

# RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À L'AIDE D'UN GAINAGE EN MATÉRIAUX COMPOSITES

**Louis-Philippe Chartrand**  
Étudiant à la maîtrise

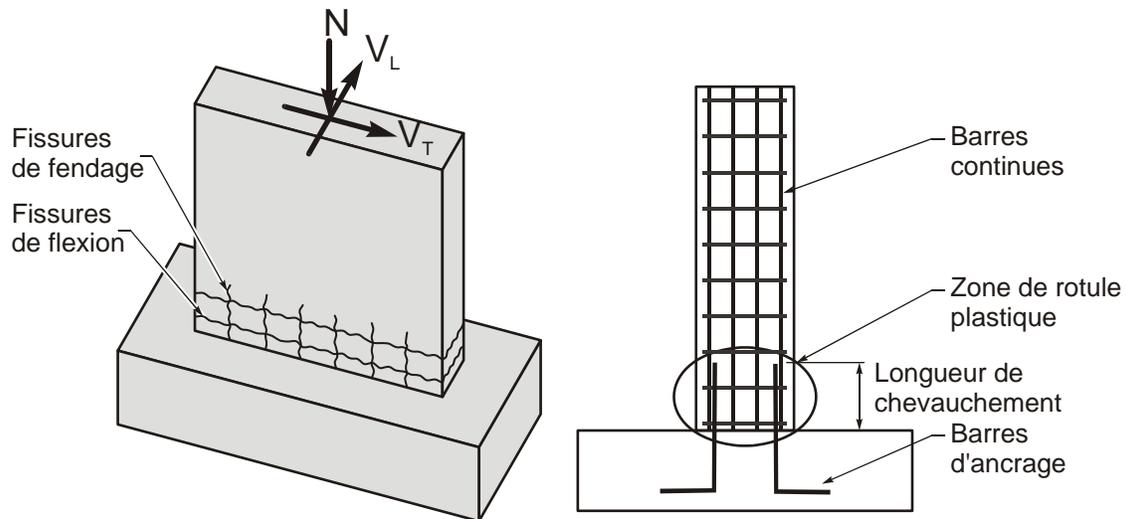
**Bruno Massicotte**  
Professeur titulaire

Groupe de recherche de génie des structures  
École Polytechnique de Montréal  
C.P. 6079, Succursale Centre-ville  
Montréal (Québec), H3C 3A7

**RÉSUMÉ :** Un projet de recherche en cours à l'École Polytechnique de Montréal vise l'amélioration du comportement sismique des piliers de ponts rectangulaires présentant un chevauchement d'armatures à leur base. La méthode de gainage en matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC) est utilisée dans le cadre de cette étude. Trois piliers fortement rectangulaires ont été construits afin d'évaluer la méthode de renforcement proposée. Le premier pilier à grande échelle, conçu selon les normes antérieures au code CSA-S6-88, a servi de spécimen de référence. Les deux autres spécimens, identiques au premier, ont été renforcés. Un gainage en matériaux composites à base de fibres de carbone a été utilisé pour le second spécimen tandis que des ancrages ont été utilisés sous le matériau composite du troisième pilier afin d'éliminer le mode de rupture par fendage dans le plan des barres. Ces piliers ont ensuite été soumis au même chargement statique-cyclique visant à simuler un séisme de l'est de l'Amérique du Nord. Les résultats obtenus montrent que le comportement des piliers conçus avant 1988 est problématique. De plus, les techniques de renforcement utilisées ont comme effet d'améliorer le comportement sismique du spécimen de référence.

## PROBLÉMATIQUE

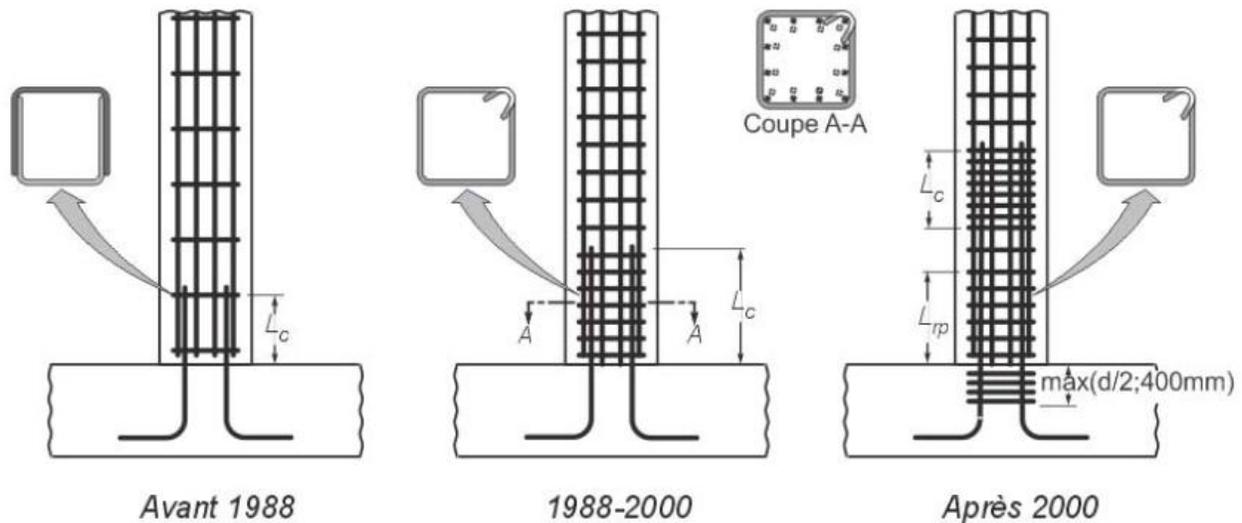
Les tremblements de terre historiques de San Fernando (Los Angeles, 1971), de Loma Prieta (San Francisco, 1989), de Northridge (Los Angeles, 1994) et de Kobe (Japon, 1995) ont montré que la conception des piliers de pont n'était pas adéquate à l'époque. Trois principaux modes de rupture ont été observés lors de ces séismes. Il s'agit des ruptures dues aux efforts de cisaillement, des ruptures par perte de confinement et des ruptures par perte d'ancrage (Priestley et al., 1996). La rupture par perte d'ancrage est particulièrement préoccupante puisque les défauts de conception ayant entraîné ce mode de rupture sont présents sur les ponts du Québec construits avant 1988. Les ruptures par perte d'ancrage se produisent pour certains piliers ayant un chevauchement d'armature à leur base et sont causées par des enrobages de béton trop faibles, des quantités insuffisantes d'étriers, des longueurs de chevauchement trop courtes et des étriers mal refermés. Ce type de rupture s'amorce par la formation de fissures de fendage verticales sur le béton de recouvrement. Les barres du pilier se mettent alors à glisser sur les barres d'ancrage sortant de la semelle. Il en résulte une dégradation rapide de la capacité flexionnelle des piliers.



**Figure 1** – Mode de rupture typique des piliers rectangulaires présentant une déficience au niveau de la zone de chevauchement des barres longitudinales

Bien que les normes actuelles de conception ne permettent plus de réaliser un chevauchement d'armatures à la base des piliers de ponts, la majorité des ponts du Québec ont été construits avant les années 1980. Or, même si l'évolution des normes nous permet aujourd'hui de dimensionner les piliers adéquatement, plusieurs ponts du réseau présentent encore des défauts de conception ayant entraîné la ruine d'ouvrages dans le passé. Cependant, la démolition et la reconstruction de toutes les structures présentant ces caractéristiques est impossible puisque les coûts de reconstruction seraient trop élevés, sans compter la perturbation de la circulation qui en résulterait.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur cette problématique dans le passé. Que ce soit à l'aide d'une chemise d'acier ou d'un gainage en matériaux composites, la majorité de ces techniques fonctionnent par l'ajout d'un confinement passif sur la hauteur du chevauchement d'armatures à la base des piliers. Un tel renforcement est généralement plus bénéfique pour les sections circulaires, pour lesquelles il épouse la forme de la section. Lorsque cette technique est utilisée pour améliorer le comportement des sections carrées, le renforcement est disposé selon une forme ellipsoïdale. Le vide entre le renforcement et le pilier est alors rempli d'un béton standard ou d'un coulis cimentaire. Ce type de renforcement assure un confinement continu sur tout le pilier. C'est ce qui explique l'efficacité de cette méthode. Peu d'essais ont cependant été réalisés sur des sections fortement rectangulaires dans le passé. Il est logique de croire que l'utilisation d'un confinement passif de forme ellipsoïdale autour d'une telle section présenterait une efficacité réduite dû à la distance entre le gainage et les armatures de flexion. Aussi, cette méthode ne semble pas être économique considérant la quantité de matériaux qu'il faudrait utiliser. De plus, ceci aurait pour effet d'augmenter considérablement la rigidité de la base des piliers et de modifier les propriétés dynamiques des ponts ainsi renforcés. Il serait donc préférable de développer une technique de renforcement qui épouse la forme des sections fortement rectangulaires.



**Figure 2** – Évolution de la conception sismique des piliers de pont

## OBJECTIFS ET DÉMARCHE EXPÉRIMENTALE

Le principal objectif de ce projet consiste à développer une technique de renforcement sismique pour les piliers de ponts fortement rectangulaires présentant un chevauchement d'armature inadéquat à leur base. L'étude inclut le développement du montage expérimental utilisé dans le cadre de ce projet.

Afin de répondre à l'objectif du projet, un pilier de référence sera tout d'abord testé. Ensuite, le deuxième pilier sera renforcé à l'aide d'un gainage en matériaux composites et sera soumis au même chargement que le spécimen de référence. Une deuxième méthode de renforcement sera alors développée et appliquée sur le dernier spécimen. Il sera ensuite possible de comparer les résultats obtenus des trois essais.

## ESSAIS SUR PILES DE GRANDE DIMENSION

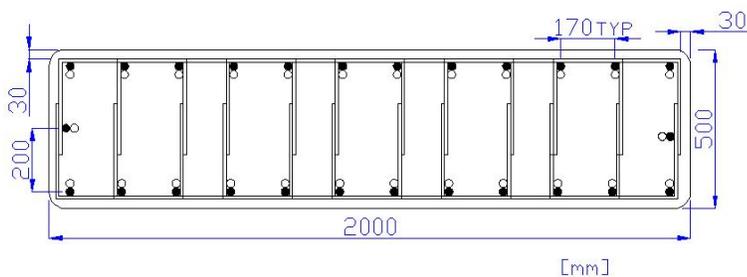
L'objectif est donc de vérifier l'efficacité du renforcement par gainage en matériaux composites. Dans cette optique, trois spécimens ont été construits dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal selon les exigences du code S6-66. Le premier spécimen a ensuite été testé tandis que les deux autres ont été renforcés avant de les soumettre à un chargement cyclique-statique.

### Conception des piliers

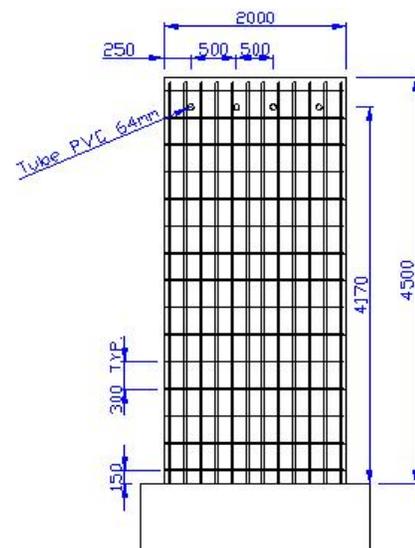
La conception des piliers est la même pour chacun des spécimens construits. Une section fortement rectangulaire ( $b/h=4$ ) est choisie. La profondeur de la pile étant fixée à 0,5 m, sa largeur est donc de 2 mètres. La hauteur du spécimen, mesurée du dessus de la semelle au sommet du pilier, est de 4,5 mètres. Des calculs de résistance en flexion ont été réalisés afin de

déterminer le nombre d'étriers nécessaires pour assurer une résistance suffisante à l'effort tranchant tout en permettant d'espacer les étriers à 300 mm tel que prescrit par le code S6-66. La figure 3 présente une coupe du pilier à l'intérieur de la zone de chevauchement. On peut constater que des étriers en «U» sont utilisés. L'armature longitudinale est composée de 26 barres 25M chevauchées à la base du pilier avec les barres d'ancrages sortant de la semelle sur une longueur de 600 mm correspondant à  $24 d_b$ . La première série d'étriers est placée à 150 mm au-dessus de la semelle tandis que les autres étriers sont espacés à 300 mm. La zone de chevauchement d'armatures est donc composée de deux rangs d'étriers servant à la confiner.

Des tuyaux de PVC espacés à 500 mm ont été utilisés afin de passer les barres Diwidag servant à ancrer les vérins au spécimen. Des vérins MTS de 500 kN ont été utilisés pour appliquer le chargement. Ces vérins ont été fixés au mur de réaction et aux spécimens à l'aide de barres Diwidag tendues à cet effet. Une semelle est également construite pour chaque spécimen afin de fixer le pilier à la dalle du laboratoire. La figure 4 montre une vue du spécimen en élévation. Il est à noter que le chargement est appliqué à 4,17 mètres du dessus de la semelle.



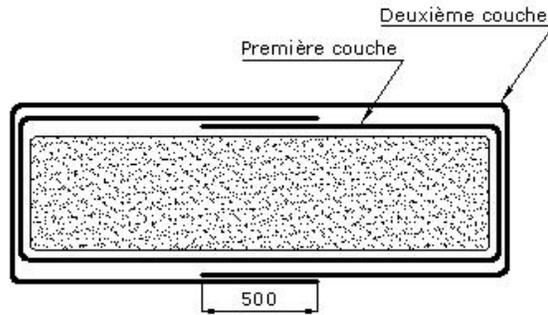
**Figure 3** – Coupe transversale du pilier dans la zone de chevauchement



**Figure 4** – Vue du spécimen en élévation

### Renforcement en matériaux composites

La première technique de renforcement utilisée consiste à enrouler deux couches de matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC) autour de la zone de chevauchement d'armatures à la base du pilier. La largeur du tissu de composite utilisé était de 635 mm. Un espace de 50 mm a été laissé entre le dessus de la semelle et le bas du renforcement à base de fibres de carbone. Cette mesure visait à éviter l'endommagement du tissu lors de l'essai. Un chevauchement de 500 mm a été réalisé entre les deux couches de composite. Le tissu SikaWrap Hex 103C a été utilisé. Afin d'éviter son poinçonnement, les coins du pilier ont été arrondis avec un rayon de 35 mm. La figure 5 montre le schéma du renforcement utilisé tandis que la figure 6 montre le pilier une fois le gainage en composite installé.



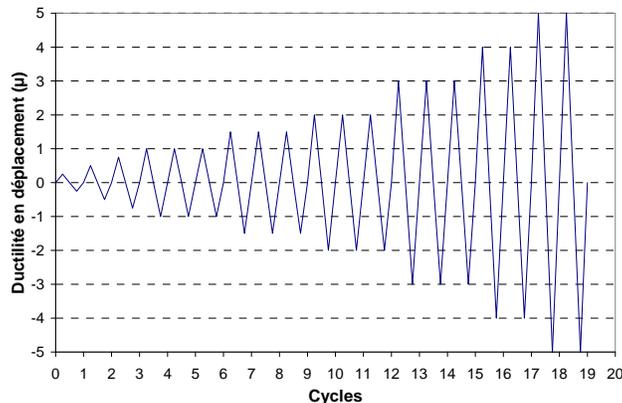
**Figure 5** – Schéma du gainage en matériaux composites



**Figure 6** – Pilier renforcé à l'aide de matériaux composites

### Protocole expérimental

Le protocole de chargement utilisé lors des essais avait comme objectif de simuler les séismes de l'est de l'Amérique du Nord. C'est pourquoi, ce protocole débute par plusieurs cycles de faibles déplacements. Les spécimens sont ensuite soumis à quelques cycles de plus grands déplacements qui sont moins fréquents dans l'est de l'Amérique du Nord. Les essais sont contrôlés à l'aide du déplacement au sommet du pilier. Le protocole utilisé est présenté à la figure 7. Il est basé sur la ductilité en déplacement, une ductilité de 1,0 correspondant à la plastification d'une barre d'ancrage de la semelle qui survient à un déplacement d'environ 50 mm. Le chargement se termine par deux cycles de ductilité  $\mu = 5,0$ , soit les cycles pour lesquels le déplacement au sommet du pilier est d'environ 250 mm. Une faible vitesse de chargement de 0,1 mm/s est utilisée au début de l'essai afin d'identifier le moment où la plastification de la première barre survient. Cette vitesse est ensuite augmentée afin de diminuer la durée de l'essai tout en conservant le caractère quasi-statique du chargement.



**Figure 7** – Protocole de chargement utilisé lors des essais

### Résultats de l'essai sur le spécimen de référence (S1)

L'hystérèse obtenue de l'essai sur le pilier de référence (S1) montre que ce pilier présente un comportement non ductile, une faible dissipation d'énergie ainsi qu'une perte rapide de rigidité et de capacité portante. En effet, en observant l'hystérèse de la charge en fonction du déplacement du pilier de référence (figure 8), on constate qu'une perte de charge significative survient aux cycles à  $\mu = 1,5$ . C'est donc dire que la capacité portante du pilier est déjà diminuée à ce moment. C'est également à partir de ces cycles que les fissures de fendage apparaissent sur le béton d'enrobage. À la fin de l'essai, les coins du pilier sont tellement endommagés que les barres de coin du spécimen ont été mises à nues, le béton ayant décollé de ces dernières. Il est donc possible de confirmer, à la lumière des résultats obtenus de l'essai de S1, que les piliers conçus selon le code S6-66 présentent un comportement sismique problématique caractérisé par une faible ductilité flexionnelle. La figure 9 présente l'état de la face ouest du spécimen de référence à la fin de l'essai. On peut y percevoir les barres de coin du pilier.

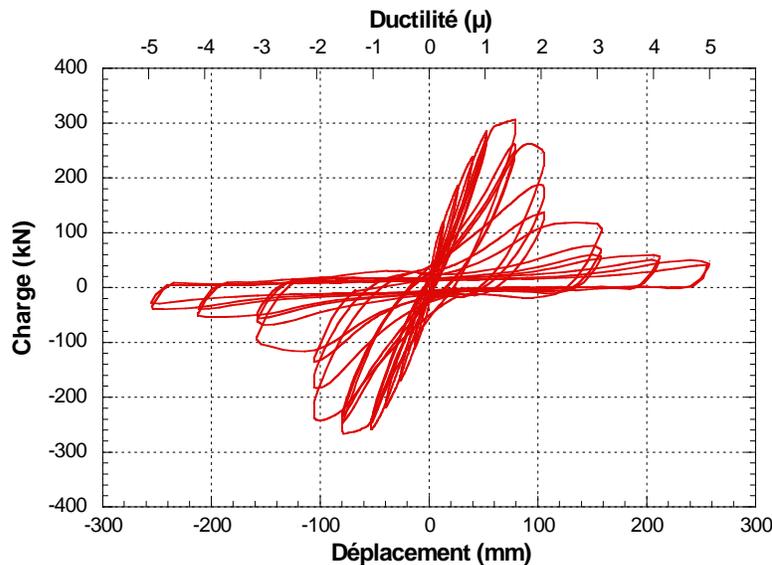


Figure 8 – Hystérèse charge-déplacement de S1 à la fin de l'essai

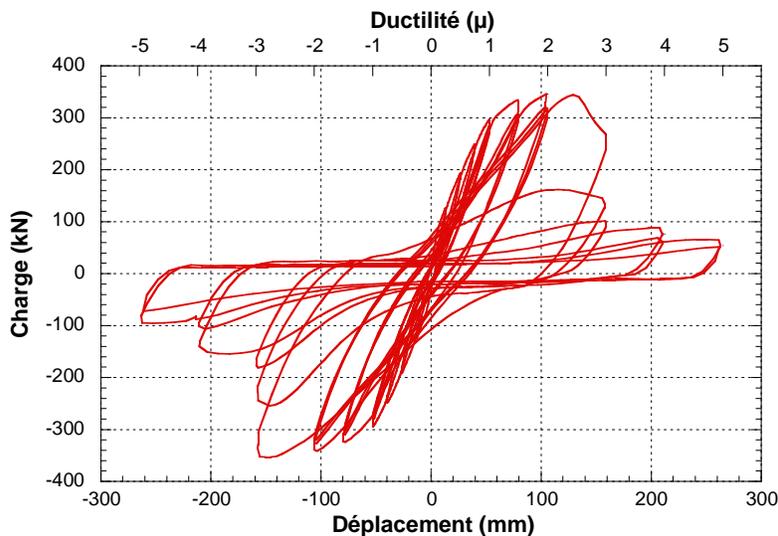


Figure 9 – État de la face ouest à la fin de l'essai

### Résultats de l'essai sur le spécimen renforcé avec un gainage en PRFC (S3)

L'essai sur le pilier renforcé à l'aide d'un gainage en matériaux composites (S3) montre une amélioration du comportement sismique par rapport à S1. La première perte de charge significative survient à  $\mu = 3$ . C'est donc dire que la ductilité du spécimen S3 est supérieure à celle de S1 et que le pilier renforcé dissipe plus d'énergie que le spécimen de référence. De plus, les coins de S3 sont en bon état à la fin de l'essai. Ceci nous porte à croire que le renforcement en matériaux composites confine adéquatement les coins du spécimen. L'utilisation d'un gainage en matériaux composites a également comme effet de limiter la propagation des fissures de fendage perpendiculaires aux faces du pilier. La figure 10 montre l'hystérèse de la charge en

fonction du déplacement à la fin de l'essai de S3 tandis que la figure 11 montre l'état de la face sud du spécimen à la fin de cet essai.



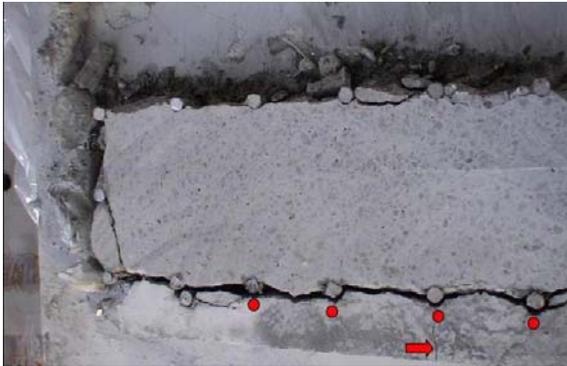
**Figure 10** – Hystérèse charge-déplacement de S3 à la fin de l'essai



**Figure 11** – État de la face sud à la fin de l'essai

### **Développement d'une technique de renforcement améliorée**

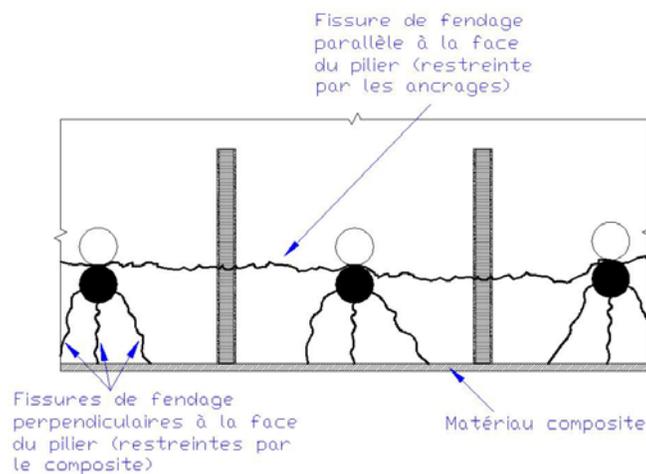
Même si le comportement sismique de S3 est supérieur à celui de S1, il était souhaitable de développer une technique de renforcement permettant d'obtenir un comportement supérieur à celui de S3 dans l'éventualité où des cycles de plus grands déplacements pourraient survenir lors d'un séisme dans l'est de l'Amérique du Nord. La technique proposée consiste à utiliser des ancrages à travers le plan de fissuration qui se forme dans le plan où se chevauchent les barres d'ancrages sortant de la semelle et celles des faces du pilier. Le rôle de ces ancrages est de limiter l'ouverture de ce plan de fissuration qui est visible sur les figures 12 et 13 présentant respectivement la coupe des piliers S1 et S3 à la fin des essais. La technique de renforcement proposée est schématisée à la figure 14. Elle consiste à utiliser un gainage en matériaux composite ainsi que des tiges ancrages puisque l'essai sur S3 a montré que le gainage en matériaux composite est efficace pour limiter la propagation des fissures de fendage perpendiculaires aux faces du pilier. Les ancrages sont, quant à eux, utilisés pour limiter la fissuration parallèle aux faces du pilier.



**Figure 12** – Coupe de S1



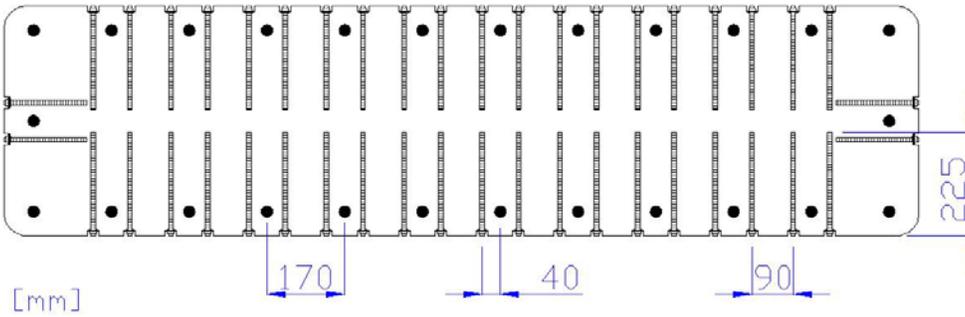
**Figure 13** – Coupe de S3



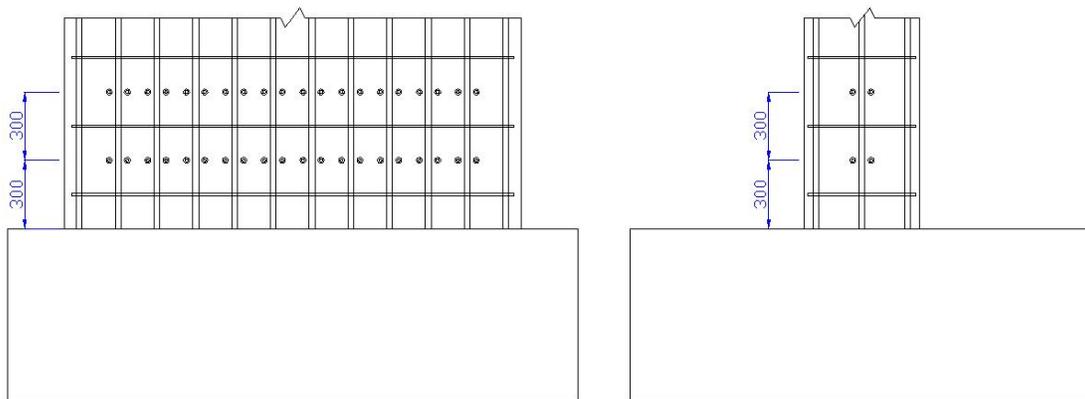
**Figure 14** – Schéma de la technique de renforcement à l'étude

### Conception de la méthode de renforcement

Suite à des essais d'arrachement, il a été décidé d'utiliser des ancrages d'époxy avec rondelles et écrous afin de renforcer le dernier pilier. De plus, il a été décidé d'utiliser deux rondelles pour chacune des tiges d'ancrage. Deux rangées d'ancrage sont utilisées. La rangée inférieure est située entre la première et la deuxième série d'étriers tandis que la rangée supérieure est localisée entre la deuxième et la troisième série d'étriers à raison de quatre ancrages par barres chevauchées. La profondeur des ancrages est de 225 mm pour les grandes faces et de 200 mm pour les petites faces. Les figures 15 et 16 présentent la disposition des ancrages utilisés pour le renforcement du pilier 4.



**Figure 15** – Coupe transversale du renforcement utilisé pour S4



**Figure 15** – Vue en élévation du renforcement utilisé pour S4

Avant de procéder au forage des trous d'ancrage, il a été décidé de réaliser l'auscultation du pilier à l'aide de l'appareil PS 200 Ferroskan afin d'éviter de rencontrer des barres d'armature lors du forage. Par la suite, des trous de 25,4 mm ont tout d'abord été forés en surface afin de pouvoir installer les rondelles et les écrous. Ensuite, les trous de plus petits diamètres (12,7 mm) ont été percés en profondeur. Après le durcissement de l'époxy servant d'ancrage, les barres ont été coupées et le gainage en matériaux composite a été installé en suivant la même procédure que celle utilisée pour S3. Les figures 17 et 18 montrent respectivement le pilier 4 une fois les ancrages installés et le pilier 4 avant l'installation du tissu de composite.



**Figure 17** – Photo de S4 une fois les ancrages installés



**Figure 18** – Photo de S4 avant l'installation du gainage en matériaux composite

### Réalisation de l'essai sur le pilier S4

L'hystérèse de la charge en fonction du déplacement obtenue lors de l'essai de S4 (figure 19) montre que ce spécimen présente un meilleur comportement sismique que le premier pilier renforcé (S3). La première perte de charge importante pour S4 survient lors du deuxième cycle à  $\mu = 4$ . Le pilier 4 possède donc une plus grande ductilité que le pilier 3 en plus de dissiper davantage d'énergie. De plus, le tissu de composite du spécimen 4 n'a ouvert à aucun endroit lors de l'essai comparativement au tissu du spécimen 3. Ceci nous pousse à croire que les barres de coin de S4 sont moins sollicitées que celles de S3. La figure 20 montre l'état de la face sud de S4 à la fin de l'essai.

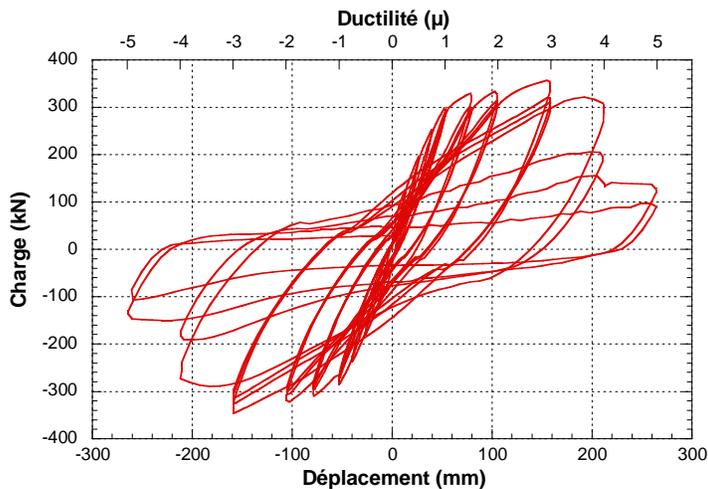


Figure 19 – Hystérèse charge-déplacement de S4 à la fin de l'essai



Figure 20 – État de la face sud à la fin de l'essai

### Analyse des résultats

Afin de mieux percevoir l'amélioration du comportement sismique apportée par la méthode de renforcement finale, les hystérèses de S1 et de S4 à la fin des essais ont été tracées sur le même graphique. Ce graphique est présenté à la figure 21. On peut facilement y constater la différence de comportement entre S4 et S1 à partir des cycles à  $\mu = 2$ . Lors de ces cycles, la charge du pilier 4 demeure stable comparativement à celle du spécimen de référence qui chute d'environ 50%. La figure 22 montre, quant à elle, l'énergie dissipée cumulative lors des essais sur S1, S3 et S4. On peut constater que l'énergie dissipée lors de l'essai de S4 est environ trois fois plus grande que pour S1 tandis que celle dissipée lors de l'essai de S3 est environ deux fois plus grande que celle du spécimen de référence. De plus, cette énergie est semblable pour les trois spécimens jusqu'aux cycles à  $\mu = 1,5$ . Ensuite, aux cycles à  $\mu = 2$ , celle de S1 est significativement inférieure aux deux autres. Le même phénomène se produit pour S3 par rapport à S4 aux cycles à  $\mu = 3$ . En considérant que la ductilité du pilier correspond au moment où une perte de charge de plus de 25% par rapport à la charge maximale est enregistrée lors du premier cycle à une ductilité donnée, il est possible d'affirmer que la ductilité de S1 est de deux, celle de S3 est de trois et celle de S4 est de quatre.

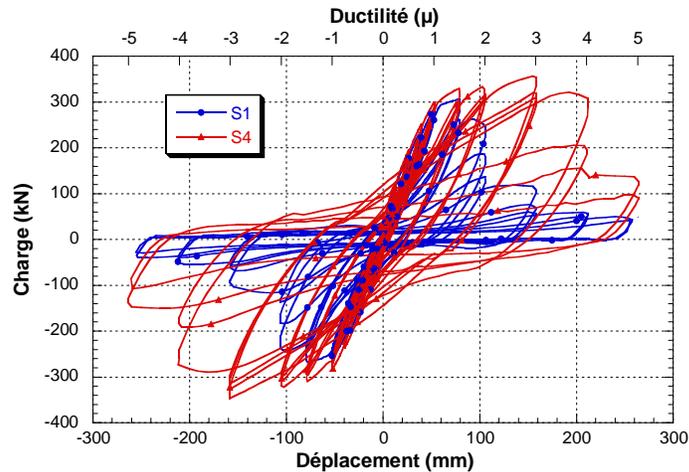


Figure 21 – Comparaison des hystérèses de S4 et de S1

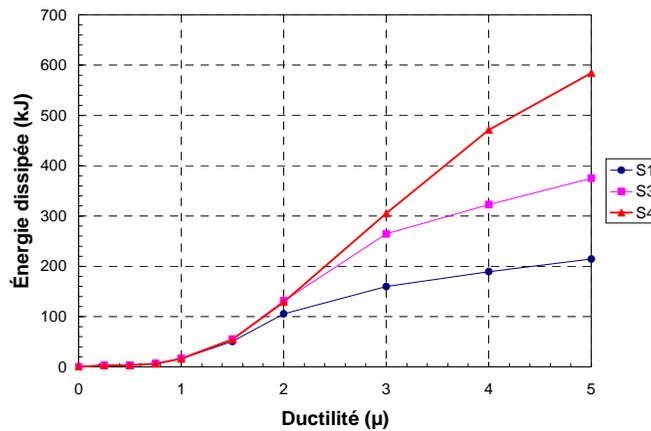


Figure 22 – Comparaison de l'énergie dissipée cumulative lors des essais de S1, S3 et S4

## CONCLUSION

Les essais sur les spécimens à grande échelle ont tout d'abord confirmé la problématique selon laquelle le comportement sismique des piliers construits à l'aide du code S6-66 est déficient. Il a été observé que l'utilisation d'un gainage en matériau composite permet d'augmenter le confinement des coins du pilier et donc de retarder la perte de la capacité flexionnelle du pilier renforcé. Le dernier spécimen a permis de constater que l'utilisation d'ancrages sous le tissu de composite améliore le comportement sismique du pilier. Le pilier ainsi renforcé présente une ductilité de  $\mu = 4$  comparativement au spécimen de référence qui présente une ductilité de  $\mu = 2$ . Les auteurs sont d'avis que cette technique de renforcement mérite d'être davantage développée.

## REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée grâce à l'appui financier de ISIS Canada. Des équipements et des matériaux ont été gracieusement fournis par Sika, Hilti et Ambex. L'équipe technique du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal a contribué à la réalisation de ce projet expérimental.

## RÉFÉRENCES

BOUCHER-PROULX, G. 2008. *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*, M.Sc.A., Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1966. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-88*. Mississauga, Ontario

CHARTRAND, L.-P. 2009. *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en PRFC*, M.Sc.A., Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. & CALVI, G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York.

SEIBLE, F., PRIESTLEY, M. J. N., HEGEMIER, G. A., & INNAMORATO, D. (1997). *Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets*. Journal of Composites for Construction, 1(2), 52-62.

VACHON, D. 2004. *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*, M.Sc.A., Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal