

ÉVALUATION DE L'ÉTAT DE LA STRUCTURE DES PONTS COUVERTS EN BOIS DU QUÉBEC DE TYPE *TOWN QUÉBÉCOIS*

ÉTUDES DE CAS : PONT LAMBERT ET PONT ÉTIENNE-POIRIER

Williams Munoz¹, Mohammad Mohammad², Louis-Marie Bélanger³

¹ Chercheur, Systèmes de construction, FPInnovations – Forintek, Québec

² Chef de groupe, Systèmes de construction, FPInnovations – Forintek, Québec

³ Ingénieur Senior, Service de l'entretien, Direction des structures - Transports Québec

RÉSUMÉ

La performance structurale des ponts couverts en bois de type *Town québécois* (pont Lambert) et *Town québécois renforcé* (pont Étienne-Poirier) a été évaluée dans le cadre de cette étude. Les deux ponts ont fait l'objet d'une analyse structurale et d'une modélisation par éléments finis afin de mettre en lumière leur comportement et d'étudier la répartition des charges dans la structure des ponts sous l'effet de diverses combinaisons de charges, y compris les charges mortes, de véhicules, de neige et de vent. Par ailleurs, le modèle du pont Lambert a fait l'objet d'une étude de validation à partir de charges connues agissant sur la structure du pont. Les résultats du processus de modélisation indiquent que les ponts sont aptes à supporter les combinaisons de charges de service spécifiées aux fins de calcul par éléments limites ultimes. Cette information confirme que les ponts peuvent supporter au moins les capacités affichées actuelles. Au même temps, les combinaisons de charges d'ELS engendrent de faibles flèches du pont inférieures au critère L/360 utilisé pour le calcul de poutres. Finalement, parmi les méthodes adoptées pour déterminer les mesures de flèche nécessaires pour l'exécution des essais de validation, la méthode d'arpentage s'est révélée appropriée, reproductible et fiable.

1. INTRODUCTION

Au Québec, de grands efforts sont déployés en vue de préserver les ponts couverts en bois de la province et pour raviver l'intérêt du public pour la conservation de ces symboles historiques. C'est dans cette perspective que le Ministère des Transports du Québec (MTQ) a fait un grand pas en investissant dans la restauration des ponts couverts en bois de la province.

Cet article représente une partie du rapport présenté au MTQ (FPInnovations 2008) dont l'objectif clé visait à mettre au point des méthodes d'analyse structurale pour déterminer la répartition des charges agissant sur deux ponts couverts en bois d'un type particulier et déterminer leur capacité afin d'assurer la sécurité de leur utilisation. Les deux ponts visés sont le pont Lambert (de type *Town québécois*) à Sainte-Sophie et le pont Étienne-Poirier (de type *Town québécois renforcé*) à Saint-Célestin, construits en 1948 et en 1905 respectivement.

Des modèles d'éléments finis spécifiques des deux ponts ont été mis au point pour les besoins de l'analyse structurale. Les modèles ont été mis au point au moyen de deux progiciels de calcul de structure utilisant la méthode d'analyse par éléments finis. Plusieurs combinaisons de charge d'états limites ultimes et de service ont été prises en compte. Pour valider les modèles d'éléments finis, des mesures de flèche attribuables aux charges de véhicules ont été prises sur place à un des deux ponts (le pont Lambert). En général, les profils de flèche calculés à partir de mesures sur place affichaient une bonne concordance avec les prédictions de flèche générées par les modèles.

Des contrôles de validation ont permis de perfectionner les modèles et d'accroître le degré de confiance dans les prédictions générées par les modèles en termes de valeurs de flèche à des points prédéterminés, et ce, d'un bout à l'autre du pont. Les résultats de cette étude de cas ont révélé qu'il est possible de mettre au point des outils d'analyse par éléments finis pour l'analyse structurale de ponts couverts en bois de type *Town québécois* et que ces outils pourraient engendrer des estimations raisonnables de la flèche et de la répartition des forces dans les membrures et les assemblages des poutres triangulées de ce type de pont.

Malgré le comportement satisfaisant du pont ayant fait l'objet d'un contrôle de validation ultérieur (le pont Lambert), une inspection méticuleuse a révélé que certaines réparations apportées antérieurement à la structure du pont ne sont pas très efficaces. Si l'on envisage d'accroître la capacité maximale des ponts en question, il faudra d'abord en renforcer certains éléments.

2. MÉTHODOLOGIE

2.1. Dimensions des ponts pour les modèles d'éléments finis

À partir des visites sur terrain où les ponts sont localisés, des mesures des ponts ainsi que leurs composantes furent prises pour la conception des modèles (plus d'information dans FPIinnovations 2008).

2.1.1. Pont Lambert

Le pont Lambert comporte des poutres triangulées de type *Town québécois* et un toit à chevrons. Ce pont mesure 26,8 m de long sur 5,15 m de large (figure 1) et sa hauteur totale est de 6,45 m. Chacune des poutres triangulées se compose de deux membrures parallèles (supérieure et inférieure). Chaque membrure se compose de deux séries adjacentes (extérieure et intérieure) d'éléments de membrures qui retiennent les diagonales en sandwich. Les éléments des membrures sont aboutés le long de l'axe du pont et fixés avec des boulons qui transfèrent la charge d'un membre à l'autre à intervalles d'environ 4,88 m. Les aboutements entre les éléments des membrures sont décalés sur la longueur des membrures. Des clous rivetés (5) assurent la fixation des diagonales les unes aux autres (aux nœuds) et aux membrures (supérieure et inférieure) à leurs extrémités. Des paires de montants sont installés à intervalles de 2,44 m, ce qui donne un total de onze panneaux de 2,44 m de long sur la longueur du pont. Ces montants retiennent tous les éléments de la poutre (membrures et diagonales) en sandwich. Des boulons fixent les montants aux membrures supérieures et inférieures. Le pont comporte aussi des contreventements latéraux supérieurs et inférieurs ainsi que des traverses qui soutiennent le platelage. Les contreventements sont cloués en biais aux membrures supérieures et inférieures. Des jambes de force sont boulonnées à chacun des montants.

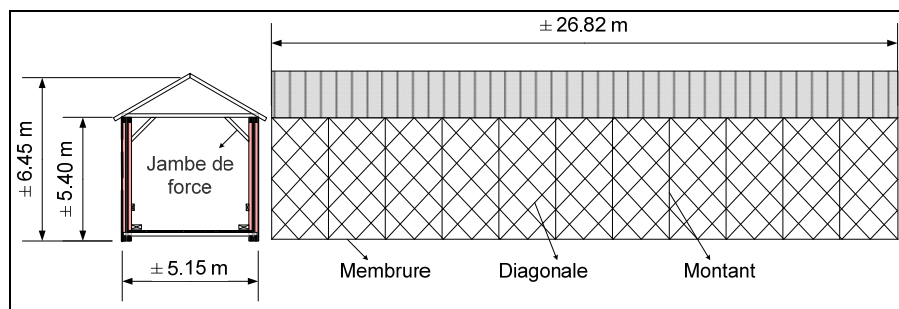


Figure 1 : Diagramme schématique du pont Lambert (non à l'échelle)

2.1.2. Pont Étienne-Poirier

Le pont Étienne-Poirier comporte des poutres triangulées de type *Town québécois renforcé*, lesquelles sont considérées comme une variante des poutres de type *Town québécois*, et un toit à fermes. Le renforcement de la poutre est assuré par des tiges d'acier reliées à des profilés en C qui soutiennent le platelage. Les profilés en C supérieurs reposent sur les membrures supérieures, tandis que les profilés en C inférieurs soutiennent les traverses du plancher. Le pont mesure 24,6 m de long sur 5,55 m de large et sa hauteur est de 6,25 m (figure 2). Comme dans le cas du pont de type *Town québécois*, chaque poutre triangulée se compose de deux membrures (supérieure et inférieure), chacune étant composée de deux séries adjacentes (intérieure et extérieure) d'éléments qui retiennent les diagonales en sandwich. Les éléments des membrures sont aboutés le long de l'axe du pont et fixés avec des boulons qui transfèrent les charges en présence d'un membre à l'autre à intervalles d'environ 4,88 m. Les aboutements entre les éléments des membrures sont décalés sur la longueur des membrures. Des clous rivetés (4) assurent la fixation des diagonales les unes aux autres (aux nœuds) et aux membrures (supérieures et inférieures) à leurs extrémités. Des paires de montants sont installés à intervalles de 2,44 m, ce qui donne un total de dix panneaux de 2,44 m de long répartis sur la longueur du pont. Ces montants retiennent tous les éléments de la poutre (membrures et diagonales) en sandwich. Des boulons fixent les montants aux membrures supérieure et inférieure. Le pont ne comporte que des contreventements latéraux supérieurs, lesquels sont cloués aux membrures supérieures. Le platelage est supporté par une série de longerons et de traverses. Des jambes de force sont clouées en biais à chacun des montants et boulonnées aux entrants retroussés. Les traverses sont soutenues par des tiges d'acier suspendues à des profilés métalliques fixés aux membrures supérieures.

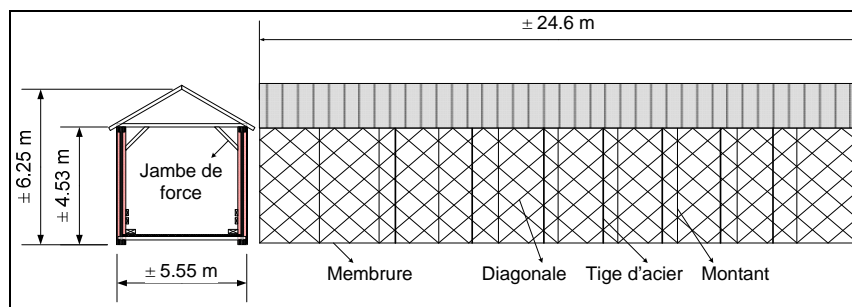


Figure 2 : Diagramme schématique du pont Étienne-Poirier (non à l'échelle)

2.2. Méthode d'analyse et hypothèses

2.2.1. Mise au point des modèles

Un progiciel de calcul de structure s'appuyant sur la méthode d'analyse par éléments finis (SAP2000) a été utilisé pour réaliser la modélisation et l'analyse structurale des ponts Lambert et Étienne-Poirier. Les modèles de ces ponts ont été mis au point en tenant compte de la hauteur, de la largeur et de la longueur réelle de leurs éléments de charpente ainsi que de l'angle d'inclinaison des diagonales. Cependant, on a tenu à simplifier les systèmes de plâtrage pour les besoins de l'analyse. Les dimensions des éléments de charpente ont été mesurées sur place et incorporées dans les deux modèles. Les modèles ont ensuite été analysés à l'aide de toutes les combinaisons de charge possibles afin de déterminer le cas le plus critique de contrainte pour les éléments de charpente des poutres et la flèche de la structure entière.

Après deux visites des ponts couverts, des échantillons de bois ont été prélevés sur un petit nombre d'éléments de charpente représentatifs, puis analysés. Les résultats de cette analyse ont révélé que le pont Lambert avait été construit en grande partie de bois d'épinette, tandis que le pont Étienne-Poirier avait été construit en bois d'épinette, de pruche et de sapin. Les propriétés mécaniques des éléments ont été tirées du tableau 9.13 de la norme CSA S6-06 pour les essences Épinette-Pin-Sapin (EPS), qualité n° 2 (CSA 2006) (Annexe 5). La valeur de densité du bois précisée dans cette norme pour les besoins de l'analyse de charge morte, soit 612 kg/m^3 , est supérieure à celle du bois du groupe EPS (420 kg/m^3) indiquée dans la norme CSA O86-01 (CSA O86 2005). Pour compenser cette différence, une valeur de 500 kg/m^3 a été choisie pour les besoins de la modélisation. En outre, il a été supposé que le module d'élasticité était de $6\,500 \text{ MPa}$ pour tous les membres.

2.2.2. Assemblages et conditions aux limites (appuis)

Il a été constaté, à partir de données fournies par le MTQ et d'observations sur les lieux, que les ponts affichent un certain montant de cambrure. L'amplitude de cette cambrure, d'environ 100 mm à la mi-travée, a été prise en compte lors de la modélisation. Par conséquent, les modèles ont été conçus à l'aide de l'option d'arc parabolique offerte par le progiciel (CSI, 2004). Dans le modèle, l'assemblage cloué des diagonales a été représenté par un seul élément de liaison non linéaire par souci de simplification. Ce type d'assemblage a aussi été utilisé pour modéliser les assemblages aboutés des membrures ainsi que ceux des contreventements et des membrures. Les valeurs pour le calcul de la résistance des assemblages (cinq et quatre clous rivetés pour le pont Lambert et le pont Étienne-Poirier respectivement) ont été tirées de la norme CSA O86-01. Les valeurs de déplacement non linéaire proviennent d'essais effectués par Muñoz (2007) sur des assemblages doubles cloués bois sur bois. Le deuxième assemblage modélisé correspond à la fixation du chevron et/ou de la ferme à la membrure supérieure d'une poutre triangulée et des poutres à la membrure inférieure. Pour la plupart, ces assemblages ont été cloués en biais et représentés aussi par un seul élément de liaison non linéaire. Les résultats des essais effectués par Muñoz (2007) sur des assemblages doubles cloués bois sur bois ont servi à établir les propriétés initiales. Enfin, il a été supposé que les assemblages boulonnés étaient de type linéaire. Les valeurs de rigidité proviennent de Mi (2004).

Dans le cas des assemblages, l'effet de la rigidité en rotation des assemblages cloués sur le comportement du pont a été pris en compte. Pour les besoins de la modélisation, deux modèles ont été mis au point pour chaque pont. Ces modèles correspondent aux cas où les assemblages travaillent avec et sans résistance en rotation. La différence entre les deux hypothèses tient au fait que tous les joints auraient été bien serrés une fois la construction du pont terminée. Cependant, avec le temps, la détérioration des éléments en bois, les cycles répétés de retrait et de gonflement du bois ainsi que la rouille des fixations métalliques pourraient entraîner un relâchement des divers assemblages. En pareil cas, la rigidité des assemblages pourrait être compromise. Par ailleurs, les surcharges pourraient aussi entraîner une diminution de la rigidité.

Une hypothèse supplémentaire a été formulée concernant les conditions d'appui aux culées. Au cours des visites d'inspection, il a été constaté que la superstructure des deux ponts repose sur les culées, et ce, sans système d'ancrage. Lors de la modélisation des ponts, les conditions d'appui sur la face de la culée ont été considérées comme étant un support articulé à une extrémité et un appui à rouleaux à l'autre, avec un mouvement restreint dans la direction transversale par rapport au pont. Les assemblages entre les sections du pont qui reposent sur les culées, représentés par des points de membrures en contact avec le sol, ont été indiqués par des éléments travaillant seulement en compression (*gap links* selon les définitions du progiciel SAP2000) avec des mouvements restreints dans la direction verticale. Les mouvements dans la direction transversale ont aussi été restreints à ces points.

2.2.3. Combinaisons de charges

La méthode proposée pour l'analyse des ponts repose sur l'étude de l'état de contrainte des éléments de charpente du cadre et de la flèche de la structure en entier. Pour ce faire, une série de combinaisons de charges fondées sur le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers* (CSA S6-06, 2006) et le *Code national du bâtiment du Canada* (NBCC, 2005) a été utilisée. En général, lorsqu'il y a lieu de considérer divers types de charges de service, comme les charges de neige et de vent, la structure d'un pont peut être considérée au même titre qu'un bâtiment type. Par conséquent, les charges de vent et de neige sont considérées comme des charges calculées pour un bâtiment type, tandis que les charges mortes et vives sont celles qu'on emploie habituellement pour les ponts. Le raisonnement à l'appui de cette hypothèse est que l'accumulation de neige sur le toit d'un pont s'accompagnera aussi de circulation de véhicules sur le pont. Ce n'est pas le cas d'un pont typique non couvert, car on procède habituellement à l'élimination de la neige afin de permettre la circulation routière. En outre, les charges exercées par le vent sur un pont couvert diffèrent des charges exercées sur un pont non couvert. Dans le cas du pont couvert, les charges agissent sur toutes les surfaces des parois et du toit, comme dans le cas d'un bâtiment type. Par conséquent, deux combinaisons de charges additionnelles ont été introduites dans le processus de modélisation. Au total, onze (11) combinaisons de charges ont été définies selon les états limites ultimes (9 + 2 proposées) et six (6) selon les états limites de service (tableau 1).

- Les charges de vent et de neige ont été établies d'après le *Code national du bâtiment du Canada* (NBCC 2005), tandis que les charges vives ont été calculées conformément à la norme CSA S6-06.

- Les charges exercées par les véhicules à deux essieux de 10 et 12 tonnes métriques ont été utilisées pour déterminer la charge vive agissant sur les ponts Lambert et Étienne-Poirier respectivement. Ces capacités de charge correspondent aux capacités maximales actuelles affichées pour ces deux ponts.
- Les charges vives ont été appliquées conformément à la méthode dénommée *CL-W Lane Load Method with Highway class “D”*.

Tableau 1 : Combinaisons de charges utilisées dans le cadre de l’analyse des ponts

Critères d’états limites	Norme	Combinaison de charges
États limites ultimes (ELU)	CSA S6-06	1.35M
		1.22M + 1.77Vi (*)
		1.2M + 1.65Ve
	CSA O86-01	1.25M + 1.5N + 0.4Ve
		1.25M + 1.5N + 0.5Vi
		1.25M + 1.5Vi + 0.5N
		1.25M + 1.5Vi + 0.4Ve
		1.25M + 1.4Ve + 0.5N
		1.25M + 1.4Ve + 0.5Vi
	-----	1.25M + 1.5Vi + 1.5N (proposée 1)
-----	0.9M + 1.4Ve (proposée 2)	
États limites de service (ELS)	CSA O86-01	1M + 1Vi + 0.5N
		1M + 1Vi + 0.4V
		1M + 1N + 0.5Vi
		1M + 1N + 0.4Ve
		1M + 1Ve + 0.5Vi
		1M + 1Ve + 0.5N

M : charge morte Vi : charge vive N : charge de neige Ve : charge de vent

(*) Facteurs correspondant à l’indice de fiabilité maximale (β) concernant les charges mortes et vives (Article 14, CSA S6-06).

2.3. Essais de validation – Pont Lambert

Comme il aurait été extrêmement difficile de mesurer les forces réelles agissant sur les différents éléments du pont, il a été décidé d’utiliser des valeurs de flèche aux fins de la comparaison des prévisions générées par le modèle avec les mesures réelles de comportement du pont sous l’effet de combinaisons de charges. En raison de la complexité de l’installation d’appareils de mesure de flèche ainsi que du manque de temps et de ressources, il a été décidé d’axer l’étude de validation sur un pont seulement, soit le pont Lambert.

Le processus de validation consistait à mesurer la flèche d’un bout du pont à l’autre sous l’effet de charges connues exercées par des camions. Trois camions ont été utilisés à cette fin et plusieurs méthodes ont été employées pour mesurer la flèche le long du pont. Les sections suivantes présentent de l’information détaillée sur les charges et la mesure des valeurs de flèche utilisées pour les besoins du processus de validation.

2.3.1. Appareils de mesure de la flèche

Trois méthodes de mesure ont été utilisées pour enregistrer les valeurs de flèche. La première faisait appel à 18 potentiomètres installés à chaque panneau. Les potentiomètres ont été fixés directement sur les membrures inférieures des poutres triangulées de chaque côté du pont (figure 3). Chaque potentiomètre a été relié à un câble, fixé aux culées, constituant une ligne de référence. La deuxième méthode consistait à mesurer la flèche à des points prédéterminés à l'aide d'instruments d'arpentage. Les mesures issues de cette méthode ont été prises à chaque panneau le long du pont à proximité des poutres triangulées (à droite et à gauche du camion) et au centre du platelage.

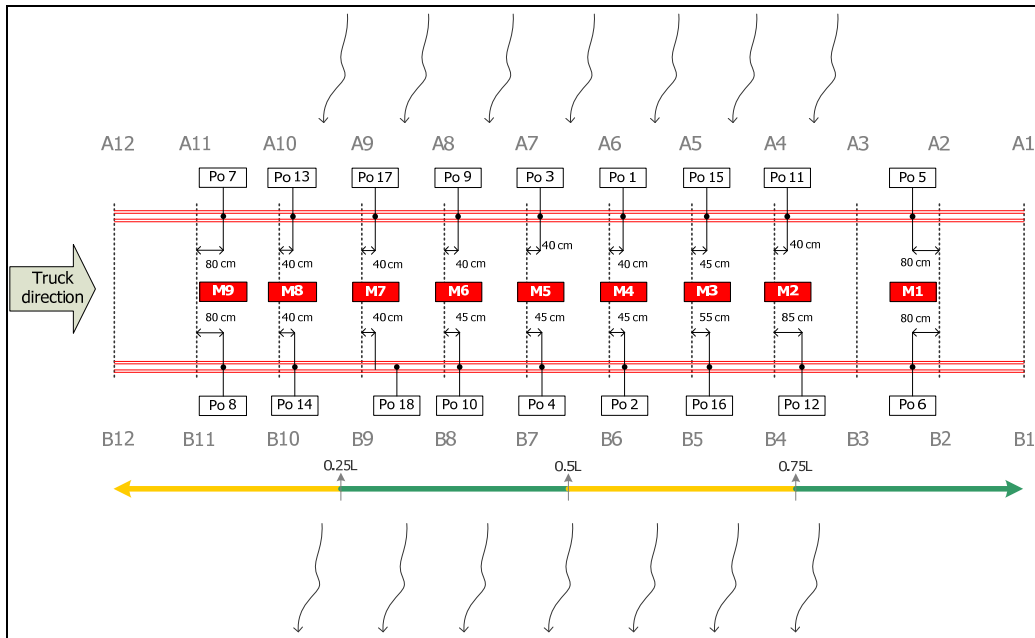


Figure 3 : Positions des potentiomètres et des références pour l'arpentage par rapport à la position des montants; points d'immobilisation des camions (les flèches indiquent la direction du courant de la rivière)

Après l'installation des potentiomètres, la distance du montant le plus proche a été enregistrée pour les besoins de la modélisation (figure 3). Les positions utilisées pour la méthode d'arpentage (séries M1 à M9) correspondent à la position des potentiomètres situés dans la partie supérieure droite de la figure 3.

La troisième méthode faisait appel à un nouveau système laser proposé par AMRIKART R.C. Inc. L'appareil détermine la position d'un point, d'un objet ou d'une surface dans l'espace au moyen des techniques de détection et télémétrie par ondes lumineuses (LIDAR) et de détection et portée laser (LADAR). Par raisons d'espace les mesures prises par ce système ne furent pas incorporées dans cet article (plus d'information dans FPIInnovations 2008).

2.3.2. Application de charges

Des camions représentant une charge de 4,8 tonnes (camion n° 1, figure 4a), 8,6 tonnes (camion n° 2, figure 4b) et 12,3 tonnes (camion n° 3, figure 4c) respectivement ont été conduits sur le pont, puis des mesures de flèche ont été prises à trois points, soit aux points 0,25L, 0,60L et 0,75L, la lettre « L » représentant la longueur totale du pont. La distance entre les essieux et la répartition de la charge des camions entre les essieux avant et arrière a été notée afin de permettre la modélisation précise de l'application des charges.

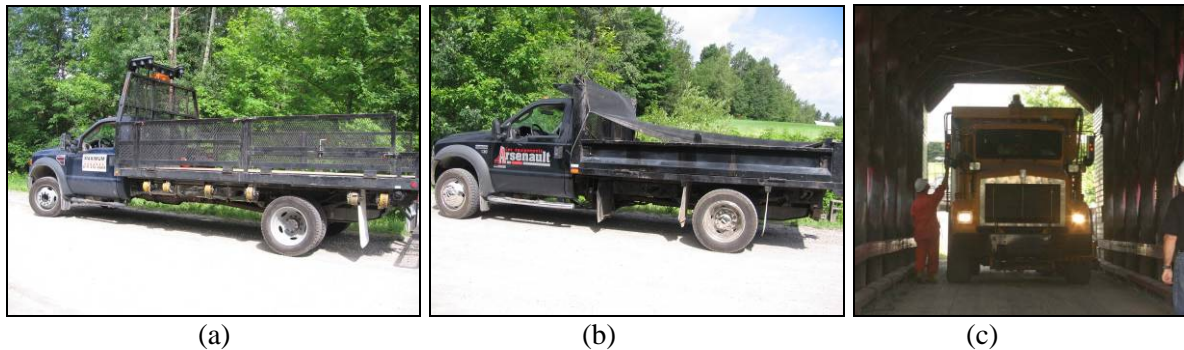


Figure 4 : camions utilisés pour l'application des charges

Le camion le plus léger (camion n° 1, 4,8 tonnes) a traversé le pont. Des flèches négligeables ont été enregistrées à l'aide des deux premières méthodes. Il a donc été décidé de répéter l'exercice avec les camions n° 2 (8,6 tonnes) et n° 3 (12,3 tonnes) afin de produire des flèches plus prononcées. Les camions n° 2 et n° 3 se sont immobilisés complètement à des positions préétablies et marquées sur le platelage et des mesures de flèche ont été prises sur toute la longueur du pont. Soulignons que les valeurs indiquées pour le camion n° 3 ne reflètent qu'un seul passage sur le pont, tandis que les valeurs indiquées pour le camion n° 2 représentent une moyenne de jusqu'à trois passages (plus d'information dans FPIinnovations 2008).

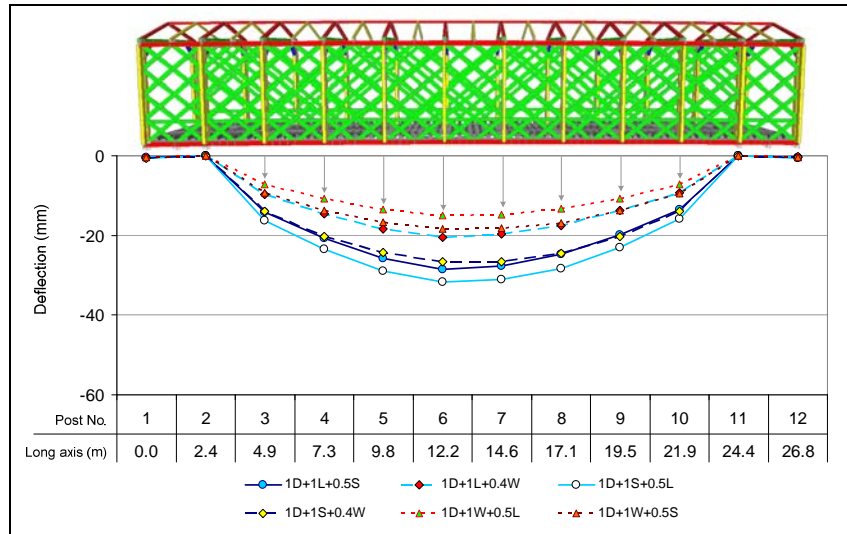
3. RÉSULTATS

3.1. Analyse de sensibilité

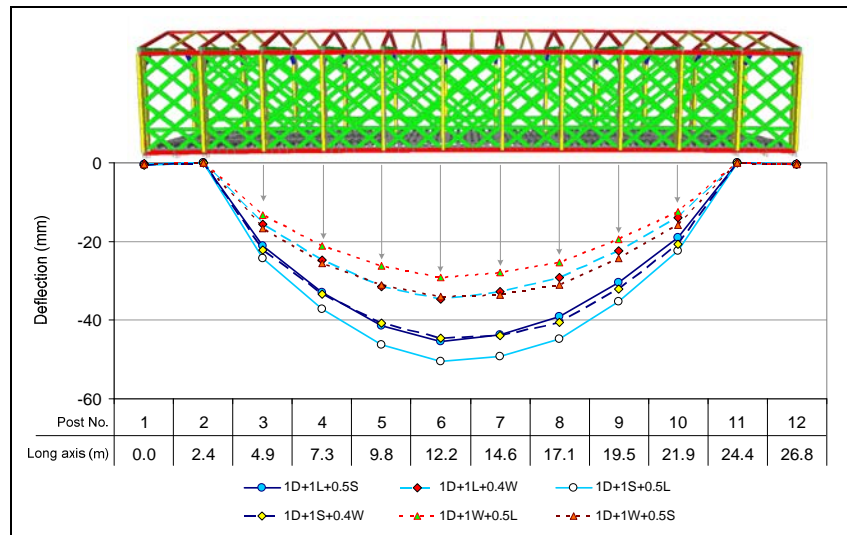
À la lumière des analyses préliminaires effectuées, deux paramètres affichent une importance capitale relativement aux prévisions des modèles. Il s'agit de la rigidité en rotation des assemblages et du module d'élasticité des éléments de charpente en bois. Bien que certains autres paramètres influent sur la rigidité globale des ponts, leur importance n'est pas à la hauteur de ces deux paramètres. Par conséquent, l'analyse de l'effet d'autres paramètres n'a pas été effectuée.

3.1.1. Rigidité en rotation - Pont Lambert

Toutes les combinaisons de charges ont été calculées avec des propriétés linéaires comme le recommande le progiciel SAP2000 (CSI 2004). La figure 5a présente le profil de flèche en fonction des combinaisons de charges d'ELS appliquées le long d'un pont comprenant des assemblages avec rigidité en rotation, tandis que la figure 5b présente la flèche du même pont, mais dont les assemblages n'affichent pas cette propriété.



(a)



(b)

Figure 5 : Profil de flèche en fonction de combinaisons de charges d'ELS (pont Lambert), assemblages sans rigidité en rotation

Les points de flèche correspondent à l'intersection des montants et de la membrure inférieure d'un côté du pont (c.-à-d. une poutre triangulée). La forme asymétrique de la courbe est associée à la nature de la charge vive utilisée, soit un camion immobilisé à mi-travée et dont le centre de gravité se situe à proximité de l'essieu arrière. Autrement dit, la charge n'a pas été positionnée symétriquement au milieu du pont.

Les figures 5a et 5b montrent que l'effet de la rigidité en rotation sur les assemblages influence sensiblement sur la flèche globale du pont. L'inclusion d'assemblages cloués avec rigidité en rotation dans le modèle du pont entraîne une réduction de la flèche de l'ordre de 30 à 49 %. En général, les valeurs de flèche à la mi-travée du pont sous l'effet des combinaisons de charges appliquées s'inscrivaient dans une plage de 34 à 55 mm (assemblages sans rigidité en rotation) et

de 18 à 35 mm (assemblages avec rigidité en rotation). Même si cette plage de valeurs de flèche est considérée comme étant relativement petite, il faut se rappeler qu'on a supposé que les éléments de charpente et les assemblages étaient tous en bon état. En réalité, on a constaté que certains éléments de charpente affichaient des signes de pourriture et des fentes. Ces défauts sont principalement attribuables à l'exposition des éléments du pont à une humidité excessive, au vandalisme et à d'autres facteurs. Afin de disposer d'une estimation plus fiable de la flèche et, en fin de compte, de la capacité du pont, il y aurait lieu de procéder à une inspection minutieuse de ses éléments, ce qui entraînerait des réductions de contraintes et de rigidité relativement à certains éléments de charpente et à certains assemblages. Le cas échéant, de telles réductions devront tenir compte du degré de détérioration des éléments de charpente et des assemblages en question.

Une analyse comparative similaire a été effectuée pour ce qui est de la répartition des forces agissant sur les membrures des modèles de pont comportant, d'une part, des assemblages cloués avec rigidité en rotation et, d'autre part, des assemblages n'affichant pas cette propriété. Dans le cas des états limites ultimes, le pire cas proposé de combinaisons de charges a été pris en compte. Il s'agit d'une importante charge de neige, comme pour une maison normale, et d'une grande charge vive, comme pour un pont normal (voir le tableau 1).

La figure 6 montre les répartitions des forces axiales dans les membrures, les montants et les diagonales. De manière générale, on a noté la présence de forces de compression maximales dans l'assemblage de membrures supérieures à mi-travée. En ce qui concerne l'assemblage de membrures inférieures, les forces de tension maximales peuvent être observées dans la même zone. On peut constater que les montants à proximité des appuis du pont sont soumis à des forces de compression plus élevées comparativement aux autres montants. Les diagonales, quant à elles, sont soumises soit à des forces de compression ou à des forces de tension, les valeurs de compression maximale se retrouvant dans la zone à proximité des appuis, comme on s'y attendait étant donné la direction des forces/charges (plus d'information dans FPInnovations 2008).

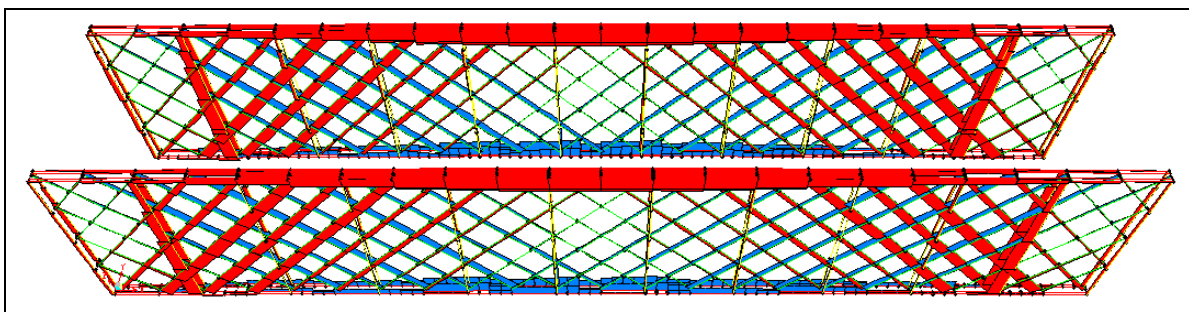


Figure 6 : Répartition des forces axiales dans les poutres. Combinaison de charges : $1.25M + 1.5N + 1.5Vi$, bleu = tension, rouge = compression (assemblages avec rigidité en rotation)

3.1.2. Rigidité en rotation - Pont Étienne-Poirier

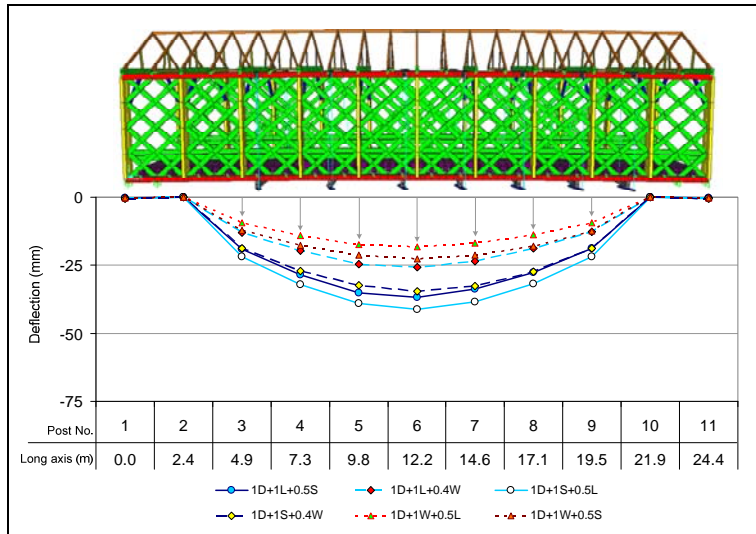
Comme pour la modélisation du pont Lambert, l'analyse de la combinaison de charges a été effectuée en fonction de propriétés linéaires à l'aide du progiciel SAP2000 (CSI 2004). La seule différence entre les deux ponts tient à la présence d'un système de renforcement métallique qui soutient le platelage. Comme nous l'avons expliqué dans la section 2.1.2, les tiges d'acier en question sont reliées à des profilés en C qui soutiennent le platelage du pont. Les profilés en C supérieurs reposent sur les membrures supérieures, tandis que les profilés en C inférieurs soutiennent les traverses du plancher. Pour les besoins de modélisation, les tiges d'acier ont été liées directement aux nœuds extrêmes des profilés. Les profilés en C ont été liés aux traverses à l'aide d'un élément d'assemblage linéaire dont la rigidité axiale équivaut à la valeur moyenne en compression de l'essence de bois utilisée pour la construction du pont ($U1 : 10\,000\text{ N/mm}$). La rigidité en cisaillement (qui représente la friction) a été estimée à $5\,000\text{ N/mm}$ ($U2 = U3$). Dans le cas des longerons et des traverses, un élément de liaison avec une rigidité de $5\,000\text{ N/mm}$ dans toutes les directions a été employé. La réduction de la valeur de compression tient compte du type de contact entre les surfaces, soit bois sur bois. Les nœuds des profilés en C et des tiges d'acier ont été définis sans rotation autour des axes X et Z, lesquels représentent respectivement la longueur et la hauteur du pont. Les nœuds dans la même zone des traverses subissent le même type de contraintes.

Comme nous l'avons mentionné auparavant, deux modèles ont été mis au point pour ce pont, à savoir un modèle comprenant des assemblages cloués avec rigidité en rotation et un modèle comprenant des assemblages sans cette propriété.

Les figures 7a et 7b montrent les profils de flèche du pont sous l'effet des combinaisons de charges d'ELS. Les points de flèche correspondent à l'intersection des montants et de la membrure inférieure d'un côté du pont (c.-à-d. une seule poutre). Comme pour le pont Lambert, la forme asymétrique de la courbe est associée à la répartition asymétrique de la charge d'un camion type, dont la plus forte concentration de la charge se situe sur l'essieu arrière.

Là encore, la rigidité en rotation des assemblages cloués engendre une réduction de la flèche de l'ordre de 26 à 38 %, conformément aux prévisions des modèles. On note une variation des valeurs de flèche de 34 à 67 mm (sans rigidité en rotation) et de 22 à 45 mm (avec rigidité en rotation) à la mi-travée du pont sous l'effet de diverses combinaisons de charges prédites par le modèle. Les modèles supposent que toutes les membrures et tous les assemblages sont en bon état. En réalité, on note toutefois l'apparition de pourriture et de fentes sur certains éléments de charpente attribuables à leur exposition à un taux d'humidité excessif, au vandalisme et à d'autres facteurs. On peut donc supposer que ces défauts contribuent à une augmentation de la flèche.

La figure 8 montre la répartition des forces axiales dans les membres du pont Étienne-Poirier. On a noté que les valeurs de compression et de tension les plus élevées pour les membrures supérieures et inférieures se situent à la mi-travée. Les montants sont soumis à des forces de compression, notamment aux appuis du pont. Les diagonales sont soumises à des forces de compression ou de tension ou à ces deux types de forces, notamment dans la zone à proximité des appuis (plus d'information dans FPIinnovations 2008).



(a)

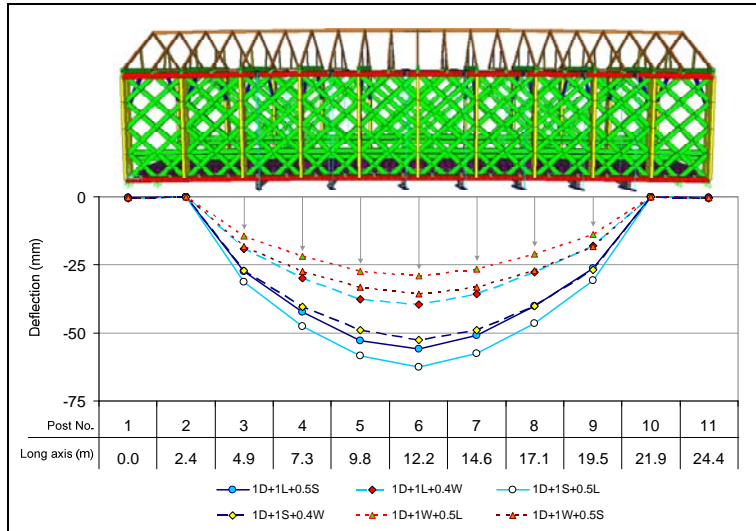


Figure 7 : Profil de flèche résultant de combinaisons de charge (pont Étienne-Poirier), assemblages sans rigidité en rotation

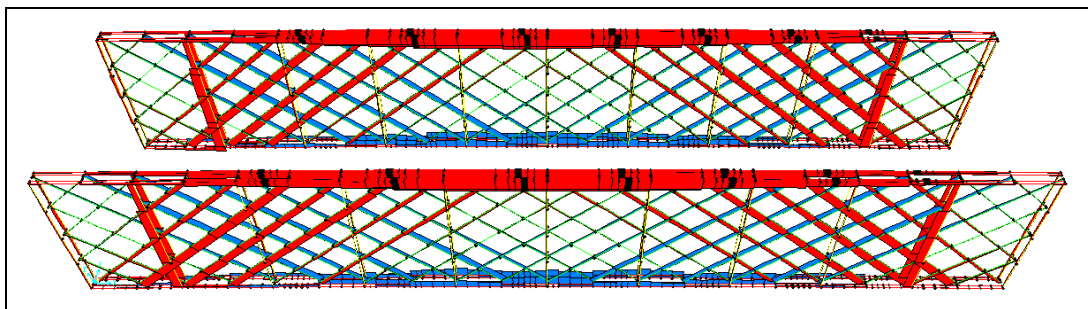


Figure 8 : Répartition des forces axiales dans la poutre triangulée. Combinaison de charges : $1.25M + 1.5N + 1.5Vi$; bleu = tension, rouge = compression (assemblages avec rigidité en rotation)

3.1.3. Module d'élasticité des éléments de charpente en bois

Comme nous l'avons mentionné précédemment, le module d'élasticité est une importante propriété du bois, laquelle influe sur le comportement des modèles de ponts. La norme CSA S6-06 prescrit une valeur de module d'élasticité de 6 500 MPa pour les éléments de charpente employés comme poutres, longerons ou montants. Cette valeur a été retenue pour les besoins de modélisation, mais il est reconnu que la valeur de module d'élasticité d'anciens éléments de charpente en bois déjà en place pourrait être supérieure. Pour étudier la sensibilité du modèle aux variations du module d'élasticité, trois valeurs de module d'élasticité ont été utilisées dans l'étude de sensibilité. La première représente la valeur recommandée dans la norme CSA S6-06 (6 500 MPa). La deuxième correspond à la valeur attribuée au bois d'épinette (10 000 MPa) dans le Wood-Handbook (USDA, 1999), tandis que la troisième, soit 12 400 MPa, correspond au module d'élasticité du bois classé par contrainte mécanique (classe 2100F_b – 1.8^E) selon la norme CSA O86 (2005). Aux fins de comparaison, les modèles comprenant des assemblages avec rigidité en rotation ont été utilisés pour effectuer l'analyse de sensibilité axée sur le module d'élasticité. Le tableau 2 montre les valeurs de la flèche à mi-travée pour chaque combinaison de charges d'états limites de service (ELS).

Tableau 2 : Flèche associée aux combinaisons de charges d'ELS par valeur de module d'élasticité

ELS	Flèche - Pont Lambert			Flèche – Pont Étienne-Poirier		
	6 500 MPa	10 000 MPa	12 400 MPa	6 500 MPa	10 000 MPa	12 400
Comb. de charges	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1M + 1V + 0.5N	33	27	25	42	36	33
1M + 1V + 0.4Ve	25	20	19	31	26	25
1M + 1N + 0.5Vi	33	28	25	44	37	34
1M + 1N + 0.4N	26	22	20	34	29	27
1M + 1Ve + 0.5Vi	17	14	13	21	18	16
1M + 1Ve + 0.5N	18	15	14	22	19	18

M : charge morte. Vi : charge vive N : charge de neige Ve : charge de vent.

En prenant les valeurs de flèche correspondant au module d'élasticité de 6 500 MPa comme référence, on constate que l'augmentation du module d'élasticité jusqu'à 10 000 MPa engendre une diminution de la flèche de 13 à 19 % et de 11 à 17 % pour les ponts Lambert et Étienne-Poirier respectivement. La diminution de la flèche devient moins importante lorsque la valeur du module d'élasticité augmente de 10 000 à 12 400 MPa. En fait, la diminution de la flèche à mi-travée s'inscrit dans une plage de 3 à 7 % dans le cas du pont Lambert et de 5 à 11 % dans celui du pont Étienne-Poirier.

La tendance observée sur le plan de la diminution de la flèche indique que la diminution des valeurs de flèche attribuable à l'augmentation des valeurs de module d'élasticité n'est pas nécessairement linéaire. D'autre part, on constate que l'utilisation de la valeur normale de module d'élasticité (6 500 MPa selon la norme CSA S6-06) pourrait donner lieu à une sous-estimation de la valeur de flèche réelle. Toutefois la plus importante diminution de flèche constatée en passant d'un module d'élasticité de 6 500 MPa à un module de 10 000 MPa s'établit à 6 mm pour les ponts Lambert et Étienne-Poirier. L'augmentation du module d'élasticité de 10 000 à 12 400 MPa engendre une diminution maximale moins importante, soit de 3 mm. On constate que les

valeurs de flèche sont plus petites que ou égales à $L/686$ et $L/476$ pour les ponts Lambert et Étienne-Poirier respectivement.

3.2. Validation du modèle SAP

Après avoir fait l'analyse des données de flèche obtenues à partir des systèmes de mesure utilisées, on a noté une différence importante entre les mesures prises à l'aide des potentiomètres et les mesures enregistrées avec les instruments d'arpentage. En général, les instruments d'arpentage ont enregistré davantage de flèche que les potentiomètres. Il est bien difficile d'expliquer en ce moment pourquoi les valeurs générées par les potentiomètres atteignaient à peine la moitié des valeurs enregistrées par l'arpentage. En fait, la flèche indiquée par les potentiomètres devrait être considérée comme étant plus « libérale » en raison sa faible valeur. En l'absence de toute méthode pour confirmer les mesures en question, il a été décidé d'adopter une perspective davantage conservatrice et d'adopter les mesures générées au moyen d'instruments d'arpentage pour les besoins de validation des modèles (plus d'information dans FPIinnovations 2008).

Le profil de flèche obtenu à l'aide des instruments d'arpentage a été comparé avec le profil généré par le progiciel SAP2000. Les figures 9 à 14 illustrent la comparaison entre les profils de flèche réels et les profils modélisés. Le modèle généré par le progiciel SAP2000 donne des profils de flèche convenables pour tous les points de charge le long du pont. Les tendances mises en lumière par l'utilisation des instruments d'arpentage se sont révélés reproductibles en termes d'amplitude et de forme.

Lors de l'examen de la flèche à mi-travée du pont (figures 11 et 13), on a constaté que la différence entre les résultats obtenus à l'aide du progiciel SAP2000 et des instruments d'arpentage pour les camions n° 2 et n° 3 était de l'ordre de 14 % et 20 % respectivement. La différence entre les valeurs de flèche s'est révélée la plus grande aux points de flèche en charge $0,25L$ et $0,75L$. L'adéquation des flèches modélisées et mesurées permet de faire confiance aux hypothèses concernant la rigidité des assemblages, les propriétés mécaniques du bois et les conditions aux limites. Cependant, les valeurs de flèche observées dans le cadre de la validation sur place correspondent à celles d'un pont qui n'a pas été soumis à de fréquentes charges excessives dans le passé, mais qui a néanmoins fait l'objet de quelques réparations. En pareil cas, on s'attendrait à une faible flèche dans une structure neuve ou intacte comparativement à la flèche de structures en service depuis longtemps. C'est pourquoi il a été décidé d'utiliser le module d'élasticité recommandé par la norme ($6\ 500\ \text{MPa}$), lequel pourrait être sensiblement plus faible que le module d'élasticité des vieilles pièces de bois faisant partie de la structure du pont. Si des mesures correctives devaient être effectuées en vue de la restauration ou du renforcement des éléments du pont qui affichent une certaine détérioration, on pourrait alors utiliser une valeur supérieure de module d'élasticité, ce qui entraînerait une diminution de la flèche.

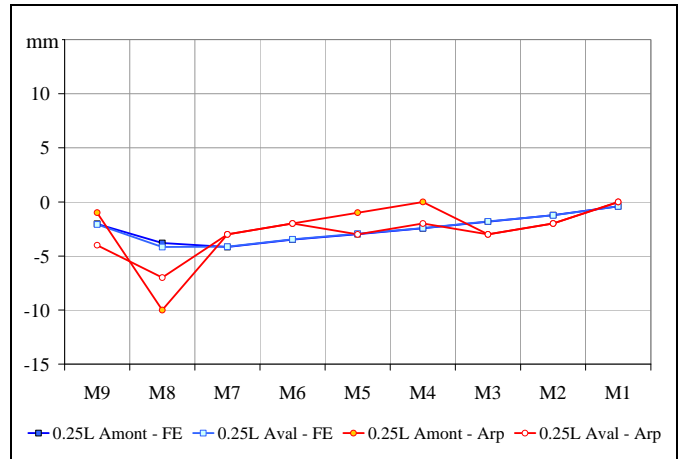


Figure 9 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 2 immobilisé au point 0,25L

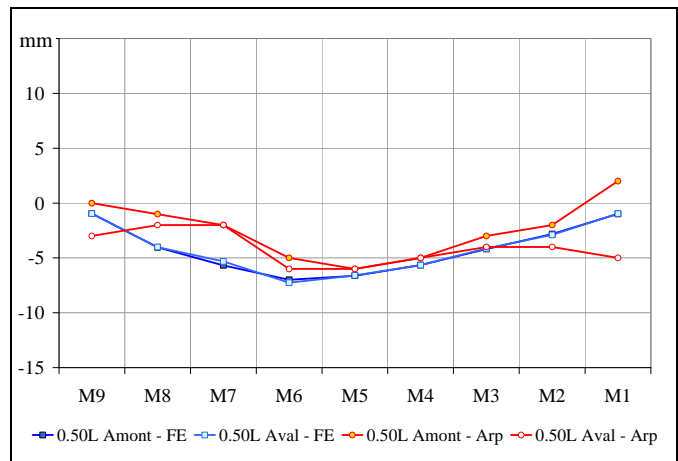


Figure 10 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 2 immobilisé au point 0,5L

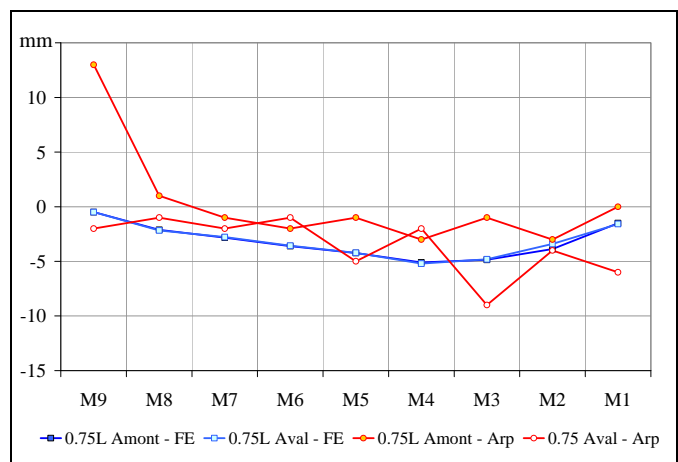


Figure 11 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 2 immobilisé au point 0,75L

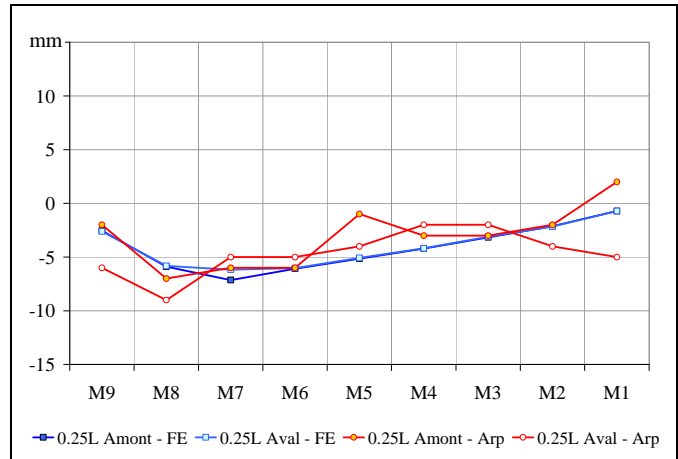


Figure 12 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 3 immobilisé au point 0,25L

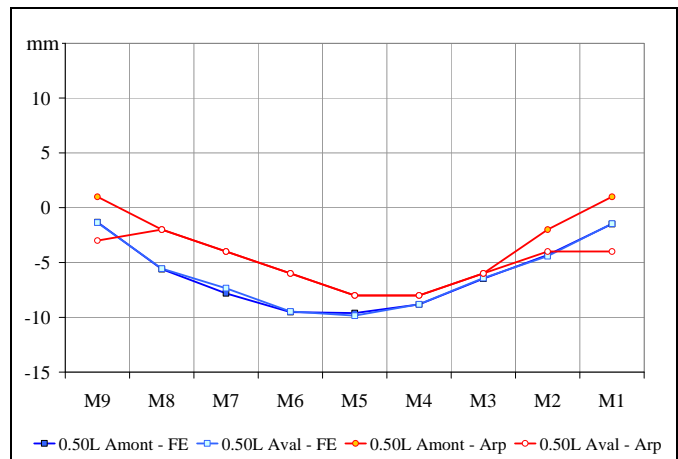


Figure 13 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 3 immobilisé au point 0,50L

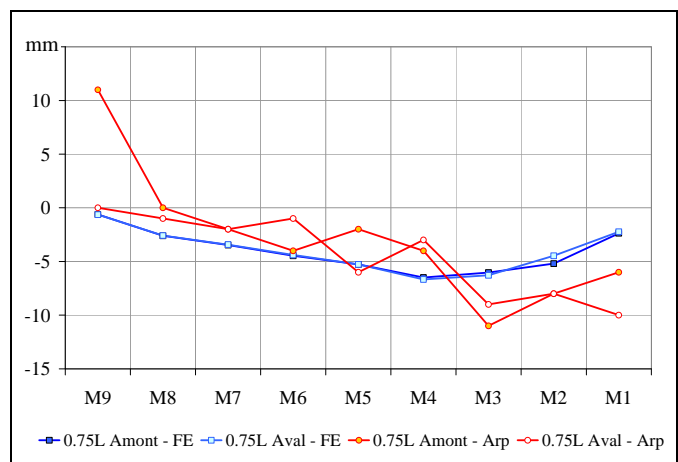


Figure 14 : Profil de flèche modélisé et observé sous le camion no 3 immobilisé au point 0,75L

4. CONCLUSIONS

La performance structurale des ponts couverts en bois de type *Town québécois* a été évaluée dans le cadre de cette étude. Plus particulièrement, l'évaluation a porté sur deux ponts, soit le pont Lambert de type *Town québécois*, à Sainte-Sophie, et le pont Étienne-Poirier, de type *Town québécois renforcé*, à Saint-Célestin. Les deux ponts ont fait l'objet d'une analyse structurale et d'une modélisation par éléments finis afin de mettre en lumière leur comportement et d'étudier la répartition des charges dans la structure des ponts sous l'effet de diverses combinaisons de charges, y compris les charges mortes, de véhicules, de neige et de vent. Par ailleurs, le modèle du pont Lambert a fait l'objet d'une étude de validation à partir de charges connues agissant sur la structure du pont. L'examen des résultats de ces travaux permet de formuler les conclusions et les observations énumérées ci-après.

- Les outils d'analyse par éléments finis peuvent être utilisés aux fins de l'analyse structurale des ponts couverts de type *Town québécois*.
- Les résultats du processus de modélisation indiquent que les ponts sont aptes à supporter les combinaisons de charges de service spécifiées aux fins de calcul par éléments limites ultimes. Cette information confirme que les ponts peuvent supporter au moins les capacités affichées actuelles.
- Les combinaisons de charges d'ELS engendrent de faibles flèches du pont inférieures au critère $L/360$ utilisé pour le calcul de poutres.
- Parmi les méthodes adoptées pour déterminer les mesures de flèche nécessaires pour l'exécution des essais de validation, la méthode d'arpentage s'est révélée appropriée, reproductible et fiable.

5. RECOMMANDATIONS

- Bien que les deux ponts à l'étude soient aptes à supporter des charges supérieures aux charges présentement autorisées à la lumière de leur analyse structurale et de leur modélisation, il est recommandé de maintenir la capacité de charge au niveau actuel à condition, toutefois, de mettre en place un programme d'inspection et d'entretien périodiques pour repérer et réparer toute détérioration ou dommage accidentel que pourraient afficher les membres de la charpente des ponts.
- S'il faut accroître la capacité des ponts, il faudra les renforcer. Le renforcement pourrait s'effectuer par la mise en place d'éléments ou de systèmes supplémentaires, et par l'utilisation de fibres de carbone et d'autres techniques de renforcement.
- Nonobstant le comportement acceptable du pont ayant fait l'objet d'une étude de validation (le pont Lambert), une inspection rapide a révélé que certaines réparations déjà effectuées ne sont pas très efficaces. Une inspection exhaustive et l'application de méthodes appropriées de réparation et de renforcement permettra aux ponts de continuer à supporter les charges autorisées et en prolongera la vie utile.

6. REMERCIEMENTS

Les auteurs voudraient remercier le support donné par l'équipe de techniciens et de professionnels du Département de systèmes de construction de FPIInnovations. Merci aussi à toute l'équipe du Service d'entretien des structures du Ministère des Transports du Québec pendant l'analyse technique des ponts et la réalisation des essais sur chantier. Des remerciements sont aussi faits au Dr. Pierre Quenneville qui a donné son appui et ses conseils pendant la durée du projet.

7. RÉFÉRENCES

- Canadian Standards Association. 2005. CSA O86-01. Engineering Design in Wood (limit states design). Etobicoke, Ontario.
- Canadian Standards Association. 2006. CSA S6-06. Canadian Highway Bridge Design Code. Etobicoke, Ontario.
- Computer and Structures, Inc. (CSI). 2004. SAP@2000 Nonlinear 8.3.8. Structural Analysis Program. Berkeley, CA, USA.
- FPIInnovations. 2008. Évaluation et remise en état de la structure des ponts couverts en bois du Québec de type Town québécois, Phase II. Études de cas : pont Lambert et pont Étienne-Poirier. Rapport No. 550-6000, Département de systèmes de construction, Division Forintek, Québec (QC), Canada
- Mi, H. 2004. Behaviour of Unblocked Wood-shear Walls. Ph. D. thesis. Université du Nouveau-Brunswick, NB, Canada.
- Muñoz, W. 2007. Évaluation des systèmes de connexion pour les murs en bois en panneaux préfabriqués. Thèse de doctorat, Département des sciences du bois et de la forêt. Université Laval, Québec, Canada.
- NBCC. 2005. National Building Code of Canada. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- USDA. 1999. Wood handbook—Wood as an engineering material. Gen. Tech. Rep. FPL–GTR–113. Madison, WI: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory. 463 p.