

# RÉHABILITATION SISMIQUE D'UN PONT EXISTANT AVEC DES APPUIS EN ÉLASTOMÈRES FRETTÉS, RETOUR VERS L'AVENIR

Nikolay Velev<sup>1</sup>, Jimmy Fortier<sup>1</sup>, Christian Lemay<sup>1</sup>  
<sup>1</sup>DESSAU, Montréal, Québec, Canada

## RÉSUMÉ

Cet article présente l'utilisation d'appareils d'appui en élastomères frettés comme isolateurs sismiques pour la réhabilitation sismique d'un pont existant sur l'autoroute 10 au-dessus de la rivière Richelieu à Chambly (Québec). L'article décrit le système utilisé dans le cadre du projet, les procédures de conception, les analyses réalisées pour évaluer la performance sismique du pont ainsi que les résultats des essais dynamiques réalisés sur les isolateurs sismiques.

La performance sismique du pont avec un système de retenue « standard » du tablier est comparée à la performance sismique prévue lors de la conception des isolateurs, et à celle prévue suite aux essais dynamiques sur les isolateurs sismiques.

## 1. Introduction

La protection sismique des ponts est l'un des défis parmi les plus intéressants pour les ingénieurs en structure. Le système de protection sismique doit permettre de contrôler les mouvements de la structure sous séisme, réduire le plus possible les efforts sismiques et assurer une fonctionnalité à l'ouvrage en fonction des besoins d'exploitation post-sismique. Pour répondre à ces critères de performance, deux stratégies de conception parasismique peuvent être utilisées. La conception conventionnelle, qui compte sur le développement de rotules plastiques à des endroits déterminés dans la structure pour dissiper de l'énergie par des déformations inélastiques, et l'isolation sismique, qui découple les mouvements du sol de ceux du tablier afin de réduire les efforts dans la structure.

La technique d'isolation n'est pas réservée aux nouveaux ouvrages, au contraire, un de ses principaux avantages est qu'elle s'applique très bien à la réhabilitation sismique des ponts existants. En effet, en diminuant les sollicitations dans la structure, elle permet d'améliorer la performance du pont jusqu'à un certain niveau sans intervenir sur les unités de fondation. D'ailleurs, en raison des coûts importants qui y sont associés, la réhabilitation sismique ne vise pas toujours à améliorer le niveau de performance du pont à un niveau similaire à celui d'un nouveau pont; souvent, elle a pour but d'améliorer son comportement à faible coût, surtout pour des séismes de faible à moyenne intensité.

Le principe de base de l'isolation sismique est de réduire les efforts en découplant les mouvements du sol et des appuis de ceux du tablier, ce qui conduit à un déplacement relatif entre le tablier et l'unité de fondation. En pratique, on utilise des appareils d'appui flexibles qui permettent d'augmenter la période de vibration de l'ouvrage. En augmentant la période, l'accélération spectrale de conception est réduite telle qu'illustrée sur aux figures 1 et 2. Par contre, même si les efforts s'en trouvent diminués, les déplacements différentiels entre le tablier de la structure et les appareils d'appui deviennent importants. Le pont doit toutefois être suffisamment rigide sous les charges de service (vent, freinage et force centrifuge) et le système

d'isolation doit être capable d'assurer le rôle des appuis classiques au jour le jour, c'est-à-dire transmettre les efforts du tablier aux fondations.

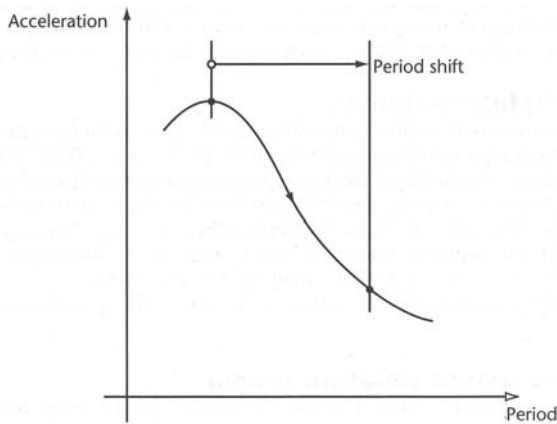


Figure 1: Principe d'isolation sismique (CAN/CSA-S6-06, Figure C4.11)

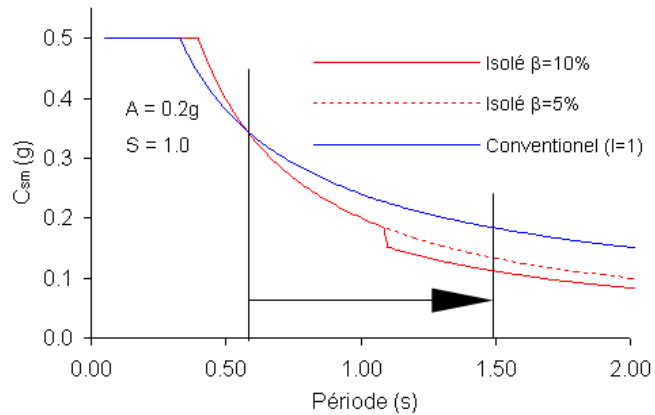


Figure 2: Comparaison entre les spectres de conception (chapitre 4, CAN/CSA-S6-06)

## 2. Cas du pont de l'autoroute 10 Est au-dessus de la rivière Richelieu (pont Sud)

### 2.1 Description de la structure et mise en contexte

Le pont P-09836S possède vingt-deux travées et deux culées creuses pour une longueur totale de 895 m. La longueur importante de cet ouvrage se justifie par les cinq obstacles qu'il franchit : la rivière Richelieu, le canal de Chambly, les routes 133 et 223 ainsi que le chemin O'Reilly (figure 3). À cet endroit, chaque direction de l'autoroute 10 possède un pont indépendant (voir la figure 4), le pont présenté ici étant celui de l'autoroute 10 est, soit le pont Sud.

Le pont a été construit en 1963 et possède deux types de tablier (figure 4). Dix-neuf travées simplement appuyées sont composées d'une dalle en béton armé reposant sur quatre poutres en béton précontraint et possèdent une portée de 37,9 m. Les trois autres travées sont continues et composées de deux poutres-caissons en acier supportant une dalle de béton. Les poutres-caissons possèdent une portée centrale de 56,4 m permettant de franchir le canal de Chambly et deux (2) travées d'extrémité qui possèdent une portée de 45,5 m. À l'exception de trois piles où le tablier est supporté par quatre colonnes, les piles sont composées d'un fût unique avec chevêtre. La hauteur des piles varie entre 7 m et 14 m.

La structure est supportée par des fondations superficielles ne possédant aucun ancrage au roc. La majorité des semelles de fondation sont appuyées directement sur le roc, un schiste fracturé et altéré sur une profondeur moyenne d'un mètre et devenant sain par la suite. Les autres semelles sont appuyées sur un till dense à très dense d'une épaisseur moyenne de deux mètres suivi d'un roc schisteux possédant les mêmes caractéristiques que celui décrit ci-haut. Le potentiel de liquéfaction des dépôts meubles constituant le sous-sol de la zone à l'étude est nul.

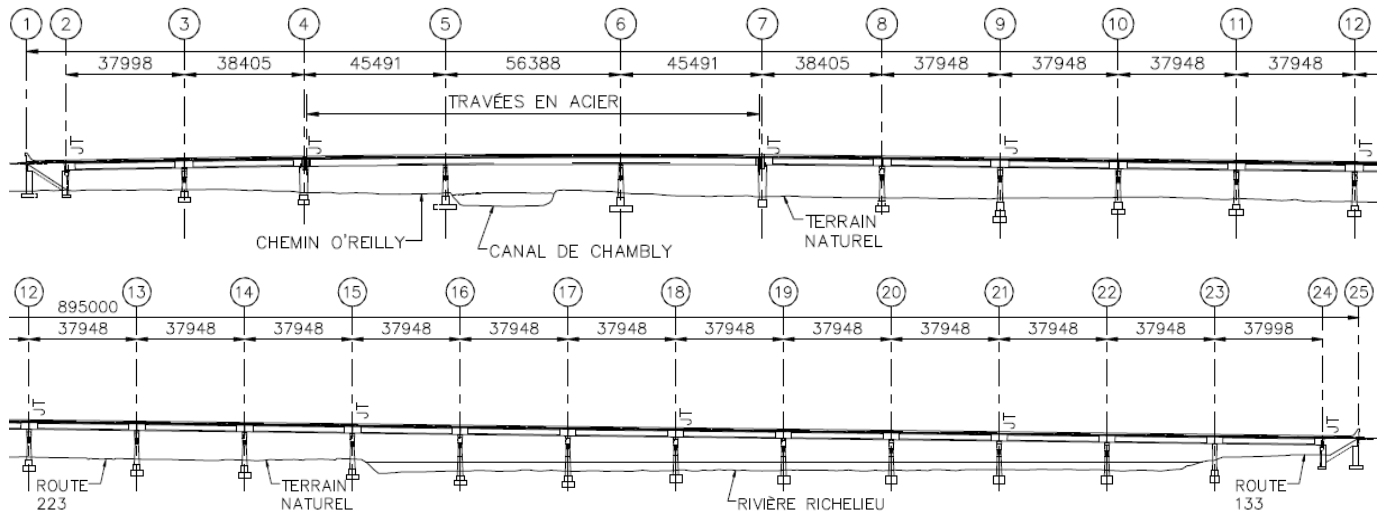


Figure 3: Pont de l'autoroute 10 au-dessus de la rivière Richelieu, Chambly, QC

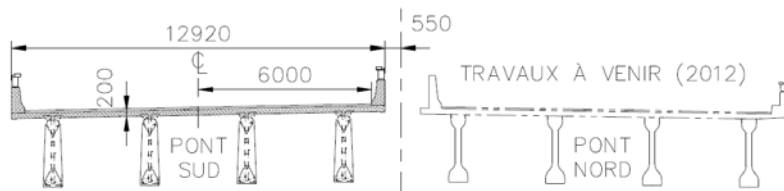


Figure 4: Coupe du pont sud et du pont nord sur les poutres en béton précontraint

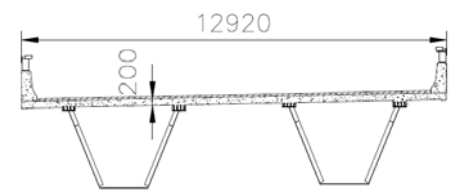


Figure 5 : Coupe du pont sud sur les poutres-caissons en acier

La réhabilitation sismique a été effectuée dans le cadre des travaux de réfection de la structure. Ces travaux consistaient principalement à remplacer la dalle de tablier, remplacer les appareils d'appui et réparer les poutres en béton précontraint endommagées par les joints de dilatation non étanches. La solution retenue pour améliorer le comportement sismique du pont a été de rendre le pont « flottant » en installant des appareils d'appui en élastomères frettés sans dispositif de fixation entre les unités de fondation et le tablier. L'ouvrage est donc isolé dans les deux directions de calcul. Aussi, certains joints de tablier afin d'améliorer la durabilité de l'ouvrage.

## 2.2 Isolateurs sismiques en élastomère fretté

La difficulté majeure liée à ce projet a été de faire face au manque d'information et d'expérience québécoise en matière d'appareil d'appui en élastomère comme isolateur sismique. L'isolateur sismique est semblable aux élastomères frettés couramment installés sur les ponts du Québec. La vulcanisation de l'élastomère fretté à la plaque inférieure et à la plaque supérieure constitue la principale différence. Ces plaques sont ensuite attachées au chevêtre et au tablier à l'aide d'ancrages (figure 5) assurant ainsi que l'isolateur joue le rôle d'élément de retenue.

La rigidité de l'appareil d'appui dépend principalement de sa rigidité en cisaillement ( $K_S$ ), déterminée avec l'équation [1]. La rigidité en cisaillement est fonction du module de cisaillement du caoutchouc ( $G$ ), de l'aire en plan de l'élastomère ( $A$ ) ainsi que de son épaisseur totale ( $H$ ).

$$[1] \quad K_S = G \times A / H$$

Un point important à prendre en compte lors de la conception des isolateurs est que le module du caoutchouc (G) est fortement influencé par la température de service. Dépendamment du composé de caoutchouc utilisé, il peut passer du simple au double entre 20 °C et -30 °C. À partir de 20°C, l'augmentation de la température n'a plus d'influence sur le module de caoutchouc pour la plage de température considérée dans les ponts. Enfin, puisque la S6-06 spécifie une dureté de caoutchouc de  $55 \pm 5$  (tableau 11.5), les limites inférieure et supérieure de la tolérance doivent être utilisées pour déterminer les modules de cisaillement (G) limites lors de la conception des isolateurs.

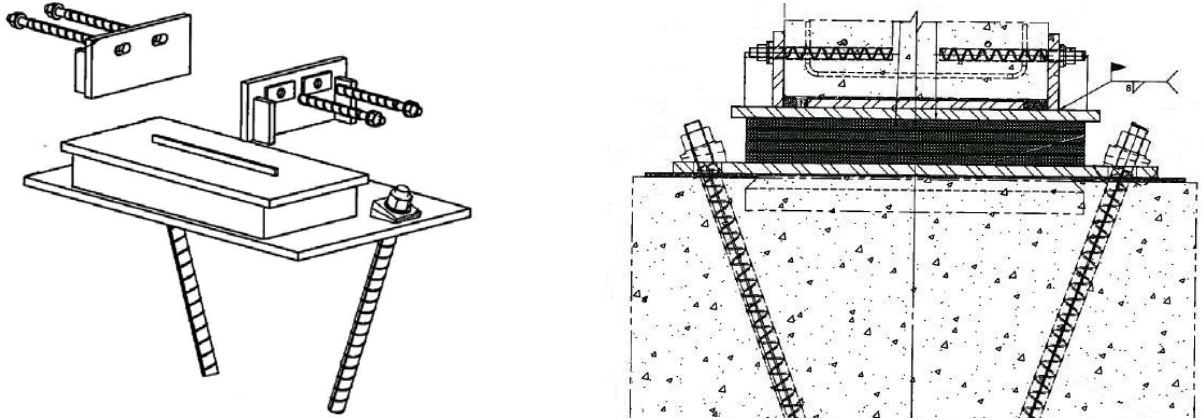


Figure 5: Détail des élastomères frettés utilisés sur les poutres de béton

### 2.3 Conception de l'appareil d'appui

De façon préliminaire, on peut utiliser la méthode spectrale unimodale (MU) pour déterminer la rigidité des élastomères nécessaire pour atteindre le niveau de performance désiré. En négligeant la flexibilité de l'unité de fondation, la période de vibration s'obtient à l'aide de l'équation [2] :

$$[2] \quad T_e = 2\pi \times \sqrt{\frac{W}{\Sigma K_s \times g}}$$

où  $\Sigma K_s$  est la somme des rigidités en cisaillement des élastomères sur l'unité de fondation, W est le poids sismique et g l'accélération gravitationnelle.

Ensuite, on obtient le coefficient élastique  $C'_{sm}$  à l'aide de l'équation [3] :

$$[3] \quad C'_{sm} = \frac{A \times S_i}{T_e \times B} \leq 2,5 \frac{A}{B}$$

où A est l'accélération de la zone,  $S_i$  est le coefficient de site pour les ponts isolés,  $T_e$  est la première période de vibration et B est un coefficient tenant compte de l'amortissement effectif dans l'isolateur.

Par rapport au spectre de conception pour les ouvrages standards ( $C_{sm} = 1.2AIS/T^{2/3}$ ), on note trois différences importantes. D'abord, le coefficient 1.2 n'apparaît pas et l'équation décroît avec un rapport à  $1/T$  au lieu de  $1/T^{2/3}$ . Comme l'illustre la figure 2, la différence est significative pour les longues périodes. Ensuite, aucun facteur d'importance (I) n'est inclus puisque la philosophie de conception des ponts isolés assure une performance comparable aux ponts d'urgence et de secours sans avoir recours à ce facteur. Finalement, pour un système d'isolation possédant un

amortissement supérieur à 5 %, l'ajout du facteur d'amortissement (B) à l'équation permet de le prendre en compte.

On détermine respectivement le déplacement ( $d_i$ ) et la force ( $F_{\text{isolateur}}$ ) que subit chaque appareil d'appui à l'aide des équations [4] et [5] :

$$[4] \quad d_i = \frac{C'_{sm} \times W}{\Sigma K_s} = \frac{250 A S_i T_e}{B}$$

$$[5] \quad F_{\text{isolateur}} = K_s \times d_i$$

Maintenant, si la force transmise est plus élevée que la force admissible, il faut diminuer la rigidité de l'appui ( $K_s$ ) en augmentant l'épaisseur totale (H). Avant chaque itération, on doit s'assurer que les dimensions de l'appareil d'appui soient satisfaisantes pour supporter les charges permanentes, les charges vives ainsi que tous les déplacements et les rotations qu'il subit. Chaque itération doit être réalisée avec la rigidité à basse température pour déterminer la force maximale ( $F_{\text{isolateur}}$ ) et la rigidité à température ambiante pour déterminer le déplacement maximum ( $d_i$ ). Les dégagements nécessaires pour permettre 125% du déplacement maximum doivent être prévus sur les ponts d'urgence et de secours (article 4.10.7, S6-06). Dans le cadre de ce projet, ce sont des critères de géométrie routière aux approches du pont qui nous ont obligés à limiter l'épaisseur de l'élastomère à 103 mm. Lorsque la hauteur totale de l'élastomère fretté est choisie, on doit également vérifier que cette hauteur est suffisante pour reprendre le déplacement sismique conformément au chapitre 4 de la S6-06.

Le tablier du pont n'ayant aucun système de fixation avec les unités de fondation, le tablier du pont se déplace sous les forces non sismiques latérales engendrées par le vent et le freinage. La S6-06 laisse la responsabilité à l'ingénieur-concepteur d'établir les valeurs acceptables de déplacements latéraux sous ces charges (article 4.10.10.1). Dans ce projet, vu la faible épaisseur des isolateurs sismiques, les déplacements latéraux ont été limités à 6 mm sous les charges de vent ( $q_{1/50\text{ans}}$ ) et à 3 mm sous la charge de freinage.

### 3. Performance sismique du pont

#### 3.1 Modélisation et analyse

La réponse sismique du pont a été étudiée selon la dernière version du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (ACNOR S6-06). Selon les critères spécifiés par le propriétaire du pont, la catégorie d'importance du pont est « autres ponts ». Cependant, l'évaluation sismique du pont a tout de même été réalisée en respectant les critères minimaux d'analyse pour un pont d'urgence spécifiés au tableau 4.9 de la S6-06. Puisque le pont est irrégulier en raison de ses vingt-deux travées et qu'il se situe dans une zone de performance sismique de 3, la méthode spectrale multimodale (MM) a été utilisée. Le sol est de type I et le rapport d'accélération de la zone (A), est de 0,2g.

Comme demandé par le code, l'interaction sol-structure a été également étudiée. En raison de son comportement non linéaire, l'interaction sol-structure devient un phénomène très complexe. Les semelles du pont sont encastrees à une profondeur variant entre 3 et 7 mètres, et sont fondées, soit sur du tilt dense, soit sur du roc schisteux. De façon conservatrice, étant donné les

faibles déplacements attendus, des ressorts élastiques équivalents respectivement à quarante et quatre-vingt fois la résistance ultime ont été utilisés pour le till et le roc schisteux.

Les semelles de fondation et les fûts des piles ont été modélisés selon les dimensions aux plans. Des sections fissurées ont été considérées pour la partie inférieure des fûts. La rigidité en cisaillement des appareils d'appui a été également introduite dans le modèle. Pour les travées avec des poutres en béton précontraint, en utilisant les dimensions en plan de l'élastomère (780 x 375 mm), sa hauteur totale (103 mm) et les modules de cisaillement (G), on détermine une rigidité de 2,3 kN/mm à température ambiante et 5,5 kN/mm à basse température. Contrairement à la méthode MU présentée à la section précédente, la méthode MM prend en compte les modes non isolés des piles. Dans ce projet, puisque le poids de certains chevêtres représentait 20 % du poids du tablier qu'il supportait, leur contribution à la sollicitation probable était importante. Cependant, la méthode MM donne les déplacements absolus sans connaître les déplacements relatifs aux joints. Étant donné que toutes les sections de tabliers sont isolées, leurs périodes de vibration fondamentale sont très rapprochées. Ainsi, sous un tremblement de terre, chaque section de tablier vibre en phase. Donc, pour déterminer les déplacements relatifs aux joints, la méthode des diagrammes d'évolution (MD) a été utilisée. Les analyses temporelles ont d'ailleurs démontré que les déplacements relatifs aux joints de dilatation étaient au moins trois fois moins importants que le déplacement total dans l'appareil d'appui. Enfin, la méthode MD a également été utilisée pour valider les sollicitations probables trouvées avec la méthode MM. Au total, douze séismes ajustés au spectre de conception ont été utilisés. La réponse moyenne a été utilisée et la méthode MD a permis une réduction d'environ 10 % des efforts à considérer.

### **3.2 Calcul du niveau de performance**

Pour réaliser l'évaluation sismique de la structure, quatre paramètres ont été étudiés : le rapport entre l'excentricité maximale et la limite de 0,4B fixé par la S6-06 (art. C6.7.3.4) où B est la largeur de la semelle, le rapport entre les contraintes imposées au sol et la résistance géotechnique calculée avec l'excentricité du chargement ainsi que les rapports demande/capacité en flexion et en cisaillement aux sections critiques des semelles et des fûts.

Pour déterminer les résistances géotechniques des semelles de fondation, les forages réalisés dans le cadre de la future réhabilitation sismique du pont Nord ont été utilisés pour ce pont, vu la proximité des structures. Les forages ont été réalisés au travers des semelles de béton existantes, ce qui a permis de vérifier la qualité du béton, mais surtout, de prendre en compte la consolidation du sol survenu sous la semelle durant la vie du pont. Ce choix judicieux a permis d'obtenir des résistances géotechniques ultimes comprises ( $q_u$ ) entre 3800 kPa et 8000 kPa. Un coefficient de tenue égal à 0,5 a été appliqué sur ces résistances conformément à la S6-06.

Un échantillonnage du béton (semelles et fûts) et de l'acier d'armature (fûts) a été réalisé afin de valider la résistance des matériaux utilisés dans l'évaluation sismique. Aux fins d'évaluation, des résistances à la compression du béton ( $f'_c$ ) de 32,6 MPa et 27,4 MPa ont été déterminées tandis qu'une limite d'élasticité de l'acier d'armature ( $f_y$ ) de 275 MPa a été utilisée.

## 4. Essais sur les isolateurs

### 4.1 Procédure d'essai

Cette section résume les résultats des essais de qualification réalisés sur les isolateurs. Conformément à l'article 4.10.11 de la S6-06, deux échantillons grandeur nature doivent être soumis à des essais dynamiques afin de valider les forces et les déplacements sous les charges thermiques, les charges de service et les charges ultimes. Ils servent également à vérifier la réponse dynamique sous différents déplacements, la capacité de survie après un séisme important et la stabilité d'appui sous un déplacement de 1,5 fois le déplacement maximal de calcul. Des essais supplémentaires à basse température ( $-30^{\circ}\text{C}$ ) ont également été conduits, tels que requis par le Ministère des Transports du Québec.

Deux isolateurs identiques aux appareils d'appui à installer sous les poutres de béton ont été testés au laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke. Ces essais ont été réalisés et supervisés par l'équipe du département de génie civil qui a soumis un rapport de conformité à la fin des essais de qualification. Le système d'essais, présenté à la figure 6, comprend des éléments hydrauliques et mécaniques qui appliquent simultanément la charge verticale, représentant les charges de gravité, et un déplacement horizontal, représentant le déplacement relatif du tablier par rapport à la pile.



Figure 6: Montage d'essai (photos courtoisie de Goodco/Z-Tech)

La force verticale est appliquée par plusieurs vérins connectés en parallèle à une pompe hydraulique. Les vérins sont installés symétriquement par rapport au spécimen pour distribuer la charge uniformément sur l'appui. Le déplacement horizontal est appliqué par un vérin servo-hydraulique attaché à la plaque supérieure d'appui. La force horizontale est mesurée par une cellule de force reliée au système de contrôle. Les mesures de la cellule de charge sont enregistrées dans le système d'acquisition de données. Les déplacements sont mesurés par deux capteurs de déplacement (LVDT), un installé sur la plaque supérieure et l'autre sur la plaque inférieure du spécimen. Le déplacement horizontal est obtenu en soustrayant les deux mesures.

## 4.2 Résultats des essais

Les deux prototypes ont démontré un comportement très similaire pendant les essais. Quelques résultats sont présentés à la figure 7. À l'aide de l'article 4.10.11.3 de la S6-06, on détermine les caractéristiques des isolateurs. Les relations force-déplacements obtenues montrent une capacité portante positive incrémentale. La variation maximale de la rigidité effective moyenne de chacun des prototypes, donnée au cours des essais de trois cycles a été inférieure à 5 % respectant la tolérance de 10 % du code. Les rigidités moyennes pendant les essais de trois cycles étaient similaires pour les deux prototypes : respectivement 2,6 kN/mm et 2,5 kN/mm pour les spécimens 1 et 2.

Pendant l'essai de vingt cycles (art. 4.10.11.2 c) ii), la variation des rigidités a été d'un pour cent (1 %) ce qui largement inférieur à la variation maximale de 20 % imposée par le code. Durant cet essai, on note également une diminution de la capacité du spécimen à dissiper de l'énergie avec l'augmentation du nombre de cycles. Par contre, la réduction intercycle maximale observée a été de 5 % soit quatre fois inférieure à la limite fixée par le Code (20 %). Pour cet essai, les rigidités moyennes observées ont respectivement été de 2,33 kN/mm et 2,26 kN/mm pour les spécimens 1 et 2 et les amortissements effectifs moyens 5,1 % et 5,7 %.

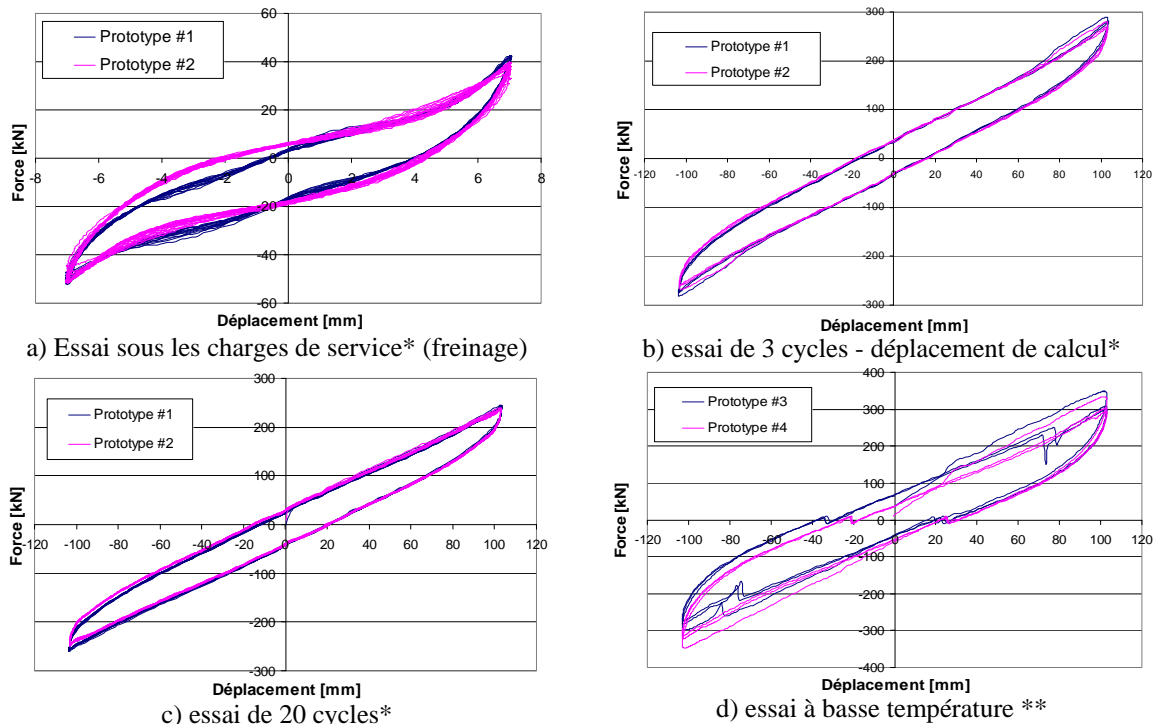


Figure 7: Résultats d'essais de qualification

À basse température, sous un déplacement de 25 mm, la rigidité effective a été de 4,4 kN/mm pour les spécimens 3 et 4. Sous le déplacement de calcul, la rigidité effective a augmenté jusqu'à 3,0 kN/mm en raison du réchauffement des échantillons. Un phénomène intéressant a été observé : une augmentation de l'amortissement effectif de l'isolateur. Un amortissement moyen de 10% a été observé sur les deux spécimens. Les forces horizontales moyennes ont respectivement été de 320 kN et 302 kN pour les spécimens 3 et 4. La force horizontale



moyenne, 311 kN, est nettement inférieure à la valeur de 386 kN prévue lors de la conception. Cette diminution peut s'expliquer par le fait que la conception tenait compte d'un amortissement de 5% seulement et de la plus grande rigidité analytique utilisée dans les modèles.

## 5. Comparaison des méthodes de conception

Pour voir l'avantage de l'isolation sismique, la conception avec des isolateurs a été comparée avec les résultats de l'analyse standard, assumant l'utilisation d'appuis fixes aux piles et aucun renforcement dans les unités de fondation. Les valeurs suivantes ont été utilisées : facteur d'importance  $I = 1,0$  et coefficient de site de  $S = 1,0$ . Lors de l'analyse de l'état actuel du pont, un modèle complet du pont a été construit. Les sections fissurées des piles ont été considérées et les piles ont été considérées fixes au sol. Les quatre paramètres décrits à la section 3.2 ont été vérifiés pour effectuer l'évaluation sismique. Les résultats, selon la méthode multimodale spectrale, ont démontré une sollicitation sismique de 3 à 4,6 fois supérieure aux résistances en flexion des fûts et de 1,7 à 5,8 fois aux capacités au renversement des unités de fondation. Le pont a donc la capacité de supporter un séisme avec une accélération maximale au sol (AMS) de 0,04 g.

L'évaluation sismique réalisée lors de la conception des isolateurs a démontré une amélioration significative du comportement du pont en diminuant la demande. C'est la résistance en flexion des fûts qui contrôle l'évaluation sismique de l'ouvrage avec un rapport demande/capacité maximal de 153 % ce qui correspond à une accélération maximale au sol (AMS) de 0,13 g.

Finalement, pour faire suite aux résultats des essais de qualification, la performance du pont a été réévaluée avec la rigidité réelle des isolateurs sismiques à basse température. De façon conservatrice, une rigidité de 4,4 kN/mm a été utilisée. Par contre, l'amortissement effectif de 10 % observé lors des essais a été considéré et apporte une contribution significative telle qu'illustrée à la figure 2. En intégrant ces nouvelles caractéristiques dans les analyses temporelles, les résultats obtenus montrent une nette amélioration. Encore une fois, c'est le rapport capacité/demande d'un fût qui contrôle l'évaluation avec une sollicitation maximale de 113 %. Le pont est donc en mesure de résister un séisme avec une AMS de 0,18g, un résultat très près de l'AMS requis pour un pont d'urgence (0,2g).

## 6. Conclusion

L'isolation sismique du pont Sud de l'autoroute 10 au-dessus de la rivière Richelieu par l'utilisation du système « pont flottant » a permis d'améliorer la performance sismique de l'ouvrage de façon significative. Étant donné que cette technique ne nécessite aucune intervention sur les unités de fondation, elle s'avère beaucoup plus économique qu'une réhabilitation classique par renforcement. Les résultats analytiques et expérimentaux ont démontré que les appuis en élastomère avec double vulcanisation ont réduit de manière significative les forces d'inertie en comparaison à un tablier non isolé. De façon générale, l'isolation sismique a réduit les charges sur les fondations par un facteur de 4,5, ce qui a amené à une augmentation importante de la performance sismique du pont, et ce, avec un investissement négligeable sur les coûts de réfection.

Les essais expérimentaux réalisés sur les prototypes ont démontré un meilleur comportement que celui prévu lors de la conception des isolateurs sismiques. Un amortissement équivalent à 10% de l'amortissement critique a été observé lors des essais et peut être utilisé dans les analyses pour les appareils d'appuis à basse température.

L'utilisation du système « pont flottant » est une première dans la pratique de réhabilitation sismique québécoise. Ce retour vers les élastomères frettés ouvre la porte à l'avenir du système flottant comme un système de réhabilitation sismique des ponts existants à faibles coûts.

## 7. Références

- 1 Association Canadienne de Normalisation (2006). *CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- 2 AASHTO (1999). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- 3 AASHTO (2010). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- 4 BOWLES (1996). *Foundation Analysis and Design*, The McGraw-Hill Companies.
- 5 GOODCO Z-TECH (2010). *Appuis en élastomère*, Groupe Canam, Laval, Québec.
- 6 MCEER/ATC-49 (2003). *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges*, ATC/MCEER JOINT VENTURE.
- 7 MCEER/FHWA (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*, Federal Highway Administration, Buffalo, NY.
- 8 MCEER/FHWA (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part I – Bridges*, Federal Highway Administration, Buffalo, NY.
- 9 Priestley, Seible and Calvi (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, New York, NY.