

RÉFÉCTION DU PONT JOLICOEUR AU-DESSUS DU CANAL DE L'AQUEDUC

Jimmy Fortier¹, Nikolay Velev¹

¹DESSAU, Montréal, Québec, Canada

RÉSUMÉ

Cet article discute de l'inspection, de l'évaluation et de la réhabilitation d'un pont en arche en béton armé situé à Montréal et appartenant à la Ville de Montréal. Le pont Jolicoeur possède une longueur de 52 mètres et traverse le canal de l'Aqueduc, la principale source d'approvisionnement en eau potable à Montréal. Le pont a été construit au début des années 30 et il possède quatre voies carrossables entre ses deux arches non contreventées. L'inspection détaillée a démontré que la dalle de tablier devait être remplacée puisqu'elle était dans un état de détérioration avancée tandis que les éléments de la superstructure étaient dans un bon état général.

L'évaluation de la capacité portante a démontré que les principaux éléments structuraux possédaient une capacité suffisante et pouvaient même supporter un élargissement de 1,5 mètres des trottoirs en porte-à-faux. Considérant la rareté du pont et sa valeur patrimoniale, l'option de réhabiliter la structure pour prolonger sa durée de vie utile a été retenue. Les travaux de réfection incluaient la construction d'une nouvelle dalle de tablier avec trois longerons ainsi que la reconstruction des trottoirs en porte-à-faux en utilisant des bracons et des dalles préfabriquées. Les travaux ont également inclus l'utilisation de contreventements temporaires pour stabiliser les arches ainsi que plusieurs mesures de protection environnementales en raison de la proximité du canal de l'Aqueduc.

1. Description du pont

Le pont Jolicoeur est un pont en arche en béton armé de type « Bowstring » situé à Montréal. Le pont a été construit dans le début des années 30 et a été conçu par Charles-J. Des Bailleurs, un ingénieur montréalais réputé de l'époque. Tel qu'illustré sur la figure 1, le pont traverse un aqueduc à ciel ouvert transportant la majorité de l'eau potable de la ville de Montréal tandis que des lignes aériennes à haute tension de 315 kV sont situées près d'une culée, à 12 mètres du sol. Le pont est situé sur le réseau municipal et il relie les arrondissements Verdun et Le Sud-Ouest. Il supporte deux voies de circulation dans chaque direction, la vitesse est de 50 km/h et le DJMA est de 4600, incluant 5 % de camion.



Figure 1. Vue du pont Jolicoeur avant les travaux

Considérant qu'il y a une station de métro à moins de 100 mètres de la structure, les deux trottoirs en porte-à-faux sont très achalandés par les piétons, et ce, indépendamment de la saison. La longueur totale du pont Jolicoeur est de 52 mètres tandis que sa portée et sa largeur hors-tout sont respectivement de 44,5 m et 17,3 m. Le pont est constitué de deux arches non contreventées situées à 12,5 mètres l'une de l'autre, résultant en une largeur carrossable de 10,9 mètres entre les arches. Enfin, la hauteur maximale des arches au-dessus de la rue Jolicoeur est de 10,3 mètres.

Les extrémités de chaque arche sont reliées entre elles à l'aide d'un tirant fortement armé de 950 mm par 700 mm. Le tablier du pont est appuyé sur quatre appareils d'appui et chacun d'eux repose sur une colonne de grande dimension qui transfère les charges jusqu'au roc situé près de 10 m plus bas. Les poutres transversales sont perpendiculaires à l'axe du pont, sauf aux deux extrémités où elles sont orientées selon le biais du pont qui est de 14 degrés. Les poutres transversales possèdent une section de 1581 mm par 406 mm, mais telle que montrée à la figure 2, leur hauteur diminue localement dans leur partie centrale. En effet, puisque le pont a initialement été conçu pour supporter deux voies de tramway au centre, un retrait de 150 mm a été construit pour permettre le passage des voies projetées. Cependant, de nos jours, puisque le pont n'est utilisé que par des véhicules, un enrobé bitumineux a été utilisé pour combler ce retrait, résultant en un enrobé atteignant une épaisseur de 240 mm à certains endroits. Le pont possède également six longerons et une dalle de tablier coulée en place de 152 mm. Finalement, telles qu'illustrées à la figure 3, des suspentes relient les arches au tablier à un espacement de 3,05 mètres.

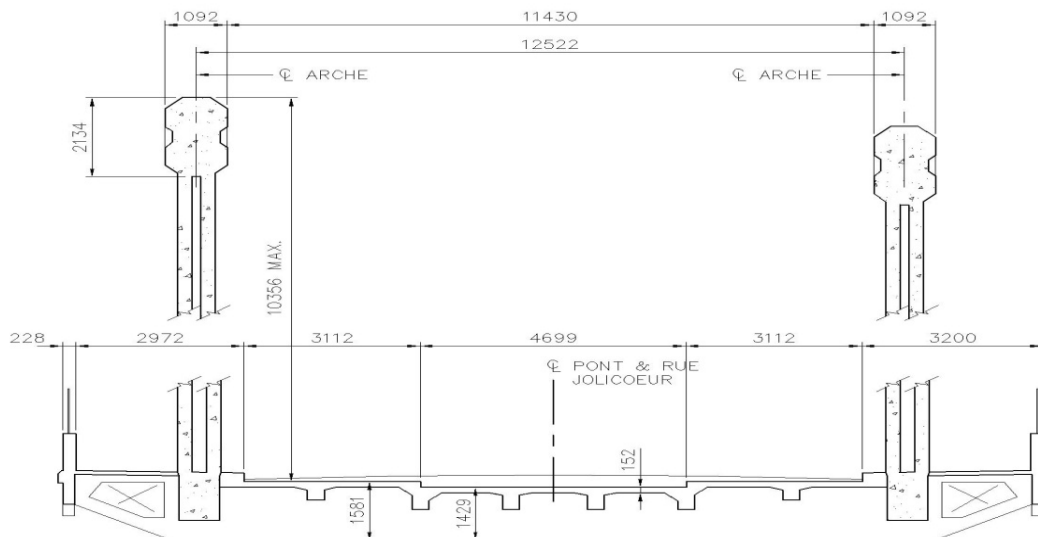


Figure 2. Coupe du pont à mi-portée

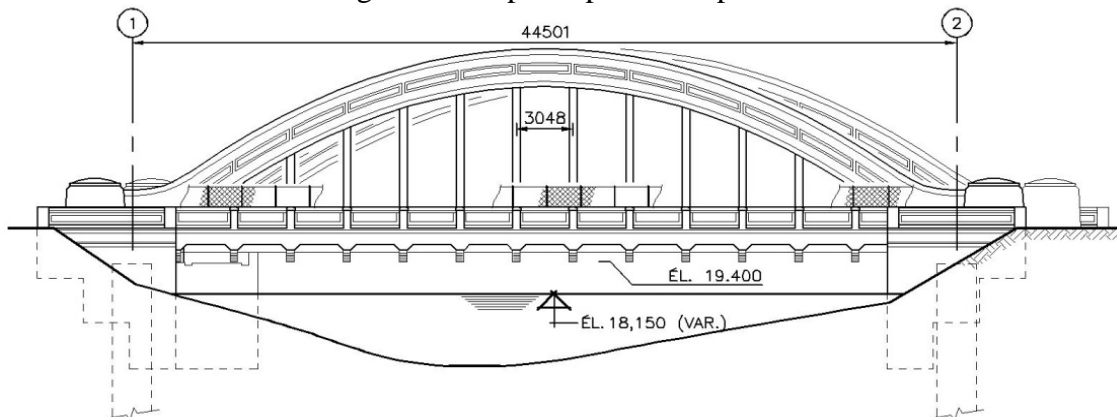


Figure 3. Élévation du pont

2. Inspection

Une inspection de la structure a été réalisée à l'été 2009 dans le cadre de l'évaluation de la capacité portante de la structure. Une inspection « doigt sur la pièce » a été menée par un des deux ingénieurs responsables de l'évaluation pour respecter le niveau d'inspection INSP3 conformément au Code canadien sur les ponts routiers (CSA, 2006).

Depuis la construction du pont en 1932, aucun travail d'entretien significatif n'avait été réalisé. Le remplacement des joints de tablier a été réalisé en 1975 tandis que des travaux mineurs de réparation de béton l'ont été en 1995. Néanmoins, les principaux éléments structuraux du pont ont été trouvés dans un bon état général. Les arches et les suspentes ont été trouvées en très bonne condition avec peu de zones de délamination ou d'éclatement du béton d'origine. Presque tous les dommages observés étaient situés dans la partie inférieure des suspentes, où les sels de déglçage ont atteint et corrodé les barres d'armature. Des dommages plus importants ont été observés sur les éléments secondaires tels que les joints de tablier, l'enrobé bitumineux et les trottoirs.

Sous le tablier, comme illustré à la figure 4, l'inspection a démontré que la dalle de tablier des voies carrossables et la dalle des trottoirs devaient être reconstruites, puisqu'elles étaient dans un état de détérioration avancée. De plus, telle qu'illustrée à la figure 5, la dalle de tablier endommagée a permis aux sels de déglçage d'atteindre les éléments structuraux du tablier. Certains éléments, tels que les corbeaux des trottoirs, les tirants et les poutres transversales intérieures étaient endommagés sur moins de 20 % de leurs surfaces respectives, mais d'autres, tels que les longerons et les poutres transversales d'extrémité étaient endommagés sur 30 à 50 % de leurs surfaces. Un dommage observé sur presque toutes les poutres transversales est illustré à la figure 6. On peut y voir un éclatement de béton sous la barre centrale de la première nappe d'armature. Telles qu'illustrées à la figure 7, les armatures principales des poutres transversales consistent en neuf barres carrées et d'étriers en forme de W. Puisque la barre centrale de la nappe inférieure n'est pas confinée par un étrier, lorsque la corrosion engendre un gonflement de cette barre, elle résulte directement en un éclatement de béton.



Figure 4. Dommage typique à la dalle de tablier



Figure 5. Trottoirs en porte-à-faux



Figure 6. Dommage typique aux poutres

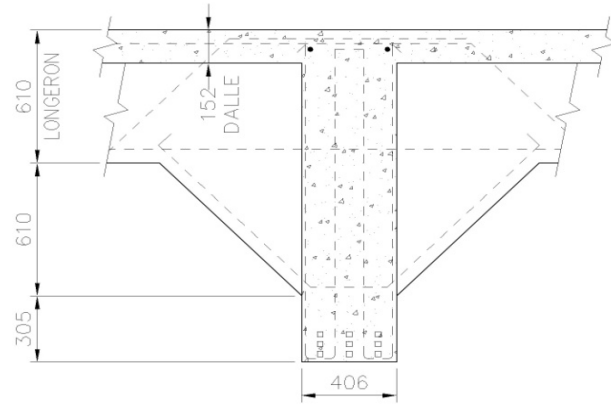


Figure 7. Coupe d'une poutre transversale

3. Évaluation de la capacité portante

L'évaluation de la capacité portante a été réalisée conformément au chapitre 14 de la norme CSA/CAN-S6-06 et au manuel d'évaluation des structures du ministère des Transports du Québec (MTQ, 2011). La portée de l'étude s'est limitée à l'évaluation du tablier. Avant de procéder à l'inspection de la structure, l'évaluation a d'abord été réalisée en se basant sur les plans d'origine du pont Jolicoeur. À la suite de l'inspection, l'évaluation a été révisée pour intégrer les dimensions et les dommages observés pendant l'inspection. Les sous-sections suivantes décrivent la méthodologie et les hypothèses utilisées pour déterminer la capacité portante de l'ouvrage.

3.1 Charges

Toutes les composantes du pont ont été considérées comme des charges permanentes dans le cadre de l'évaluation et l'inspection a permis de constater que les dimensions réelles du pont étaient identiques à celles indiquées aux plans d'origine (en considérant les tolérances de construction). Il a d'ailleurs été possible de vérifier l'épaisseur de l'enrobé bitumineux et de la dalle de tablier en prélevant six carottes des voies carrossables. Le camion CL-625 défini par la norme CAN/CSA-S6-06 a été utilisé aux fins de l'évaluation tandis que les charges piétonnières ont été négligées, puisque nous avons considéré qu'il était improbable que le chargement maximal de ces deux charges ne survienne au même moment. De plus, puisque le pont est situé à moins de 100 mètres d'une station de métro et qu'il est ainsi fréquemment déneigé, les charges de neige et de glace n'ont pas été considérées.

L'évaluation sismique du pont était hors de la portée de l'étude. Même si les arches ne sont pas contreventées, il a été convenu que l'élancement des arches n'était pas significativement important (une membrure de 2,1 m par 1,1 m) et que les charges de vent pouvaient être ignorées. Cependant, il est important de noter qu'une attention particulière a été portée à celles-ci lors de la conception des travaux de réfection, comme discuté à la section 4. Finalement, considérant la nature particulière du système structural, il a été observé qu'un changement de température engendrait des efforts internes importants. Plusieurs cas de chargement ont été considérés et il a été déterminé que l'application d'un changement de température aux suspentes et aux arches était le cas de chargement le plus critique.

3.2 Modélisation de la structure

Tel qu'illustré à la figure 8, un modèle raffiné a été utilisé pour déterminer les efforts dans les principaux éléments structuraux du pont. Le modèle a été généré avec Advance Design America®, un logiciel d'éléments finis distribué par Graitec. La rigidité des arches, des suspentes, des tirants et des poutres transversales a été incorporée dans la modélisation tridimensionnelle et des extensions rigides ont été utilisées pour modéliser les connexions. Conformément à l'article 5.7.1.10 de la norme CAN/CSA-S6-06, la rigidité de la dalle de tablier n'a pas été modélisée et des éléments « plancher » ont été utilisés pour distribuer statiquement les charges vives situées entre deux poutres transversales ou deux longerons. De plus, les trottoirs en porte-à-faux n'ont pas été modélisés avec des éléments « barre », mais plutôt en appliquant des forces (cisaillement et moment) équivalentes à leurs poids respectifs aux extrémités des poutres transversales. Finalement, le biais du pont a été considéré dans la modélisation et les conditions limites du modèle sont les quatre appareils d'appui du tablier.

Lorsqu'on veut déterminer les efforts internes dans les différents éléments structuraux d'un pont, il est très important de prendre en considération sa séquence de construction. Dans le cas du pont Jolicoeur, celle-ci n'était pas indiquée sur les dessins originaux et aucune photo de sa construction en 1932 n'a été retrouvée. Considérant le poids important de la superstructure, le pont a probablement été construit en utilisant des étaielements appuyés directement dans le canal de l'Aqueduc. Les analyses ont notamment démontré que la présence ou non d'un étaielement pendant le bétonnage de la dalle de tablier modifie par plus de 35 % les forces de traction se développant dans les tirants du pont. En effet, dans le premier cas, puisque la dalle de tablier est efficace lorsque son poids propre est transféré au système structural, sa grande rigidité axiale fait en sorte qu'elle contribue de façon non négligeable à retenir la poussée horizontale provenant des arches. Dans le deuxième cas, soit en l'absence d'un étaielement, les tirants doivent résister seuls à la poussée horizontale engendrée par les arches, ce qui résulte en des efforts internes beaucoup plus importants. De façon conservatrice, la deuxième hypothèse a été retenue.

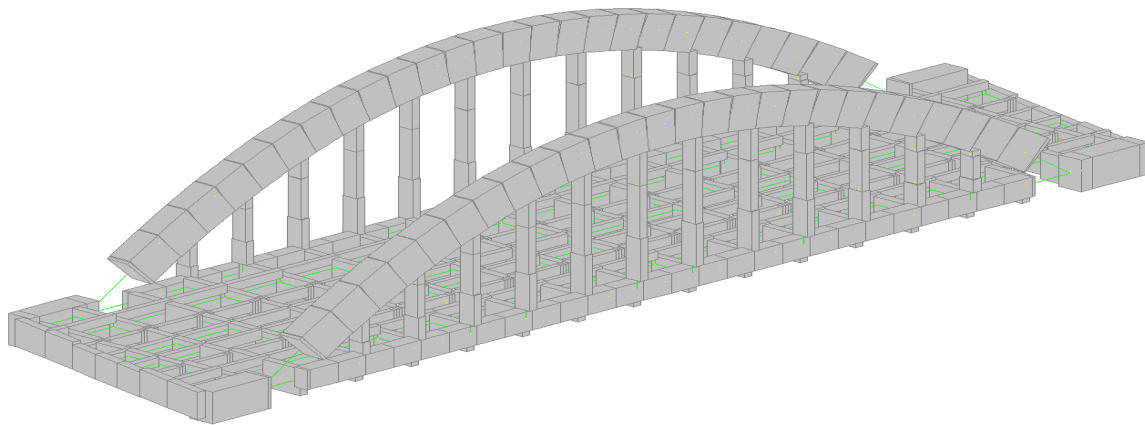


Figure 8. Vue extrudée du modèle 3D utilisé pour évaluer le tablier du pont

3.3 Résistance des matériaux, sections critiques et résultats

La limite élastique de l'acier d'armature et la résistance à la compression du béton n'apparaissent pas sur les plans originaux du pont Jolicoeur. Conformément au chapitre 14 de la norme CAN/CSA-S6-06, une limite élastique de 230 MPa a été retenue pour l'acier d'armature basée sur la date de construction du pont tandis que la résistance du béton a pu être évaluée à 50 MPa grâce aux carottes de béton recueillies sur celui-ci.

Pour déterminer les coefficients de pondération, des catégories de comportement du système et des éléments ont été attribuées à chaque élément structural. La catégorie S2 a été considérée pour les suspentes et les poutres transversales puisqu'elles sont redondantes structurellement et que la défaillance d'un élément ne résulterait probablement pas en un effondrement complet. Cependant, pour les arches et les tirants, la catégorie de comportement du système S1 a été retenue, considérant que la rupture d'un d'entre eux engendrerait un effondrement complet.

Pour le comportement des éléments, les catégories E2 et E3 ont respectivement été choisies pour des ruptures en cisaillement et en flexion des poutres transversales. Puisque les arches sont vérifiées pour leur résistance en compression-flexion, une catégorie E1 a été retenue. Finalement, pour les suspentes et les tirants, la catégorie E1 a été retenue puisque ces membrures agissent essentiellement en traction. On pourrait avancer que ce choix est légèrement conservateur considérant que ces membrures présenteraient vraisemblablement des indices de défaillance avant la rupture, mais un élément supplémentaire a justifié notre décision dans le cas des tirants. En effet, bien que les barres d'armature dans ceux-ci possèdent près de 50 mètres de longueur, aucune jonction par recouvrement ou mécanique n'est présentée sur les dessins d'origine. Il est incertain si une ou des jonctions existent dans les tirants, mais de façon conservatrice, ce mode de défaillance a été considéré résultant en une catégorie E1.

Toutes les sections des tirants et des suspentes ont été évaluées avec des courbes d'interaction qui considèrent à la fois la flexion et la traction. Les suspentes critiques sont les plus courtes puisque leur rigidité flexionnelle est plus élevée. En effet, lorsque les charges dues aux charges vives engendrent une rotation à une poutre transversale, la rotation est également appliquée à la suspente puisque les deux éléments sont encastés ensemble. Ainsi, plus la rigidité flexionnelle des suspentes est importante, plus les efforts de flexion dans la suspente sont élevés. En contrepartie, la modélisation de la structure a démontré que les charges axiales varient très peu d'une suspente à une autre. Dans tous les cas, les calculs ont démontré que les suspentes et les tirants étaient en mesure de reprendre deux à trois fois les charges routières pondérées.

Une courbe d'interaction a également été utilisée pour évaluer les arches. Comme mentionné à la sous-section 3.1, les charges de vent n'ont pas été retenues dans l'évaluation du pont considérant que l'élançement des arches n'est pas significativement grand. De plus, les calculs préliminaires ont permis de constater que la résistance des arches était suffisante pour résister à près de cinq fois les charges vives pondérées. Il faut également souligner que l'étude n'avait pas pour but de déterminer avec précision les facteurs de capacité portante puisqu'il était clair que le pont devait faire l'objet d'importants travaux de réfection. En effet, l'objectif de l'étude était plutôt d'obtenir une idée de la capacité portante du tablier puisqu'elle était un des éléments clés dans la prise de décision entre un remplacement et une réfection. Par conséquent, une analyse détaillée de la stabilité latérale des arches n'a pas été effectuée à cette étape, mais plutôt lors de la conception détaillée des travaux de réfection, telle que discutée à la section 4.

Les résistances en cisaillement et en flexion des poutres transversales ont également été investiguées. Puisque des étriers de 12 mm en forme de « W » sont présents à un espacement maximal de 300 mm, les poutres possèdent l'armature de cisaillement minimale. De plus, puisque les poutres transversales transfèrent les charges verticales aux suspentes, la section critique à étudier ne peut pas être prise à une distance égale à la hauteur effective en cisaillement (d_v), comme c'est généralement le cas. En effet, puisque les poutres sont supportées par la suspente – une membrure en tension – la section critique doit être prise à la face de la suspente et non à d_v . Même en négligeant les armatures inclinées, il a été déterminé que les poutres transversales possédaient une résistance suffisante pour résister aux charges, et ce, avec une certaine réserve de capacité. La figure 9 présente en élévation une poutre transversale avec son ferrailage typique.

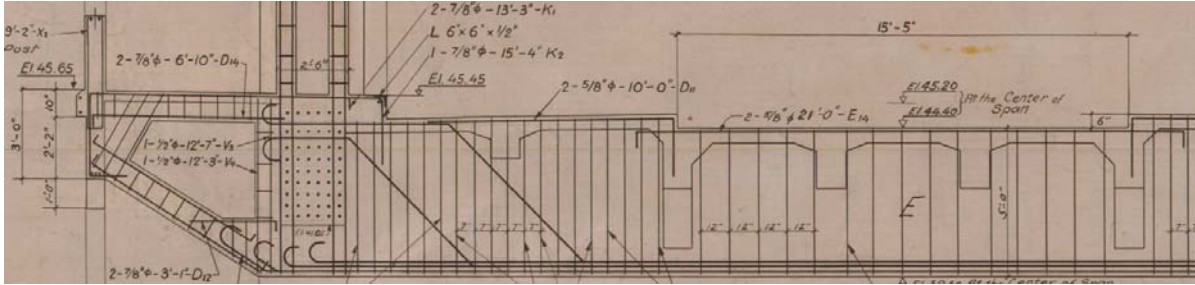


Figure 9. Armature des poutres transversales, provenant des dessins originaux du pont

En conclusion, même si certaines hypothèses conservatrices ont été utilisées dans l'évaluation, les calculs ont démontré que le pont Jolicoeur possède une capacité suffisante. Les charges exactes qui ont été utilisées lors de la conception du pont sont inconnues, mais le fait que deux voies de tramway aient été planifiées à l'origine sur le pont a probablement un lien avec les résultats qui ont été déterminés.

4. Réfection majeure de la structure – conception et réalisation

L'inspection et l'évaluation ont démontré ensemble que même si le pont Jolicoeur nécessitait des travaux d'entretien majeurs, les dommages aux éléments structuraux principaux n'étaient pas encore sévères. Cependant, les travaux d'entretien devaient être effectués à court terme, puisque le mauvais état de la dalle de tablier permettait aux sels de déglacage d'atteindre les éléments structuraux et que la corrosion allait bientôt commencer à affecter de façon importante leur capacité portante. D'un autre côté, considérant l'âge du pont qui approchait près de 80 ans, l'option de procéder à son remplacement complet était également une option envisageable.

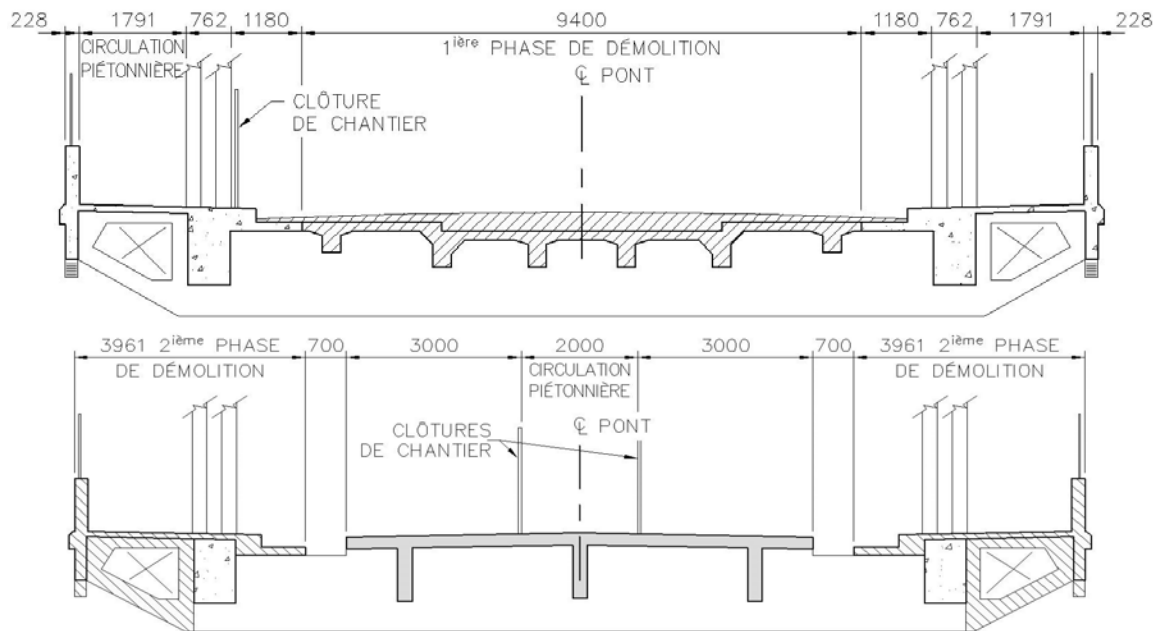
Une étude économique a donc été effectuée pour comparer deux solutions : la réfection majeure du pont pour prolonger de 35 ans sa durée de vie utile et le remplacement du pont existant. Évidemment, cette étude ne peut se limiter qu'à comparer les coûts initiaux des différentes options, elle doit aussi inclure tous les coûts d'entretien qui seront nécessaires au fil des ans. L'étude a été réalisée pour une période de 50 ans puisque les coûts des travaux réalisés au-delà de cette période deviennent négligeables en dollars d'aujourd'hui. De plus, l'étude doit inclure la valeur résiduelle du pont à la fin de la période considérée. L'étude économique a démontré que les coûts engendrés par la solution de réfection de la structure étaient deux fois moins élevés que ceux occasionnés par le remplacement de la structure.

Un point important à souligner est que ce type d'ouvrage d'art est relativement rare en Amérique du Nord et au Québec. En effet, à notre connaissance, il n'existe qu'un autre pont en arc à tablier inférieur en béton au Québec, situé à Valleyfield, mais possédant une portée inférieure au pont Jolicoeur. De plus, la structure a été conçue par Charles-J. Des Bailleurs, un ingénieur montréalais réputé de l'époque, qui prête aujourd'hui son nom à une usine de production d'eau potable à Montréal. En 2009, le manuel d'évaluation patrimoniale des ponts du Québec (MTQ, 2006) a été utilisé pour évaluer le pont Jolicoeur et un indice patrimonial (IPS) de 81 a alors été déterminé. Ce résultat lui confère une valeur patrimoniale élevée, démontrant ainsi l'importance de cet ouvrage d'art dans le patrimoine montréalais et québécois.

En considérant que le pont Jolicoeur possède une valeur patrimoniale élevée, que l'évaluation de la capacité portante de l'ouvrage a démontré qu'il est adéquat pour supporter les charges routières et que la réfection majeure de la structure s'avère la solution la plus économique, la réfection majeure du pont a été la solution retenue par la Ville de Montréal, propriétaire de la structure.

4.1 Séquence de construction

En raison de la proximité d'une station de métro, une des exigences du projet était de maintenir en tout temps un lien piétonnier pendant les travaux. En effet, les chemins alternatifs pour les piétons impliquaient un chemin de détour d'un kilomètre. À l'avant-projet définitif, la possibilité d'utiliser un pont temporaire a été étudiée, mais considérant la proximité du boulevard La Vérendrye, l'espace disponible était trop restreint du côté ouest du pont. De plus, la portée nécessaire était relativement importante (près de 50 mètres), puisque l'utilisation d'une pile temporaire dans le canal de l'Aqueduc était strictement interdite. Tels qu'illustrés à la figure 10, les travaux ont été réalisés en deux phases pour respecter les exigences du projet. D'abord, telle que décrite à la sous-section 4.2, la réfection des voies carrossables a été réalisée et ensuite, tels que décrits à la section 4.3, les trottoirs en porte-à-faux ont été reconstruits pendant que les piétons utilisaient la partie centrale du pont.



4.2 Réfection des voies carrossables

Le pont existant avait un problème de drainage puisque sa pente longitudinale était très faible et qu'aucun drain de tablier n'est autorisé au-dessus du canal de l'Aqueduc. La solution retenue a été de rehausser de 250 mm la chaussée au milieu de la structure de façon à reconstruire la dalle de tablier avec une pente longitudinale suffisante. Considérant le rehaussement important de la chaussée et que l'inspection a permis de constater que plus de 30 % des surfaces des longerons étaient endommagées, ils ont été démolis avec la dalle de tablier.

Puisque la durée de vie visée par les travaux de réfection était de 35 années, les poutres transversales ont quant à elles été réparées puisque les dommages se limitaient à 20 % des surfaces. La partie supérieure des extrémités de chaque poutre transversale a toutefois été démolie sur une profondeur de 150 mm pour uniformiser la hauteur de la poutre avant la reconstruction de la dalle de tablier.

Considérant un espacement des poutres transversales de 3,05 m, une nouvelle dalle de tablier de 225 mm a été retenue. Tel qu'illustré à la figure 11, le retrait de 150 mm présent au centre des poutres transversales n'a pas été reconstruit tandis qu'un enrobé bitumineux de 65 mm et une membrane d'étanchéité ont été prévues sur la dalle de tablier. Bien que des goussets atteignant une hauteur de

400 mm aient été nécessaires à mi-portée pour compenser le rehaussement du profil et le retrait d'origine de la structure, une démolition additionnelle des poutres transversales a été requise près des joints de tablier. En effet, la nouvelle dalle de tablier était plus épaisse que la dalle originale tandis que les pentes transversales ont été augmentées à 2 %.

L'option de ne pas reconstruire de longerons a été étudiée, considérant qu'il était possible de prévoir suffisamment de barres d'armature dans la dalle de tablier pour qu'elle puisse transférer toutes les charges aux poutres transversales. Cependant, puisque la dalle est beaucoup plus flexible que les longerons, elle ne distribue pas aussi bien les charges vives entre les différentes poutres transversales. En effet, il a été démontré que l'absence de longerons dans le nouveau concept résulterait en une augmentation de 40 % des efforts de flexion dus aux charges routières dans les poutres transversales (comparativement à l'évaluation de la capacité portante du pont). Conséquemment, trois longerons possédant des dimensions constantes de 1000 mm par 250 mm ont été prévus pour rigidifier le tablier du pont.

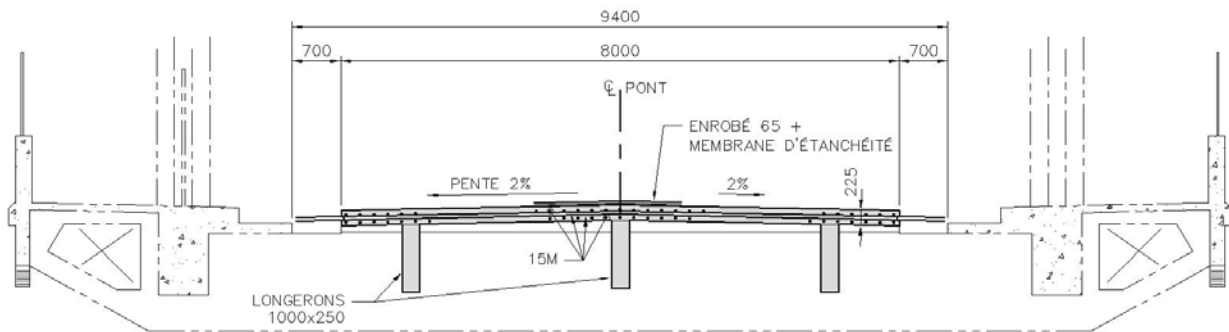


Figure 11. Coupe de la dalle de tablier au niveau des voies carrossables

Les longerons ont été dimensionnés pour résister à des efforts de traction, de flexion et de cisaillement. Puisque les longerons sont interrompus à chaque poutre transversale, ils ont été conçus pour transférer les charges verticales par cisaillement d'interface aux poutres transversales. De plus, la séquence de construction a été prévue de façon à minimiser la traction sur les longerons, et ce, pour minimiser la possibilité que des fissures se développent aux joints froids. Pour ce faire, à mi-portée, les longerons et la dalle de tablier n'ont été bétonnés qu'à la fin des travaux, lorsque la majorité des charges permanentes ont été appliquées sur la structure, de façon à ce que les tirants résistent seuls à la poussée horizontale des arches. Les figures 12 et 13 présentent respectivement les longerons à l'arrêt des travaux pour la période hivernale en 2012 et l'espace de 700 mm qui a été prévu dans les longerons.



Figure 12. Longerons en décembre 2012 Figure 13. Ouverture de 700 mm dans les longerons
Tel qu'illustré à la figure 11, de part et d'autre de la dalle de tablier reconstruite à la première phase des travaux, un espace de 700 mm a été prévu pour chevaucher les barres d'armature. Une partie de la dalle

existante a été conservée pour être utilisée comme surface où la règle vibrante pouvait être appuyée pour bétonner la dalle. Un des éléments qui s'est avéré important dans la conception des travaux de réfection est les efforts causés par le retrait de la nouvelle dalle de tablier sur les éléments existants.

En effet, puisqu'il n'y avait qu'un espace restreint entre la dalle existante et la nouvelle dalle de tablier, les poutres transversales étaient très rigides dans leur axe faible. Lorsque la nouvelle dalle se rétrécit due au retrait, un déplacement est imposé au sommet des poutres transversales, résultant en des efforts de torsion et de flexion selon l'axe faible des poutres. Puisque les poutres transversales n'étaient pas armées avec des étriers fermés et qu'elles ne possédaient pas d'armature de peaux sur leurs faces latérales, leur fissuration était possible. En effet, même en divisant les forces déterminées dans nos analyses par 2,5 pour prendre en considération le fluage du béton (article 8.6.2.3 de la norme CAN/CSA-S6-06), la résistance en flexion des poutres transversales était insuffisante dans l'axe faible. La solution a été de séparer le bétonnage de la dalle de tablier en plusieurs sections, et ce, en laissant des ouvertures à bétonner plus tard lorsqu'une partie du retrait a été effectuée. Cette séquence de travaux n'a pas occasionné de retard sur l'échéancier des travaux puisque l'entrepreneur a été autorisé à amorcer la deuxième phase des travaux en amorçant la démolition d'un des trottoirs en porte-à-faux.

4.3 Réfection des trottoirs en porte-à-faux

Puisque l'évaluation de la capacité portante du pont a démontré que les éléments structuraux du pont possédaient une réserve de capacité, il a été décidé d'en tirer avantage en élargissant les trottoirs en porte-à-faux pour améliorer leur fonctionnalité. Initialement, l'élargissement devait comprendre une bande cyclable de 1,5 m, un trottoir de 1,8 m et un parapet architectural similaire à l'original. Cependant, au cours de la préparation des plans et devis, la bande cyclable a été retirée du projet en raison notamment d'un problème de sécurité à une des approches, mais le trottoir a pour sa part été élargi à 2,5 m. La conception finale des trottoirs en porte-à-faux est illustrée à la figure 14 et représente un élargissement de 1,45 mètre par rapport aux trottoirs originaux.

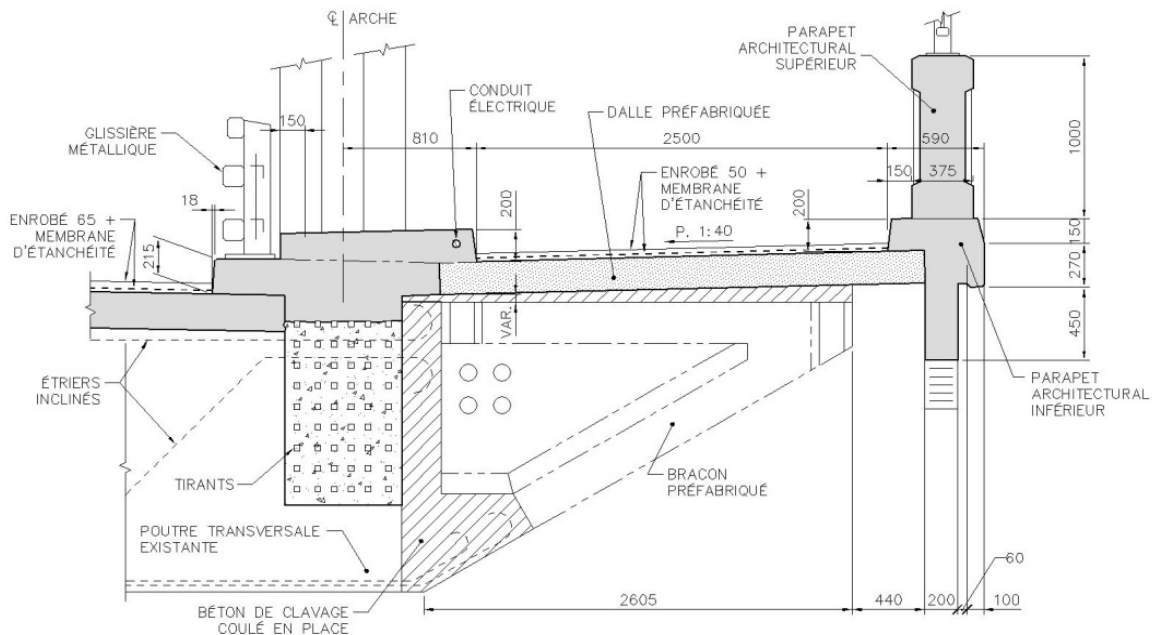


Figure 14. Coupe des trottoirs en porte-à-faux

Des corbeaux et des dalles préfabriqués ont été utilisés pour reconstruire les trottoirs en porte-à-faux. Un corbeau préfabriqué a été prévu à chaque extrémité des poutres transversales et a été lié à celle-ci par un

joint de clavage d'une largeur de 250 mm. Théoriquement, les crochets existants à l'extrémité des armatures inclinées étaient suffisants pour ancrer les corbeaux, mais il n'y avait aucune certitude sur la position exacte de ceux-ci. Par conséquent, deux nouveaux ancrages 20M ont été utilisés dans la partie supérieure du joint de clavage tandis que quatre ancrages supplémentaires de moindres diamètres ont été utilisés dans la partie centrale du joint pour jouer le rôle d'armature de peau. Lorsque le béton de clavage des corbeaux avait atteint une résistance à la compression suffisante, les dalles préfabriquées de pleine épaisseur ont été installées. Puisque les corbeaux ont tous été fabriqués avec les mêmes dimensions, des tiges filetées ont été prévues à chaque coin des dalles préfabriquées pour ajuster les élévations avec le profil des trottoirs. Tels qu'illustrés à la figure 15, les corbeaux et les dalles préfabriquées ont été installés à l'aide d'un élévateur télescopique installé sur une barge. De plus, tels qu'illustrés à la figure 16, tout juste au-dessus du corbeau, des joints de clavage ont également été prévus pour relier les dalles préfabriquées adjacentes et former un gousset sous les dalles.



Figure 15. Installation des dalles préfabriquées



Figure 16. Joint de béton

4.4 Stabilité des arches pendant la construction

Une étude détaillée de la stabilité des arches pendant les travaux de construction a été effectuée. Un point important à souligner était qu'une fois que la dalle existante des voies carrossables a été démolie, les poutres transversales n'ont plus d'armature dans leur partie supérieure et qu'ainsi, leur capacité à résister à une flexion négative était à peu près nulle. En effet, dans ce cas, la résistance en flexion des poutres transversales ne provenait alors que de la résistance à la fissuration du béton existant. Les analyses préliminaires ont démontré que suite à la démolition de la phase 1 des travaux, des moments négatifs de flexion surviendraient sous un vent possédant une période de récurrence de 10 ans. De plus, puisque les arches sont très rigides par rapport aux suspentes, il a été démontré que la flexion dans les poutres transversales est beaucoup plus importante près des butées, où les tirants et les arches sont reliés ensemble. À ces poutres, la tension engendrée à leur fibre supérieure était plus importante que la résistance à la fissuration du béton existant. Advenant l'apparition d'une fissure dans une des poutres transversales, la poutre aurait soudainement perdu une partie importante de sa résistance et les charges auraient alors été transférées à une ou des poutres adjacentes. Toutefois, puisque la dalle existante des voies carrossables a été démolie sur la longueur complète du pont, il y avait, théoriquement, une possibilité de rupture progressive.

Après l'étude des différentes options, la solution retenue a été de procéder au renforcement de quatre poutres transversales ainsi que d'utiliser un système de contreventement temporaire pour rigidifier les arches et concentrer les efforts de flexion dans les poutres renforcées. Ces dernières sont situées aux extrémités du pont, telles qu'illustrées sur la figure 20, tandis que les contreventements temporaires sont situés dans le tiers central du pont. Une analyse deuxième ordre a été réalisée pour le flambement hors-plan des arches. Puisque les arches sont sujettes à des forces de compression importantes, elles ont été

modélisées avec une section brute tandis que les suspentes ont été considérées, de façon conservatrice, fissurées. La géométrie des arches a été modélisée avec un défaut de rectitude de 50 mm à mi-portée. L'analyse a permis de déterminer les efforts de flexion maximaux dans les poutres transversales et de déterminer la rigidité et la résistance requises. Les poutres transversales ont été renforcées dans la partie supérieure de l'âme avec une réparation avec surépaisseur et l'ajout d'armature sur chacune des faces.

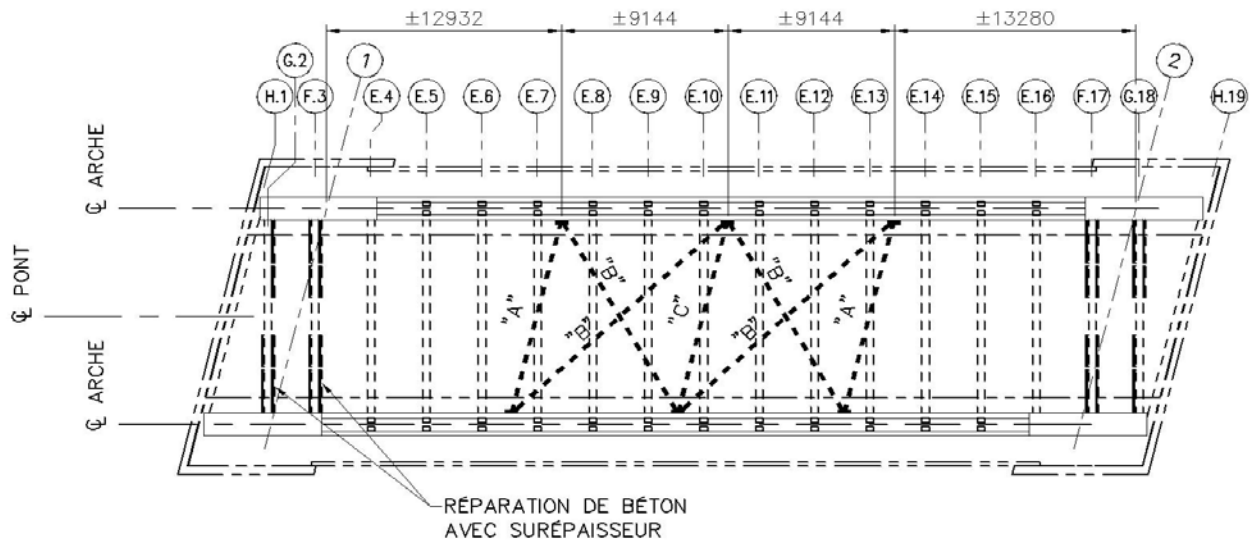


Figure 17. Système de contreventements temporaires et poutres transversales renforcées

4.5 Mesures de protection environnementales pendant la construction

Considérant la nature particulière du canal de l'Aqueduc, des mesures environnementales très strictes ont été prévues dans les documents contractuels. Premièrement, pour la démolition du tablier, le devis environnemental exigeait que des barges étanches soient localisées sous la structure en tout temps. De plus, à chaque fois que des travaux de démolition ou de perçage étaient entrepris, un abat-poussière devait être employé avant et pendant les travaux afin de minimiser la poussière. Toutes les eaux de ruissellement provenant de l'abat-poussière ou des précipitations devaient être pompées à l'extérieur des barges étanches. Avant de rejeter ces eaux pluviales, l'eau devait être traitée, si nécessaire, pour se conformer aux normes de rejet de matières en suspension dans les égouts pluviaux. Enfin, les autres types d'abat-poussière ont également été interdits dans l'éventualité où un problème surviendrait avec une barge.

Seuls des moteurs électriques pouvaient être utilisés sur les embarcations en circulation sur le canal de l'Aqueduc et un biologiste devait certifier qu'elles avaient été nettoyées adéquatement contre les moules zébrées. L'entrepreneur devait également favoriser l'utilisation d'outils pneumatiques ou électriques pour réaliser les travaux. Les outils à essence n'étaient pas interdits, mais ils devaient être utilisés en tout temps au-dessus d'une barge étanche. De plus, des estacades flottantes et des filets filtrants ont été nécessaires en amont et en aval du pont. Enfin, l'entrepreneur ne pouvait toucher ou remanier le fond du canal, il s'est par conséquent installé un plancher temporaire sous la structure, attaché aux poutres transversales.

5. CONCLUSION

Cet article discute de l'inspection, de l'évaluation et de la réfection d'un pont en arche en béton armé situé à Montréal et appartenant à la Ville de Montréal. L'inspection a démontré que la dalle de tablier existante devait être reconstruite considérant qu'elle était dans un état de détérioration avancée tandis que les éléments de la superstructure étaient dans une bonne condition générale. L'évaluation de la capacité portante du pont a démontré que tous les principaux éléments structuraux possédaient une capacité suffisante et qu'ils pouvaient même résister à un élargissement de 1,5 m des trottoirs en porte-à-faux. Considérant la rareté du pont et sa valeur patrimoniale, l'option de réhabiliter le tablier de la structure pour prolonger de 35 ans sa durée de vie a été choisie. La réfection a inclus la construction d'une nouvelle dalle de tablier avec trois longerons tandis que les trottoirs en porte-à-faux ont été reconstruits avec des bracons et des dalles préfabriqués. Les travaux ont également inclus l'utilisation de contreventements temporaires au niveau des arches et l'instauration de multiples mesures de protection environnementales, vu la proximité du canal de l'Aqueduc.

6. Référence

Canadian Standards Association. 2006. CAN/CSA-S6 Canadian Highway Bridge Design Code, CSA, Mississauga, ON, Canada.

MTQ. 2011. Manuel d'évaluation de la capacité portante des structures, Ouvrages routiers, Québec, QC, Canada.

MTQ. 2006. Manuel d'évaluation patrimoniale des ponts du Québec, Ouvrages routiers. Québec, QC, Canada.