

# CONCEPTION D'UN PONT HORIZONTALEMENT COURBÉ AVEC DES POUTRES-CAISSONS EN ACIER AU-DESSUS DES AUTOROUTES 15 ET 640

**Nikolay Velev ing., M.Sc.A.**

**Sylvain Bédard ing., M.Sc.A.**

**Ghislain Dionne ing., Ph.D.**

**Dessau Inc.**

1200, Boul. St-Martin Ouest, Bureau 300

Laval (Québec)

H7S 2E4

**Résumé :** Le réaménagement complet de l'échangeur des autoroutes 15 et 640 à Boisbriand nécessite la construction de plusieurs ponts en courbe. Cet article décrit le processus de conception du pont de la Bretelle M au-dessus des autoroutes 15 et 640. La géométrie de la bretelle, les autoroutes à franchir et les critères d'esthétisme ont été les éléments déterminants dans le choix des portées; une structure continue de trois travées de 49, 52 et 36 m en courbe avec un rayon moyen de 120 m et une autre structure continue droite de deux travées de 45 m. Compte tenu de la grande rigidité torsionnelle requise et la longueur des travées, un tablier formé de deux poutres-caissons en acier s'est avéré le meilleur choix pour cette structure complexe.

La conception et la construction de ponts courbes sont beaucoup plus complexes et problématiques que celles des ponts droits typiques. L'étape cruciale de la conception a été de procéder à une recherche exhaustive d'informations afin d'acquérir des connaissances sur les pratiques courantes, les exigences normatives et les dernières recherches et développements mondiaux concernant la conception, la construction et le comportement des poutres-caissons en acier courbées horizontalement. L'implication du fabricant de la charpente d'acier dès le début du processus de conception a assuré le succès de ce projet.

L'analyse et la conception détaillée ont été complétées en utilisant deux types de modèles différents : un modèle de grillage et un modèle 3D en éléments finis. Les avantages et les inconvénients de ces deux modèles sont brièvement discutés. La complexité de la distribution des efforts dans les poutres-caissons et leur géométrie spécifique imposent des exigences supplémentaires sur les détails des assemblages des éléments constituant la charpente d'acier. Certains détails utilisés dans ce projet sont rapportés et discutés.

La réponse parasismique du pont a été analysée suivant les exigences du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06). En supplément des exigences du S6-06, les principes de modélisation et les critères sismiques du CALTRANS ont été appliqués. Après l'étude des modifications apportées entre le code S6-00 et S6-06, les exigences du code S6-06 ont été jugées insuffisantes pour faire la conception des éléments à capacité protégée des ponts de secours. L'alternative sécuritaire et raisonnable proposée dans le cadre de ce projet a été l'utilisation de forces élastiques calculées avec  $R=1,0$  et  $I=1,0$  en utilisant une période de retour de 1000 ans, ce qui correspond à une accélération du sol de 0,3 g pour la région de Montréal.

## INTRODUCTION

La forte augmentation démographique ainsi que le développement socio-économique de la région de la Rive-Nord de Montréal ont provoqué une augmentation de la circulation routière et la

nécessité de nouveaux aménagements sur le territoire de la Ville de Boisbriand. Le réaménagement complet de l'échangeur des autoroutes 15 et 640 à Boisbriand (Figure 1) vise essentiellement à améliorer la sécurité des usagers de la route tout en augmentant la fluidité de la circulation dans ce secteur. La configuration optimale des voies de circulation requiert la construction de plusieurs bretelles et de ponts courbes.

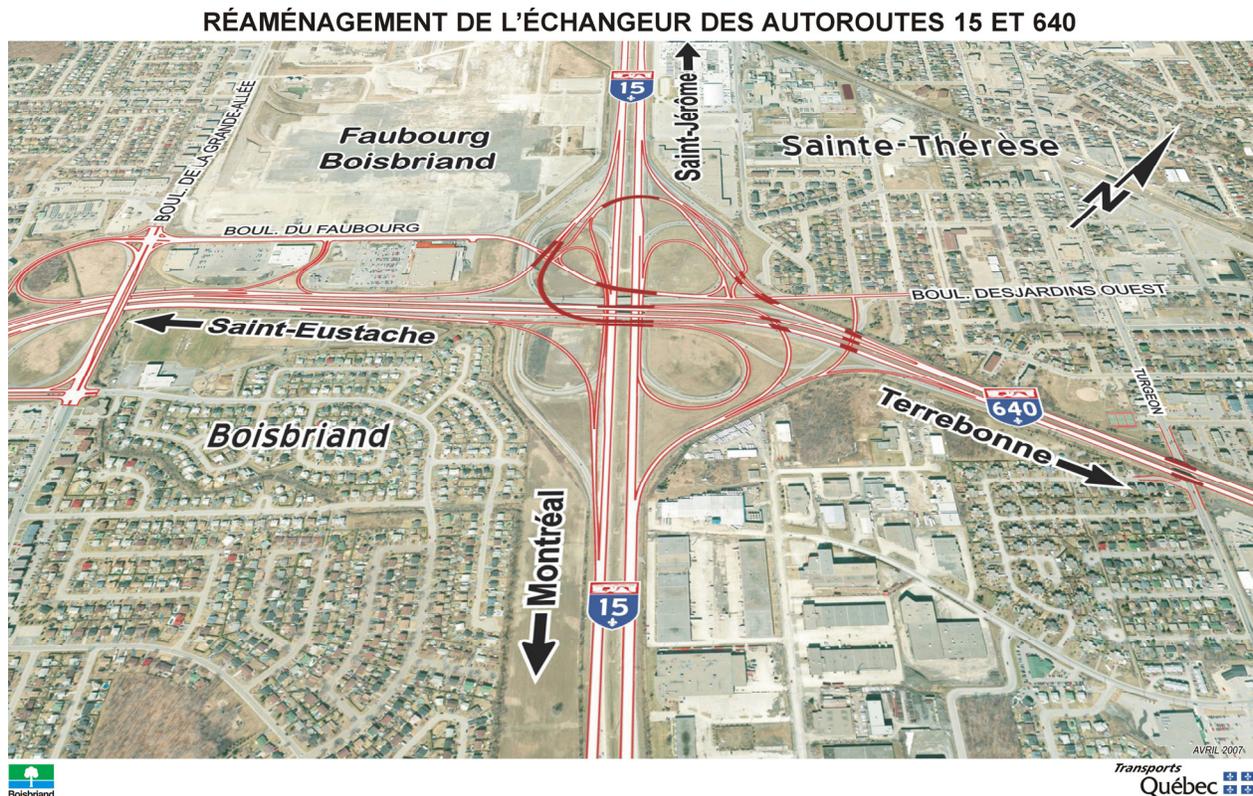


Figure 1. Vue de l'échangeur 640/15 à Boisbriand

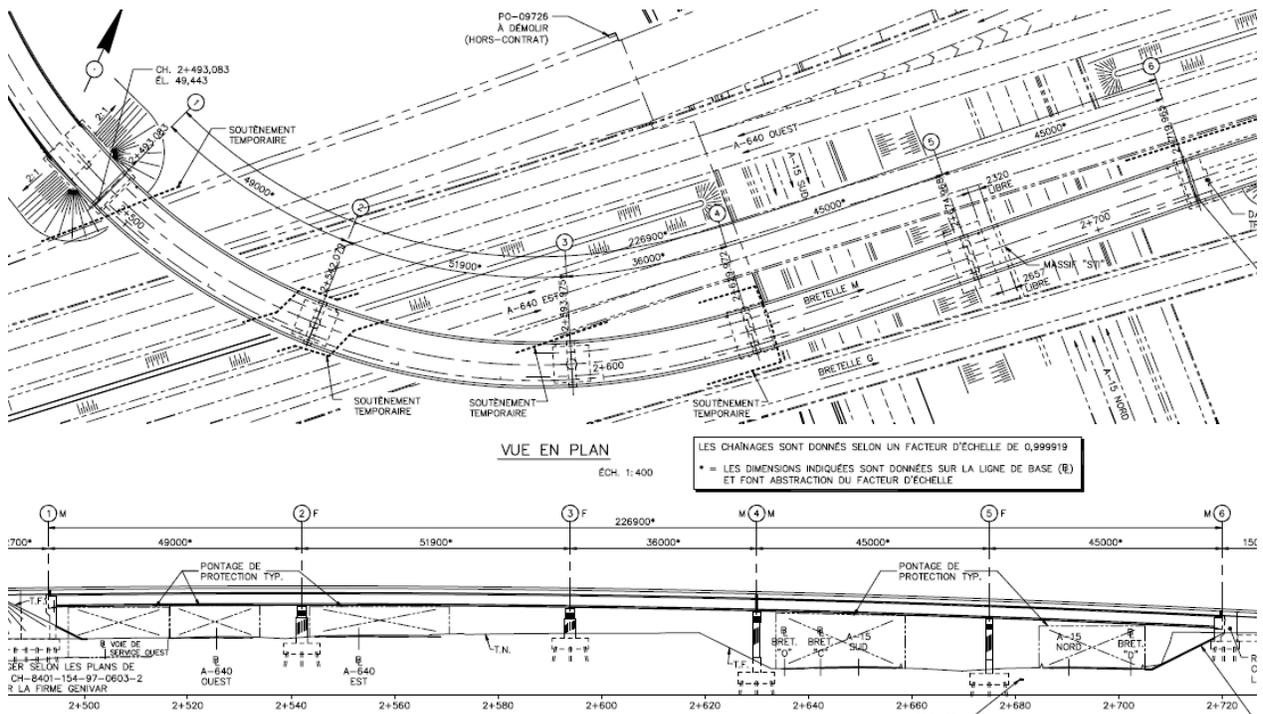
Les ponts à poutres-caissons sont de plus en plus populaires en raison de leur bon comportement comparé aux ponts à poutres assemblées en I. Ils sont plus économiques, plus stables, structurellement plus efficaces et ont une apparence plus esthétique. La rigidité torsionnelle élevée des caissons sous l'effet de charges asymétriques les rend particulièrement efficaces sur des structures courbées horizontalement. Cependant, la conception et la construction de ponts courbes sont beaucoup plus complexes et problématiques que celles des ponts droits typiques.

La difficulté majeure liée à ce projet a été de faire face au manque d'informations et d'expérience québécoise en matière de conception et de construction de ponts-caissons en acier. Malgré le fait que la conception des ponts courbes soit beaucoup plus complexe que celle des ponts droits, il existe peu d'exigences spécifiques de conception à ce type de structure dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA S6-06). Il y a également peu de détails d'assemblages types développés pour des poutres-caissons courbées en acier. Cet article présente les difficultés rencontrées, les procédures de conception employées et les détails structuraux uniques utilisés dans ce projet de grande envergure.

## DESCRIPTION DU PONT

La structure No 4 relie les autoroutes 15 Sud et 640 Est et fait partie de l'échangeur des autoroutes 15 et 640 à Boisbriand, Québec. La géométrie de la route, les autoroutes à franchir et les critères d'esthétisme ont été les éléments déterminants dans le choix des portées. Selon ces considérations, le tablier du pont est formé d'une structure continue de trois travées de 49, 52 et 36 m en courbe et d'une autre structure continue droite de deux travées de 45 m (Figure 2). La conception de la section courbe faisant l'objet de cet article a un rayon de courbure moyen de 120 m sur une longueur de 137 m. Compte tenu des longueurs des travées et de la limite du dégagement minimal de 5 m requis sous la structure, la section du tablier retenu est formée de deux poutres-caissons en acier espacées de 4,6 m centre-centre. L'action composite de la dalle de béton avec la section d'acier est assurée par l'entremise des connecteurs de cisaillement. Les deux caissons sont supportés par des appareils d'appui fixes aux piles 2, 3 et 5 et des appuis unidirectionnels aux culées et à la pile 4.

La géométrie préliminaire des caissons, l'épaisseur des plaques, l'espacement des contreventements horizontaux et verticaux et leurs dimensions ont été basés sur les exigences de l'AASHTO, les principes de fabrication économiques, les règles de bonne pratique et les spécifications de plusieurs départements de transport de différentes provinces et états américains.



L'épaisseur des semelles supérieures varie de 30 mm en travée à 50 mm au-dessus des piles alors que l'épaisseur de la semelle inférieure varie de 20 mm en travée à 50 mm au-dessus des piles. Les âmes ont une hauteur et une épaisseur constante de 1700 mm et de 14 mm respectivement.

De plus, elles sont inclinées selon une pente de 1H:4V par rapport au plan de section. Cette géométrie est constante sur toute la longueur de l'ouvrage. La dalle de béton fait 8,940 m de large et 0,200 m d'épaisseur. Pour le pont courbe, les contreventements verticaux intermédiaires à l'intérieur des caissons sont espacés d'environ 3,0 m et les contreventements verticaux situés entre les 2 caissons sont positionnés à chaque 6,0 m. Dans la partie droite, tous les contreventements verticaux sont espacés d'environ 7,3 m. Les diaphragmes aux appuis sont formés de poutres à âme pleine. Pour permettre l'inspection de l'intérieur des caissons, des trappes d'accès sont aménagées dans les semelles inférieures de chaque poutre à proximité des deux culées et de la pile 4. Des ouvertures d'accès ont également été aménagées dans les diaphragmes au-dessus des piles 2, 3 et 5 pour permettre d'accéder à toutes les travées. La figure 3 montre une coupe typique du tablier en travée, et la figure 4 montre une coupe du tablier aux appuis.

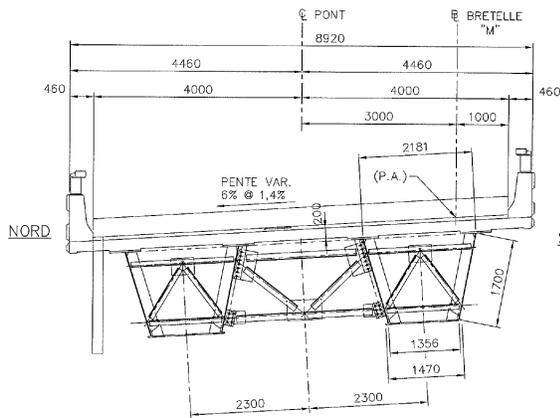


Figure 3. Coupe typique en travée

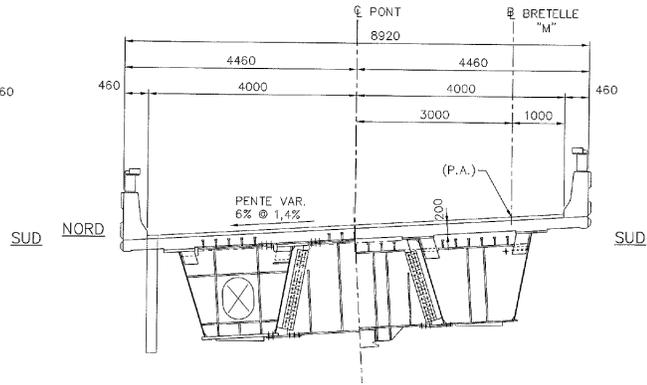
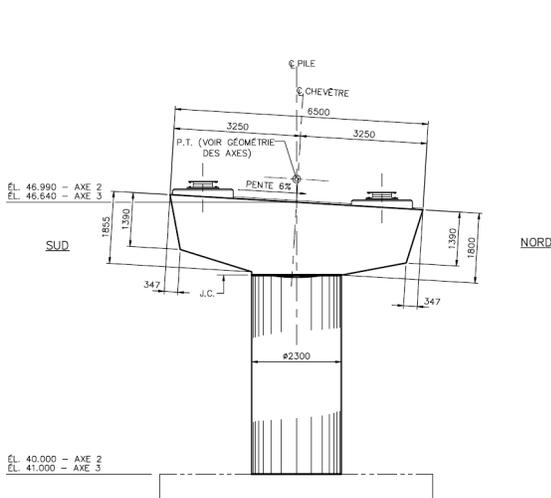
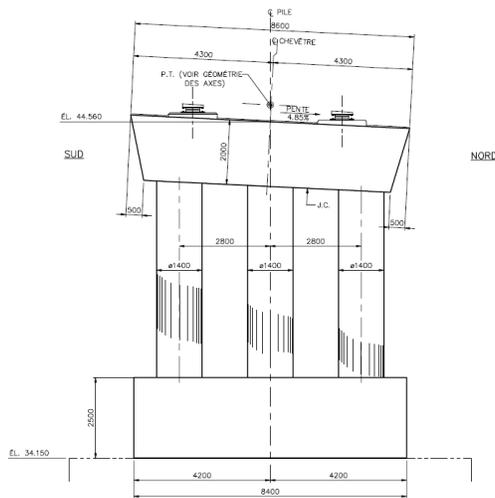


Figure 4. Coupe typique aux appuis

La géométrie des piles a été déterminée en fonction du dégagement requis, des charges à supporter, de l'espace disponible entre les voies de circulation et des critères d'esthétisme. Ainsi, la géométrie adoptée pour les piles 2 et 3 du pont courbe est une pile formée d'un fût unique alors que pour les piles 4 et 5 la configuration la plus appropriée est une pile multi-colonnes.



a) Piles 2 et 3 – fût unique



b) Piles 4 et 5 – multi-colonnes

Figure 5. Géométrie des piles

Dès le début de la conception, une attention spéciale a été portée aux méthodes de fabrication et d'érection de la charpente d'acier ainsi qu'au transport des sections. Une analyse économique effectuée en fonction des longueurs de plaques disponibles, des longueurs des segments transportables par camion et du coût de fabrication des joints à l'usine et au chantier a permis de déterminer le nombre et la position optimums des joints de construction.

Pour limiter les grands mouvements dus à la dilatation thermique et pour mieux contrôler le comportement sismique de l'ouvrage, un joint de tablier a été ajouté au-dessus de la pile 4 divisant ainsi le tablier en deux structures indépendantes. De cette façon, la structure entre les axes 1 et 4 se comporte comme un pont courbe sur le plan horizontal alors que le reste de la structure se comporte comme un pont droit.

## **CONCEPTION**

Uniquement sous l'action des charges de gravité agissant seules, la distribution des efforts développés dans les poutres-caissons courbés horizontalement est déjà très complexe. Les efforts induits incluent des moments fléchissants, des efforts tranchants, de la torsion pure de Saint-Venant et de la torsion non uniforme (gauchissement, bi-moments et effets de distorsion). Les effets de distorsion peuvent être facilement réduits et même négligés en utilisant un nombre suffisant de contreventements verticaux intermédiaires (Olenik and Heins, 1975). Plusieurs équations empiriques pour calculer la rigidité requise de ces contreventements sont proposées dans la littérature (Nakai et Yoo, 1988, NCHRP (10)). D'un autre côté, le gauchissement est un facteur qui ne peut être négligé. Il induit des contraintes normales et de cisaillement additionnelles dans les semelles, ce qui induit une flexion biaxiale et une torsion supplémentaires. Les effets de gauchissement deviennent importants pour une membrure lorsque sa constante de gauchissement ( $C_w$ ) est beaucoup plus grande que sa constante de rigidité torsionnelle ( $J$ ). Cela se produit en général pour des sections ouvertes. Les effets du gauchissement peuvent être négligés pour des sections de caissons fermés ou quasi fermés (Kolbrunner & Basler, 1969). L'utilisation d'un contreventement horizontal au niveau des semelles supérieures sert précisément à augmenter la rigidité torsionnelle du caisson durant la construction avant le durcissement de la dalle.

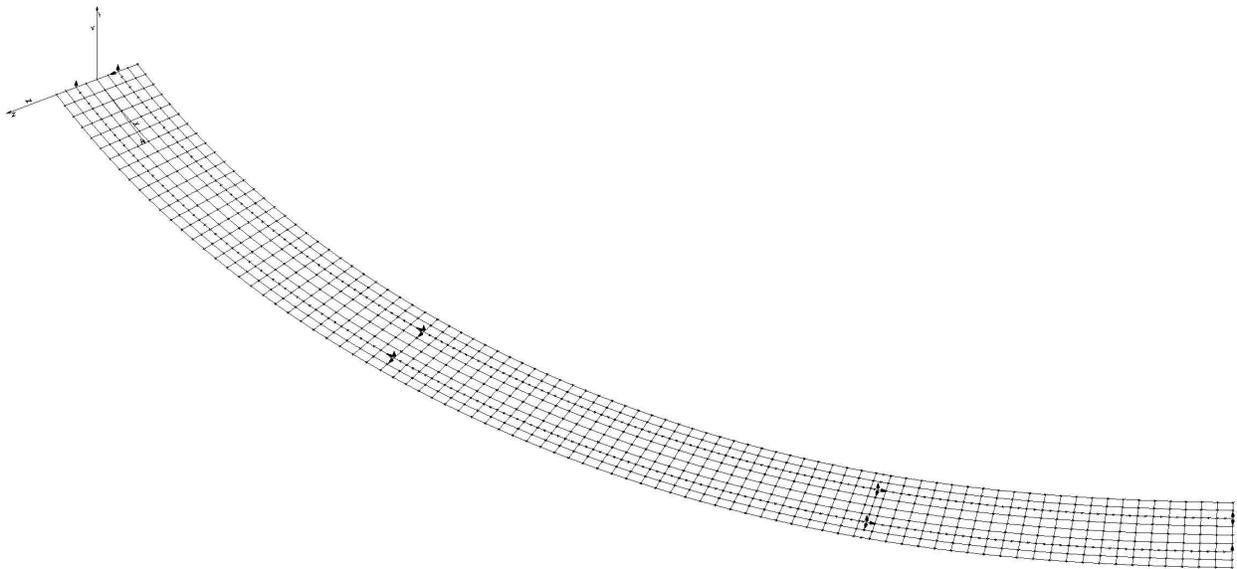
### **Modélisation**

L'analyse et la conception détaillée ont été complétées en utilisant deux types de modèles indépendants : un modèle de grillage et un modèle 3D en éléments finis. Les deux modèles possèdent des avantages et des inconvénients qui sont brièvement discutés ci-après.

Le modèle de grillage est plus simple et donne des résultats directs sous la forme des efforts internes dans les poutres (moments, efforts tranchants, torsions...). Cependant, la simplicité de ce modèle vient au prix de la perte de précision dans l'évaluation des forces dans les éléments de contreventements. L'imprécision créée par ce type de modèle peut être minimisée avec l'utilisation d'un modèle de grillage approprié et l'utilisation d'équations empiriques développées dans ce but (AASHTO, Nakai and Yoo 1988, Chen et Al. 2005).

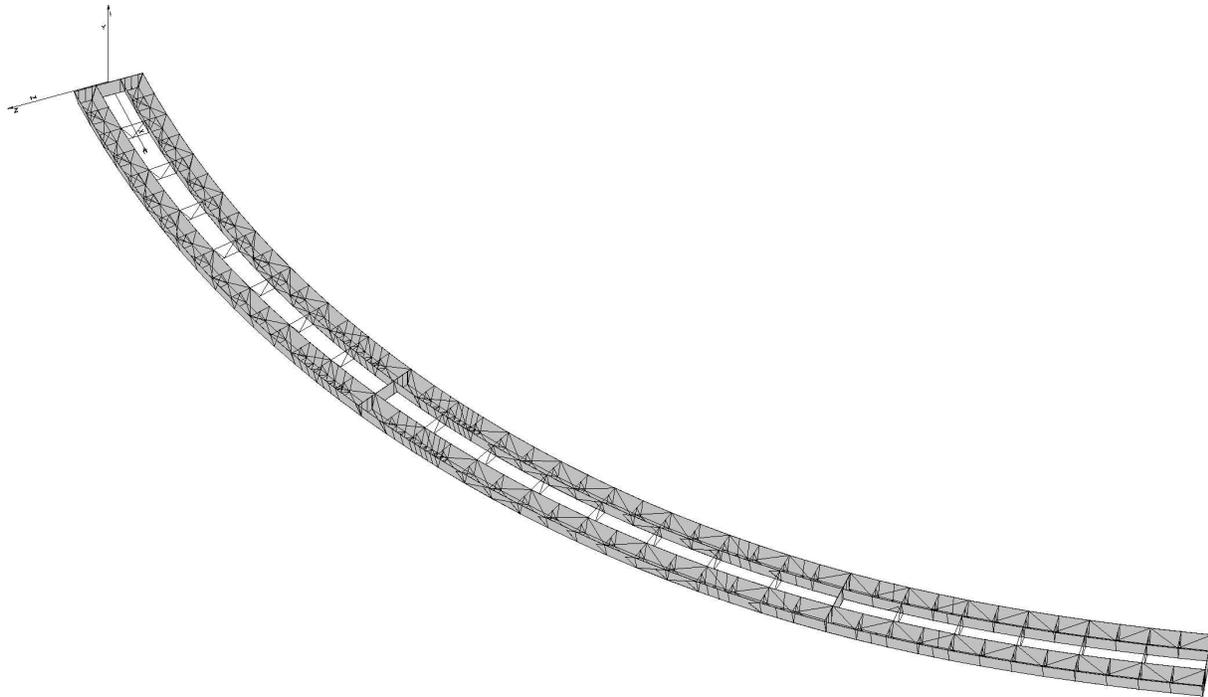
La modélisation complète de la structure par des éléments de plaques et de poutres donne de l'information additionnelle sur les éléments locaux que les autres types de modèles ne sont pas en mesure de fournir. Cependant, l'utilisation d'éléments de plaques donne des résultats sous la forme de contraintes internes. Comme les codes en vigueur permettent de calculer la résistance des sections sous la forme de moment de flexion, d'effort de cisaillement ou de torsion, les résultats obtenus ne peuvent donc pas être utilisés directement. Les contraintes internes doivent être intégrées sur toute la section pour obtenir les efforts globaux agissant sur la membrure. Ce processus requiert beaucoup de temps et d'énergie. La qualité des résultats dépend aussi de plusieurs facteurs comme la concentration de contraintes due au décalage en cisaillement et les discontinuités des sections causées par les raidisseurs et les goussets. Les contraintes sont grandement influencées par le type d'éléments de plaque et les méthodes d'intégrations utilisés.

Quatre modèles de grillage (Figure 6) représentant le comportement de l'ouvrage aux différentes étapes de la vie du pont ont été produits : un modèle représentant le pont durant la construction, les autres modélisant le comportement de l'ouvrage fini sous les charges mortes de longue durée, sous les effets thermiques et du retrait, et finalement sous les charges vives.



**Figure 6. Modèle de grillage**

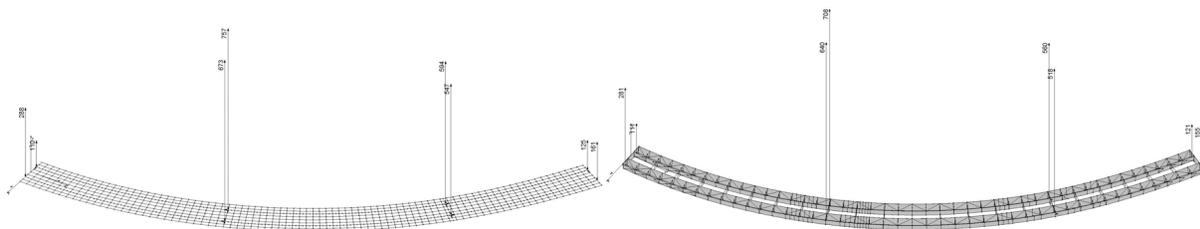
Le modèle 3D d'éléments finis (Figure 7) a servi à valider le modèle de grillage. Les efforts induits dans les contreventements verticaux et horizontaux du modèle d'éléments finis ont été comparés aux efforts déduits du modèle de grillage par l'application des équations empiriques reportées dans la littérature. Une attention particulière a été portée aux étapes de construction. Dans ce modèle, les âmes, la semelle inférieure et les diaphragmes aux appuis sont représentés par des éléments de plaques à 3 et 4 nœuds. Des éléments de poutres à 2 nœuds représentent les semelles supérieures en acier et les éléments de contreventements latéraux et verticaux.



**Figure 7. Modèle d'éléments fini**

### Comparaison des deux modèles

La validation des modèles utilisés est basée sur la comparaison des résultats obtenus pour certains paramètres d'intérêt tels que les réactions d'appuis, les déplacements maximaux, les efforts de cisaillement près des appuis et les moments de flexion près des piles sous la forme de contraintes dans les semelles inférieures. La comparaison des résultats obtenus aux sections critiques sous l'application du poids propre de la charpente d'acier est rapportée dans le Tableau 1. En comparant les réactions des 2 modèles, on remarque que le poids d'acier calculé dans le modèle de grillage est d'environ 5% plus élevé que dans le modèle d'élément fini. Dans le modèle de grillage, le poids des poutres a été augmenté de 20% pour tenir compte du poids des raidisseurs et de la quincaillerie. On a gardé cette même hypothèse pour la conception finale. La Figure 8 illustre bien que les deux modèles donnent une distribution des réactions très similaires.



**a) Modèle de grillage**

**b) Modélisation 3D**

**Figure 8. Réaction sous le poids propre de charpente d'acier**

<b>Différence Moyenne (pour le pont)</b>	<b>Réactions</b>	<b>Déplacements</b>	<b>Efforts tranchants</b>	<b>Contraintes semelles inf. (Moments)</b>
Différence (GR/3D)	+5,0 %	+5,6 %	+14,2 %	+10,9 %
Différence corrigée	0 %	+0,6 %	+9,2 %	+5,9 %

**Tableau 1. Comparaison des résultats des modèles du grillage et EF-3D sous le poids propre de charpente d'acier**

En ajustant les résultats pour prendre en compte la différence de 5% du poids de l'acier entre les deux modèles, le plus grand écart obtenu est de seulement 9,2% sur le calcul de l'effort tranchant. Les deux modèles donnent donc des résultats comparables avec une tendance que le modèle de grillage reste légèrement plus conservateur que le modèle d'éléments finis. En soulignant la complexité des efforts développés dans les poutres-caissons comparativement à la simplicité du modèle de grillage, ce dernier a été retenu pour déterminer tous les efforts agissant sur l'ouvrage durant la construction et sur l'ouvrage fini.

### Détails particuliers

La complexité des efforts agissant sur les poutres-caissons et leur géométrie particulière imposent des exigences supplémentaires sur les détails des assemblages des éléments constituant la charpente d'acier. Certaines recommandations sont disponibles sur le site web AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration ([www.steelbridge.org](http://www.steelbridge.org)). Parmi les plus importantes recommandations citons entre autres que :

- les détails utilisés doivent faciliter l'inspection future des caissons;
- les détails des assemblages des diaphragmes aux appuis doivent être ajustés pour tenir compte de la grande rigidité torsionnelle du caisson et des méthodes d'installation;
- tous les détails doivent être conçus pour minimiser les contraintes de fatigue;
- une couche de peinture de couleur pâle doit être appliquée à l'intérieur du caisson pour faciliter les inspections futures et la détection des fissures.

À cause de la forme du caisson quasi fermé, les raidisseurs aux contreventements intermédiaires doivent être attachés aux semelles pour réduire les contraintes locales dues à la distorsion de la section. Pour permettre le soudage continu de l'âme avec la semelle inférieure, les raidisseurs sont arrêtés à une distance de 90 mm au-dessus de la semelle inférieure. Après l'assemblage du caisson, un gousset soudé est ajouté pour assurer la continuité entre le raidisseur et la semelle inférieure (Figure 9).

Les trous de drainage (Figure 10) constituent un autre détail important des caissons en acier. Les trous sont localisés dans la partie basse des semelles à environ 100 mm de l'âme. Les drains ne permettent pas seulement d'évacuer l'eau accumulée à l'intérieur mais améliorent également la

ventilation à l'intérieur du caisson. Pour empêcher les animaux d'entrer par les trous de drainage, une grille de protection en acier inoxydable couvre l'ouverture.

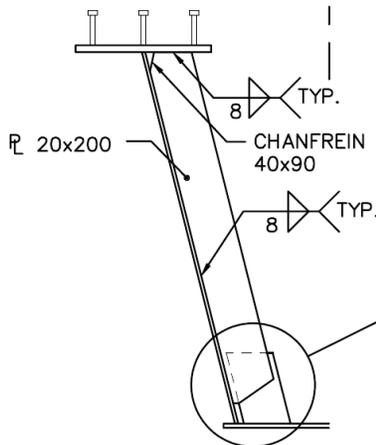


Figure 9. Assemblage des raidisseurs

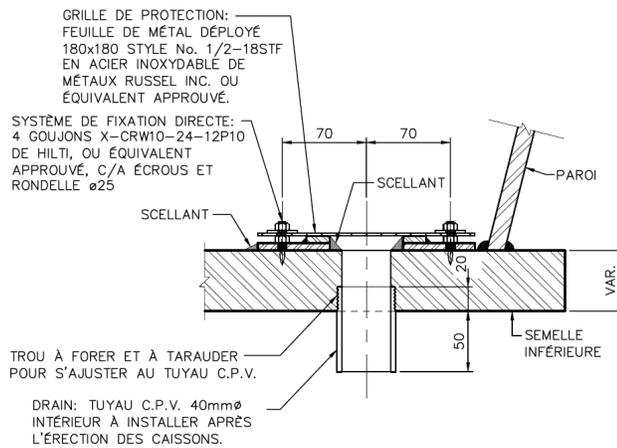
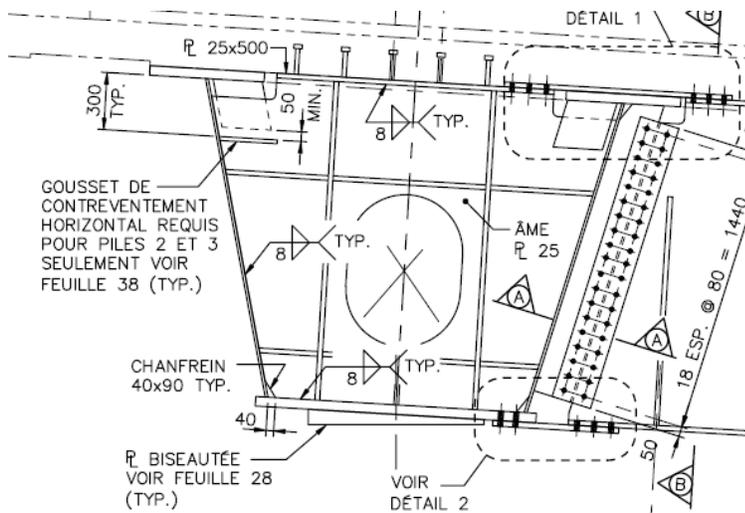
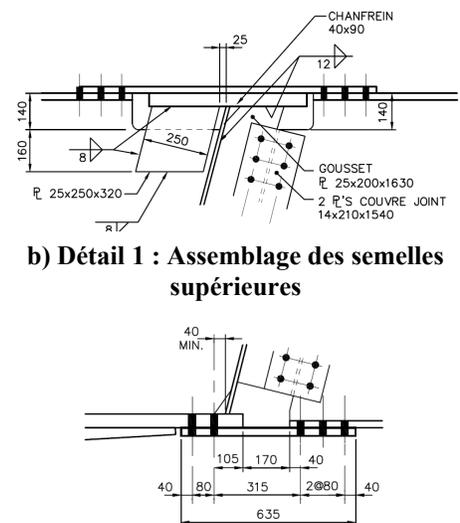


Figure 10. Détail des trous de drainage

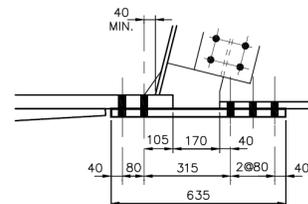
Les diaphragmes extérieurs aux appuis, conçus comme des poutres profondes, subissent de la flexion due au cisaillement et à la torsion dans les poutres-caissons. Les grands moments de flexion agissant sur les diaphragmes ont requis le développement d'un assemblage rigide en flexion (Figure 11.a). Une attention particulière a été portée sur les détails de fatigue afin d'assurer une transmission directe et naturelle des efforts.



a) Coupe



b) Détail 1 : Assemblage des semelles supérieures



c) Détail 2 : Assemblage des semelles inférieures

Figure 11. Assemblage des diaphragmes externes et internes aux appuis

Pour ne pas réduire la résistance de la section au-dessus des piles et causer des problèmes de fatigue, la plaque reliant les semelles supérieures des diaphragmes internes et externes (Figure

11.b) n'est pas fixée à la semelle du caisson. Par contre, la semelle inférieure du diaphragme est fixée à la semelle inférieure du caisson par une plaque boulonnée (Figure 11.c). Ce détail ne réduit pas la résistance de la section en moment négatif et n'introduit pas de problèmes de fatigue, car la semelle inférieure du caisson est constamment comprimée. Pour éviter l'introduction d'excentricité dans l'assemblage, l'âme du diaphragme est boulonnée avec deux plaques couvre-joint au raidisseur externe du caisson. Pour faciliter l'installation, tous les trous de cet assemblage sont surdimensionnés.

## Analyses parasismiques

La réponse sismique du pont a été analysée suivant les exigences du dernier code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06). Suivant les critères sociaux économiques de ce secteur géographique, le pont est classifié comme un pont de secours. Le pont est situé dans une zone de rendement sismique de 3 et les fondations reposent sur un sol de type III. Basé sur les critères de l'article 4.4.5.3.1 du code S6-06, le pont a été considéré comme pont régulier et analysé avec la méthode spectrale multimodale. Pour mieux représenter le comportement du pont et capturer les effets géométriques spécifiques à ce pont, les principes de modélisation et les critères sismiques du CALTRANS (13) ont également été appliqués en supplément aux exigences du code S6-06. Pour ce faire, trois modèles distincts ont été analysés suivant deux directions sismiques orthogonales (Figure 12).

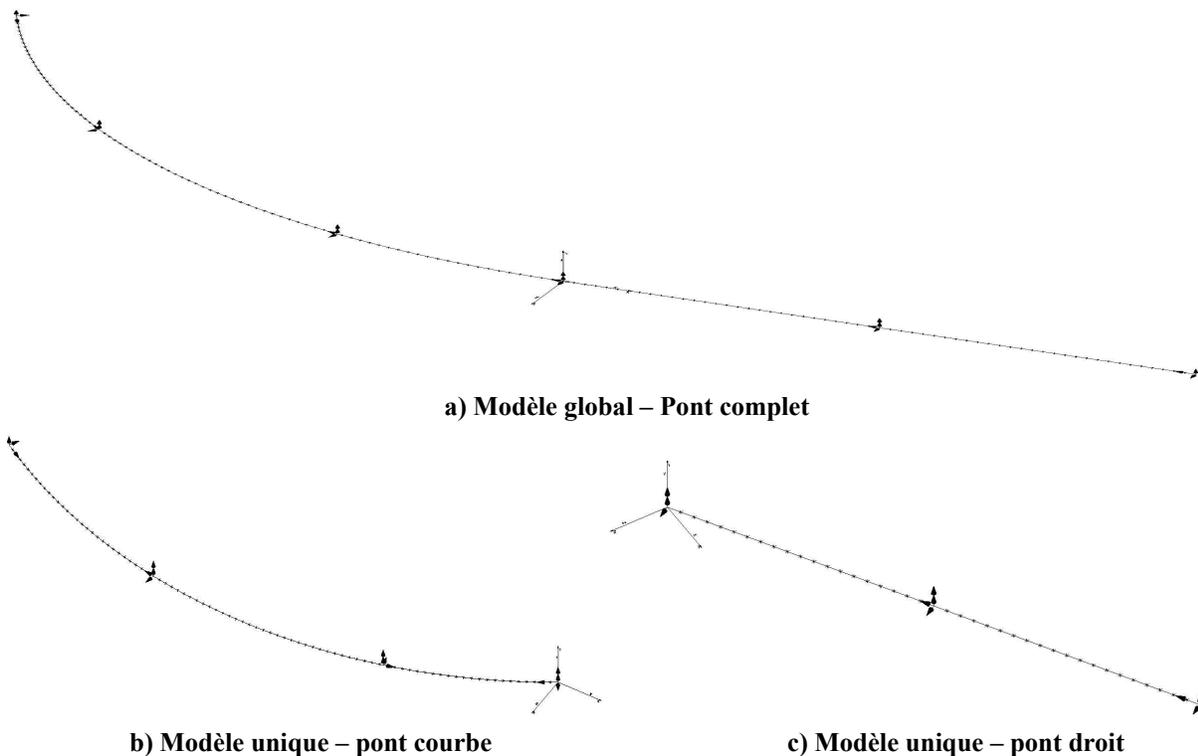


Figure 12. Modèles analytiques sismiques

Le premier modèle représente le pont complet (Figure 12.a). Le tablier est appuyé sur des ressorts représentant les rigidités des éléments de fondation. Le joint entre le pont courbe et le pont droit a également été modélisé. Pour saisir les effets locaux, deux autres modèles ont été construits : le pont courbe seul (Figure 12.b) et le pont droit seul (Figure 12.c).

À cause de la courbure horizontale, les charges sismiques ont été appliquées selon deux systèmes d'axes orthogonaux. Dans le premier cas, l'axe longitudinal passe par la corde reliant la culée 1 au joint de la pile 4. Dans le deuxième cas, l'axe longitudinal est parallèle à l'axe longitudinal du pont droit. Les résultats obtenus ont été combinés suivant l'exigence de l'article 4.4.9.2 du code S6-06 : 100% de la valeur calculée dans une direction et 30% de la valeur calculée dans la seconde direction orthogonale. Une exception a été faite concernant les forces agissant sur la pile 5 où l'effet de courbure a été jugé négligeable. Seule l'analyse suivant le deuxième système d'axe a été considérée sur cette pile.

Le code permet de dissiper l'énergie sismique en favorisant le développement de rotules plastiques dans les unités de fondations. Dans le cas des piles 2 et 3, formées de fûts uniques, un coefficient de réduction des forces  $R=3$  a donc été utilisé dans les deux directions principales. Pour la pile 4 de type multi-colonnes, supportant des appareils d'appui unidirectionnels, deux différents coefficients de réduction ont été utilisés :  $R=5$  dans la direction transversale de la pile et  $R=3$  dans la direction longitudinale. La pile 5 est également multi-colonnes mais supporte des appareils d'appui fixe dans les deux directions. Dans ce cas, les efforts longitudinaux de flexion dépassent largement les efforts transversaux à la base des fûts. Cette situation justifie l'emploi d'un coefficient de réduction de  $R=3$  dans la direction longitudinale et de  $R=1$  dans la direction transversale de la pile.

Pour faire la conception sismique des éléments ductiles, en l'occurrence les colonnes des piles du pont, les exigences du code S6-00 sont identiques à celle du code S6-06. La différence entre ces deux codes touche essentiellement le calcul des éléments à capacité protégée tels que les fondations, les appareils d'appui et les chevêtres. La norme S6-06 limite les efforts de conception des éléments à capacité protégée à la plus petite valeur entre les forces élastiques calculées avec  $I=1$  et  $R=1$  ou aux efforts probables développés dans les éléments ductiles. La norme S6-00 quant à elle ne spécifiait rien au sujet du facteur  $I$  à considérer.

Dans le cas d'une pile fixe multi-colonnes, l'armature des colonnes est dimensionnée en fonction des efforts agissant dans la direction longitudinale et la résistance des colonnes ainsi obtenue est largement supérieure à la résistance requise dans la direction transversale. Cette situation implique donc que la pile va rester élastique pour un séisme agissant dans la direction transversale du pont. Un exemple simplifié de calcul de forces élastiques effectué suivant différentes hypothèses est rapporté dans le Tableau 2.

Période de retour	Accélération du sol	Coefficient d'importance	Coefficient de réduction des forces	Forces élastiques	$F_{\text{fond}} / F_{\text{el},475}$
(ans)	A* (g)	I	R	$F_{\text{el}}$ (kN)	
475	0,200	1,0	1,0	5 000	1,00
<b>475</b>	<b>0,200</b>	<b>1,5</b>	<b>1,0</b>	<b>7 500</b>	<b>1,50</b>
475	0,200	3,0	1,0	15 000	3,00
<b>1000</b>	<b>0,287</b>	<b>1,0</b>	<b>1,0</b>	<b>7 175</b>	<b>1,43</b>
2475	0,429	1,0	1,0	10 750	2,15

**Tableau 2. Comparaisons des efforts sismiques élastiques**

\* Les données de A pour les différentes périodes de retour pour Montréal sont tirées de « 2005 National Building Code of Canada seismic hazard values » [http://earthquakecanada.nrcan.gc.ca/hazard/index\\_e.php](http://earthquakecanada.nrcan.gc.ca/hazard/index_e.php)

Ainsi, dans le cas de la pile fixe, le rapport des efforts élastiques calculés avec les deux codes est de 3,0 (15000/5000kN) ce qui correspond exactement au coefficient d'importance du pont I. En étudiant le code S6-06, il apparaît que les efforts élastiques calculés avec I=1,0 et R=1,0 pour une période de retour de 475 ans (A=0,2g), ne garantissent pas l'intégrité de l'ouvrage advenant le cas d'un séisme correspondant à une période de retour de 1000 ans (A=0,287g). Rappelons que le code exige qu'un pont de secours soit accessible aux véhicules d'urgence après un séisme de cette importance. D'un autre côté, les efforts élastiques calculés selon le code S6-00 avec I=3,0 et R=1,0 pour une période de retour de 475 ans, sont largement sécuritaires avec une accélération équivalente de A=0,6g (A=0,429 g pour période de retour de 2450 ans).

La méthode proposée et utilisée dans ce projet, pour le calcul des ponts de secours, consiste à limiter les efforts de conception des éléments à capacité protégée à la plus petite valeur entre les forces élastiques calculées avec I=1,0 et R=1,0 pour une accélération d'une période de retour de 1000 ans (0,3 g pour Montréal), ou aux efforts probables développés dans les éléments ductiles. Nous estimons que cela représente une alternative sécuritaire et raisonnable.

Les combinaisons les plus défavorables des forces verticales et horizontales agissant sur les culées et à la pile 4 ainsi que la nature des mouvements sismiques longitudinaux et transversaux requéraient une conception très complexe des appareils d'appui. Pour simplifier la distribution des forces et le système d'appui, les appareils d'appui aux culées et à la pile 4 ont été conçus pour reprendre les charges en service dans la direction transversale, mais les barres-guides ne sont pas suffisamment résistantes pour reprendre les charges transversales de séisme. Pour reprendre les charges sismiques latérales combinées avec des mouvements longitudinaux, un butoir localisé entre les deux caissons a été conçu (Figure 13). Le système de butoir est constitué de deux parties : une partie fixe installée sur la culée et une partie mobile fixée au diaphragme externe entre les caissons.

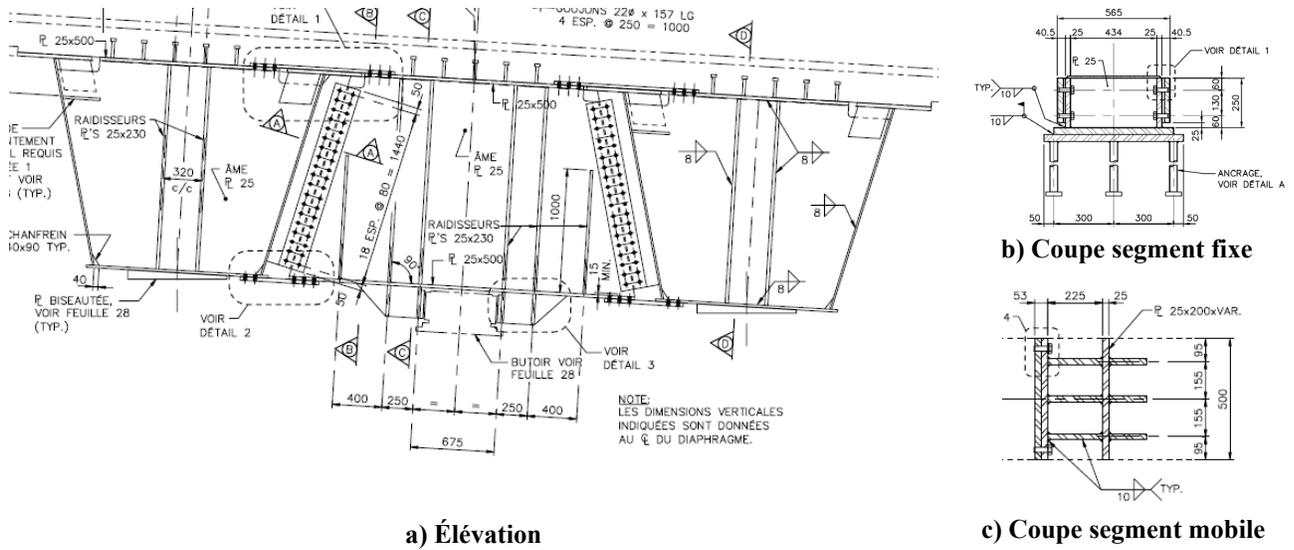


Figure 13. Butoir parasismique

Pour faciliter l'installation et permettre le remplacement des surfaces glissantes, les butoirs ont été conçus pour être remplaçables. De plus, pour réduire la force d'impact et uniformiser la pression sur les surfaces de contact, un coussin de néoprène est installé sur la partie fixe entre la plaque de butoir et la plaque glissante (Figure 14).

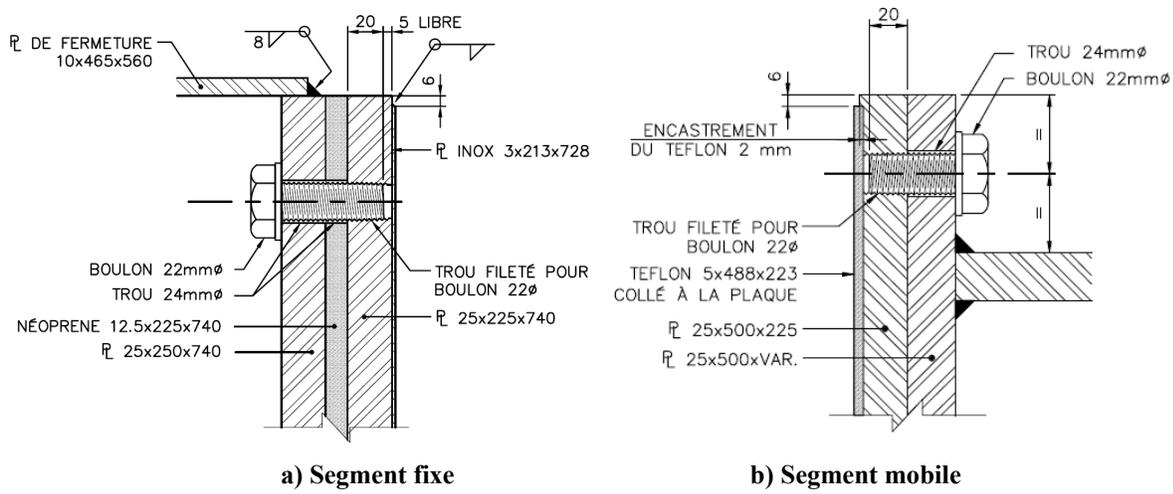


Figure 14. Butoir parasismique – surfaces glissantes remplaçables

## CONCLUSIONS

La conception de ce pont à poutres-caissons en acier courbé horizontalement a posé des défis importants. Malgré le fait que presque un tiers des nouveaux ponts construits en Amérique du Nord sont des ponts en courbe, la principale difficulté a été de combler le manque d'expertise locale sur la conception et la construction de ce type de structure.

La difficulté majeure de ce projet a été de procéder à une recherche exhaustive afin d'accumuler de l'information sur les normes, les exigences, les pratiques courantes et les dernières recherches et développements mondiaux concernant la construction, le comportement et la conception des poutres-caissons en acier courbées horizontalement. La réalisation de ce projet a permis à Dessau d'accumuler des connaissances et l'expérience sur la conception de ce type de structures.

Le succès de ce projet est attribué en partie à l'intervention et à l'assistance du fabricant de la charpente d'acier dès le début du projet, à la compréhension des méthodes d'érection et à la prise de connaissance des difficultés rencontrées lors de la réalisation de projets similaires.

Comparées aux traditionnelles poutres en I, les poutres-caissons offrent une plus grande efficacité à résister aux effets de torsion dus à la géométrie courbe mais aussi des avantages économiques substantiels pour des ponts à longues travées ou à rayons serrés. Cependant, elles ont été très peu utilisées sur le réseau routier québécois. En conclusion, ce projet est un succès du génie québécois et il est souhaité que sa réalisation ouvre la porte à l'utilisation de ce type de ponts.

## REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le ministère des Transports, et plus spécialement la Direction générale de Montréal et de l'ouest et la Direction de Laval-Mille-Îles, pour l'opportunité qu'ils nous ont fournie en nous permettant de mettre à contribution notre expertise dans le cadre de ce mandat. Nous aimerions également souligner l'excellente collaboration de M. Robin Lapointe et M. Dominique Blouin de «Structal». Nous tenons à remercier M. Frédéric Légeron de l'Université de Sherbrooke pour son implication bien appréciée lors de l'élaboration des plans et devis pour la réalisation de cet ouvrage.

## RÉFÉRENCES

1. AASHTO Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges 2003.
2. CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA VERSION 1.1, July 1999.
3. Chen B. S., Yura J. A., Williamson E. B., and Frank K. H., Top-Lateral Bracing Systems for Trapezoidal Steel Box-Girder Bridges, Technical Report 0-1898-4, CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH BUREAU OF ENGINEERING RESEARCH THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN, August 2005.
4. El-Tawil Sherif, Okeil Ayman, Behavior and design of curved composite box girder bridges, Final report, Department of civil and environmental engineering, University of central Florida, Orlando, October 2002.
5. Kase Robert A., Twelve commandments for economic steel box girder, 08/01/1997 - [Bridge Crossings No. 09](#).
6. Memberg M. A., Yura J. A., Frank K. H., and Williamson E. B., A Design Procedure for Intermediate External Diaphragms on Curved Steel Trapezoidal Box Girder Bridges,

Research Report 0-1898-1, CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH BUREAU OF ENGINEERING RESEARCH THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN October 2002.

7. National Steel Bridge Alliance, Practical Steel Tub Girder Design, 2005.
8. Topkaya C., Yura J. A., Williamson E. B., and Frank K. H., Composite Action during Construction of Steel Trapezoidal Box Girder Bridges, Research Report 0-1898-2, CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH BUREAU OF ENGINEERING RESEARCH THE UNIVERSITY OF TEXAS AT AUSTIN, August 2005.
9. NCHRP 2005, Steel bridge erection practices, Report 345.
10. NCHRP 2006, Development of LRFD Specifications for horizontally curved steel girder bridges, Report 563.
11. Okeil Ayman and El-Tawil Sheriff, Warping stresses in curved box girder bridges: Case study, Journal of bridge engineering, September/October 2004.
12. Oleinik, J.C. and Heins, Diaphragms for curved box beam bridges, C.P. (Oct. 1975), Journal of structural engineering, ASCE, Vol.10.
13. Texas Steel Quality Council, Texas Department of Transportation (TxDOT), Preferred practices for steel Bridge Design, Fabrication and Erection, 2005.
14. 2005 National Building Code of Canada seismic hazard values, [http://earthquakescanada.rcan.gc.ca/hazard/index\\_e.php](http://earthquakescanada.rcan.gc.ca/hazard/index_e.php).