

Problématiques liées à la conception et à la construction des ponts courbes en acier

Munzer Hassan, Nathalie Chagnon et Dennis Bascopé
CIMA+

Résumé

Le présent article présente certains aspects des défis que posent la conception et la construction des ponts courbes en acier, et ce à travers l'exemple du pont courbe de l'échangeur A-20/A-25/R-132, dont le mandat de conception a été confié à CIMA+. Il s'agit d'un pont à poutres assemblées en I. Deux aspects sont examinés dans cet article : le premier a trait à la conception; le second à la construction.

Dans le volet conception, les résultats d'une étude paramétrique sont présentés. Cette étude a été conduite parallèlement à l'étude de conception. Elle a été réalisée à l'aide d'un modèle 3D de la structure du pont et avait pour objectifs d'étudier : (i) l'influence des conditions de fixation des plaques de goussets – requises pour l'attache des contreventements latéraux – sur la performance en fatigue; (ii) l'influence de la fissuration de la dalle de béton en zone de moment négatif sur les efforts sollicitant les poutres et les contreventements; (iii) l'influence du retrait de béton sur les efforts sollicitant les poutres et les contreventements ainsi que sur le soulèvement des appuis.

Le volet construction traite du montage des poutres en chantier et la manière d'intégrer l'étape de montage dans le processus de conception. L'approche qui consiste à monter un segment de poutre à la fois s'accompagne de déformations verticales et horizontales dans les sections des poutres ainsi montées et exige l'application de forces importantes afin de pouvoir installer les contreventements entre les poutres. Ces forces indues dans les contreventements et/ou dans les semelles des poutres peuvent affecter la pérennité de ces éléments. Une approche de montage, qui consiste à assembler des sections de paires de poutres totalement contreventées au sol puis installées dans leur position finale, a été adoptée et intégrée dans les étapes de construction. Outre la réduction des délais de montage, cette approche procure aux segments montés de la structure une plus grande stabilité, offrant ainsi des conditions de travail plus sécuritaires sur les chantiers.

1-Introduction

Le recours aux ponts courbes en acier devient de plus en plus fréquent, notamment dans les échangeurs en zone urbaine, où les exigences du profil de la route sont particulièrement sévères et les délais de construction sont très contraignants. Comparativement aux ponts droits, la conception des ponts courbes requiert une expertise plus poussée et leur analyse fait appel à des notions avancées du calcul des structures. De plus, les prescriptions de la norme S6-06 relatives au calcul des ponts courbes ne sont pas exhaustives et leur application laisse un grand champ libre pour l'interprétation de l'ingénieur concepteur.

Trois aspects de la conception des ponts courbes en acier sont traités dans le présent document, à savoir : (i) l'influence des conditions de fixation des plaques goussets sur la performance en fatigue; (ii) l'influence de la fissuration de la dalle de béton en zone de moment négatif sur les efforts sollicitant les poutres et les contreventements; et (iii) l'influence du retrait de béton sur les efforts sollicitant les poutres et les contreventements ainsi que sur les réactions d'appuis.

Par ailleurs, le montage des ponts courbes pose également un défi de taille. Il peut avoir des conséquences désastreuses sur la stabilité de l'ouvrage à l'étape de construction et un impact important sur la qualité de l'ouvrage fini. L'étape de montage est de ce fait un aspect majeur à considérer dès le début du processus de conception.

2-Caractéristiques du pont étudié

Cette étude a été conduite sur un cas concret; celui du pont courbe de l'échangeur A-20/A-25/R-132 dont le mandat de conception a été confiée à CIMA+. Le tablier de ce pont, dont le rayon de courbure est de 133 m, comprend quatre poutres assemblées en I. Il est composé de deux travées de 43 m chacune avec une largeur de tablier de 10,87 m. La profondeur des poutres est de 1900 mm, avec une largeur des semelles de 600 mm (figures 1 et 2). La dalle en béton a une épaisseur de 200 mm.

Des contreventements transversaux en K ont été prévus pour stabiliser la structure, ainsi que deux rangées de contreventements latéraux (figure 3). Aux appuis, des diaphragmes connectés à la dalle de roulement et aux poutres principales contribuent à la stabilité latérale du tablier et permettent son soulèvement pour un éventuel remplacement d'appuis.

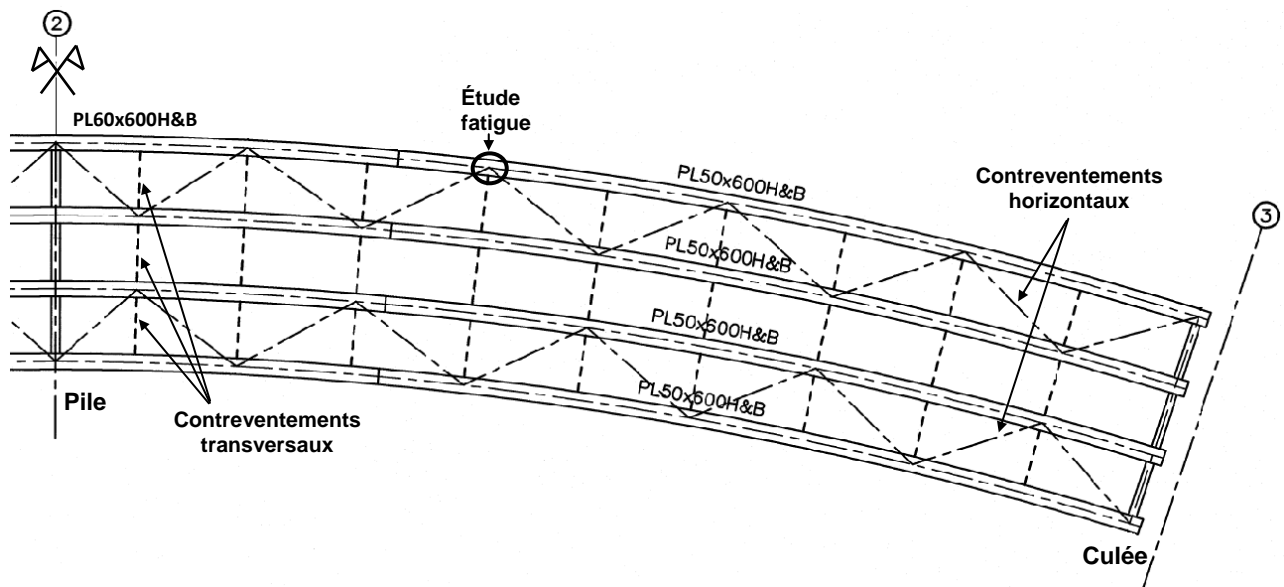


Figure 1. Vue en plan du tablier.

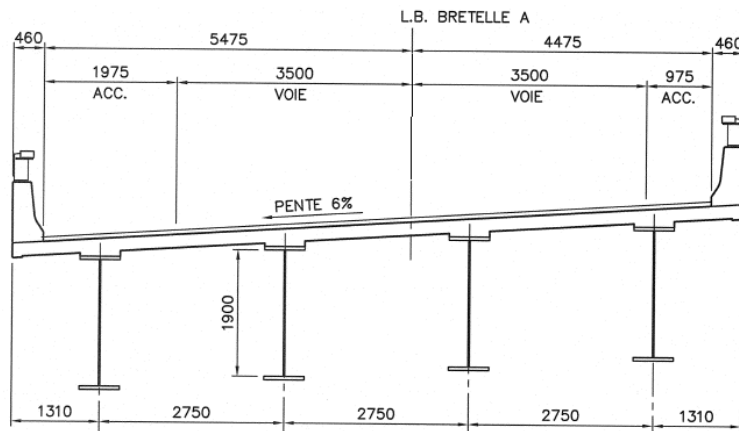


Figure 2. Section transversale du tablier.

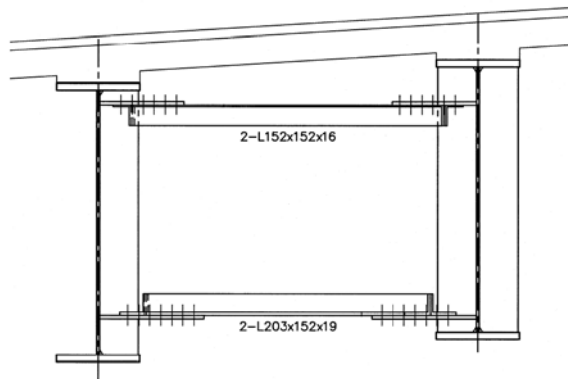


Figure 3. Disposition des contreventements horizontaux.

3-Étude paramétrique de conception du tablier de pont

La conception du pont a été réalisée à l'aide du logiciel Advance Design America (2009). Cependant, les analyses détaillées faisant l'objet du présent article ont été conduites à l'aide du logiciel SAP2000 dans sa version 14. Ce dernier a été choisi pour sa puissance de calcul et la diversité de types d'éléments finis qu'il offre.

Deux types d'éléments finis ont été adoptés pour la modélisation du tablier du pont courbe, à savoir : (i) des éléments poutre pour les contreventements transversaux et latéraux; et (ii) des éléments coque pour les poutres assemblées, la dalle et les diaphragmes d'appui.

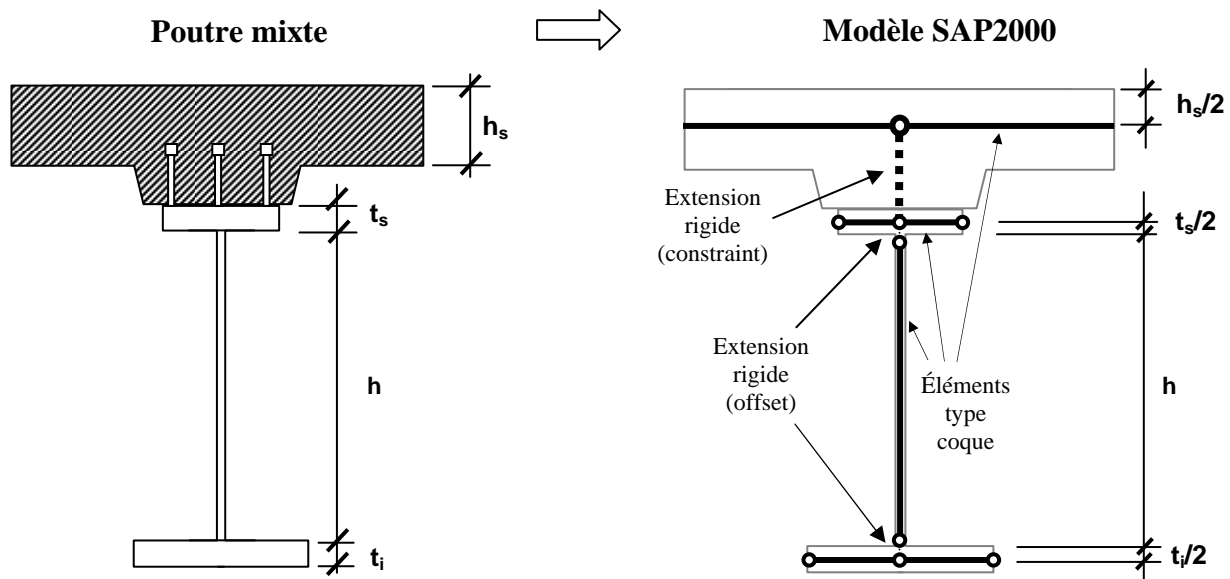


Figure 4. Modélisation des poutres mixtes avec des éléments type coque.

Les éléments finis type poutre (*frame*) utilisent en réalité une formulation poutre-colonne propre au logiciel SAP2000. Cette formulation est semblable à celle de Bernoulli pour les analyses élastiques. Six degrés de liberté sont donc associés à chaque nœud, à savoir : trois (3) déplacements et trois (3) rotations.

Les éléments finis type coque (*shell-thin*) utilisent la formulation de Kirchhoff. Cette formulation ne tient pas compte des déformations en cisaillement qui sont généralement négligeables pour des éléments plans élancés comme une dalle de pont ou une plaque de poutre assemblée. Cinq degrés de liberté sont associés à chaque nœud des éléments coque, à savoir : trois (3) déplacements et deux (2) rotations. La rotation autour d'un axe perpendiculaire à la plaque n'est pas considérée (CSI, 2009).

3-1-Performance en fatigue des goussets de contreventements latéraux

D'une manière générale, les systèmes de contreventements latéraux permettent de résister aux efforts dus au vent, aux séismes et aux charges verticales. Ils permettent de réduire les contraintes de flexion secondaire hors-plan des semelles et assurent la stabilité durant la mise en place des poutres en I et durant la coulée de la dalle. Ils contribuent aussi à la distribution des charges de service entre les poutres adjacentes. Ces contreventements sont donc fortement sollicités et doivent être considérés comme des membrures principales du pont (CSA/S6-06, 2006 et Nakai & Yoo, 1988).

Selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA/S6-06, les connexions entre les contreventements latéraux et les poutres principales doivent être conçues de manière à minimiser les effets de fatigue. Étant donnée l'importance des efforts qui transitent par les goussets d'attache des contreventements latéraux, une étude détaillée de leur performance en fatigue s'est avérée fort pertinente.

Plus précisément, cette étude de la performance en fatigue vise trois objectifs :

- vérifier et le cas échéant quantifier la présence de concentrations de contraintes dans les goussets;
- quantifier l'influence du rayon de la transition à l'extrémité du gousset et
- déterminer la position idéale des goussets par rapport à la semelle de la poutre à laquelle ils sont soudés.

i) Modélisation du gousset

Comme il a été expliqué précédemment, pour l'ensemble du pont, les contreventements horizontaux ont été modélisés comme des éléments poutres directement attachés aux poutres principales. Par contre, pour l'étude détaillée de la fatigue, des éléments type coque ont été adoptés (figure 5). Le point d'attache choisi se trouve sur la poutre extérieure à proximité du point d'inflexion du moment de flexion dû au poids propre (figure 1). Cet emplacement est considéré de grande importance parce que, sous la surcharge routière, les plus grandes variations de moments y prennent place.

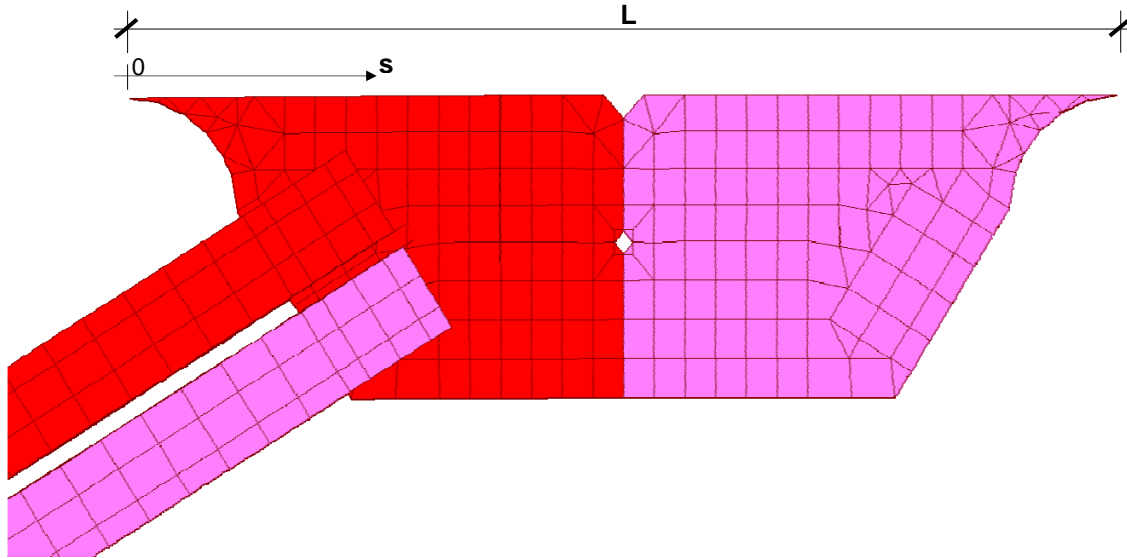


Figure 5. Modélisation des goussets et des contreventements horizontaux avec des éléments type coque.

Un point sensible dans cette modélisation a été le maillage de la transition arrondie à l'extrémité du gousset. Pour représenter cette forme arrondie avec les éléments finis disponibles dans SAP2000, il est nécessaire de l'approcher avec des éléments triangulaires. Or, ceci peut être fait avec des degrés de raffinement différents et entraîner un certain biais dans les résultats. Pour prévenir cet éventuel biais, trois maillages différents ont été comparés (figure 6), avec un niveau de détail croissant, le premier représentait la transition comme un simple triangle, alors que le dernier épousait de très près la géométrie arrondie. Les analyses ont montré une faible différence entre les valeurs extrêmes de contrainte pour les différents maillages (figure 7). Pour la suite des analyses, le maillage le plus raffiné (maillage 3) a été retenu.

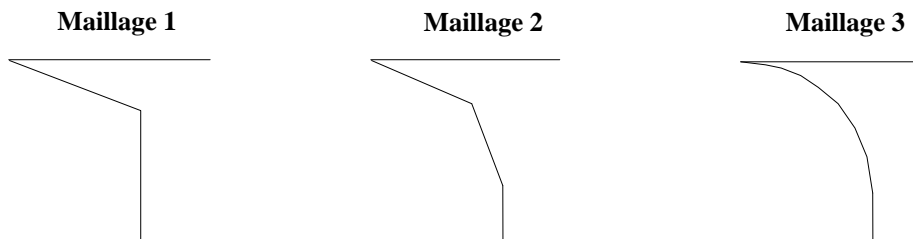


Figure 6. Modélisation de la transition du gousset avec différents degrés de raffinement.

ii) Concentration de contraintes

L'analyse du gousset sous la charge de camion CL-625 montre une importante concentration de contraintes (figure 7). En effet, les écarts de contrainte ($\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$) sont plus ou moins

constants sur la longueur de la soudure mais une montée abrupte est observée à son extrémité. Celle-ci se trouve du côté du contreventement le plus sollicité en traction.

Sur la figure 7 les valeurs d'écart de contrainte obtenues avec les différentes densités de maillage, sont comparées avec la valeur qui aurait été obtenue en estimant l'écart de contrainte à partir du moment longitudinal sur la poutre ($\sigma = M_x \cdot y / I$). C'est d'ailleurs une pratique courante de vérifier la fatigue de cette façon. Si cette façon prévoit bien les écarts de contraintes moyenne, elle demeure incapable de prévoir la concentration des contraintes. En effet, le rapport entre la contrainte maximale et la moyenne obtenue à partir du moment est d'environ 1,7.

Écart de contraintes selon le maillage de la transition

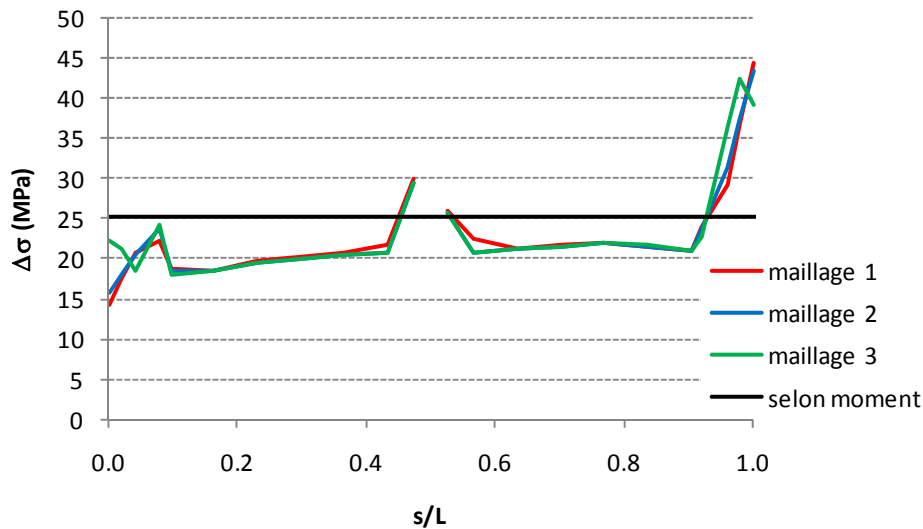


Figure 7. Distribution des écarts de contrainte selon le degré de raffinement de la modélisation de la transition.

iii) Influence du rayon de transition

Dans le code S6-06, on attribue une résistance supérieure en fatigue aux goussets avec des transitions arrondies et des soudures d'extrémité meulées lisses. Trois transitions ont été étudiées, à savoir : en angle droit, avec un rayon de 150 mm et avec un rayon de 230 mm qui correspond au maximum possible pour les dimensions du gousset tel que retenu dans le projet.

Les résultats, illustrés dans la figure 8, montrent que la concentration de contrainte s'atténue à mesure que le rayon de la transition grandit. Les valeurs extrêmes passent de 46 MPa pour la transition en angle droit à 42 MPa pour un rayon de 150 mm et atteignent 38 MPa pour le rayon maximum de 230 mm. La différence entre les deux cas extrêmes est donc d'environ 20%. Rappelons que la norme CSA/S6-6 permet un changement de catégorie de fatigue passant de E pour des rayons ($R < 50$ mm) à une catégorie D ($150 > R \geq 50$) ou une catégorie C ($600 > R \geq 150$).

Écarts de contrainte selon le rayon de la transition

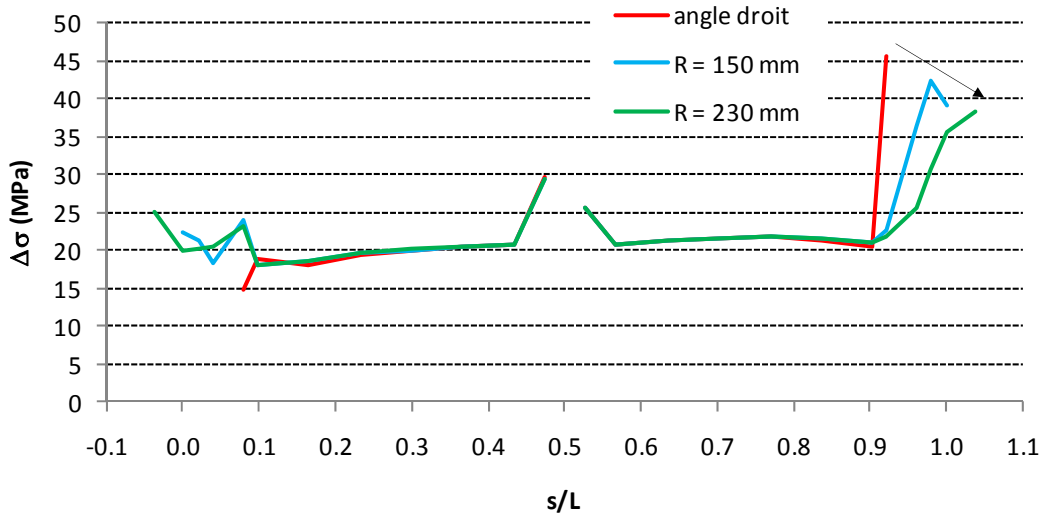


Figure 8. Distribution des écarts de contrainte selon le rayon de la transition arrondie à l'extrémité du gousset.

iv) Influence de la position du gousset

Dans la section relative à la fatigue des structures en acier du code CSA/S6-06 [10.17], il est stipulé que les plaques d'assemblage latérales doivent être situées "à une distance verticale de la semelle d'au moins la moitié de la largeur de celle-ci avec un minimum de 150mm".

Cette restriction s'avère très contraignante puisqu'elle réduit la distance entre les contreventements horizontaux supérieurs et inférieurs, en même temps que leur efficacité à transmettre un couple aux poutres principales. En outre, l'espace disponible aux contreventements latéraux est d'avantage réduit à cause du dévers qu'il faut allouer à la dalle du pont.

Pour estimer l'influence de la position du gousset sur les contraintes qui le sollicitent, deux modèles avec des positions différentes ont été analysés. Dans le premier modèle, le gousset se trouve à la distance minimale de la semelle prescrite par le code CSA/S6-06. Pour le cas du pont étudié cette distance est de 300 mm. Dans le deuxième modèle, une distance moindre, 120 mm, a été adoptée. Cette distance est inférieure à celle qui a été réellement adopté dans notre projet et ceci pour faire sortir d'avantage l'effet de concentration des contraintes.

Les résultats des analyses montrent qu'en approchant les goussets de la semelle, les contraintes sont plutôt réduites, ainsi que les risques de fatigue (figure 9). Cette réduction est de 3 MPa, c'est-à-dire environ 7%.

Écarts de contrainte selon la position du gousset

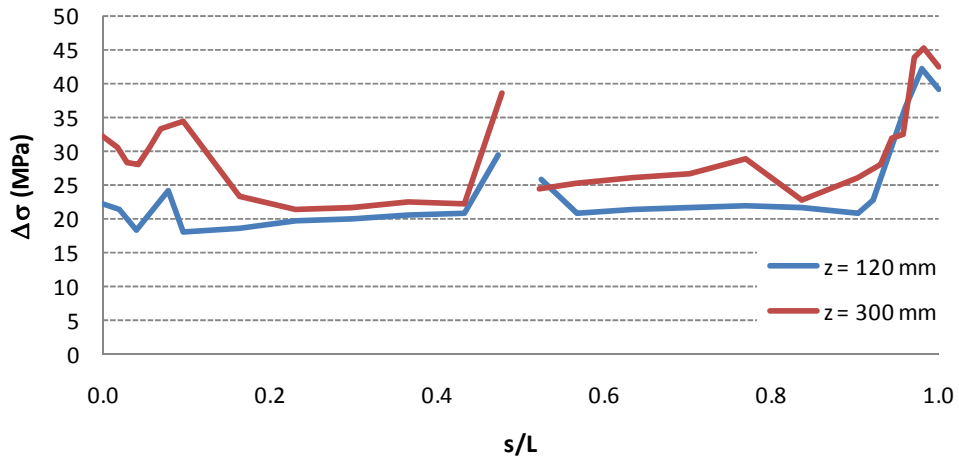


Figure 9. Distribution des écarts de contrainte pour deux positions du gousset par rapport à la semelle de la poutre à laquelle il est soudé.

Les écarts de contraintes ont été vérifié tout au long de la soudure âme-raideuseur et la soudure raidisseur-semelle. Pour le cas des goussets à 120mm de distance de la semelle, la figure 10 montre ces ecarts sur un axe partant d'un point se trouvant à une distance de 165 mm plus haut que la plaque de gousset jusqu'à l'intersection âme-raideuseur-semelle puis jusqu'au bout de l'intersection raidisseur-semelle. Ces écarts de contrainte se trouvent toujours inférieures ou égales aux valeurs calculées sur la poutre en utilisant les moments longitudinal et transversal (M_x et M_y) et une distribution linéaire des contraintes.

Écarts de contrainte sur la soudure âme-raideuseur-semelle Cas: h = 120 mm

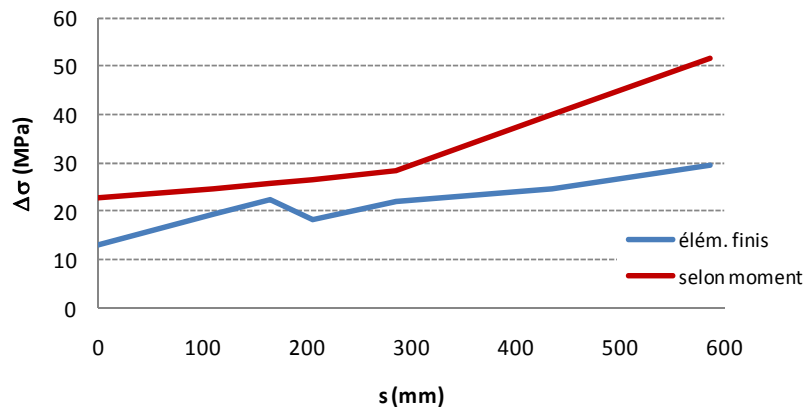


Figure 10. Distribution des écarts de contrainte à l'intersection âme-raideuseur-semelle pour un gousset à 120 mm de la semelle inférieure.

Pour le cas des goussets à 300 mm de distance de la semelle, la figure 11 montre ces écarts sur un axe partant d'un point se trouvant à une distance de 165 mm plus haut que la plaque de gousset jusqu'à l'intersection âme-raisseur-semelle puis jusqu'au bout de l'intersection raidisseur-semelle. Ces écarts de contrainte sont également toujours inférieures aux valeurs calculées sur la poutre avec les moments et une distribution linéaire des contraintes. Les écarts de contrainte sont supérieurs à ceux avec des plaques de gousset situé à 120 mm au-dessus de la semelle inférieure.

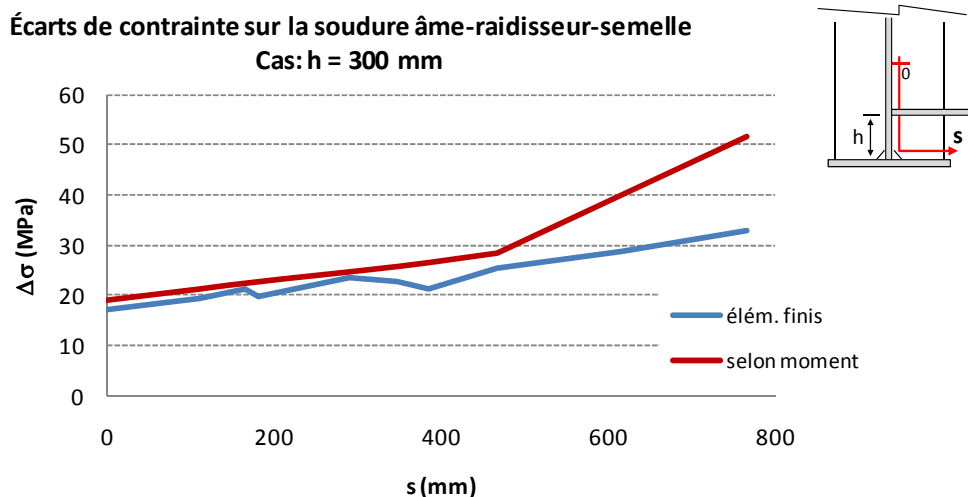


Figure 11. Distribution des écarts de contrainte à l'intersection âme-raisseur-semelle pour un gousset à 300 mm de la semelle inférieure.

v) *Commentaires*

Les résultats présentés ci-dessus ne peuvent pas être généralisés à tous les ponts en acier à poutres en I sans faire une étude analytique et expérimentale plus vaste et exhaustive. Cependant, dans le cas du pont étudié, Trois constats importants relatifs à la fatigue dans les goussets doivent être soulignés :

- 1) L'analyse par éléments finis, montre qu'une concentration de contraintes prend place à l'extrémité des goussets, même avec des transitions arrondies. Cette concentration de contraintes est toujours présente même pour des rayons importants.
- 2) Il a été constaté que les écarts de contraintes extrêmes peuvent être réduits avec l'adoption de transitions arrondies au bout des soudures. Cependant, dans notre cas, la réduction d'écart de contraintes n'est pas très significative et ne reflète pas l'effet présumé par la norme CSA/S6-06 qui permet un changement de catégorie de fatigue de E à C en fonction des rayons de transition.
- 3) Finalement, il s'est avéré que l'imposition d'une distance minimale entre la semelle des poutres et le gousset égale à la moitié de la largeur de la semelle n'est pas toujours pertinente. Pour le cas de pont étudié, les contraintes obtenues dans le gousset et à l'intersection semelle-raisseur devenaient plus faibles en s'approchant de la semelle. Ce constat ne met certainement pas en doute la pertinence de garder une distance minimale

3-2 Influence de la fissuration de la dalle de béton

La Norme CSA/S6-06 laisse au concepteur le choix sur la manière dont il tiendra compte de la fissuration du béton lors de l'analyse du tablier de pont sous les surcharges routières. Par contre, le Manuel de conception de structures du MTQ apporte d'avantage de précisions. En effet, il y est spécifié que, dans une zone de moment négatif, seules la section d'acier et les barres d'armature de la dalle sont considérées dans l'analyse de la section mixte.

Toutefois, dans la pratique, négliger la contribution du béton dans une partie de la dalle peut être difficile à appliquer, selon le logiciel d'analyse utilisé. Il est donc important de quantifier l'effet qu'aurait cette démarche dans les efforts agissant sur les éléments du pont.

i) Modélisation de la fissuration de la dalle

Pour simuler la fissuration du béton, la démarche consistait à faire varier la rigidité de la dalle dans le sens longitudinal. Ces modifications de la rigidité concernent uniquement la zone de moment négatif. Cette zone est définie à partir des résultats de l'analyse du tablier sous le poids propre du béton frais. Trois modèles ont été analysés, selon la rigidité de la dalle, à savoir :

- Rigidité à 10% : Dans ce modèle, la rigidité du béton a été réduite à 10% dans la zone de moment négatif, ce pourcentage représenterait seulement l'action des armatures en ignorant la contribution du béton.
- Rigidité à 50% : Dans ce modèle, la rigidité de la dalle dans le sens longitudinal est de 50%. Ceci ne représente aucune situation spécifique mais sert à évaluer une éventuelle tendance.
- Rigidité à 100 % : Aucune modification à la rigidité du béton n'est apportée, i.e. la fissuration est ignorée.

ii) Efforts internes dans les poutres

Suite à l'analyse des trois modèles sous les surcharges routières (CL-625), les efforts observés dans les poutres composites suivent un comportement tout à fait logique. C'est-à-dire, plus la dalle dans la zone de moment négatif est rigide, plus grands sont les efforts dans cette zone, et vice-versa.

Les différences entre les diagrammes d'effort tranchant sont à peine remarquables, numériquement ces différences se trouvent en-deçà de 1 % (figure 12). Négliger ou non la contribution du béton n'aurait donc aucun impact sur les efforts tranchants.

Quant au moment de flexion, les écarts observés entre le cas où la dalle est considérée fissurée et celui où on la suppose non fissurée sont d'environ -11 % pour le moment négatif et 3 % pour le moment positif (figure 13).

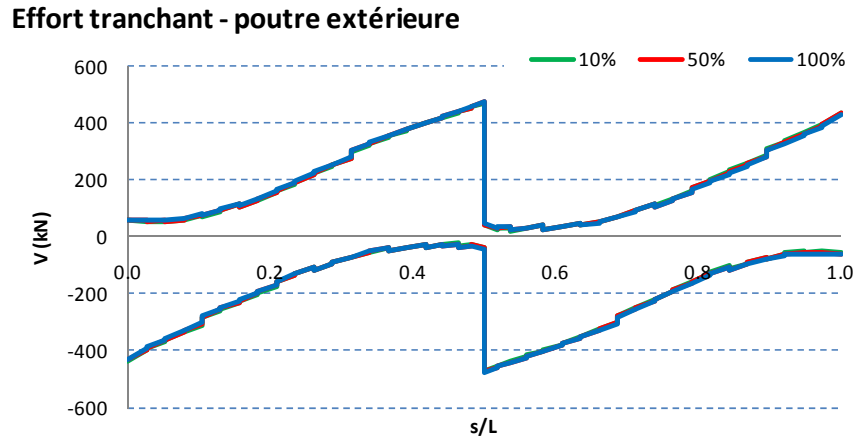


Figure 12. Enveloppe d'effort tranchant pour la poutre mixte extérieure du tablier, selon la rigidité adoptée pour la dalle.

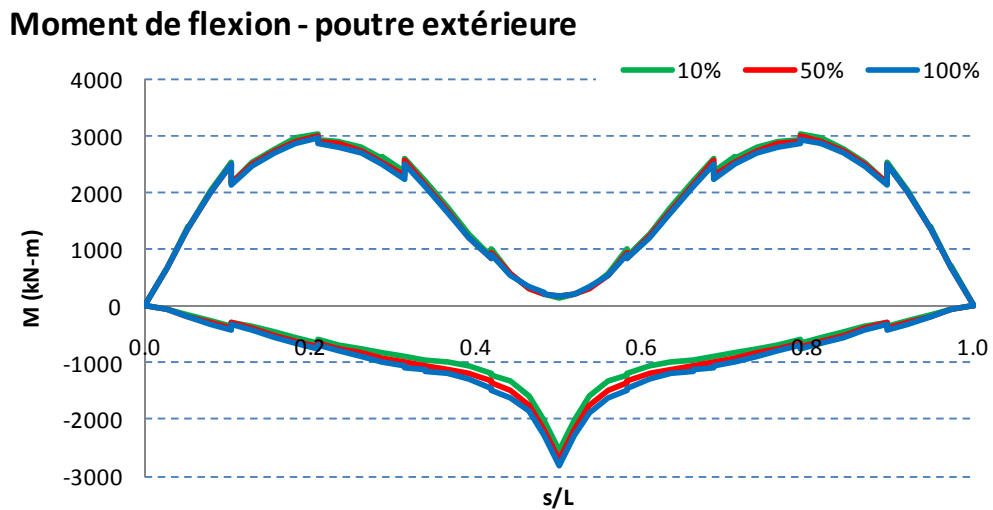


Figure 13. Enveloppe de moment de flexion pour la poutre mixte extérieure du tablier, selon la rigidité adoptée pour la dalle.

iii) Flèches aux poutres principales

Les flèches dans les poutres principales, suivent aussi un patron cohérent; elles sont plus importantes dans le modèle moins rigide (dalle fissurée) que dans le modèle rigide (dalle non fissurée). L'écart entre les résultats obtenus des deux modèles est de 7 % à l'endroit de la flèche maximale près de la mi-travée (figure 14).

Flèches à la poutre extérieure selon rigidité de la dalle

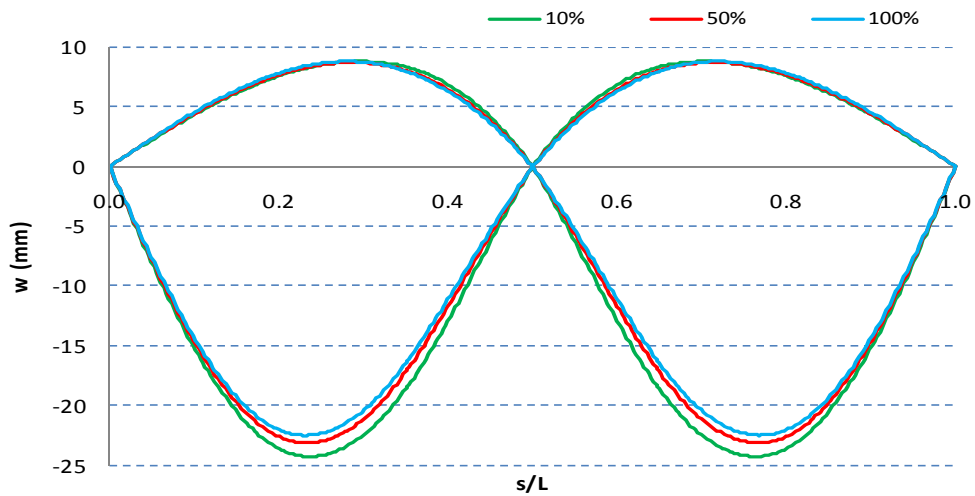


Figure 14. Flèches sous les surcharges routières.

iv) Efforts aux contreventements

La redistribution des efforts normaux dans les contreventements horizontaux était moins prévisible que dans les deux cas précédents. L'effet de la prise en compte ou non de la fissuration de la dalle, peut augmenter ou diminuer les efforts dans les contreventements selon leur emplacement dans le pont. Cependant, malgré cette variabilité, il a été observé que les efforts de compression les plus importants prennent place dans le modèle où la dalle est considérée fissurée. À titre d'exemple, la figure 15 montre les efforts dans les membrures de contreventements les plus chargées du pont.

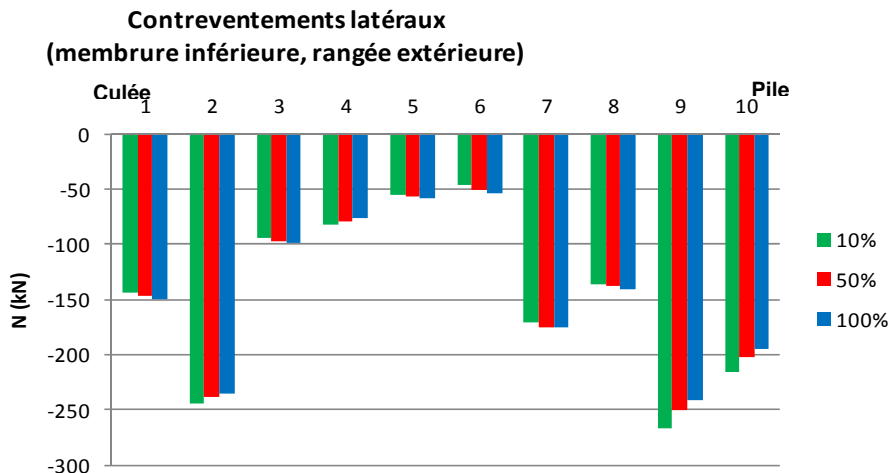


Figure 15. Efforts négatifs extrêmes aux contreventements latéraux extérieurs selon la rigidité adoptée pour la dalle (sous la surcharge routière).

v) *Commentaires*

Les résultats concernant la prise en compte ou non de la fissuration de la dalle sont concluants, bien qu'ils ne concernent que la géométrie du pont analysé pour cette étude.

- Pour l'estimation des efforts internes dans les poutres, il n'y a pas de différence importante entre le fait de considérer ou non la fissuration de la dalle en zone de moment négatif.
- Par contre, pour l'estimation des flèches et des efforts de compression dans les membrures des contreventements, le modèle le plus sécuritaire est le modèle avec dalle fissurée en zone de moment négatif.
- La prise en compte de la fissuration de la dalle resterait alors l'option privilégiée car elle est la plus sécuritaire.

3-3- Influence du retrait

Étant donné que la dalle d'un pont en acier est directement connectée aux poutres et aux diaphragmes d'appui, son retrait est empêché par ces éléments, ce qui peut générer d'importants efforts sur l'ensemble de la structure du pont. L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de ce phénomène et d'étudier le comportement du pont sous l'effet du retrait empêché en variant quelques paramètres.

i) Modélisation du retrait

La modélisation du retrait est compliquée dans la mesure où il est très sensible à la nature de liaison entre les éléments de la dalle et les éléments des poutres et des diaphragmes. L'approche de modélisation illustrée à la figure 4 est cependant couramment utilisée pour les ponts courbes et acceptée dans la littérature scientifique (CHANGA & WHITE, 2008).

Quant à la déformation attribuée au retrait dans le modèle de pont courbe, la valeur considérée est celle qui est suggérée par le Manuel de conception de structures du MTQ (2009), i.e. $250 \mu\epsilon$; valeur à considérer pour le calcul de la flèche et des contraintes dues au retrait.

La question la plus importante est de savoir comment appliquer cette déformation de retrait dans les directions longitudinale et transversale vu la différence de rigidité de la charpente dans ces deux directions. Également, il est très important de savoir comment tenir compte du retrait dans les différentes zones de la dalle, selon que la fissuration de cette dernière est prise en compte ou non. Dans le cadre de cette étude, l'influence du retrait sur les réactions d'appuis, sur les efforts sollicitant les poutres et les contreventements ainsi que sur les flèches a été analysée en considérant les deux cas suivants :

- a) La dalle est supposée non fissurée et la déformation de retrait est appliquée dans les deux directions longitudinale et transversale; ceci dans le but de représenter l'effet maximal du retrait.
- b) La dalle est supposée fissurée dans la zone de moment négatif. Sa rigidité est alors réduite à 10% dans la direction longitudinale. Mais dans la direction transversale, sa rigidité est maintenue égale à 100%. Quant à la déformation due au retrait, elle est également appliquée dans les deux directions.

ii) Réactions d'appui

Du fait de la géométrie courbé du pont, les réactions d'appui montrent une claire asymétrie transversale. En effet, les réactions d'appuis des poutres de rive, surtout ceux de la poutre extérieure (Poutre 4) sont fortement sollicités en soulèvement (figure 16). Ce soulèvement est réduit en cas de dalle fissurée en zone de moment négatif (figure 16b) mais il reste très important et malgré le poids propre de la dalle et les autres charges permanentes, le soulèvement à l'ELUL peut persister et peut gouverner le choix des appareils d'appuis.

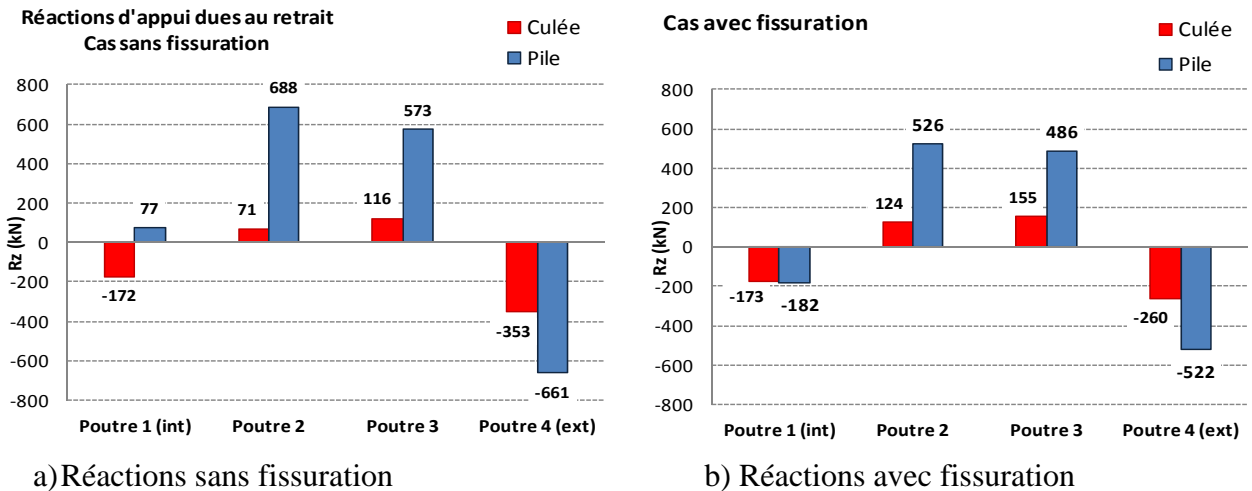


Figure 16. Réactions d'appui verticales dues au retrait, à la culée et à la pile.

iii) Efforts aux poutres

Les valeurs d'effort tranchant dû au retrait sont relativement faibles, comparées aux autres charges verticales comme le poids propre ou les surcharges routières. Les efforts tranchants ont été calculés en considérant une dalle non fissurée en zone de moment négatif et une autre fois en considérant une dalle fissurée en zone de moment négatif et les résultats sont représentés dans la figure 17. Encore une autre fois, on remarque que la considération de la fissuration de la dalle diminue l'effort tranchant dû au retrait entre 25% et 50% environ selon la poutre et selon la section considérée (figure 17a, 17b).

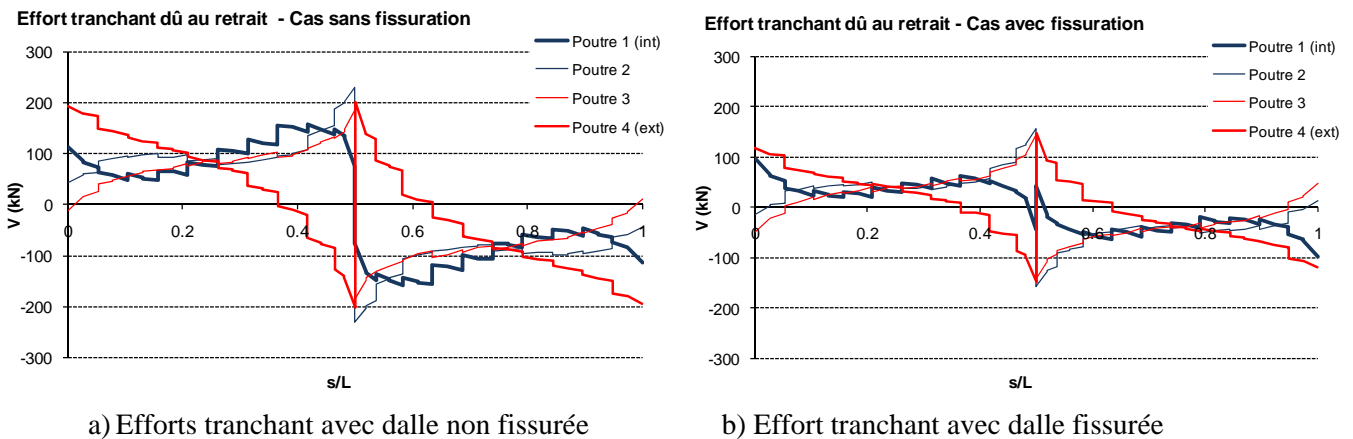
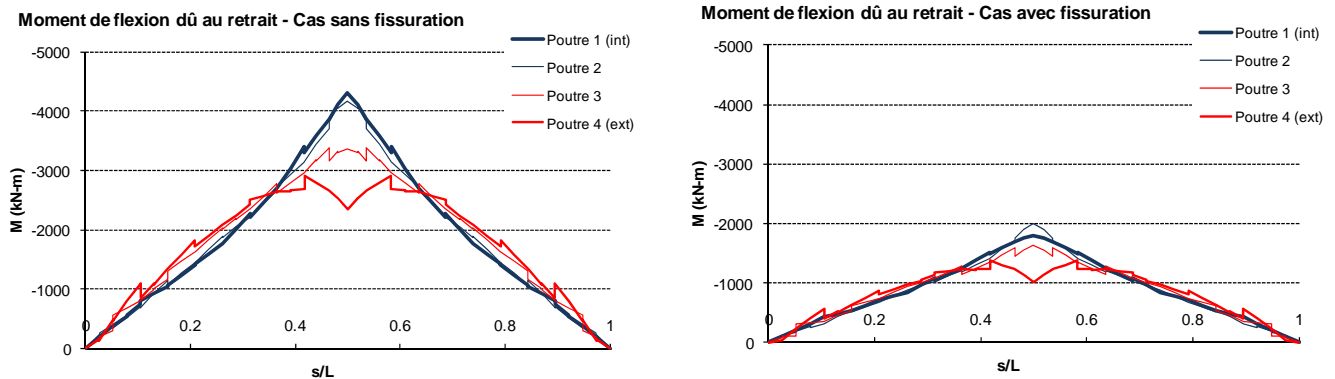


Figure 17. Diagrammes d'effort tranchant dus au retrait empêché de la dalle.

En ce qui concerne le moment de flexion, les valeurs dues au retrait sont importantes. Ces moments sont partout négatifs et pour certaines courbures de pont pourrait gouverner la conception des poutres en moment négatif. Dans le cas de dalle non fissurée, les moments de flexion dus au retrait (figure 18a), sont comparables à ceux de la surcharge routière. La considération de la fissuration de la dalle en zone de moment négatif diminue le moment dû au retrait de plus de 50% dans la section située sur la pile centrale (figure 18b).



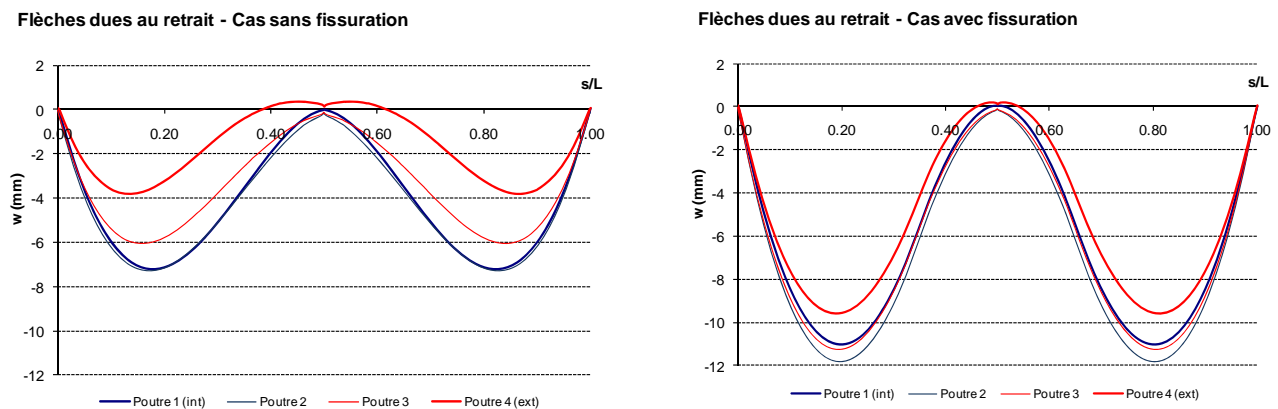
a) Moment en cas de dalle non fissurée

b) Moment en cas de dalle fissurée

Figure 18. Diagrammes de moment de flexion dus au retrait empêché de la dalle.

iv) Flèches

Les flèches dues au retrait font partie des composantes des cambrures qui sont nécessaires pour la fabrication des poutres. Pour le pont étudié, la magnitude des flèches est relativement faible sur toutes les poutres si on néglige la fissuration dans la dalle (figure 19a). Par contre, on remarque que la prise en compte de la fissuration dans la zone de moment négatif peut doubler la flèche dans certaines sections de certaines poutres (figure 19b).



a) Flèches en cas de dalle non fissurée

b) Flèches en cas de dalle fissurée

Figure 19. Flèches dues au retrait empêché de la dalle.

v) Efforts aux contreventements

Les effets du retrait sur les efforts dans les contreventements transversaux et latéraux sont très variés. Cependant, pour le cas étudié, c'est sur les contreventements latéraux que les effets sont les plus importants. Sur la figure 20 sont présentés les efforts dus au retrait dans les contreventements latéraux inférieurs de la rangée extérieure, et ceci avec et sans fissuration de la dalle. On peut remarquer que dans le cas des contreventements horizontaux à proximité de la pile (10 et 11), et ceux près des culées (1 et 20), l'effort dû au retrait est relativement important et peut gouverner la conception de la pièce. Ces efforts sont réduits considérablement dans le cas de dalle fissurée en zone de moment négatif.

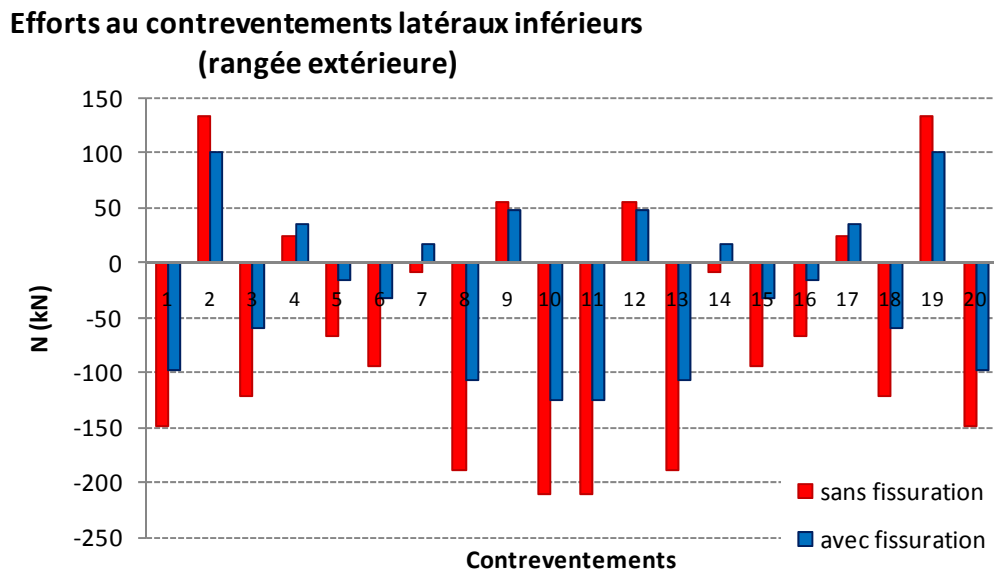


Figure 20. Efforts au contreventement latéraux inférieurs (rangée extérieure) dus au retrait.

vi) Commentaire

Nous avons pu observer que le retrait empêché de la dalle de béton entraîne des efforts considérables sur les éléments du pont courbe. Selon la courbure et les dimensions du pont le retrait pourrait gouverner la conception des appareils d'appui, des poutres principales en moment négatif et des contreventements horizontaux. Une recherche qui donnerait une démarche à suivre et les hypothèses de calcul serait de grand intérêt pour les ingénieurs praticiens.

4-Montage de la charpente d'acier

Bien qu'un certain nombre de recherches aient été consacrées au comportement des ponts courbes en acier, peu de travaux ont porté sur l'aspect du montage en chantier de ce type de structure. Les quelques recherches effectuées sur le sujet démontrent toutefois que si les étapes de montage ne sont pas bien planifiées, des contraintes pour lesquelles les éléments n'avaient pas été conçus peuvent survenir lors du levage des poutres et l'assemblage de la charpente d'acier.

4-1- Problématique

Les deux principaux points à considérer pour faciliter le montage en chantier sont : la stabilité des poutres lors du levage et les déplacements verticaux et horizontaux des poutres lors de l'installation des contreventements intermédiaires. En effet, pendant les opérations de levage, étant donné que le centre de gravité de la poutre ne coïncide pas avec le centre de gravité de la section transversale, les poutres courbées en plan peuvent être instables, s'il n'y a pas de dispositifs empêchant la torsion. La technique classique de lever et de déposer sur les appuis une seule poutre à la fois n'est donc pas toujours envisageable dans le cas de poutres courbées et d'autres alternatives doivent être considérées en tenant compte de l'équipement et de l'aire de travail disponible.

Le problème lié à l'installation des contreventements peut se présenter une fois les poutres mises en place sur les appuis, si la fabrication de ces derniers ne tient pas compte des déplacements verticaux et horizontaux subits par les poutres sous leur poids propre. Étant donné que lors de la fabrication des contreventements la longueur des membrures et la position des joints boulonnés sont généralement déterminées en considérant l'âme des poutres verticale, des difficultés d'installation peuvent se présenter en chantier suite à la rotation des poutres. La méthode la plus couramment utilisée lorsque des problèmes de rotation surviennent pendant l'érection est d'imposer une force externe par l'utilisation de grues ou de vérins de manière à ramener la poutre dans une position où les contreventements peuvent être mis en place. Cette technique n'est pas recommandée puisqu'elle peut imposer des contraintes pour lesquelles la superstructure n'avait pas été conçue.

Pour contrer les problèmes d'instabilité et limiter les déplacements horizontaux et verticaux des poutres responsables des difficultés de mise en place des contreventements, deux approches sont proposées dans la littérature (Davidson et al., 2004, Linzell et al., 2010). La première approche consiste à effectuer le montage par paires de poutres de manière à avoir deux poutres assemblées au sol avec les diaphragmes et les contreventements et à lever le tout comme une seule pièce. La deuxième approche consiste à utiliser des étalements et des soutènements temporaires.

4-2- Exigences pour le montage

Dans le cadre du projet, compte tenu de l'espace de travail restreint et des contraintes liées aux fermetures de voies lors du montage, l'utilisation de paires de poutres contreventées a été imposée à l'entrepreneur. De cette manière, il a été possible lors de la conception des éléments structuraux de considérer correctement le transfert des charges entre les poutres et les contreventements et d'obtenir les rotations et les déplacements les plus près possible de la réalité.

En établissant une séquence de montage comportant trois étapes principales, il a été possible de limiter au maximum les efforts indésirables dans les membrures et de s'assurer que les assemblages et les longueurs des contreventements intermédiaires soient conformes aux conditions de chantier. Dans la séquence de montage, la charpente métallique a été divisée en six sections de paires de poutres, tel que montré à la figure 21.

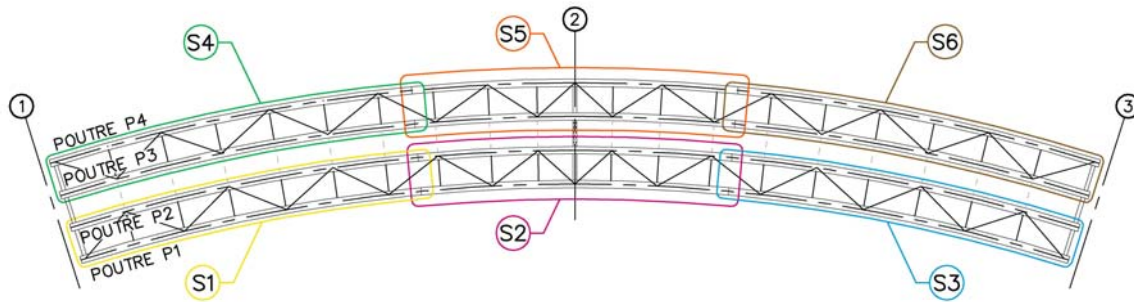


Figure 21. Sections de paires de poutres pour le montage.

Lors de la première étape de montage, il a été demandé de pré-assembler au sol les six sections de paires de poutres, incluant les contreventements et les diaphragmes les reliant. Par la suite, les trois sections consécutives des poutres intérieures (S1-S2 et S3) et extérieures (S4-S5-S6) ont été assemblées bout à bout dans leur position finale sur les appuis. Une fois les six sections assemblées avec les diaphragmes sur la pile et les culées, il a été demandé à l'entrepreneur de procéder à un relevé des déplacements horizontaux et verticaux des poutres. La fabrication des contreventements intermédiaires situés entre les poutres centrales a donc été effectuée directement à partir de ces données de manière à pouvoir les installer sans difficulté.

Lors du pré-assemblage au sol, les poutres devaient avoir l'âme en position verticale et être supportées sur toute leur longueur pour ne pas avoir de flèches sous leur poids propre. Par conséquent, les contreventements verticaux et horizontaux entre les paires de poutres pouvaient être assemblés sans introduire d'efforts extérieurs (Figure 22).

En plus de répondre aux critères de conception, le levage par paires de poutres pré-assemblées a permis de limiter la durée des opérations au-dessus des voies de circulation. De même, étant donné que la majorité des joints boulonnés ont été effectués au sol, les travaux pouvaient être réalisés de jour dans des conditions facilitant le contrôle et la sécurité des travailleurs.



Figure 22. Pré-assemblage au sol des sections de paires de poutres.

Une fois les six paires de poutres entièrement assemblées en position finale sur les appuis, un relevé des mesures a été effectué pour la fabrication et la mise en place des contreventements entre les poutres centrales. Étant donné qu'il était difficile de calculer précisément les déplacements horizontaux qui résulteraient de la rotation des poutres au moment du montage, il a été demandé d'effectuer la fabrication des contreventements intermédiaires à partir de mesures prises directement en chantier. Ainsi, la longueur des cornières et la dimension des plaques goussets des contreventements ont été ajustées pour tenir compte des déplacements des poutres sous leur poids propre.

Une période de dix jours a été requise pour la fabrication, l'application du revêtement de surface en usine et la livraison en chantier des contreventements intermédiaires localisés entre les poutres centrales. Bien que cette séquence des travaux ait nécessité un délai supplémentaire pour le montage final de la charpente d'acier, elle a permis d'assurer une bonne qualité et de respecter les critères de conception.

5- Conclusions

La conception et la construction du pont courbe de l'échangeur A-20/A-25/R-132, combinée à l'étude paramétrique de certains aspects influençant le comportement des éléments structuraux ont permis de valider le choix des critères de conception qui s'y rattachent. Également, des problématiques souvent rencontrées par l'ingénieur ont été soulevées. Le volet conception a permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- L'étude de la performance en fatigue d'un gousset d'attache de contreventements latéraux a permis de mettre en évidence l'existence d'une concentration de contraintes à l'extrémité de la soudure avec la poutre principale. Cette concentration de contrainte diminue avec l'augmentation du rayon de la transition à l'extrémité du gousset. Dans le cas du pont étudié, la réduction d'écart de contraintes n'est pas très significative et ne reflète pas l'effet présumé par la norme CSA/S6-06 qui permet un changement de catégorie de fatigue de E à C en fonction des rayons de transition.
- L'imposition d'une distance minimale entre la semelle des poutres et le gousset égale à la moitié de la largeur de la semelle n'est pas toujours pertinente. Pour le cas de pont étudié, les contraintes obtenues dans le gousset et à l'intersection âme-raideur et semelle-raideur devenaient plus faibles en s'approchant de la semelle. Néanmoins, une distance minimale entre le gousset et la semelle permettant d'assurer une soudure de bonne qualité entre le gousset et l'âme reste toujours pertinente.
- Le fait de tenir compte de la fissuration de la dalle en ignorant la contribution du béton dans l'analyse du tablier, dans la zone de moment négatif, permet un dimensionnement sécuritaire dudit tablier. En effet, les flèches ainsi que les efforts dans les contreventements du tablier seraient sous-estimés si cette fissuration n'était pas prise en compte.
- Le retrait empêché de la dalle de béton engendre des efforts considérables sur les éléments du pont courbe. Ces efforts pourraient gouverner la conception des appareils d'appui, des poutres principales en moment négatif et des contreventements horizontaux. Cependant, des questions restent à élucider concernant la quantification de l'effet du retrait. Une recherche qui donnerait les hypothèses de calcul et la démarche à suivre serait de grand intérêt pour les ingénieurs.

Dans le volet construction du pont, la pertinence de notre démarche d'intégrer le montage de la charpente dans le processus de conception est mise en évidence. Il a été, notamment, montré que :

- Le levage par paires de poutres pré-assemblées au sol permet d'assurer la stabilité de la structure et de faciliter le montage de la charpente métallique au-dessus des voies de circulation.
- La séquence de montage établie dès l'étape de conception permet de concevoir la structure en considérant correctement le transfert des charges entre les poutres et les contreventements et de mettre en place les contreventements sans l'application de forces externes.

6- Références bibliographiques

CSI (2009). "CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS and SAFE", Computers and Structures, Inc., Berkeley.

CSA (2006). "CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers", Association canadienne de normalisation, Mississauga (Ontario).

CHANGA, C.-J. & WHITE, D. (2008). "An assessment of modeling strategies for composite curved steel I-girder bridges", *Engineering Structures* 30, pp. 2991–3002.

Davidson, J.S., Adballa, R.S. and Madhavan, M. (2004). "Stability of curved bridges during construction", University Transportation Center for Alabama.

Linzell, D., Chen, A., Sharafbayani, M., Seo J., Nevling, D., Jaissa-Ard, T. et Ashour, O. (2010). Guidelines for analyzing curved and skewed bridges and designing them for construction. Report No. 510602, Pennsylvania Department of Transportation.

Ministère des Transports du Québec (2009). "Manuel de conception de structures – Volume 1", Québec.

NAKAI, H. et YOO, C. H. (1988). "Analysis and design of curved steel bridges". McGraw-Hill, 669p.