

RENFORCEMENTSISMIQUE DES PILES DE PONTS RECTANGULAIRES

Dominic Vachon
Natalie Chagnon
Étudiants à la maîtrise

Bruno Massicotte
Professeur titulaire

École Polytechnique de Montréal
Montréal (Québec) H3C 3A7

RÉSUMÉ : Lors de séismes, les piles de ponts conçues avant les années 1980 présentent des détails d'armature qui ne permettent pas d'assurer la résistance et la ductilité nécessaires. Comme le Québec est une zone à risques sismiques élevés, les structures déficientes requièrent un renforcement. Deux alternatives adaptées aux sections rectangulaires ont été retenues, soit le renforcement à l'aide de béton de fibres et le renforcement à l'aide de matériaux composite flexible. Cet article présente les résultats comparatifs entre les colonnes non renforcées et renforcées lorsque la zone de chevauchement d'armatures est soumise à un moment fléchissant constant. Il a été observé, pour les colonnes non renforcées, une rupture fragile au moment résistant nominal de conception alors que celles renforcées permettent d'atteindre un moment résistant plus grand présentant qu'une bonne ductilité.

INTRODUCTION

Des observations sur le terrain, à la suite de tremblements de terre, ainsi que des vérifications en laboratoire ont montré que les chevauchements d'armatures à la base des piles de ponts peuvent ne pas offrir le niveau de ductilité requis s'ils sont situés dans une zone où doivent se former des rotules plastiques. De telles déficiences au niveau des détails d'armatures se retrouvent dans plusieurs structures conçues avant 1980. À cette époque, les connaissances pour la conception parasismique des structures étaient peu avancées et le Québec était considéré comme un endroit aux aléas sismiques faibles.

Aujourd'hui, le tremblement de terre du Saguenay en 1988, les références historiques et les études de la Commission géologique du Canada permettent de conclure que le Québec a d'importantes chances de subir dans les prochaines années des séismes de grande amplitude. Ces préoccupations ont conduit à des règles de conception plus sévères où les chevauchements d'armatures dans les zones de rotules plastiques sont interdits alors qu'une plus grande attention doit être portée au niveau des détails d'armatures, assurant ainsi la ductilité des structures. Toutefois, la préoccupation demeure entière pour les nombreux ponts existants qui doivent être renforcés.

C'est dans ce cadre, qu'un programme de recherche a été développé à l'École Polytechnique de Montréal avec comme objectif principal l'étude du renforcement des piles de section rectangulaire dans la zone de chevauchement des armatures. Les solutions proposées pour le renforcement des sections circulaires ou carrées (figure 1), par ajout de chemises en béton, en acier ou en matériaux composites, ne peuvent être facilement adaptées aux sections rectangulaires présentant un rapport largeur sur épaisseur élevé.

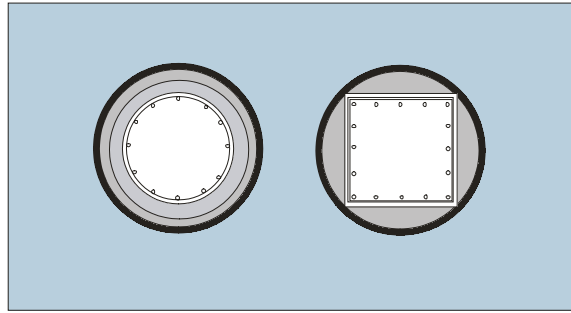


Figure 1 – Exemple de renforcement pour les sections circulaires et carrées

Un programme de recherche exploratoire faisant appel à deux approches nouvelles pour le renforcement a été entrepris: d'un côté, le renforcement des piles à l'aide de béton renforcé de fibres et de l'autre un renforcement à l'aide de matériaux composites.

MODE DE RUPTURE DES PILES RECTANGULAIRES

Le mode de rupture, observé dans les sections ayant un confinement inadéquat soumise à un chargement cyclique, débute par une fissuration par fendage du béton parallèle aux armatures chevauchées (figure 2) suivi d'une dislocation du béton et d'un arrachement des barres. Ce mode de rupture est caractérisé par une capacité en flexion réduite et fragile, sans aucune ductilité tel qu'illustré sur la figure 3 (Holleran, 1998). Ce type de rupture est observé lorsque la longueur de chevauchement est insuffisante ou que le confinement fournit par les étriers transversaux est déficient.

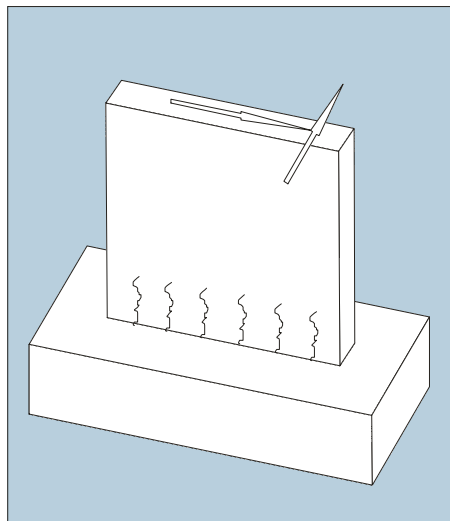


Figure 2 – Mode de rupture typique d'une pile rectangulaire

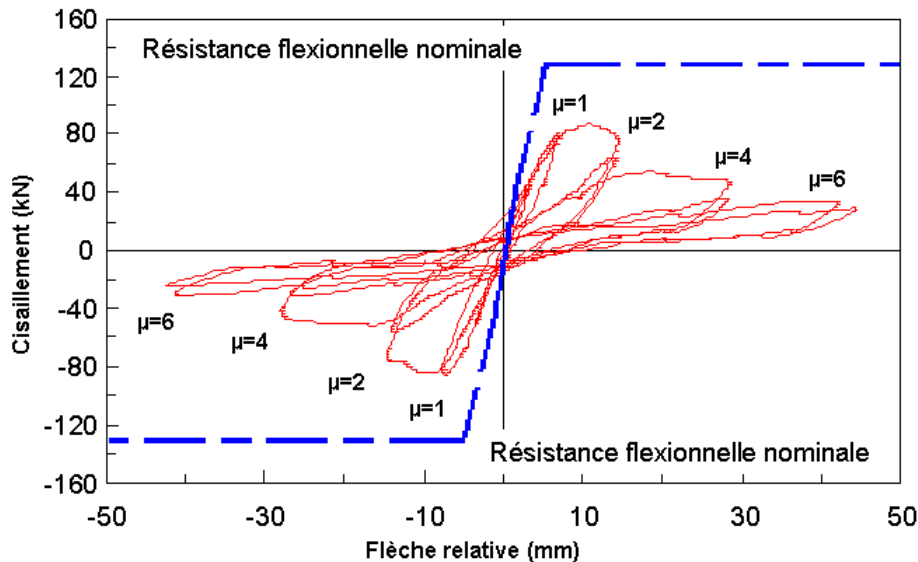


Figure3 – Comportement d’une pile rectangulaire soumise à un chargement cyclique

Les piles rectangulaires conçues avant les années 1980 présentent les deux problèmes énoncés ci haut, à savoir une longueur de chevauchement environ deux fois inférieure à celle prescrite dans les normes actuelles et des aciers transversaux beaucoup trop espacés pour procurer un confinement qui permettrait d’atteindre la demande en ductilité requise.

DESCRIPTION DES DEUX APPROCHES DE RENFORCEMENTS PROPOSÉES

Pour réaliser le renforcement des piles dans la zone de chevauchement, deux approches sont considérées. La première consiste au remplacement du couvert de béton des colonnes avec un mélange de béton renforcé de fibres auto nivellant, tel qu’illustré sur la figure 4. Pour ce type de réparation on considère deux options: avec ou sans treillis d’acier ancré dans la matrice. La deuxième solution consiste à venir envelopper la section à l’aide de matériaux composites flexibles, tel que montré sur la figure 5. Pour ce type de réparation on peut faire varier le nombre de couches de matériaux composites ainsi que la longueur de la section recouverte.

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Objectifs du programme expérimental

Le programme expérimental comporte deux objectifs principaux. Dans un premier temps, développer un mélange de béton de fibres auto nivellant et choisir un matériau composite pour effectuer les réparations. Deuxièmement, quantifier l’augmentation de ductilité apportée par les deux types de renforcement en effectuant des essais comparatifs en laboratoire.

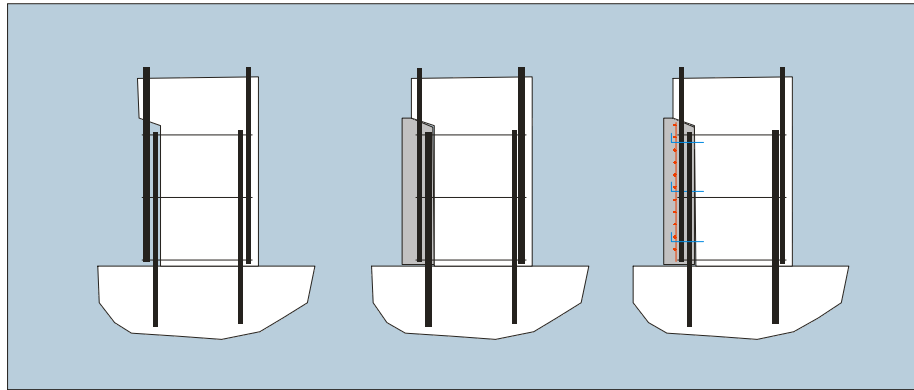


Figure 4 – Réfection des piles à l'aide du béton renforcé de fibres

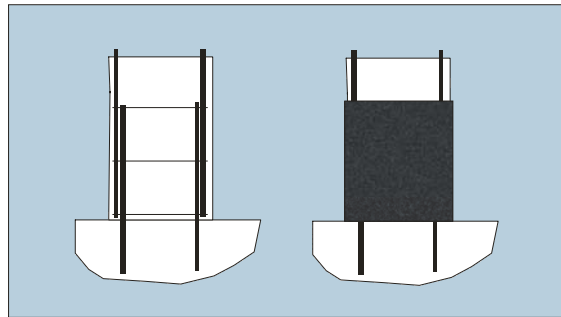


Figure 5 – Réfection à l'aide de matériaux composites

Solution retenue pour la conception des spécimens

La solution retenue a été de fabriquer des spécimens qui simulent une tranche d'une section de colonne rectangulaire. Bien que ceci ne soit pas la solution idéale, ceci permettait dans cette phase exploratoire de fabriquer des spécimens de dimension réduite tout en permettant de quantifier l'effet des méthodes de renforcement. Pour la première série d'essais, une poutre de 450 mm × 450 mm × 3000 mm comportant trois barres chevauchées au centre a été utilisée (figure 6). Les détails de chevauchement d'armatures ont été faits en suivant les règles en vigueur dans les années 60 avec des barres chevauchées sur 600 mm au centre. Les étriers sont espacés de 200 mm dans les extrémités et de 300 mm dans la partie centrale. Pour cette première série d'essai, six spécimens ont été fabriqués. Pour deux des spécimens des zones endommagées ont été simulées dans la zone de chevauchement pour permettre la réparation avec du béton de fibres. De plus, pour les spécimens renforcés avec les matériaux composites une surépaisseur a été effectuée. Cette surépaisseur a permis d'arrondir les coins de la poutre selon un rayon de 50 mm pour permettre la mise en place et empêcher une rupture prématurée du matériau composite.

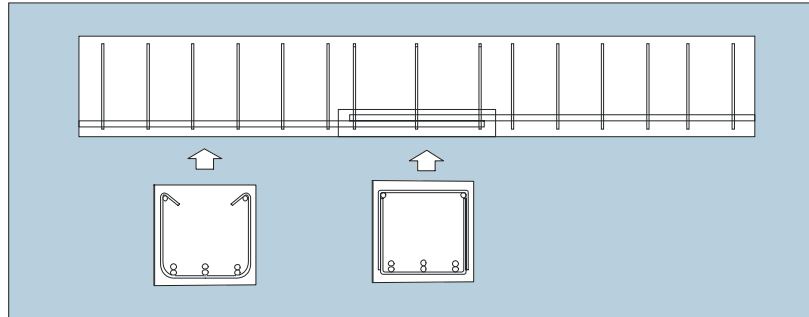


Figure 6 – Design de la poutre pour la première série de test

Montage expérimental

La première série d'essai a été effectuée sur un montage (figure 7) qui permet de développer une zone de moment fléchissant constant dans la section centrale de la poutre où le chevauchement se trouve. Une telle configuration implique, contrairement à la condition réelle, qu'il n'y a pas d'effort tranchant dans la zone de chevauchement, cet aspect qui sera traité dans la deuxième série d'essais actuellement en cours.

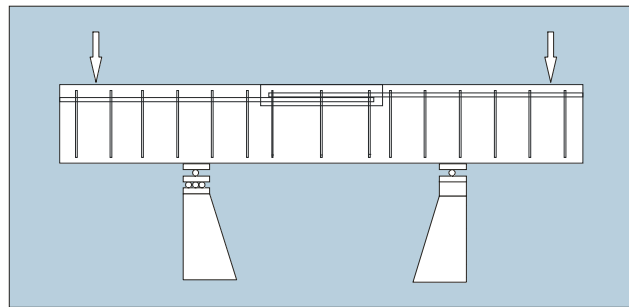


Figure 7 – Chargement appliqué sur le spécimen

Déroulement des essais

Le programme expérimental consiste à effectuer l'essai sur deux spécimens témoins représentant la situation actuelle (un pour chacune des deux méthodes de réparation), ensuite sur deux spécimens renforcés de béton de fibres et sur deux spécimens renforcés avec des matériaux composites. Ces essais sont effectués de façon statique monotonique et permettent de mesurer la résistance ultime des spécimens ainsi que leur ductilité. L'essai monotonique consiste à appliquer une charge croissante à chacune des extrémités de la poutre et à mesurer les déformations de l'acier d'armature en traction, du béton en compression et à relever le patron de fissuration de la poutre.

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Mode de rupture

Deux types de comportements structuraux bien différents ont été observés lors des essais: un mode de rupture fragile pour les poutres non renforcées et une rupture ductile pour celles renforcées. Dans un premier temps, pour les deux poutres non renforcées, la résistance nominale en flexion a été tout juste atteinte suivie presque instantanément d'une rupture par fendage du

chevauchement d'armature au centre de la poutre caractérisée par une perte de capacité. Les poutres renforcées soit par du béton fibré ou par un matériau composite ont atteint la résistance nominale anticipée en flexion accompagnée de grandes rotations caractérisée par une plastification des aciers d'armatures (figures 8 et 9).

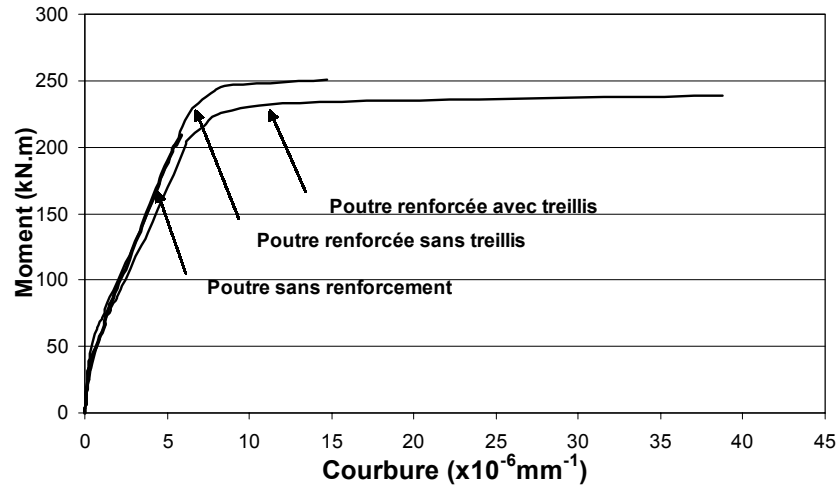


Figure 8 – Graphique moment–courbure pour le projet avec du béton de fibre

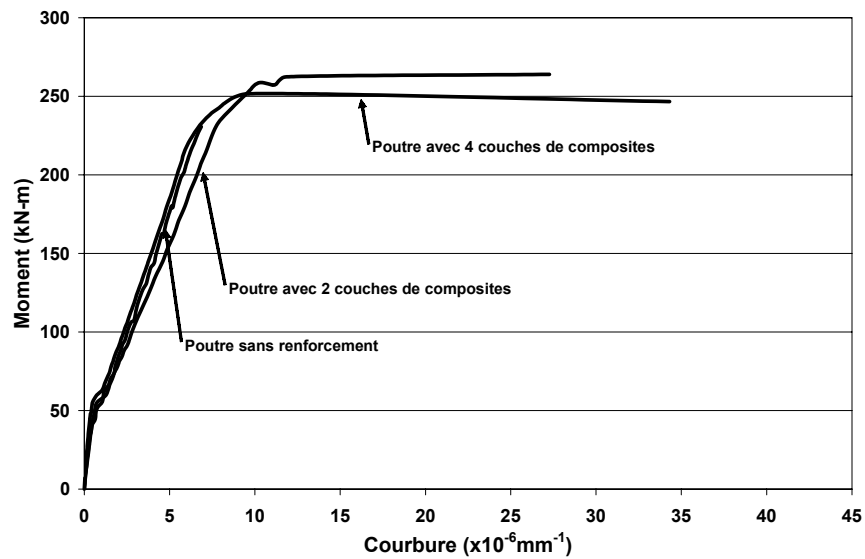


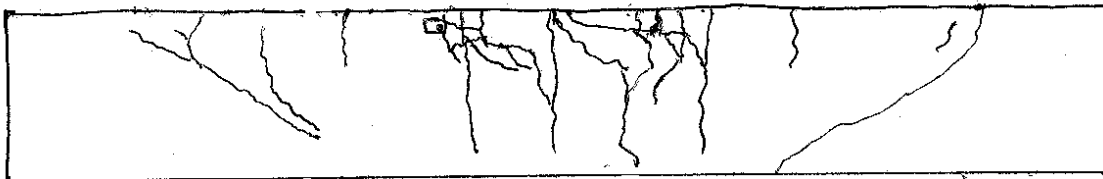
Figure 9 – Graphique moment-courbure pour le projet avec matériaux composites

Accroissement de la ductilité

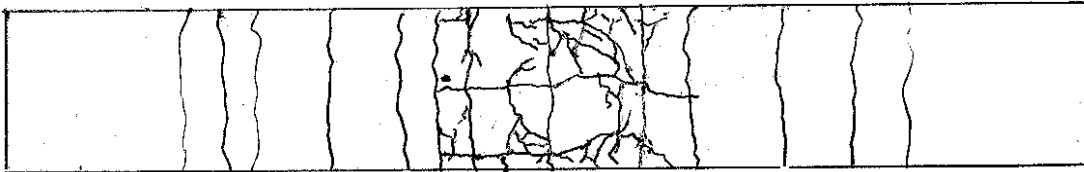
L'observation des figures 8 et 9, montre que les deux méthodes de renforcement proposées permettent de passer d'un comportement fragile à un comportement ductile. Pour le renforcement avec du béton de fibres, une plus grande ductilité est obtenue lorsque le treillis est ancré à l'aide de crochets. Pour le renforcement à l'aide de matériaux composites, les deux spécimens renforcés ont présentés un ductilité nettement améliorée.

Fissuration

Les renforcements mis en place sur les poutres ont complètement modifié le patron de fissuration. On peut clairement observer, pour la poutre non renforcée, le patron de fendage du béton dans la zone de chevauchement d'armatures (figure 10). Ces fissures de fendage sont à l'origine de la rupture du chevauchement d'armature et incidemment de la rupture complète de la poutre.



Fissuration de la poutre non renforcé - vue de côté



Fissuration de la poutre non renforcé – vue en plan

Figure 10 – Patron de fissuration de la poutre non renforcée

Le patron de fissure de la poutre renforcée (figure 11) montre l'absence de ces fissures de fendage. De plus, on voit clairement une concentration des fissures à l'extérieure de la zone réparée. Ceci permet de conclure qu'il y a eu la formation d'une rotule plastique, ce qui est mis en évidence sur les figures 10 et 11.

CONCLUSION

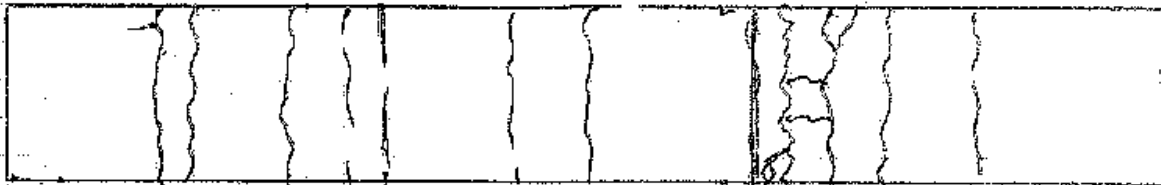
Les résultats expérimentaux des essais sur les poutres renforcées avec du béton fibres ou des matériaux composites montrent le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile sous des charges monotoniques statiques. Cet important gain en ductilité montre la validité des deux méthodes de renforcement. Il reste maintenant à évaluer l'effet de charges cycliques sur ceux-ci, phase en cours de réalisation

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient, pour leur support financier, le CRSNG, ISIS Canada et l'École Polytechnique de Montréal, et pour leur soutien technique, les employés du Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal.



Fissuration de la poutre renforcée – vue de côté



Fissuration de la poutre renforcée – vue en plan

Figure 11 – Patron de fissuration de la poutre renforcée

PRÉFÉRENCES

HEIDEBRECHT, Arthur C., "*Overview of NBCC Seismic Provisions*". McMaster University, Hamilton (Ontario), 2002, pages 29.

Canadian Standard Association - CSA (2000). "*Code canadien sur le calcul des ponts routiers*". Rexdale (Ontario).

HOLLORAN, Michael, "*Seismic performance of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions*". Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal. Août 1998.