques sont : $Q = 6439$, $x = 72.75$, $I = 302640$, dimensions données en pouces.

Par conséquent, $S'=1.55 S$ entre les nervures de centre. De même, entre la nervure extérieure et la nervure centrale $Q=5313$, donnant $S'=1.28 S$.

Dans un panneau de treillis, il y a quatre barres disposées deux à deux comme diagonales d'un rectangle dont le côté est de 54.36 pouces, ce qui est la distance entre les axes des nervures extérieures.

Par conséquent, $P'=\frac{S'}{4} \times \sqrt{2}=.35 S'$

$P'=.35 \times 1.55 S=.54 S$ entre les nervures centrales.
et $P'=.35 \times 1.28 S=.45 S$ entre nervure extérieure et nervure intérieure.

Les valeurs de k sont donc .54 et .45.

Il ressort du projet d'étude de la bande que l'aire nette de la barre de treillis est gouvernée par $k=.54$, tandis que les rivets reliant la barre à la nervure extérieure sont déterminées par $k=.45$, et ceux reliant la barre à la nervure intérieure, par la différence entre ces valeurs, soit .09. C'est-à-dire, s'il fallait cinq rivets pour relier la barre à la nervure extérieure, un seul suffirait pour raccorder avec la nervure intérieure.

Il existe des cisaillements en travers et des moments de flexions dans les âmes par suite du cisaillement transversal S sur la section transversale de la bande.

Le plus fort cisaillement transversal sur la nervure extérieure se produit dans l'espace entre deux panneaux consécutifs de treillis. Il égale $\frac{1}{2} \times \frac{54.36}{72.75} \times 1.28 S = \frac{1}{2} \times .747 \times 1.28 S = .48 S$, si l'on néglige les menus moments de flexion des âmes due à la répartition imaginaire des efforts au plan de section; le maximum de cisaillement sur section de nervure centrale est donc .025, la somme étant .50 S , moitié de l'effort de cisaillement sur la section transversale de la bande.

Ainsi, 96 pour cent du cisaillement en travers porte sur les nervures extérieures, 4 pour cent seulement sur les nervures de dedans dans l'intervalle entre les panneaux.

On a vu comme il était difficile de déterminer théoriquement les valeurs attribuables aux quantités $\frac{q-p}{q'}$, $\frac{q-p}{q''}$ dans les formules

$$A'=k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q'}$$

$$\text{et } A''=k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q''}$$

Il sera intéressant de comparer les solutions de ce problème telles qu'obtenues au moyen des diverses méthodes ci-dessus décrites au moyen d'un exemple numérique, comme aussi de comparer les correspondantes sections transversales de treillis.

Nous allons prendre pour cet objet le système d'âmes de la bande A 9 L du pont de Québec. Il suffira pour les fins de la présente étude de s'en tenir à la formule de section en tension A' .

Dans cette bande, $l=684$ pouces, $r=19.7$, $d=67.5$ pouces, $A=780$ pouces carrés, $k=.54$

Ainsi :

$$A'=54 \times 780 \times \frac{2}{684} \times \frac{2 \times 19.7^2}{67.5} \times \frac{q-p}{q'}$$

$$=14 \frac{q-p}{q'} \text{pouces carrés.}$$

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Prandtl : $\frac{l}{r}$ pour nervure extérieure entre nœuds de treillis = 44 ; extrême force de nervure extérieure, disons : $48,000 - 210 \times 44 = 38,760$.

Unité de charge prescrite sur colonne $p = 24,000$,

Force de tension de barre de treillis $q' = 60,000$

$$\therefore \frac{q-p}{q'} = \frac{38760-24000}{60000} = \frac{14760}{60000} = .25$$

$$A' = 14 \times .25 = 3.50 \text{ pouces carrés.}$$

L'unité de charge sur la colonne eût-elle été déterminée par la formule $p = 16000 - 70 \frac{l}{r} = 16000 - 70 \times 34.7 = 13571$, nous aurions

$$\frac{q-p}{q'} = \frac{38760-13571}{60000} = \frac{25189}{60000} = .42$$

et $A' = 14 \times .42 = 5.88$ pouces carrés.

Engesser :—

$$q = q' = 60000$$

$$p = 48000 - 210 \frac{l}{r} = 48000 - 210 \times 34.7 = 40713$$

$$\frac{q-p}{q'} = \frac{60000-40713}{60000} = \frac{19287}{60000} = .32$$

$$A' = \frac{\pi}{2} \times 14 \times .32 = 7.04 \text{ pouces carrés.}$$

Par l'emploi de cette formule, la section transversale du treillis ne varie pas avec la charge.

Prichard :—

$$\theta = 0.15$$

Or, théoriquement $\theta = \frac{2}{l} \frac{2}{d} \frac{r^2}{p} \frac{q-p}{p}$

$$= \frac{2}{684} \times \frac{2 \times 19.7^2}{65.5} \times \frac{q-p}{p}$$

$$= .0333 \frac{q-p}{p}$$

$$\therefore \frac{q-p}{p} \frac{.0150}{.0333} = .45$$

$$\therefore \frac{q-p}{q} = \frac{q-p}{p} \frac{p}{q} = .45 \frac{p}{q} = \frac{.45 \times 24000}{4000} = .27$$

Etant donné que 40,000 en tension représente le même facteur de sûreté que 24,000 en compression dans le cas de cette colonne,

$$A' = 14 \times \frac{q-p}{q'} = 14 \times .27$$

$$= 3.78 \text{ pouces carrés}$$

puisque $\frac{p}{q}$ est constante pour tous facteurs de sûreté, ce résultat s'applique à toutes charges.

“*Modern Framed Structures*” :—

(1) Formule en ligne droite.

$$q = 24000 \quad p = 2400 \quad 105 \times 34.7 = 20356$$

$$q' = 30000$$

$$\therefore \frac{q-p}{q'} = \frac{24000-20356}{30000} = \frac{3644}{30000} = .12$$

$$A' = 2 \times 14 \times \frac{q-p}{q'} = 28 \times .12 = 3.36 \text{ pouces carrés}$$

Il est évident que $\frac{q-p}{q'}$ est constante pour tous facteurs de sûreté et par conséquent pour toutes charges.

(2) Formule Rankine.

$$\frac{q-p}{q'} = \frac{f-p}{q'} = \frac{p}{c'} \left(\frac{l}{r} \right)^2$$

Etant donnée que $p = 24000$, $c' = 18000$, $\frac{l}{r} = 34.7$, $q' = 30000$

$$\frac{q-p}{q'} = .0535$$

$$A' = 2 \times 14 \times \frac{q-p}{q'} = 28 \times .0535 = 1.50 \text{ pouces carrés.}$$

si c' est présumé 36,000 les valeurs sont

$$\frac{q-p}{q'} = .0267 \quad A' = .75 \text{ pouces carrés.}$$

Evidemment, les mêmes produits seront obtenus par tous facteurs de sûreté, c'est-à-dire pour toutes charges.

La méthode de M. Szlapka, s'il avait mis la bonne valeur à k , aurait donné $A' = .37$ pouces carrés. Il a conjecturé que les panneaux de treillis seraient à angle droit, tandis qu'ils étaient oblongs, et les barres de treillis non diagonales.

Cependant, dans son projet d'étude, il a fait $A' = 1.15$ pouces carrés.

Keehoff :—

$$\frac{q-p}{q'} = \frac{f-p}{q'} = \frac{24000-105 \times 34.7}{30000} = \frac{24000-20356}{30000} = \frac{3644}{30000} = .12$$

$$A' = \frac{\pi}{2} \times 14 \times \frac{q-p}{q'}$$

$$= 1.57 \times 14 \times .12 = 2.64 \text{ pouces carrés.}$$

La valeur de $\frac{q-p}{q'}$ ne sera pas altérée par l'emploi de différents facteurs de sûreté pour p , q et q' ; elle s'applique donc à toutes charges.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Ces résultats sont confrontés dans le tableau suivant :

AUTEUR	$\frac{q-p}{q'}$	A'	—
		Pouces carrés	
Prandtl.....	.25	3.50	Pour $p=24000$.
“.....	.42	5.88	Pour $p=13571$ d'après formule $p=16000 - 70 \frac{l}{r}$
Engesser.....	.32	7.04	Pour toutes valeurs de p .
Prichard.....	.27	3.78	“ “
“Modern framed structures”.....	.12	3.36	Pour toutes valeurs de p , formule rectiligne
“ “.....	.0535	1.50	Pour toutes valeurs de p , formule Rankine, $c'=18000$
“ “.....	.0267	.75	Pour toutes valeurs de p , formule Rankine, $c'=36000$
Keelhoff..	.12	2.64	Pour toutes valeurs de p .

La liste suivante donne la valeur de $\frac{q-p}{p'}$, dans la bande 9-L, déterminée par multiplication des valeurs primitives par les facteurs $\frac{2}{\pi}$ et 2 au besoin, pour servir dans la formule

$$A' = k A \frac{2}{l} \frac{2 r^2}{d} \frac{q-p}{q'}$$

Prandtl :	$\frac{q-p}{q'} = .25$	$p=24,000$
“	“ = .42	$p=13,571$ de $p=16,000 - 70 \frac{l}{r}$
Engesser :	“ = .50	pour toutes valeurs de p
Prichard :	“ = .27	“ “
‘Modern Framed Structures’	“ = .24	pour toutes valeurs p formule rectiligne
“	“ = .1070	pour toutes valeurs p form. Rankine
“	“ = .0535	“ “
Keelhoff :	“ = .19	pour toutes valeurs de p

Ainsi les formules de pratique donnent pour section nette d'une barre de treillis dans la bande A-9-L des valeurs variant de .75 pouce carré à 7.04 pouces carrés.

D'après “Modern Framed Structures”, la règle peut donner des valeurs variables de .75 pouce carré à 3.36 pouces carrés.

La variation est encore plus indéfinie que ne l'indiquent les valeurs numériques, par suite de la grande diversité d'opinions sur les valeurs à assigner aux constantes des formules de colonnes.

Il est évident que le nombre des rivets requis en proportion des valeurs des grandes sections ci-dessus mentionnées rendrait l'emploi des barres de treillis impossible. Il faudrait des couvre-joints et des diaphragmes horizontaux.

La valeur $\frac{r}{r}$ pour nervure extérieure de la bande A 9-L est 44, et pour la colonne prise d'ensemble, 34.7. Ce projet d'étude est défectueux, en ce que la première valeur devrait être moindre que la seconde.

Le treillis est insuffisant entre les âmes centrales. On aurait dû mettre sur ces nervures un treillis intermédiaire. L'une des barres entre les âmes centrales à chaque panneau sur la face supérieure de la bande A-9-L a une section nette de 1.15 pouce carré seulement au centre et de 1.5 pouce carré sur une longueur d'environ 4 pouces, tandis qu'entre les nervures intérieures et extérieures la section est de 2.48 pouces carrés.

Les moments de flexion et de cisaillement aux nervures, les moments de flexion au treillis et les efforts compressifs au treillis, par suite de la charge de la colonne, n'ont pas été compris dans la présente étude. On y a discuté la théorie du tracé des treillis en prenant pour acquis que la courbure de colonne sous charge est quantité négligeable, comme elle doit l'être.

Lorsqu'il se produit une flexion appréciable, le total du cisaillement transversal est encore donné par la formule $S = P\theta$. D'autre part, lorsque la courbure de l'axe de la colonne varie d'un point à un autre, le cisaillement longitudinal S' ne sera pas aussi notable par comparaison avec S que si la colonne était restée droite, parce que partie du cisaillement transversal est alors compensée par la résistance aux flexions de chaque nervure prise individuellement. La différence seule entre ces actions est portée sur le treillis et s'exprime en S' .

On aurait pu employer, pour ces cisaillements, une méthode à certains égards plus simple que celle qui a été adoptée. Cette simplification étant basée sur l'hypothèse que les faibles efforts de compression sur les extrémités de nervures dans un panneau de treillis peuvent être négligés, étant donné l'unité de la colonne. En ce cas, q marquera l'unité moyenne d'effort sur la nervure extérieure, sous charge excentrique, mais non l'unité extrême d'effort sur cette même nervure. De fait, on a en partie appliqué cette méthode pour le présent appendice. Les produits ne diffèrent pas perceptiblement de ceux de la méthode généralement adoptée.

Rupture de la sous-bande A-9-L

Dans l'étude de cet accident, on présupera comme conditions initiales : $S = .54 S$ et $.45 S$ entre les nervures centrales et extérieures respectivement. Il est possible que ces deux valeurs étaient même moins éloignées l'une de l'autre vu le relâchement du treillis entre nervures extérieures.

Etant donné que P = la charge au moment de la rupture = 14,000,000 livres, et P' = 50,000 livres, charge suffisante, d'après les expériences faites à Philadelphie, pour cause de déplacement lent et glissement des rivets.

$$\text{Alors } S = \frac{50000}{.54} = 92,582$$

$$\text{Or, } S' = P \theta$$

$$\therefore \theta = \frac{S}{P} = \frac{92502}{14,000,000} = .0066$$

Donc, si l'obliquité = .0066 existait sous une charge $P = 14,000,000$ livres, la bande marchait graduellement à destruction.

Les mesures opérées le 27 août 1907 par MM. Birks, McLure et Kinloch indiquent, réparties par moyenne sur les quatre nervures, une déflexion d'en-

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

semble de la bande, de $1\frac{3}{4}$ pouce au noeud entre les deuxième et troisième panneaux de treillis à partir de l'extrémité sud. Comme il n'y eut aucun mesurement de fait pour déterminer la position de l'axe de la bande de noeud en noeud des panneaux, il est impossible de préciser la déflexion réelle de la bande, et la seule supposition acceptée est que cette flexion est représentée par la valeur ci-dessus.

Il n'est pas possible de dire pourquoi le maximum de flexion s'est produit au point mentionné. Il pouvait y avoir eu originairement quelque légère déflexion en cet endroit, soit défaut d'exécution ou avarie locale causé par la chute mentionnée à l'appendice No. 11.

Le flambage simultané des bandes 8R et 9R du bras de console indique bien que l'échec n'a pas été accidentel, bien qu'il ait pu y avoir localement quelque déféctuosité ou quelque avarie. Les épreuves de Philadelphie montrent que le glissement dans le système des treillis aurait débuté par une obliquité de moitié moindre que celle décrite plus haut, et il est possible que le premier mouvement ait été causé par un effort combiné dû à une légère obliquité initiale et au raccourcissement de la bande sous compression.

Il est à peine nécessaire de dire qu'à en juger par la déformation des membrures, le fléchissement partiel du treillis doit avoir précédé la première rupture du système de nervures.

Or, si l'on accepte en fait que la bande avait une flexion primitive de $\frac{1}{2}$ pouce à l'endroit en question, on trouvera que l'inclinaison de l'axe de la bande au premier panneau de treillis était de $\frac{.5}{191} = .0026$, ce qui est plus élevé

que dans aucun autre panneau. Pour parfaire l'obliquité requise de .0066, il faudra donc prendre pour acquis que la direction de la charge avait primitivement une obliquité de .0066—0026—0040 par rapport à l'axe. Ce qui équivaudrait à $2\frac{3}{4}$ pouces sur toute l'étendue de la bande, conséquence probable d'une excentricité d'environ $\frac{1}{2}$ pouce vers l'Est au noeud 8—9, et de $2\frac{1}{4}$ pouces vers l'Ouest au noeud 9—10.

D'après l'analyse du présent appendice et d'après les conclusions de l'épreuve de la bande-modèle No 1, on voit aisément que dès le 27 août, une rupture était certaine et imminente. La preuve démontre que l'accroissement d'obliquité qui rendait la situation aussi périlleuse s'est produite du 24 au 27 août.

Le 27 août, la courbure était telle que la ligne de charge qui devait donner le plus faible maximum d'obliquités dans la bande avait, par rapport à la ligne centrale adoptée pour les mesUREMENTS, une excentricité de $1\frac{3}{4}$ pouce vers l'Ouest au noeud 8—9, et de $\frac{3}{4}$ pouce sur l'Est au noeud 9—10, équivalant à une inclinaison de .004. Comme cette ligne de charge donne un minimum de compression sur treillis, nous l'adoptons pour les fins de la présente investigation, comme étant la vraie ligne de charge. L'inclinaison de l'axe de la bande au premier panneau de treillis à l'extrémité sud par rapport à la dite ligne de centre était d'environ .016, donnant une obliquité de ligne de charge dans ce panneau environ .016—004=.012.

La question se présente maintenant ; comment était-il possible à la bande de soutenir une obliquité de .012 lorsqu'une obliquité de .0066 était suffisante pour forcer les treillis au point périlleux ?

La bande fût-elle demeurée à plomb, une obliquité de $.0066 \times \frac{60000}{50000} = .0079$ aurait causé un échec immédiat.

On peut répondre à cela, comme il a déjà été dit, que jusqu'ici on n'avait pas fait entrer en ligne de compte les moments de flexion des nervures individuelles accompagnant la courbure de la bande elle-même, non plus que les moments de flexion des treillis, les efforts de compression sur les treillis par suite

de la charge sur les colonnes, etc. La première de ces actions semble la plus importante, et l'on peut en évaluer ainsi l'effet auxiliaire sur le système des treillis :

Disons que M exprime l'intensité croissante des moments de flexion de la nervure extérieure au premier panneau de treillis à l'extrémité sud de la bande, et mettons M' comme quantité correspondante pour la nervure intérieure,

$$\text{alors } 54 \cdot 36 S' = 69 S - 2 (M + M')$$

$$\therefore S' = \frac{69 S - 2 (M + M')}{54 \cdot 36}$$

la longueur de ce panneau étant de 69 pouces.

Or, la bande sur la longueur des deux premiers panneaux de treillis, savoir : 142 pouces, a une déflexion centrale de $\frac{1}{4}$ pouce. Le rayon au point mitoyen peut ainsi être approximativement calculé. La valeur résultante est $r = 10,000$ pouces. Le vrai rayon peut être encore moindre, attendu que la nervure était probablement presque à plomb près du couvre-joint, avec tendance à courbure jusqu'au point maximum de flexion. Il est même possible qu'il y ait eu un point de contre-flexion vers l'extrémité du couvre-joint.

Or,

$$M = \frac{E I}{r} = \frac{30,000,000 \times 366}{10,000} = 1,098,000 \text{ livres-pouces}$$

$$M' = \frac{E I}{r} = \frac{30,000,000 \times 239}{10,000} = 717,000 \text{ livres-pouces}$$

De ce qui a été dit au sujet des changements de courbure sur la longueur de la bande, il n'est pas déraisonnable de conclure que les moments de flexion ci-dessus décrits représentent approximativement l'intensité du moment de flexion sur la longueur du premier panneau de treillis, c'est-à-dire 69 pouces du sud au nord.

Par conséquent

$$2 (M + M') = 2 (1,098,000 + 717,000) = 3,630,000$$

$$\therefore S' = \frac{69 S - 3,630,000}{54 \cdot 36}$$

Or,

$$S = P\theta = 14,000,000 + \cdot 012 = 168,000$$

$$\therefore S = \frac{69 \times 168,000 - 3,630,000}{54 \cdot 36} = 146,468$$

$$\text{Et } P' = \frac{1 \cdot 4}{4} S' = \cdot 35 \times 146,468 = 51,264 \text{ livres}$$

Ainsi, par suite de la résistance des nervures individuelles contre flexion, l'obliquité $\cdot 012$ produ r croisillons de treillis un effort d'environ 51,264 livres, tandis qu'avec des nervures restées à plomb, une obliquité d'à peine $\cdot 0079$ aurait détruit les croisillons.

Dans les épreuves en tension décrites à l'appendice 15 sur barres de treillis semblables à celles du pont de Québec, les chiffres de rupture de P' étaient 60,100, 59,800 et 59,500 livres.

Pour les calculs précédents, on a négligé les efforts compressifs sur barres de treillis dus à la compression de la membrure comme corps.

L'explication précédente de la rupture de cette bande sur les trois-quarts de son maximum de pleine charge repose sur des présomptions qui la rendent plutôt hypothétique. Elle fait toucher du doigt les dangereux effets des moindres obliquités et déflexions pour la sécurité des membrures munies de

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

trop légers treillis. Il est très probable que l'obliquité a été en grande partie causée par des déplacements à la jointure de chantier du panneau 9-L, laquelle était toute rivetée, ainsi qu'à la jointure de chantier du panneau 10-L, qu'on était en train de riveter au moment de l'écroulement. De fait, tous les dérangements qui se sont manifestés à partir du 6 août 1907 dans les basses-bandes des deux bras d'ancrage et de console paraissent en partie dus aux déplacements des jointures de chantier. Ces déplacements furent surtout remarquables sur les nervures internes, qui ont beaucoup moins de rigidité horizontale que celles de dehors. Ces nervures étaient calculées pour porter les mêmes unités d'efforts que les nervures extérieures; cependant, aux jointures elles n'étaient reliées au couvre-joints que par moitié moins de rivets, l'exiguïté des cornières n'en permettant pas davantage. Les nervures extérieures ayant de fortes cornières et un passablement bon système de treillis paraissent avoir tenu bon sous compression, tandis que les minuscules cornières et l'insuffisant système d'assemblage et de treillis des nervures intérieures les faisaient céder, dérangeant ainsi tous les détails d'action aux jointures et aux noeuds de panneau et ouvrant la porte à des excentricités imprévues de charge. De plus fortes cornières aux nervures médianes sous les couvre-joints, un plus fort assemblage et de plus forts couvre-joints dessus et dessous auraient notablement ajouté à la qualité des jointures.

L'une des importantes fonctions des couvre-joints consiste à maintenir les âmes ou nervures à juste distance entre elles, mais dans le montage on enleva le couvre-joint de dessous pendant le rivetage du joint, le remplaçant par de petites barres cornières qui étaient absolument trop faibles pour faire l'ouvrage du couvre-joint. C'est ce qui indique ce fait qu'on a observé un bien plus grand mouvement au bas qu'au haut des nervures centrales.

Voir dessins 25, 26, 27, 28, 29 et 30.

ÉPREUVE DE LA BANDE MODÈLE NO. 1.

Faite à Phœnixville par la Phœnix Bridge Company, le 21 novembre 1907.

Cette bande était essentiellement un fac-simile de la bande A 9 L du pont de Québec, entre noeuds de panneau. Elle n'avait cependant pas de jointure de chantier. Ses dimensions étaient d'un tiers de l'original A 9 L. (Voir dessin 22.) Elle se rompit sans avertissement sous la charge $P=2,322,000$ livres, par la rupture du rivetage des treillis extérieurs.

L'extrême valeur de cisaillement d'un rivet était de 4,000 livres. La cornière de treillis était retenue à la nervure par deux rivets.

D'après les formules précédentes donc,

$$S = \frac{P'}{k} = \frac{8000}{.45} = 17,778 \text{ livres}$$

$$\theta = \frac{S}{P} = \frac{17,778}{2,322,600} = .0077$$

L'obliquité de charge qui causa la rupture était donc .0077, sauf correction pour erreur de calibration de l'appareil à épreuves.

ÉPREUVES DE LA BANDE MODÈLE NO. 2.

Faite à Phœnixville par la Commission Royale, le 18 janvier 1908.

L'épreuve du modèle No 1 avait démontré l'insuffisance du système de treillis, mais n'avait donné aucune idée de l'extrême force d'une colonne

munie d'un treillis convenable. La capacité de l'appareil de la Phoenix Iron Company n'était pas suffisante pour permettre une épreuve complète de ce genre. Afin donc d'obtenir des résultats, on construisit une colonne à deux nervures seulement. Les dimensions des nervures étaient d'un tiers de celles des nervures extérieures de la bande A 9 L. (Voir dessin 23.)

Par contre, on fit le système de treillis environ le double de la force de celui du modèle No 1; la longueur de la pièce-modèle n'était que 11 pieds—4½ pouces de centre en centre des trous d'articulation. Les barres de treillis étaient retenues aux nervures par quatre rivets au lieu de deux.

Ce modèle répondit bien à l'attente des Commissaires; il se rompit sous une charge de 37,000 livres au pouce carré par le fléchissement des nervures dans le panneau central.

De ce qui précède, il résulte que cette expérience n'a pas résolu le problème de la résistance des treillis. Un bon projet d'étude aurait peut-être encore demandé un plus fort système de treillis. La conclusion la plus appropriée est que l'obliquité était trop peu prononcée pour briser le treillis, de sorte que la pleine force des nervures a été à peu près, sinon entièrement mise à l'épreuve.

Comme les nervures intérieures des membrures du pont de Québec offrent moins de rigidité que celles du dehors, il serait juste d'inférer qu'une pression de 57,000 livres au pouce carré est plus que ce que la membrure du pont n'aurait pu supporter, même convenablement croisillonnée.

Il faut aussi faire quelque compensation pour le surplus en force et en limite d'élasticité des petites tôles et cornières employées pour ces modèles, par comparaison avec celles du pont.

Il y a de plus un certain doute sur le calibrage de l'appareil aux épreuves, de sorte que les chiffres qui précèdent sont sujets à caution. Dans les épreuves des deux modèles, l'affaissement des nervures, entre les treillis haut et bas a été peu accentuée; il fallait des mesuréments minutieux pour s'en apercevoir.

Voir dessins 21, 22, 23 et 24.

Comme conclusion au présent appendice, quelque bref commentaire s'impose sur deux points, savoir: 1° l'emploi que M. Szlapka a fait des données disponibles en 1903 sur le tracé des treillis; 2° la mise en pratique de la formule théorique discutée ici.

1° L'emploi que M. Szlapka a fait des données disponibles en 1903 sur le tracé des treillis. M. Cooper a admis avoir négligé de donner à l'étude des basses-bandes le degré d'attention qu'il a donné aux détails des parties en tension. L'analyse qui précède prouve que même au moment présent les théories en matières de treillis sont en sérieux désaccord, et que la force d'un système de treillis quelconque varie matériellement selon qu'on adopte telle ou telle méthode. M. Szlapka s'est servi, en les modifiant lui-même, de l'unique système de calcul de treillis généralement connu des ingénieurs américains. Cette méthode impliquait le choix d'une formule de colonne pour pouvoir en déduire certaines quantités préliminaires au calcul des treillis. M. Szlapka choisit la formule de colonne adoptée par sa propre compagnie, utilisant à cette fin les constantes qui lui paraissaient le mieux s'harmoniser aux circonstances du cas ainsi qu'à l'esprit du cahier des devis. Il fit ce qu'il crut être des majorations libérales dans les chiffres qu'il adoptait comme sections, en excès sur ce que ses calculs demandaient. L'événement a prouvé que son jugement était en défaut; cependant, nous ne sommes pas encore prêts, à l'heure présente, à définir un minimum de section parfaitement sûr pour le treillis de pareilles membrures. Si la profession a appris beaucoup par l'erreur de M. Szlapka, elle n'est pas encore en position de dire de combien pour cent il s'est trompé. Les treillis du modèle No. 2 n'étaient en propor-

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

tion que de 50 pour cent plus forts que ceux des colonnes du pont de Québec, et cependant ils ne firent défaut que lorsque les nervures eurent elles-mêmes cédé. Dans le cours de notre analyse, nous avons fait voir que M. Szlapka n'aurait guère tardé à pressentir la faiblesse de la théorie sur laquelle il s'appuyait, eût-il fait quelque étude des conclusions qu'on peut tirer de cette même théorie, en variant le point de départ. Qu'il n'en ait rien fait, on n'en peut donner d'autre explication que le succès invariable des membres comprimés jusque-là mis en œuvre.

2° L'application pratique des formules théoriques intercalées dans notre travail dépend de la possibilité de choisir des valeurs q et p appropriées aux détails de construction de la colonne spéciale dont il s'agit. Les valeurs de p sont dans la pratique déterminées par l'emploi de formules pour colonnes, mais nul ne prétendra que les épreuves qui ont servi de base à ces formules soient d'une envergure suffisante pour embrasser toutes les conditions affectant la force des colonnes; les formules sont simplement acceptées comme les meilleurs guides disponibles, rien de plus. Il est clair que d'expérience en expérience les valeurs q et p peuvent être graduellement définies, ce qui rendra possible une conception de treillis absolument sûrs et non inutilement lourds. Nous pouvons ici ajouter que les membres comprimés de grande taille comme ceux du pont de Québec exigent tout autant d'étude spécifique qu'un petit pont ordinaire, et que tout cahier de devis doit donner à l'ingénieur chargé de les tracer une latitude raisonnable pour qu'il puisse exercer son jugement dans son projet d'étude de pareilles pièces.

HENRY HOLGATE,
Président.

J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 17

COMPARAISON DES PROJETS D'ÉTUDE DE CERTAINES MEMBRURES DU PONT DE QUÉBEC AVEC CEUX DE PIÈCES CORRESPONDANTES D'AUTRES GRANDS PONTS A CONSOLES, ILLUSTRÉES D'ESQUISSES DE CES PONTS ET DE REPRODUCTIONS DES DESSINS D'ATELIER DE CES MÊMES MEMBRURES.

Les grandes lignes de six ponts à consoles de première grandeur sont démontrées aux dessins 31 et 32, et les plans de détail de la fabrication d'une des sous-bandes adoptées pour chacun de ces ponts, aux dessins 34, 35 et 36.

La position de la sous-bande en question est dans chaque cas démontré sur le plan d'ensemble, sauf pour le pont du Forth ; le plan de détail en ce cas est un simple plan-croquis démontrant la fabrication générale des principales membrures comprimées.

Nous avons inséré dans le tableau ci-annexé, pour fins de comparaison, un exemple donnant les dimensions d'un montant de pont ordinaire, type double caisson, prenant les chiffres dans l'ouvrage du professeur Burr : "Elasticity and Resistance of the Materials of Engineering." Ces dimensions donnent plus ou moins le caractère des colonnes à treillis qui ont fait si bon service depuis vingt-cinq ans dans la construction des ponts; l'étude des détails de telles colonnes est maintenant entièrement guidée par des règles de pratique.

On remarquera que le pont du Forth est le seul de sa classe. Ses sections ne sont pas à treillis, mais peuvent être regardées comme sections massives construites de tôles séparées. Le succès pratique de ce genre de construction n'a jamais soulevé de critique, mais ce n'est pas un genre qui puisse être adopté par aucune compagnie américaine de constructeurs de ponts, à moins d'une révolution matérielle dans l'outillage des usines américaines ainsi que leurs méthodes de manutention. Nous notons cependant à l'appendice 18 que l'oeuvre des ingénieurs du pont du Forth est digne d'être étudiée de près.

Les exemples tirés de la pratique américaine peuvent être répartis en trois groupes :

1° Membrures du type double caisson ordinaire, lequel atteint son maximum de développement dans le plan de Monongahela.

2° Membrures du type quadruple caisson entretoisé en une colonne unique, tel qu'adopté pour les ponts de Memphis et de Québec.

3° Membrures du type quadruple caisson, entretoisé en deux colonnes construites pour action concurrente au moyen de tôles de raccord.

Ce dernier type a été adopté pour les ponts de Thèbes et de Blackwells' Island.

Le tableau qui suit donne les principales dimensions des membrures démontrées aux dessins :

TABEAU DES DÉTAILS DE MEMBRURES PRÉPARÉES D'APRÈS DESSINS 34, 35 ET 36

Pont	Aire de section transversale	Aire du treillis, en une section donnée (mesurée à angle droit par rapport à l'axe des treillis)		Aire des rivetages reliant le treillis sectionnée par rapport à la nervure extérieure (extrémité seule)		Longueur de membre		r en plan parallèle au treillis.		1 ÷ r.		Poids de section brute par pied linéaire		Poids du treillis, par pied linéaire de membre.		Profondeur de membre de dos en dos des cornières d'âme.		Largeur de membre de bord en bord des tôles d'âme.		Section des tôles horizontales d'assemblage.		Section des tôles verticales d'assemblage.	
	Pouces carrés	Pouces carrés	Pouces carrés	Pieds pouces	Pouces	Pouces	Livres	Livres	Pieds pouces	Pieds pouces	Pouces carrés	Pouces carrés											
Québec	781	10	4.8	57 0 ⁹ / ₃₂	19.7	35	2,603	66	4' 6 ¹ / ₂ "	4 9 ³ / ₈	68	212											
Memphis	213	10	4.8	28 2 ³ / ₄	14.8	23	710	48	2 6 ¹ / ₄ "	3 2	46	230											
Blackwell's Island...	852	25	4.8	31 6 ¹ / ₈	22.0	17	2,840	144	4 0 ¹ / ₂ "	5 2 ⁵ / ₈	80	187											
Thebes	189	11 ¹ / ₄	4.8	30 6 ³ / ₃₂	20.1	18	630	78	3 0 ¹ / ₂ "	4 4 ³ / ₄	80	70											
Monongahela	262	14 ¹ / ₄	7.2	30 6 ³ / ₃₂	25.4	14	873	82	3 0 ³ / ₄ "	4 1	74	164											
"Burr"	35	3 ³ / ₄	1.2	45 0	6.5	83	118	20	1 6	1 0 ³ / ₄											

NOTE.—La rigidité horizontale des nervures intérieures des membrures du pont de Québec est moindre que celle des nervures extérieures, ce qui ne s'est produit dans le cas d'aucun des autres ponts. (Voir aussi tableau à l'appendice 18.)

Il est à peu près impossible d'établir une base de comparaison commune à tous ces spécimens de membrure. On doit se rappeler que le treillis est souvent de taille uniforme dans les membrures d'un même pont ayant les mêmes fonctions, mais sous des charges et avec des coupes transversales différentes. Ainsi, dans le pont de Québec, A 9 L avait une aire de 781 pouces carrés et A 1 L une aire de 301 pouces carrés, cependant pour l'une et l'autre membrures les dimensions extrêmes étaient à peu près les mêmes en coupe transversale, et les treillis étaient aussi les mêmes. Conséquemment, comme les membrures choisies pour les dessins ne sont pas les plus fortement comprimées de celles des différents ponts, il n'y a pas de juste comparaison possible de relation entre les treillis et les grandes sections. De fait, on peut dire que les dessins ne sont donnés qu'à titre documentaire.

Une comparaison entre les systèmes de treillis des différentes colonnes serait possible en utilisant l'une quelconque des diverses formules données à l'appendice 16, mais nous avons déjà fait voir qu'aucune de ces formules n'est généralement acceptée par la profession. Il y a tant de causes de variation quant à la force des colonnes composites d'aire égale non prévues par ces formules, que la comparaison par chiffres ne paraît pas donner satisfaction.

En consultant le tableau, on remarquera que la membrure de Québec a considérablement moins de rigidité horizontale (voir valeur de $\frac{l}{r}$) moins d'aire

de treillis, moins d'aire de rivetage, moins d'aire de tôle d'assemblage en proportion de la taille des membrures que dans aucune autre structure antérieure. Il est bon de se rappeler aussi que les unités d'effort pour le pont de Québec sont plus élevées que celles des ponts antérieurs. On remarquera que les ingénieurs auparavant majoraient dans une proportion considérable, de 15 à 20 pour cent, l'aire des tôles d'assemblage. Il en a été ainsi pour les membrures du pont de Québec aussi ; mais non au même degré. M. Szlapka dit (voir preuve) que des tôles d'assemblage ayant une aire de coupe en travers égale à 15 ou 20 pour cent de la coupe transversale de la membrure feraient l'affaire.

Le développement des plans de détail du pont de Blackwell's Island est contemporain de ceux du pont de Québec, mais les ingénieurs qui ont tracé les plans de celui-ci n'ont pas eu accès aux plans de Blackwells' Island. Il faut dire au reste, en justice pour les ingénieurs du pont de Québec, que les proportions du pont de Blackwells' Island se rapprochent sur un grand nombre de points beaucoup plus de celles du pont de Québec que dans le cas des ponts antérieurs, bien que les principes du projet d'étude offrent de grandes différences.

L'examen des différences entre les divers projets d'étude démontrés aux dessins 34, 35 et 36, qui tous ont été préparés sous la direction d'ingénieurs d'une habileté reconnue et occupant un rang élevé dans la profession, fait voir qu'il n'existe pas encore de système arrêté d'étude pour les grandes membrures en compression. Le facteur décisif est le jugement individuel de chaque ingénieur, et cela peut amener des erreurs comme le prouve l'exemple du pont de Québec.

Le manque de notions précises en la matière est traité dans d'autres appendices.

HENRY HOLGATE,
Président.
J. G. G. KERRY,
J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 18

ARGUMENT SUR CERTAINES PARTIES DES DEVIS.

Le pont de Québec a été tracé conformément aux exigences des devis approuvés en 1898 par le gouvernement d'Ottawa et amendés en 1903. La méthode adoptée par la Compagnie pour obtenir des soumissions consista dans l'émission d'un cahier de devis généraux et l'invitation faite aux entrepreneurs de préparer des plans conformes à ces devis.

Si l'on considère tous les aspects d'une pareille entreprise, l'adoption de cette méthode n'était pas à son meilleur avantage. Il était notoire que la compagnie n'avait pas les capitaux nécessaires pour procéder immédiatement à la construction du pont, et la préparation d'avant-projets complets entraînait des déboursés considérables. La preuve orale et documentaire indique que les avant-projets accompagnant les soumissions étaient incomplets, et c'est ce qu'il fallait attendre, vu que les différents entrepreneurs qui ont soumissionné pour cet ouvrage avaient peu d'assurance de jamais avoir compensation pour leur perte de temps et d'argent.

En règle générale, les devis sont en deux parties distinctes, l'une traitant de l'étude technique, l'autre de la fabrication, des matériaux et de l'exécution. Dans le cas du pont de Québec, la préparation de devis d'étude appropriés offrait de très grandes difficultés. Il eût été préférable de confier la préparation des plans et devis à des ingénieurs indépendants de toute compagnie manufacturière ou contractante, et qualifiés pour ce genre de travail par leur expérience antérieure. Cette procédure aurait évité la multiplication des projets d'étude et de plans dispendieux, et aurait empêché l'adjudication des travaux sur des plans incomplets tracés d'après des données erronées; les ingénieurs auraient fait une étude convenable et suffisante du projet sous toutes ses faces, et en temps opportun l'on se serait procuré des soumissions de concours d'après ces plans, ce qui aurait mis tous les soumissionnaires sur un pied d'égalité. On aurait également pu leur donner le privilège de soumettre des plans indépendants. La raison pour laquelle on n'a pas adopté cette procédure est expliquée dans le témoignage de M. Hoare.

La méthode que nous venons d'indiquer aurait été applicable à une entreprise hérissée de tant de problèmes nouveaux, demandant l'application des règles connues sur une si grande échelle et exigeant aussi l'exercice continu d'un jugement sain.

Une erreur de jugement commise par la Compagnie du pont de Québec fut le choix d'un ingénieur qui ne possédait pas les connaissances spéciales ni l'expérience que demandait la préparation des devis. (Voir appendice No. 7.) Il est vrai que ces devis n'étaient considérés que comme de simples essais, n'ayant d'autre objet que de provoquer des propositions préliminaires; cependant on n'en doit pas méconnaître l'importance, ni en négliger l'historique. (Voir appendice No. 6.) Ils ont fait la base des contrats passés entre la Compagnie du pont de Québec et ses entrepreneurs, ont été approuvés par les ingénieurs du gouvernement, et ont formé partie essentielle du contrat subsidiaire par lequel le gouvernement du Dominion s'est engagé à verser un million de dollars à la Compagnie du pont de Québec à certaines conditions (pièce 12).

Les devis eux-mêmes (pièce 21), ici désignés sous le nom de devis de 1898, étant en grande partie copiés sur le cahier des devis promulgué en 1896

par le Ministère des Chemins de fer et Canaux; rien dans sa rédaction n'indique que le pont de Québec fût une entreprise exceptionnelle et sans précédent, ni qu'on ait sérieusement songé qu'il fallait appliquer à cette structure d'autres conditions que les clauses des devis de ponts ordinaires.

Nous ne croyons pas qu'aucun ingénieur soit justifiable de préparer un cahier de devis sans consulter largement les devis les plus usités en pratique; de fait, les devis sont le produit des méthodes que les ingénieurs se sont vus forcés d'adopter dans le passé pour obtenir des résultats satisfaisants, et chaque revision consécutive est le fruit de l'expérience. De telles compilations sont nécessaires, indispensables, mais tout cela n'excuse pas un ingénieur de reviser et remanier les clauses vitales d'un cahier de devis, si son expérience particulière ne l'a pas mis en état d'en connaître toute l'importance. Il y a en ce cas un danger, c'est que telle clause nécessaire ou utile pour un objet donné peut n'être pas applicable lorsque les conditions diffèrent; en pareille occurrence, les opinions individuelles ne sont valables que quand elles viennent de spécialistes. Les erreurs résultant de compilations de devis par les hommes d'expérience eux-mêmes sont loin d'être rares. C'est ce que comprit M. Cooper lorsqu'il revisa les devis de 1898.

Dans la pratique régulière, les devis de ponts ont une importance toute particulière parce que chaque fabrique américaine de ponts est un atelier où l'on façonne les pièces métalliques d'après les plans préparés dans le bureau de dessinateurs attaché à l'établissement. Ce bureau de dessin fait partie de la maison, et là, comme pour tout le reste de l'établissement, on n'arrive à bien faire les choses que par un système d'étalons et de duplication; le bureau de dessin comprend un certain nombre de mathématiciens et de dessinateurs parfaitement entraînés, dont les fonctions consistent à préparer les dessins d'atelier pour chaque ouvrage, et qui sont sous le contrôle et la direction d'un ingénieur technicien. Les plans de détail sont tracés conformément aux devis fournis par le client, sauf dans les cas où l'outillage de l'usine demande quelque changement nécessaire par les procédés de fabrication. Il n'entre pas dans les attributions du personnel de ce bureau de dessin de mettre en doute la sagesse des conditions requises par le cahier des devis; il ne serait pas davantage possible de poursuivre les travaux de fabrication d'une manière satisfaisante si l'on s'avisait de faire de pareilles corrections dans le bureau de dessin.

La preuve démontre que la "Phœnix Bridge Company" a suivi l'usage établi lorsqu'elle a préparé les plans du pont de Québec.

En 1903, il devint nécessaire de tracer les plans des grandes travées du pont, et les devis de 1898 furent amendés par M. Cooper; il avait été compris et entendu dès 1900 qu'ils seraient amendés et modifiés. L'historique de ces amendements est donné aux appendices Nos. 3 et 6.

M. Cooper ne regardait pas ces amendements comme complets et définitifs; il jugeait qu'il avait pleins pouvoirs pour traiter chaque problème d'étude au fur et à mesure, et il exerça ce pouvoir chaque fois qu'il le crut nécessaire. Le soin de tracer les plans de la grande portée fut laissé à M. Szlapka, M. Cooper ayant préalablement approuvé les devis, et personne ne récusait aucune décision de ces ingénieurs. Les travaux furent exécutés sous la direction immédiate de M. Szlapka.

Avant d'analyser les devis, il est bon de confronter quelques-unes des principales caractéristiques du pont de Québec avec celles d'autres ponts à consoles; le tableau suivant est inséré à cette fin:

RENSEIGNEMENTS SUR LES GRANDS PONTS A CONSOLES.

Nom.	Date de la construction.	Auteur des plans.	Entrepreneur de la Superstructure	Portée	Largeur de centre en fermes.	Charge morte par pied linéaire.
				Pieds	Pieds	Lbs.
Forth	1882-1889	Baker & Fowler.	Wm. Arrol & Co.	1,710	Sous - bande variant de 31½ pieds à 120 pieds aux piles.	Chemin de fer à voie double 2,240 lbs chaque voie.
Memphis ...	1886-1892	Geo. S. Morrison	Union Bridge Co	790	30	Chemin de fer à voie simple 4,000 lbs. par voie.
Monongahela	1902-1903	Boller & Hodge.	American Bridge Co.	812	32	Chemin de fer à voie double 4,500 lbs. chaque voie.
Thebes.....	1902-1905	Noble & Modjeski.....	American Bridge Co.	671	32	Voie ferrée double 5,000 lbs. par voie moins 20 p.c.
Blackwell's Island....	1901-1908	Dép. des Ponts, cité de New-York.....	Pennsylvania Steel Co,	1,182	60	Grand chemin et trolley en temps ordinaire 8,000 lbs. encombré 16,000 lbs.
Québec.....	1900	Phoenix Bridge Co.....	Phoenix Bridge Co.	1,800	67	Voie ferrée double, chemin et trolley 4,000 lbs. par voie. Pour conditions extrêmes multipliez par 1½.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

GRANDS PONTS CANTILEVER

Extrême force de l'acier, Unité 1000 livres.	Poids approx. de l'acier, en petites tonnes au pied linéaire.	Poids de l'acier de structure, en centins lbs.	Efforts en action—Lbs. au pouce carré.	Tolérance de cisaillement sur rivets en lbs. au pouce carré.
Compression, 76-83 Tension, 67-74.	10½	6.50	Maximum d'efforts, Compression, 17,000. Tension, 16,350.	Environ 12,000.
Compression 69-78½ Tension, 66-75.	3½	5.88	Compression, 14,000, si $l < 16d$, — déduire 750 lbs. pour chaque unité additionnelle au-dessus de 16 en $\frac{l}{d}$ tension sous charge morte, 20,000 ; tension sous charge mobile, 10,000.	7,500
Compression, 60-70 Tension, 63-75.	4½	4.	Compression sous charge morte, 21,000 où $\frac{l}{r} < 40$. Tension sous charge morte, 22,000. Dans chaque cas ajouter la moitié pour charge roulante.	10,000
62-72.	5	*5½	Compression sous charge morte, 21,000 si $\frac{l}{d} < 16$. Tension 20,000, dans chaque cas, prendre moitié pour charge roulante.	7,500
Compression 60 + 4 Tension, 66 + 4 Barres-œillets en acier nickel, 85.	13½	5½	Compression, ordinaire, 20,000 — $\frac{l}{r}$; encombré, 24,000 — 100 $\frac{l}{r}$; Tension ordinaire, 20,000 ; encombré 24,000. Tension, acier nickel, ord. 30,000 ; encombré, 39,000.	Ordinaire, 13,000 Encombré, 16,000
Compression, 60-70 Tension, 62-70	13	5.60	Compression, ordin., 12,000 $(1 + \frac{Min.}{Max.})$; extrême, 24,000 ; dans les deux cas pour $\frac{l}{r} < 50$. Tension ordinaire, 12,000 $(1 + \frac{Min.}{Max.})$. Extrême, 24,000.	¾ de l'effort en œuvre = 18,000 extrême.

* Non officiel.

Il serait impossible de loger tous les faits dans un tableau avec assez de détails pour permettre de faire des comparaisons complètes; il faut nécessairement omettre un bon nombre de conditions particulières et cependant importantes. Ce tableau met en lumière trois faits notables :

1^o De tous ces ponts, celui du Forth est le seul comparable au pont de Québec par la longueur de portée.

2^o Le pont de Blackwells' Island est le seul comparable à celui de Québec quant aux unités d'effort tant sur les grandes membrures que dans les détails.

3^o Tous les ponts mentionnés au tableau ont été tracés par des ingénieurs indépendants, à l'exception du pont de Québec.

A ce propos, nous devons exprimer l'opinion qu'il est difficile au personnel d'une grande société de constructeurs de donner à l'étude d'un pont unique en son genre l'attention concentrée qu'il faudrait.

Comme précédent, les seuls ponts du Forth et de Blackwells' Island portent quelque chose qui approche les totalités d'efforts qui se présentaient pour le pont de Québec. Le projet d'étude et la construction du pont de Blackwells' Island ont été exécutés à la même époque que ceux du pont de Québec.

Le pont du Forth a été construit d'après un système incompatible avec les méthodes américaines. On n'a donc imité rien de ce qui le distingue comme étude, fabrication et montage. Il convient d'ajouter que les œuvres des ingénieurs du pont du Forth méritent d'être étudiées avec beaucoup plus de soin qu'on n'y en a mis jusqu'ici de ce côté de l'Atlantique. MM. Baker et Fowler ont réussi à ériger une structure qui pèse considérablement moins au pied linéaire que le pont de Québec et qui était appelé à porter environ la moitié de la charge roulante et plusieurs fois le contreventement spécifié pour celui de Québec. Les grandes membrures comprimées des deux ponts étaient pratiquement d'aire égale, mais les matériaux du pont du Forth sont d'une extrême résistance, beaucoup plus élevée que ceux qu'on a employés pour le pont de Québec, les unités d'effort sont moindres et le tracé des coupes en travers des bandes est de telle façon que celles-ci devraient supporter avec sécurité une bien plus grande unité d'effort. Ce sont des facteurs à noter dans la construction des grands ponts, et il est regrettable que les formules de compression et l'étude technique complète du pont du Forth n'aient pas été publiées. Il est évident que les ingénieurs du pont de Québec ont dû travailler d'après l'expérience acquise sur des ponts de bien moins grandes proportions.

La présente étude du cahier des charges ne se borne pas aux clauses directement liées à l'écroutement, elle en embrasse d'autres qui à notre sens n'étaient pas calculées pour assurer une construction offrant une sécurité satisfaisante.

Par cahier des charges ou devis, nous entendons ici les devis de 1898 amendés par écrit par M. Cooper.

Comme document intégral, le cahier des charges est insuffisant, quelques clauses en ont été amendées par M. Cooper, d'autres mises de côté en faveur de ses propres devis-modèles, qui sont bien connus et généralement acceptés; quelques-unes enfin sont restées en force avec un contexte qui en altérerait le sens. On n'a jamais compilé ni refondu en entier les devis sur lesquels portaient les amendements faits par M. Cooper.

De fait, bien que les devis de 1898 fussent considérés comme pièce officielle et aient servi de guide pour une grande partie des travaux, nous croyons que M. Cooper comptait sur sa propre inspection des plans aux termes des devis révisés pour obtenir satisfaction dans l'exécution des détails. Son sentiment sur les questions techniques les plus discutables était bien connu du personnel de la Phoenix Bridge Company, qui avait déjà étudié et construit plus d'un ouvrage sous sa direction et était habitué à ses méthodes. Il est en preuve que la Phoenix Bridge Company a demandé à M. Cooper de mettre tout-à-fait de côté les devis de 1898 et d'y substituer ses propres devis-modèles.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

Pour être complet, un cahier des charges doit préciser la nature des matériaux à employer, les charges à supporter, les efforts auxquels seront soumises les membrures, les conditions à observer dans l'étude des détails, la fabrication et le montage ; en un mot, tout ce qui est essentiel à la bonne exécution de l'ouvrage proposé.

Quant aux matériaux, le cahier de 1898 a été suivi sans modification sauf sur un détail, M. Cooper ayant élevé la limite minima d'extrême résistance du métal dont étaient faites les barres-oeillets de 60,000 à 62,000 livres. Le métal prescrit était de l'acier à structure de qualité ordinaire.

En référant au tableau, on remarquera que le cahier des devis du pont de Québec prescrivait des matériaux d'un maximum de force tant soit peu moindre que pour tout autre des ponts mentionnés, bien que celui de Québec eût la plus longue portée de tous. Il est généralement reconnu qu'il faut un métal supérieur à l'acier à structure ordinaire pour les ponts à longue portée, car la tolérance d'une moindre unité de résistance entraîne très rapidement la diminution du poids total et conséquemment du coût des grandes fermes. Au pont de Québec, la compression de charge morte absorbait à peu près les deux tiers de la compression sur les grandes membrures.

Dans le cas des deux autres grands ponts, les ingénieurs ont introduit des qualités spéciales d'acier de manière à permettre l'emploi de fortes unités d'effort. On ne permit pas aux ingénieurs du pont du Forth de changer leur métal à plus d'un quart de sa force de tension ; comme compression, ils employèrent un acier d'environ 25 pour cent plus fort que celui du pont de Québec. Les ingénieurs du pont de Blackwells' Island introduisirent dans la pratique l'acier-nickel avec tolérance d'unité d'effort de 50 pour cent plus forte que pour d'autres matériaux du même pont et de même qualité que ceux du pont de Québec. Des études avaient été faites sur l'emploi de cet alliage, et un rapport favorable fut signé en 1903 par une commission dont M. Cooper faisait partie.

M. Cooper fut d'opinion que pour le pont de Québec il était plus sage d'employer la qualité ordinaire de métal et de le charger au maximum d'effort en action alors considéré pratiquement sûr.

LIMITE D'ÉLASTICITÉ

Nous ignorons si par le mot "limite d'élasticité" employé dans ses amendements, M. Cooper entendait parler de la limite d'élasticité d'une éprouvette ou d'une membrure de pleine grandeur. Il existe du reste une certaine incertitude sur la signification exacte du mot "limite d'élasticité", et c'est malheureux, car les maximums d'effort actifs prescrits au devis dépendent de cette caractéristique des matériaux.

La limite d'élasticité acceptée par les ingénieurs de ponts comme facteur de contrôle dans leurs ouvrages ne saurait être déterminée par la méthode prescrite au cahier des devis de 1898, et cependant c'est cette méthode (l'échappement du balancier) qui a été employée ici. M. Cooper, dans son traité des devis, ainsi que les ingénieurs du pont de Blackwells' Island, fournissent une bien plus précise manière de déterminer ce point. De fait, cette opération, très délicate et demandant un temps considérable dans les laboratoires d'étude, n'est nullement praticable dans les conditions qui prévalent dans les laminoirs ; à tel point qu'il n'en est pas fait mention dans les devis pourtant préparés avec soin qui ont été promulgués en 1896 par l'Association Américaine du génie de chemin de fer et d'entretien des voies. Le principe qui paraît dominer dans ces derniers devis est que les épreuves de laminage sont suffisantes pour les fins de ce genre d'ouvrage et que l'on peut le plus sûrement arriver à la vraie limite d'élasticité par proportion avec l'extrême résistance. L'hypothèse généralement acceptée est que l'exacte limite d'élasticité de l'acier à structure est d'environ 50 pour cent de l'extrême résistance.

Les matériaux qui ont été fournis par le pont ayant subi les épreuves réglementaires, il est possible d'établir une comparaison entre leur limite d'élasticité probable et les 32,000 livres au pouce carré que M. Cooper paraît avoir eu en vue. D'après les épreuves sur barres-oeillets pleine grandeur, dont on trouvera les notes à la pièce 86, les matériaux en forme active avaient une extrême force de sûreté n'excédant pas 55,000 livres au pouce carré, et une limite d'élasticité enregistrée de 28,000 livres au pouce carré. Ces épreuves furent faites sur de longues barres dans l'appareil à épreuves de la Phoenix Iron Company; les conclusions seraient susceptibles de réduction par un nouveau calibrage de l'appareil ainsi que par une plus minutieuse observation des limites d'élasticité. On remarquera que les extrêmes compressions sur le pont de Québec en opération (24,000 livres au pouce carré) étaient presque égales à la limite d'élasticité des barres-oeillets.

Conformément à la pratique ordinaire, on présuma que la limite d'élasticité serait la même en compression qu'en tension. L'examen des volumineuses notes d'épreuves (pièce 28) fait voir qu'on n'a pas invariablement obtenu plus de 60,000 livres au pouce carré comme extrême résistance, de sorte que, si l'on s'en tient à la proportion de 50 pour cent plus haut mentionnée, la limite d'élasticité en compression atteint 30,000 livres au pouce carré. Il est bon de noter que ces épreuves portaient sur des échantillons dont l'aire de section était d'environ la moitié d'un pouce carré. Les membrures de compression étaient constituées de larges plats ou tôles minces rivetées ensemble en âmes. Nous ne sachons pas qu'il ait jamais été fait d'expériences pour établir le rapport entre la force et la limite d'élasticité de tôles de cette taille et celles de moindres pièces d'expérimentation; nous ignorons de même les effets que peuvent produire le poinçonnage, le rivetage et le badigeonnage sur le métal des âmes par comparaison avec la tôle prise isolément. On a remarqué dans les décombres que dans des membrures construites depuis plus de trois ans la peinture était encore fluide entre les tôles. D'après l'analyse des épreuves de tension sur pièces pleine grandeur, il se peut, croyons-nous, que la limite d'élasticité des tôles des membrures comprimées n'ait guère dépassé 27,000 livres au pouce carré au lieu des 32,000 livres qu'on semble avoir eu en vue.

UNITÉS DE COMPRESSION

Le maximum d'unité de compression que M. Cooper projetait d'employer était d'environ 21,000 livres au pouce carré sous charge ordinaire, et 24,000 livres dans les charges extrêmes. Il jugeait cependant que les conditions prévues comme extrêmes ne se présenteraient jamais.

En consultant le tableau, on verra que les compressions prescrites pour le pont de Québec en opération ordinaire sont en avance sur la pratique courante; nous les croyons sans précédent dans l'histoire du génie des ponts. Pour les cas extrêmes, les compressions du pont de Québec concordent généralement parlant avec celles admises pour le pont de Blackwell's Island.

Nous avons déjà constaté que les dimensions du pont de Québec justifiaient l'emploi des plus hautes unités de compression de sûreté et que c'était de saine pratique professionnelle. Si nous avions la certitude que les pesantiers avaient été correctement estimées, que l'action des compressions dans l'ensemble du pont était bien d'accord avec les anticipations et la limite d'élasticité des membrures composites non inférieure à 32,000 livres au pouce carré, 24,000 livres au pouce carré ne nous paraîtrait pas dépasser le point de sécurité pour de l'acier à structure, pourvu que les matériaux fussent de qualité régulière et les détails ouverts à l'avenant d'une telle compression.

C'est par la formule dite de fatigue ou $\frac{\min}{\max}$ que M. Cooper pourvut à l'effet de la charge roulante. Cette méthode, jadis en grand usage, est plus récem-

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

ment tombée en désuétude dans la pratique générale; M. Cooper lui-même ne l'a pas incorporée dans son traité des devis. Entre les mains d'un ingénieur expert, cette méthode peut arriver à peu près aux mêmes résultats que les plus récentes formules d'impact. Nous ignorons pourquoi cette formule fut ici adoptée, si ce n'est que M. Hoare l'ait prise en 1898 des devis de 1896 du Ministère des Chemins de fer et Canaux et qu'elle ait été retenue par convenue en 1903.

M. Cooper a adopté la formule rectiligne ordinaire pour ses membrures de compression, faisant l'unité d'effort de chargement égale à $(24,000 - 100 \frac{l}{r})$ lb.

au pouce carré. A l'appendice No 13 nous avons fait remarquer que cette formule est purement empirique et ne concorde pas absolument avec les notes d'épreuves sur grandes colonnes. C'est bien la formule la plus généralement acceptée dans la pratique, mais nous ne croyons pas que la profession soit encore suffisamment renseignée sur l'action des grandes colonnes d'acier.

Il reste un vaste champ d'expérimentation à étudier avant que les ingénieurs puissent se flatter d'assez connaître l'acier pour tracer des plans à la fois sûrs et économiques, et peut-être le plus grand reproche qu'on puisse adresser aux ingénieurs de structures de l'heure présente est-il d'avoir laissé ce champ inexploré depuis vingt-cinq ans, période pendant laquelle ils ont adopté un métal nouveau, des formes et des sections nouvelles pour leurs travaux.

Nous croyons que dans la pensée du commun des ingénieurs l'extrême résistance des colonnes d'acier est considérablement surestimée; le diagramme du dessin No. 20 indique en effet que pour les bandes du pont de Québec il ne fallait pas sans danger avoir en vue une extrême force de plus de 32,000 livres au pouce carré, de sorte que, dans les conditions extrêmes spécifiées, la marge de sécurité n'aurait été que d'un tiers.

Voilà un point sur lequel la pratique courante des ingénieurs offre directement prise à la critique. Les plus anciens du métier, sur les expérimentations desquels se guide aujourd'hui la profession, ne songèrent pas à charger le métal en compression jusqu'à l'unité d'effort usitée en tension, car ils reconnaissaient que l'extrême unité de force est beaucoup moindre dans les membrures comprimées que dans les membrures en tension.

Le principe qui semble prévaloir dans la plus récente école d'ingénieurs est qu'il ne faut guère tenir compte de l'action des membrures d'un pont sous des compressions excédant la limite d'élasticité, attendu que cet excès ne se présentera jamais. Cette action en dedans de la limite d'élasticité étant pratiquement la même dans l'un ou l'autre cas, ils adoptent les mêmes efforts de travail en tension comme en compression. Il est vrai que cette pratique a été accompagnée d'un plein succès, mais il faut attribuer cela à ce que les matériaux n'ont généralement pas été comprimés beaucoup au-dessus de la moitié de la limite d'élasticité.

Dans le cas du pont de Québec, où les hautes compressions de travail étaient inévitables, la sagesse de cette pratique de charger en compression au même degré qu'en tension est douteuse. Nous croyons que dans aucune grande structure publique on ne devrait tolérer des efforts de plus de la moitié de l'extrême résistance d'aucune membrure comprimée, si élevée que soit la limite d'élasticité.

On remarquera que M. Cooper, en prescrivant les efforts sur les basses-bandes du pont de Québec, a omis dans sa formule de colonne le terme représentant la raison $\frac{l}{r}$. Il s'est pour cela appuyé sur les ingénieurs des ponts de Monongahela et de Thèbes, qui ont agi de même, mais ont réduit le maximum

d'effort à celui que permet la formule usitée pour colonne avec $\frac{l}{r} =$ environ 40.

L'échec des bandes du pont de Québec ne prouve pas que M. Cooper se soit théoriquement trompé; on ne peut rattacher directement cet échec à cette clause des devis. Tout de même, les devis autorisaient des efforts en avance sur tout ce qui s'était fait jusque-là; il reste encore à apprendre comment proportionner les colonnes de façon à supporter de pareils efforts.

Nous avons déjà fait toucher du doigt la sérieuse erreur commise dans l'estimation de la charge morte, erreur qui eut pour résultat des efforts calculés à près de 10 pour cent de plus que ce qu'on se proposait. (Voir preuve.) En confrontant ces calculs d'efforts avec la limite d'élasticité des matériaux telle qu'établie d'après les notes d'épreuves, on verra à quelle étroite marge de sûreté pourvoyait le plan actuel.

En l'état actuel de l'art des constructions de ponts, nous ne sommes pas prêts à approuver les unités d'efforts mentionnées aux devis amendés.

EFFORTS SUR LE RIVETAGE

On a vu au tableau que les efforts appliqués sur les rivets étaient bien au-dessus de la pratique suivie jusque-là. Ils paraissent avoir été adoptés presque par inadvertance. Les devis de 1898 comportaient une clause usuelle pour devis à basse compression, permettant le forçage des rivets aux trois quarts de l'effort toléré en membrure. Cette clause ne fut pas annulée par les amendements de 1903; dans les conditions extrêmes, elle permettait un effort de cisaillement sur rivets de 18,000 livres au pouce carré. Un fait a été établi par les expériences faites en 1904 sous les auspices de l'Association Américaine du génie de chemin de fer et d'entretien des voies; c'est que dans un lien riveté, le travail par cisaillement de rivets commence à se produire sous un effort de 12,000 à 15,000 livres au pouce carré, et que la déformation s'accroît lorsqu'on atteint un effort de 25,000 livres au pouce carré, même dans une pièce d'attache simple. Ces conclusions ont été confirmées tant en tension qu'en compression par les épreuves faites par les commissaires (voir appendice 15). Il est donc évident que les devis de Québec autorisaient l'emploi d'efforts de détails dépassant les limites de la pratique établie, et aujourd'hui reconnus dangereux. Les notions sont encore incomplètes sur l'action des rivets dans les articulations rivetées.

COLONNES COMPOSITES

Nous avons déclaré dans nos conclusions que le pont a failli pour cause de faiblesse dans les basses-bandes, et particulièrement dans les ouvrages en treillis de ces membrures. On trouvera à l'appendice 16 un argument sur le tracé des treillis et sur les données sur lesquelles avait à se guider. Les grandes lignes des treillis du pont de Québec ont été esquissées dès 1898. Il n'y avait pratiquement rien dans les devis qui pût alors être de quelque utilité pour cette partie des projets d'étude, et les ingénieurs qui les ont tracés ne violaient aucune des clauses du devis. Il y avait bien quelques clauses traitant des treillis, mais copiées sur l'expérience de ponts secondaires, et tout à fait hors de proportion pour les travaux de Québec. Le grand reproche qu'on peut faire aux ingénieurs, c'est qu'ils avaient le moyen de vérifier leurs théories en se servant d'éprouvettes, et que non seulement ils n'en ont rien fait, mais n'ont pas étudié à fond les possibilités des formules de treillis.

PARLEMENTAIRE No. 154, A.D. 1908.

CHARGES

En 1903, M. Cooper revisa les charges, grossissant les spécifications pour charges roulantes et les diminuant en contreventements. Si M. Cooper a sur ce point incontestablement amélioré les devis de 1898, il ne paraît pas avoir complètement tiré parti de la meilleure situation financière résultant de la décision que le gouvernement prenait alors de garantir les débentures de la Compagnie du Pont de Québec. C'est ce qu'explique M. Cooper dans sa déposition, où il n'est nullement question de l'amélioration des conditions financières (v. appendice 5). Apparemment, M. Cooper ne se rendait pas compte des exigences de trafic qui résulteraient probablement de l'ouverture du chemin de fer transcontinental national, ni du surcroît de commerce apporté par le rapide accroissement du Canada. Ses prescriptions pour charges roulantes ne sont pas plus élevées que ce qui est de règle ordinaire dans la pratique au Canada; elles sont moindres que celles qu'on a subséquemment adoptées pour le Transcontinental national, et l'on n'a pas suffisamment pourvu à l'accroissement probable des surcharges.

Vu les hautes unités d'efforts autorisées et les charges prévues par le cahier des devis, ceux-ci ne donnaient pas un pont approprié pour les fins qu'il devait servir.

CHARGE MORTE

Les devis exigeaient que la charge servant de base aux calculs d'efforts ne fût pas moindre que la pesanteur réelle de la structure au complet. La preuve démontre que les ingénieurs qui ont fait les plans ne se sont pas conformés à cette condition. La conséquence de leur erreur est démontrée au dessin No. 4 (voir aussi pièces 98, 100 et 101). Par suite des fortes unités d'efforts spécifiées, cette erreur était assez sérieuse à elle seule pour nécessiter la condamnation du pont, même s'il n'eût pas fait défaut pour cause d'erreurs dans le projet d'étude des membrures comprimées.

L'intention évidente de la clause était de forcer les ingénieurs à vérifier leurs estimations de charge morte au moyen de calculs plus précis d'après les plans de détails à mesure que ceux-ci étaient préparés; il en résultait l'obligation pour l'ingénieur consultant de n'approuver aucun plan avant de s'être assuré que les estimations premières concordaient amplement. Dans la pratique, ce n'est pas la coutume d'exiger la rigoureuse observance de cette clause parce que le poids d'une portée ordinaire par rapport à une charge donnée peut être de très près prévue; mais il n'y avait pas d'excuse pour l'application de précédents tirés de la pratique à un ouvrage aussi manifestement en dehors et au-dessus de toute expérience. Aucune preuve n'a été produite pour établir que, soit dans les bureaux de la "Phoenix Bridge Company", soit chez l'ingénieur consultant, il ait été fait quoi que ce soit pour vérifier l'exactitude des charges anticipées le plus tôt possible; l'erreur est évidemment restée inaperçue jusqu'à ce qu'une grande partie du pont eut été fabriquée dans les ateliers et que les membrures eurent été pesées. Il est en preuve, comme nous l'avons déjà dit, que les pesanteurs sur balance approchaient à 1 pour cent près les pesanteurs calculées d'après dessin. En 1906, avant de reprendre le montage, MM. Szlapka et Cooper se préoccupèrent des conséquences de cette omission; ils disent avoir été d'opinion que l'erreur n'avait rien de fatal pour la sécurité du pont, et l'on reprit le montage.

MONTAGE

Le cahier des devis ne contient aucun dispositif spécial donnant à l'ingénieur de la Compagnie du pont et chemin de fer de Québec quelque contrôle

sur les méthodes de montage, ni soumettant à son approbation le système général de cette opération, non plus que les moyens adoptés pour résoudre les différents problèmes qui pouvaient s'y présenter. Rien dans la preuve ne démontre que personne autre que la "Phoenix Bridge Company" se soit occupé de cette partie pratique de l'entreprise. M. Cooper dit que les plans et appareils de montage n'étaient pas sujets à son approbation, bien qu'il fût officieusement informé des procédés et qu'on lui fit régulièrement rapport de la marche générale du montage.

C'était évidemment l'intention, comme du reste c'est la pratique usuelle, de laisser tous ces arrangements aux mains de l'entrepreneur, l'obligeant à fournir tout l'outillage nécessaire et lui imposant la responsabilité de tout ce qui pourrait arriver.

L'expérience prouve que c'est le personnel de montage des grandes compagnies de construction qui est le plus habile à dresser les plans d'un matériel de montage. Nous sommes tout de même d'avis que pour un ouvrage comme le pont de Québec, les difficultés de montage sont si sérieuses, et les risques inévitables qui se présentent au cours de l'opération si grands, que si jamais les services d'un ingénieur de ponts s'imposent, c'est bien en pareil cas. De fait, dans ce genre de travail, l'ingénieur responsable devrait avoir la haute direction sur tous les détails, et l'entrepreneur devrait pouvoir se reposer sur lui, comme sur un spécialiste expert, et recevoir en tout temps, notamment dans les cas imprévus, ses instructions et son assistance.

Le cahier des devis dans son ensemble dénote un manque de soin et d'étude du sujet, non seulement au point de vue technique, mais aussi au point de vue pratique des affaires. Les inconséquences y sont fréquentes; l'ambiguïté, le manque de précision dans les définitions, se trouvent un peu partout; à ce sujet, nous signalerons particulièrement les importantes clauses 4, 5 et 6, ainsi conçues :

"4. Lorsque les planches d'efforts (*stress sheets*) ont été approuvées et avant de procéder à la construction d'aucune partie de la structure, on fournira des plans d'exécution complets, démontrant tous les détails de construction, qui seront conformes au projet d'étude général, aux formes et aux dimensions démontrées sur les planches d'efforts et aux conditions de ces devis. Les plans seront approuvés par l'ingénieur avant qu'on procède à la construction.

DESSINS

"5. Lorsque les plans définitifs d'exécution en question auront été approuvés par l'ingénieur, l'entrepreneur devra dresser ses dessins d'atelier d'après les plans de détail, s'y conformant avec soin, et n'y faisant nul changement sans l'assentiment de l'ingénieur. Les plans d'exécution seront soumis en triplacata à l'approbation de l'ingénieur, qui en gardera deux doubles et renverra le troisième après y avoir indiqué les corrections nécessaires, après quoi le nombre requis de séries corrigées sera transmis sans retard par l'entrepreneur à l'ingénieur. L'approbation des dits plans d'exécution ne déchargera l'entrepreneur de la responsabilité d'aucune erreur qui s'y trouverait.

"6. Sur l'ordre de l'ingénieur, le nombre requis de copies de plans d'ensemble et de détail sera fourni par l'entrepreneur."

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.

APPENDICE No. 19

DIVERS—ENQUÊTE SUR LE PONT DE QUÉBEC

CONDITIONS MÉTÉOROLOGIQUES

Les variations de température et la vélocité des vents pendant les quelques semaines précédant l'accident sont démontrées au dessin 37. On remarquera que ni dans un cas ni dans l'autre les conditions n'étaient exceptionnelles, la température et le vent étant modérés et ordinaires. Le vent qui soufflait au moment de l'accident était si léger qu'on n'en a pas tenu compte dans le calcul des efforts alors existants. D'après le dessin, la vélocité du vent tard dans la journée du 29 août était d'environ 25 milles à l'heure, ce qui théoriquement produirait une pression à peu près négligeable d'environ 2 livres au pouce carré sur les surfaces exposées des fermes. Ces fermes sont ainsi conformées qu'il est extrêmement difficile d'analyser les forces du vent avec précision, aussi jugea-t-on qu'on s'exposerait à moins d'erreur en les négligeant qu'en cherchant à les déterminer exactement.

Un relevé des plus grandes vitesses du vent notées à l'observatoire de Québec est donné au dessin 37. Ce tableau indique que la pression de 25 livres au pouce carré estimée dans le cahier des devis de 1898 était suffisante pour l'endroit, attendu qu'il faut une vélocité de près de 90 milles à l'heure pour produire cette pression.

Le registre suivant des flexions, produit comme pièce 55, est intéressant en ce qu'il fournit des données pour pronostiquer les mouvements des bras de cantilever sous l'action du vent.

OBSERVATIONS DES FLEXIONS DU BRAS DE CANTILEVER SOUS GRANDS VENTS

12 novembre 1906.—Avant-pied de la grande grue à P-1, 2e panneau du bras de cantilever en partie monté. Vent d'est, 55 milles à l'heure. Flexion prise au milieu de la première poutre transversale au-dessus du tablier entre montants P-1. Oscillation observée: 2½ pouces.

16 novembre 1906.—Avant-pied de la grande grue à P-1, 2e panneau du bras de cantilever presque complété. Vent d'est, 65 milles à l'heure. Flexion prise au même endroit. Oscillation observée: 3½ pouces.

3 février 1907.—Avant-pied de la grande grue à T O, bras du cantilever complété. Vent d'ouest, 45 milles à l'heure. Flexion prise au même endroit. Oscillation observée: 2 pouces.

HENRY HOLGATE,

Président.

J. G. G. KERRY,

J. GALBRAITH.