

# ÉVALUATION ET RÉHABILITATION SISMIQUE DES POTEAUX EN BÉTON ARMÉ DE VIADUC

Nathalie Roy, Patrick Paultre et Jean Proulx

Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures (CRGP)

Département de génie civil, Université de Sherbrooke

## RÉSUMÉ

Le projet présenté intègre les toutes nouvelles approches en dimensionnement parasismique qui portent plus particulièrement sur l'utilisation d'objectifs de performance et sur l'atteinte de ces objectifs par la définition, entre autres, de critères de déplacements admissibles. Une évaluation de la capacité sismique transversale des appuis d'un viaduc choisi avec notre partenaire, Transport Québec, par une approche à la performance basée sur des critères de déplacements a donc tout d'abord été effectuée. Par la suite, une méthode de dimensionnement de réhabilitation sismique à l'aide de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) a été optimisée. La réhabilitation à l'aide de PRFC a été validée par la réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structures sur un modèle à échelle 1/3 du viaduc choisi. Après la réhabilitation de deux des trois poteaux de l'appui (le poteau du centre servant de référence), la structure a été soumise à trois intensités de séisme. L'évolution de l'endommagement en fonction de l'intensité du chargement sismique a été quantifiée. En plus de fournir une base de données qui servira à l'établissement d'objectifs de performance et de critères de déplacement, les résultats des essais ont validé la procédure de réhabilitation proposée. Les résultats des essais pseudo-dynamiques par sous-structure montrent que l'évaluation de la capacité sismique du viaduc effectuée dans ce projet est juste et que la méthodologie de réhabilitation des poteaux à l'aide de PRFC proposée est sécuritaire.

## Introduction

Le transport joue un rôle clé à l'appui de notre activité économique et dans notre vie quotidienne. Sachant qu'une grande partie des viaducs existants a été construite alors que les normes de conception parasismique étaient peu développées et que le niveau de sollicitation sismique dont il faut tenir compte dans l'est du Canada a considérablement augmenté au cours des dernières années, une procédure d'évaluation juste de leur capacité sismique est primordiale. Si, suite à cette évaluation, l'endommagement prédit est jugé inacceptable, une procédure de réhabilitation efficace devra de plus être proposée.

Les connaissances en génie sont en constante évolution et les nouvelles approches en dimensionnement parasismique portent actuellement en grande partie sur ces deux aspects : (i) l'utilisation d'objectifs de performance et, (ii) l'atteinte de ces objectifs par la définition de critères de déplacements admissibles plutôt que de critères de force. D'une part, il faut dire que, déjà, certains codes modifiés suite au tremblement de terre de San Fernando (1971) ont inclus des objectifs de performances traitant de l'importance des structures et du niveau d'endommagement acceptable en fonction de la sévérité du séisme. Cependant, ce n'est qu'après le tremblement de terre de Northridge (1994), qui a vraiment mis en évidence le besoin d'établir des critères fondés tant sur des considérations économiques que sur la sécurité, que l'appellation de l'approche basée sur la performance a été formalisée et qu'on en fait de plus en plus état en génie parasismique. Ainsi, pour une structure d'importance donnée et en fonction de la sévérité du séisme, l'objectif de performance pourra varier de l'utilisation immédiate (séisme de faible intensité), à un état opérationnel mais nécessitant des réparations (séisme modéré) puis, à un état de sauvegarde de vie humaine pour un événement sismique rare et sévère. À ce niveau de performance, les dommages peuvent être irréparables, mais la structure ne s'effondre pas.

D'autre part, les méthodes de dimensionnement en génie civil sont traditionnellement fonction de la force à laquelle la structure devra résister. Ainsi, en conception parasismique, l'approche basée sur une force élastique maximum minorée afin de tenir compte des effets d'un séisme utilisée avant 1970 a, dans un premier temps, évoluée vers une approche basée sur l'utilisation d'un facteur de réduction de la force sismique élastique proportionnel à la ductilité en déplacement de la structure. Toutefois, on conçoit que, de par sa nature, une approche basée directement sur des critères de déplacement serait plus appropriée au dimensionnement parasismique. En effet, ce type de dimensionnement considère directement la ductilité structurale requise sous l'effet d'une sollicitation sismique donnée. En lien avec l'approche à la performance basée sur des critères de déplacement, la méthode d'évaluation de la capacité sismique choisie pour ce projet indique à la fois la capacité en terme de ductilité en déplacement de la structure évaluée ainsi que la demande correspondant à différents aléas sismiques. Par la suite, une méthode de réhabilitation basée sur une valeur de ductilité à atteindre est proposée. La validité de ce processus est démontrée par une application de la méthode d'évaluation de la capacité sismique transversale des appuis d'un viaduc choisi avec notre partenaire, Transport Québec, et par le dimensionnement de leur réhabilitation par des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC). La méthode de réhabilitation a ensuite été validée par la réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structures en laboratoire.

## ***Évaluation de la capacité sismique par une approche basée sur la performance***

La méthode N2 (Fajfar, 1999) a été utilisée pour l'évaluation de la capacité sismique du pont à l'étude. Cette méthode combine l'approche du spectre de capacité – qui permet de comparer graphiquement la capacité de la structure et la demande correspondant à différents aléas sismiques – et l'utilisation de spectres de demande inélastique. Dans le cadre du projet, des spectres d'aléas sismiques uniformisés ayant des périodes de récurrence de 475 et de 2500 ans respectivement pour une région d'activité sismique modérée de la province de Québec et un spectre d'aléa sismique uniformisé ayant une période de récurrence de 2500 ans pour une région ayant une activité sismique élevée ont été utilisés. La matrice de performance correspondant à ce programme d'étude est montrée sur la Figure 1.

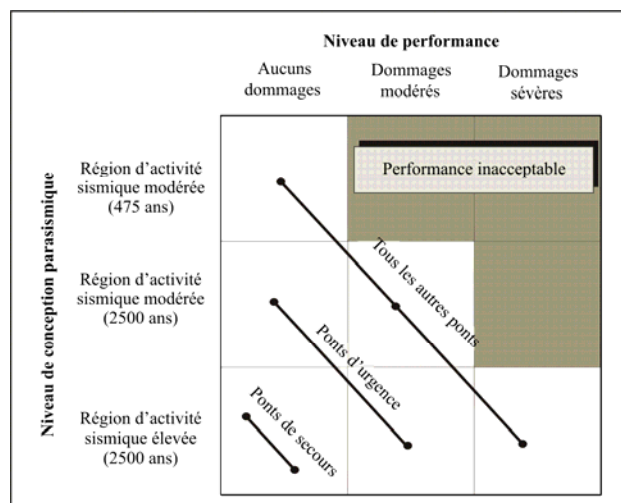


Figure 1 – Matrice de performance

La capacité en terme de ductilité en déplacement  $\mu_{\Delta}$  de l'appui du pont est défini comme suit:  $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$  où  $\Delta_u$  est le déplacement latéral maximum en tête de l'appui et  $\Delta_y$  est le déplacement à la limite élastique. La capacité en ductilité sous chargement monotone  $\mu_{\Delta m}$  a été obtenue par une analyse statique non-linéaire par poussée progressive d'un modèle numérique en 3 dimensions du viaduc à l'étude à l'aide du logiciel d'analyse non-linéaire Ruaumoko (1998). La capacité en terme de ductilité en déplacement monotone  $\mu_{\Delta m}$  a été réduite afin de considérer l'endommagement cumulatif causé par un chargement cyclique tel qu'un tremblement de terre. La capacité en terme de ductilité en déplacement cyclique  $\mu_{\Delta c}$  est donc obtenue, à partir de la relation suivante, proposée par Park et al., 1984 :

$$\frac{\mu_{\Delta c}}{\mu_{\Delta m}} = \frac{1}{1 + \beta \gamma^2 \mu_{\Delta c}} \quad (1)$$

où  $\beta = 0,15$  est un terme qui définit la dégradation de la résistance et  $\gamma = 1,0$  est un paramètre défini en fonction du ratio entre l'énergie hystérétique dissipée et le déplacement maximum. La capacité en terme de ductilité cyclique obtenue pour le viaduc à l'étude est de  $\mu_{\Delta c} = 1,52$ . La demande en terme de ductilité en déplacement correspond à un aléa sismique donné et est obtenu par l'intersection entre les spectres d'aléas sismiques uniformisés et la courbe de réponse bilinéarisée de la structure (Figure 2). Pour l'aléa sismique correspondant à la région d'activité sismique élevée et à une période de retour de 2500 ans, la demande en terme de ductilité en déplacement est  $\mu_{\Delta d} = 1,92$ , ce qui excède la capacité en ductilité des appuis du pont. Dans la prochaine section, un dimensionnement de réhabilitation sismique basée sur cette demande en ductilité est proposé.

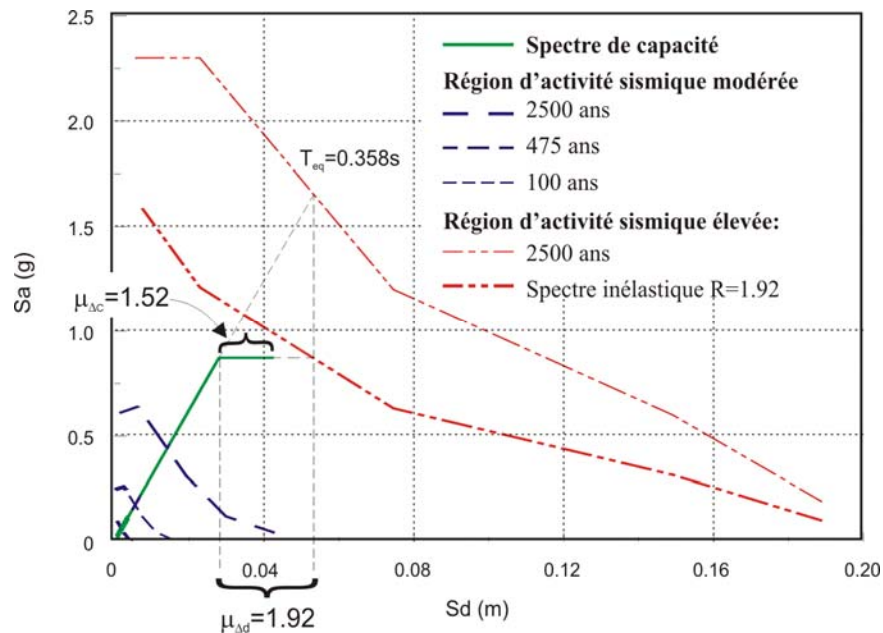


Figure 2 - Spectres de capacité et de demande

## **Méthodologie de réhabilitation à l'aide de matériaux composites**

La réhabilitation à l'aide de PRFC a été étudiée en raison des nombreux avantages de ce nouveau matériau et surtout afin de démontrer l'efficacité des PRFC à protéger les poteaux circulaires en béton armé de viaducs contre les effets dévastateurs d'un séisme en augmentant leur ductilité en flexion.

La méthode est donc basée sur une valeur de ductilité en déplacement à atteindre et les équations proposées suivent une procédure reconnue (Priestley et al. 1996) qui consiste à (i) calculer la longueur de rotule plastique  $l_p$ ; (ii) déterminer la demande en ductilité sectionnelle  $\mu_\phi$  correspondant à la demande en ductilité en déplacement,  $\mu_\Delta$ ; (iii) calculer la déformation maximum en compression correspondante  $\varepsilon_{cu}$ ; et, (iv) déterminer le ratio de confinement requis. La longueur de rotule plastique équivalente  $l_p$  est calculée comme suit (Priestley et al., 1996):

$$l_p = g + 0.044d_b f_y \quad (2)$$

où  $g$  est l'espace entre le recouvrement et la base,  $d_b$  et  $f_y$  représentent le diamètre et la résistance à la limite élastique des barres d'armature longitudinales. La demande en ductilité sectionnelle  $\mu_\phi$  est calculée à partir de la relation géométrique proposée par Park et Paulay, 1975:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3 \frac{l_p}{l} \left(1 - \frac{l_p}{2l}\right)} \quad (3)$$

où  $\phi_u$  et  $\phi_y$  sont les courbures ultime et à la limite élastique de la section,  $l$  est la longueur entre la base du poteau et le point de changement de courbure. La déformation maximum en compression du béton requise est calculée de la façon suivante :

$$\varepsilon_{requis} = \phi_{requis} c \quad (4)$$

où l'axe neutre  $c$  est calculé à l'aide du logiciel de calcul de réponse moment-courbure sectionnelle WMNPhi, 2000. Ce logiciel est utilisé afin de prédire la courbe de réponse moment-courbure des sections en béton armé à partir de différents modèles de prédiction des courbes contrainte-déformation de l'acier ainsi que des sections de béton confinées et non-confinées.

Enfin, le taux de confinement requis est calculé en fonction d'une relation qui dépend du matériau de confinement et qui relie la déformation ultime en compression et le taux de confinement requis. Le modèle de confinement à l'aide de PRFC développé par Eid et Paultre, 2006 dans le cadre de ce projet de recherche a été utilisé. Ce nouveau modèle présente deux avantages importants: (i) le modèle considère les effets du confinement de la section de béton par les PRFC et par l'acier d'armature transversal et (ii) l'effet du confinement par les PRFC a été développé expressément pour ce matériau et non en terme d'acier équivalent. Ainsi, la déformation à la compression maximum de la section confinée à l'aide de PRFC a été calculée à partir de la relation suivante développée initialement par Lam et Teng, 2004:

$$\varepsilon_{fourni} = \varepsilon_{c0} \left[ 1,75 + 5,53 \left( k_e \frac{A_{sh} f_{hy}}{s D_c f_{c0}} + \frac{2t E_f \varepsilon_{fu}}{D f_{c0}} \right) \left( \frac{\varepsilon_{fu}}{\varepsilon_{c0}} \right)^{0,45} \right] \quad (5)$$

où  $f_{c0}$  et  $\varepsilon_{c0}$  représentent la résistance à la compression du béton de la section non-confinée et la déformation correspondante,  $k_e$  est un coefficient introduit par Sheikh et Uzumeri (1982) ainsi que par Mander et al. (1988) qui reflète l'efficacité de l'acier à confiner le béton,  $A_{sh}$  est l'aire totale de la section d'armature transversale,  $f_{hy}$  est la résistance à la limite élastique de l'armature transversale,  $s$  est l'espacement de l'armature transversale,  $D_c$  est le diamètre du noyau de béton confiné,  $D$  est le diamètre du poteau alors que  $t$ ,  $E_f$  et  $\varepsilon_{fu}$  représentent l'épaisseur, le module élastique et la résistance ultime des PRFC. Considérant les propriétés des PRFC choisis pour l'étude, la ductilité cyclique en déplacement de l'appui réhabilité sera de  $\mu_{\Delta c} = 2.80$  ce qui excède la demande établie à la section précédente ( $\mu_{\Delta d} = 1.92$ ).

### Essais pseudo-dynamiques par sous-structures

Il est généralement impossible de tester un viaduc puisque ses dimensions dépassent largement celles du laboratoire. Toutefois, les charges sismiques provoquent habituellement des dommages importants à des endroits précis d'une structure, par exemple, aux poteaux du viaduc. Les essais par sous-structuration consistent donc à tester une partie de la structure de façon expérimentale à l'aide d'essais pseudo-dynamiques et à simuler le reste de la structure à l'aide d'un modèle numérique. L'essai est alors constitué d'une partie virtuelle : la superstructure représentée par un modèle d'éléments finis et, d'une partie réelle : l'appui de pont constitué de trois poteaux et d'une poutre-chevêtre (Figure 3). Il faut souligner que, bien que cette méthode ait déjà été utilisée avec succès au laboratoire de ELSA en Italie (Pinto et al. 1996), il s'agit de la première fois que ce type d'essais sophistiqué est réalisé au Canada.

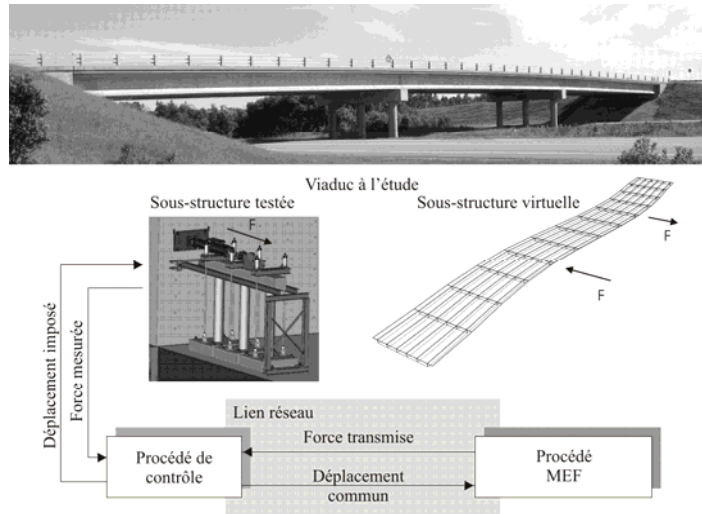


Figure 3 - Représentation de la méthode des sous-structures appliquée au viaduc à l'étude

## Programme expérimental

Pour les essais, un facteur d'échelle de 1:2,95 a été retenu. Les propriétés géométriques de l'appui de pont construit en laboratoire sont montrées à la Figure 4. L'armature longitudinale et transversale de l'appui est instrumentée à l'aide de jauges électriques pour la mesure des déformations. Des capteurs de déplacement mesurent le déplacement latéral en tête de l'appui, le déplacement des joints et la courbure au sommet et à la base des poteaux. Un vérin hydraulique ayant une capacité dynamique maximum de 500 kN a été utilisé pour appliquer la charge latérale, tandis que la force axiale sur l'appui correspondant au poids de la superstructure est appliquée à l'aide de 6 vérins hydrauliques (2 par poteaux). Le viaduc a été soumis à des séismes correspondant aux aléas sismiques décrits au Tableau 1. Le tremblement de terre utilisé pour le premier essai correspond à une période de récurrence de 475 ans pour une région d'activité sismique modérée. Il s'agit de la période de récurrence recommandée par le Code canadien de calcul sur les ponts routiers (CHBDC 2000). Puis, deux des poteaux de l'appui ont été confinés à l'aide des PRFC conformément au dimensionnement de la réhabilitation calculé précédemment. Le même accélérogramme a été utilisé pour le deuxième essai. L'aléa sismique considéré pour le troisième essai correspond à une période de récurrence de 2500 ans pour une région d'activité sismique modérée. Cette période de récurrence est recommandée par le CNBC 2005 et la Commission géologique du Canada. Pour le quatrième essai, l'accélération maximum au sol de l'accélérogramme d'El Centro a été pondérée à 0,4g. Cette valeur correspond à l'accélération au sol maximum prescrite par la Commission géologique du Canada pour la région de Trois-Rivières (région d'activité sismique modérée) et une période de retour de 2500 ans. L'accélérogramme choisi pour le cinquième essai correspond à l'aléa sismique recommandé par le CNBC 2005 et par la Commission géologique du Canada pour la région de La Malbaie (région d'activité sismique élevée) et une période de récurrence de 2500 ans. Les accélérogrammes 1, 2, 3 et 5 sont compatibles avec les spectres d'aléas sismiques uniformisés considérés (Atkinson et Beresnev, 1998).

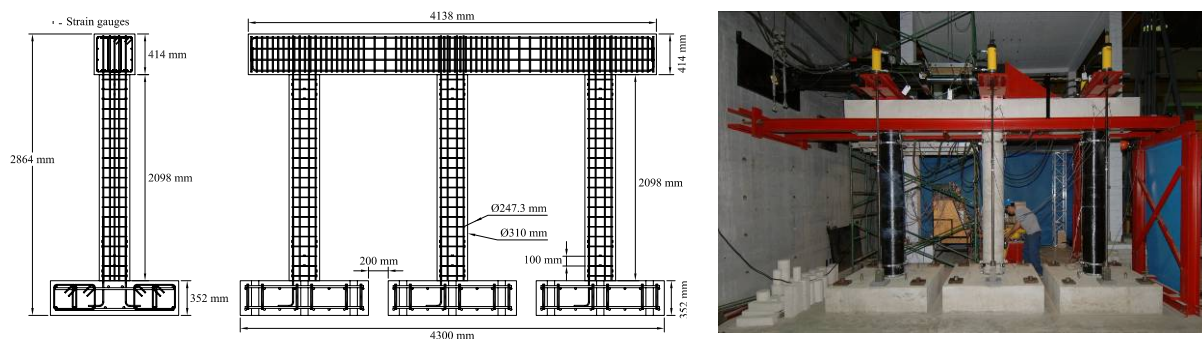


Figure 4 - Propriétés géométriques de l'appui et photo du spécimen tel que construit

**Tableau 1 – Programme expérimental**

| Essai | Détails                          | Période de récurrence (années) | Activité sismique | PGA (g) |
|-------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------|---------|
| 1     | CHBDC 2000, avant réhabilitation | 475                            | modérée           | 0.180   |
| 2     | CHBDC 2000, après réhabilitation | 475                            | modérée           | 0.180   |
| 3     | CNBC 2005                        | 2500                           | modérée           | 0.373   |
| 4     | El Centro                        | -                              | -                 | 0.400   |
| 5     | CNBC 2005                        | 2500                           | élevée            | 1.450   |

L'endommagement subi par l'appui de la structure à l'étude ainsi que l'évolution de cet endommagement en fonction de l'intensité du chargement sismique ont par la suite été quantifiés. Les réponses en terme de rigidité ( $K$ ), de déplacement latéral en tête de l'appui ( $u_{\max}$ ), d'effort de cisaillement à la base de l'appui ( $V_{\max}$ ), de ductilité en déplacement ( $\mu_{\Delta}$ ) et de déplacement relatif ( $\delta$ ) obtenus pour chaque essai sont donnés au Tableau 2. La rigidité de l'appui a été déterminée avant chaque test à l'aide d'un essai statique. Pour un séisme ayant une période de récurrence de 475 ans (séisme de calcul du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CHBDC 2000) pour la région de Trois-Rivières), les dommages subis sont mineurs. Pour un séisme ayant une période de récurrence de 2500 ans et situé dans la région de Trois-Rivières, les dommages ont été plus importants et l'appui du pont a atteint sa limite élastique. Selon les résultats, un poteau non-réhabilité d'une structure semblable soumise à l'aléa sismique de la région de La Malbaie, avec une période de récurrence de 2500 ans, aurait été sérieusement endommagé. Par contre, les fibres instrumentées des PRFC des poteaux réhabilités n'ont montré que peu de déformation pour toutes les intensités de séisme. Les valeurs de déformation mesurées sur les PRFC montrent une réserve de capacité du matériau même après le chargement sismique d'intensité maximum correspondant à un PGA de 1,45 g. La méthode de réhabilitation proposée est donc sécuritaire.

Les données recueillies constituent une base de données intéressante pour l'établissement de critères de déplacement quantitatifs. Déjà, en comparant les résultats donnés au Tableau 2 en terme de déplacement relatif, de comportement, d'endommagement et de performance, on constate que les données recueillies sont similaires aux critères de déplacement recommandés pour un cadre en béton armé ductile résistant au moment par Ghobarah, 2004.

**Tableau 2 – Résultats des essais et niveaux d'endommagement**

| Test | $K$<br>(kN/mm) | $u_{\max}$<br>(mm) | $V_{\max}$<br>(kN) | $\mu_{\Delta}$ | $\delta$ (%) | Comportement | Endommagement | Performance       |
|------|----------------|--------------------|--------------------|----------------|--------------|--------------|---------------|-------------------|
| 1    | 18.0*          | 3.77               | 90.0               | 0.36           | 0.17         | élastique    | mineur        | utilisation imm.  |
| 2    | 18.0           | 4.52               | 85.4               | 0.43           | 0.21         | élastique    | mineur        | utilisation imm.  |
| 3    | 14.2           | 10.28              | 162.5              | 0.98           | 0.40         | limite       | réparable     | opérationnel      |
| 4    | 13.2           | 12.38              | 174.8              | 1.18           | 0.50         | limite       | réparable     | opérationnel      |
| 5    | 7.2            | 31.67              | 262.9              | 3.01           | 1.51         | inélastique  | majeur        | sauvegarde de vie |

\* rigidité  $K$  avant l'essai : 26.0 kN/mm

## Prédiction numérique

Le comportement non-linéaire des structures sous sollicitation sismique est généralement plus difficile à modéliser. Il s'agit d'une des principales raisons pour laquelle on effectue des essais pseudo-dynamiques. En effet, les résultats de ces essais permettent de valider les hypothèses de modélisation.

Dans le cadre de ce projet, le modèle numérique en 3 dimensions du viaduc a tout d'abord été calibré dans le domaine linéaire à partir de résultats d'essais dynamiques sous vibrations ambiantes réalisé sur le pont. Cette calibration est particulièrement intéressante puisqu'elle permet une représentation plus exacte de la structure pour l'évaluation de sa capacité ainsi que pour la représentation numérique de la superstructure utilisée lors des essais pseudo-dynamiques par sous-structures. Les mesures ont été prises dans les directions verticale et transversale du tablier. Les essais dynamiques in-situ ont permis de mesurer les trois premiers modes transversaux, le premier mode en flexion ainsi que les deux premiers modes en torsion. Suite à cette calibration linéaire, les propriétés non-linéaires ont été calculées à partir des relations moment-courbure des poteaux et de la poutre-chevêtre des appuis. Le modèle force-déplacement hystérétique de Takeda a été choisi puisqu'il représente bien le comportement en flexion des poteaux en béton armé du pont à l'étude.

Le Tableau 3 permet de comparer les réponses maximums obtenues lors des essais avec les résultats des analyses dynamiques non-linéaires. Il faut souligner que la rigidité des poteaux inclut dans le modèle numérique a été réduite entre chaque essai afin de considérer les effets d'endommagement cumulatif. Les Figures 5, 6 et 7 permettent de comparer les réponses mesurées et les réponses prédites pour les trois niveaux d'aléa sismique considérés. Pour tous les essais, une excellente corrélation est observée en ce qui a trait au déplacement et à la période apparente. Plus particulièrement, les résultats de l'essai 5 montrent que le comportement non-linéaire de l'appui est très bien prédit à l'aide des logiciels Ruaumoko et WMNPhi.

**Tableau 3 – Comparaison entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique**

| Test | $u_{\max}$ (mm) |          |            | $V_{\max}$ (kN) |          |            |
|------|-----------------|----------|------------|-----------------|----------|------------|
|      | Exp.            | Ruaumoko | Erreur (%) | Exp.            | Ruaumoko | Erreur (%) |
| 1    | 3.77            | 4.14     | +9.0       | 90.0            | 99.1     | +10.1      |
| 2    | 4.52            | 4.60     | +1.6       | 85.4            | 77.1     | -9.7       |
| 3    | 10.28           | 10.66    | +3.7       | 162.5           | 168.2    | +3.5       |
| 4    | 12.38           | 12.62    | +2.0       | 174.8           | 165.0    | -5.6       |
| 5    | 31.67           | 29.39    | -7.2       | 262.9           | 187.2    | -28.8      |

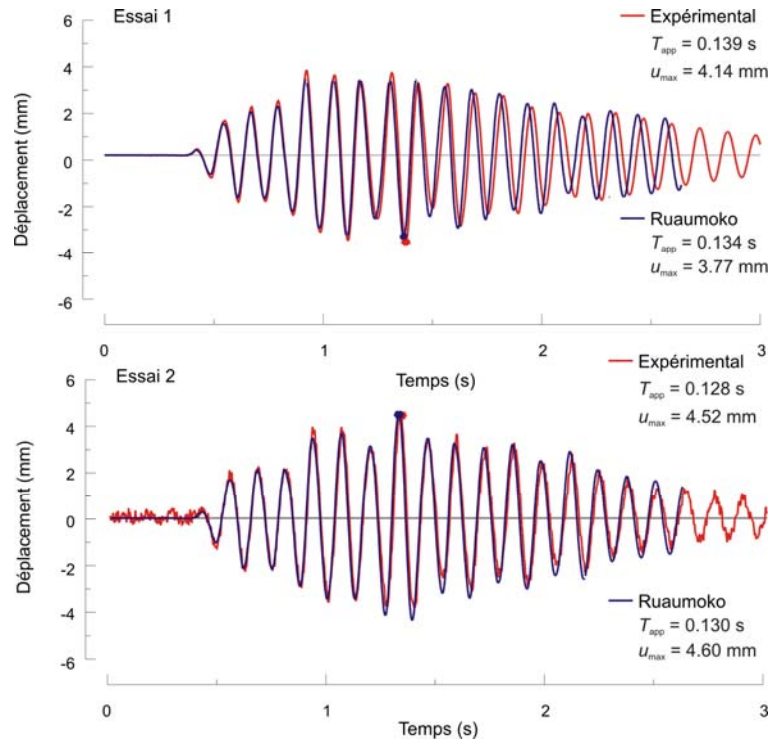


Figure 5 - Comparaison entre les déplacements mesurés et prédits pour le 1<sup>er</sup> niveau d'aléa sismique

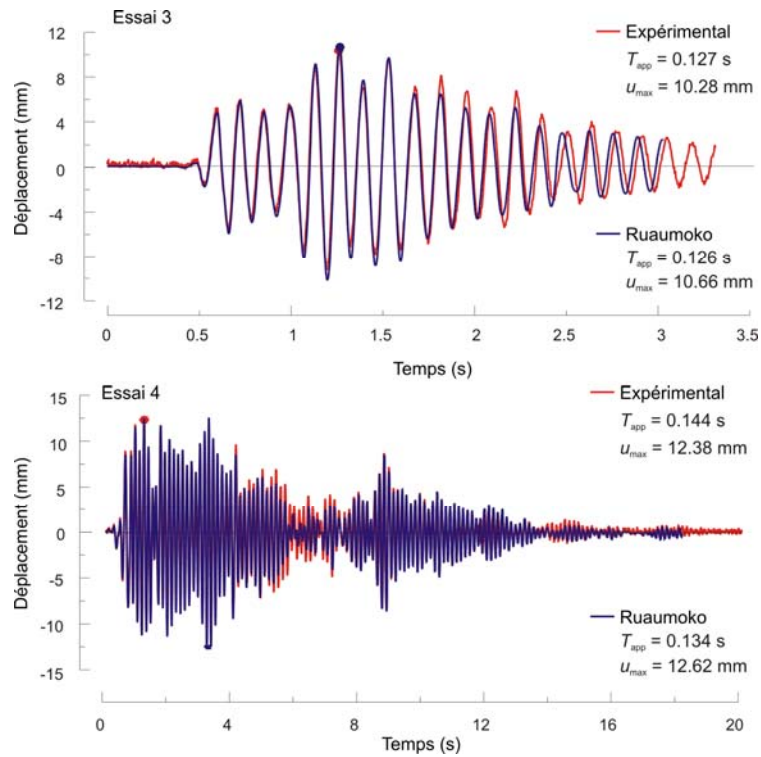


Figure 6 - Comparaison entre les déplacements mesurés et prédits pour le 2<sup>e</sup> niveau d'aléa sismique

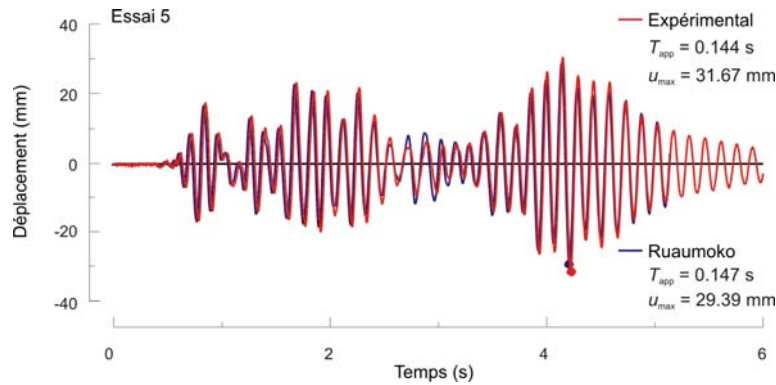


Figure 7 - Comparaison entre les déplacements mesurés et prédits pour le 3<sup>e</sup> niveau d'aléa sismique

## Conclusion

Les résultats des essais pseudo-dynamiques par sous-structure ont montré que l'évaluation de la capacité sismique du pont choisi effectuée par une analyse statique non-linéaire ainsi que la méthode de réhabilitation proposée était juste. En effet, l'approche utilisée constitue une méthode fiable pour une structure régulière et dont la réponse est dominée par son mode fondamental. Aussi, bien que l'édition de l'an 2000 du Code canadien de calcul sur les ponts routiers considère explicitement les structures renforcées de fibres et la réhabilitation des structures en béton armé existantes à l'aide de PRF, elle ne contient pas de détails quant au dimensionnement d'une réhabilitation dans le but d'augmenter la ductilité des poteaux de béton armé. Les résultats de cette étude pourraient servir dans le processus d'élaboration de nouveaux articles.

Au terme de ce projet, les prédictions excellentes obtenues des analyses non-linéaires réalisées avec les logiciels RUAUMOKO et WMNPhi ont démontré que ce type d'outils est essentiel dans un dimensionnement basé sur la performance. Pour des travaux futurs, il serait intéressant d'utiliser une approche de modélisation semi-globale avec un logiciel basé sur la théorie de la mécanique d'endommagement tel qu'EFiCoS. Ce type d'approche donnerait plus d'information sur les dommages en traction (fissuration) et en compression.

## Remerciements

Les auteurs désirent remercier les partenaires de ce projet, ISIS Canada, le CERIU, le ministère des Transports du Québec (MTQ), la Ville de Québec et Sika Canada, ainsi que le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) et le Fonds québécois pour la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) pour leur support financier. Des remerciements sont adressés à M. Benedikt Weber, chercheur, qui a développé les outils numériques nécessaires à la réalisation des essais pseudo-dynamiques par sous-structures, M. Rami Eid, étudiant post-doctoral, qui a travaillé au développement du modèle de confinement à l'aide de PRFC et à M. Thien Phu Le, également étudiant post-doctoral, qui a travaillé à la réalisation et à l'analyse des résultats des essais dynamiques sous-vibrations ambiantes. Les auteurs remercient MM. Claude Aubé, Jason Desmarais, Sébastien Gauthier et Laurent Thibodeau, techniciens au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke pour leur implication dans la réalisation des essais. Enfin, les auteurs remercient Philippe Grandmaison-Audette, André Bernard et Cédric Poirier, qui ont participé à la construction de l'appui en laboratoire.

## Références

- Atkinson, G. et Beresnev, I.A., 1998. Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps, *Canadian Journal of Civil Engineering* 25, 305-318.
- Canadian Commission on Building and Fire Codes, 2005. *National Building Code of Canada 2005*, NRC, Ottawa, Ontario, Canada.
- Canadian Standard Association, 2000. *Canadian Highway Bridge Design Code*, CSA-S6-00, Toronto, Ontario, Canada.
- Eid, R. et Paultre, P., 2006 Confinement model for circular reinforced concrete dolumns strengthened with FRP sheets, Rapport technique, département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada.
- Fajfar, P.,1999. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, 979-993.
- Ghobarah, A. 2004 On drift limits associated with different damage levels. *Performance-based Seismic Design Concepts and Implementation*, PEER 2004/05, Bled Slovenia, June 28<sup>th</sup> – July 1<sup>st</sup>, 321-332
- Lam, L. et Teng J.G., 2004. Ultimate condition of fiber reinforced polymer-confined concrete, *ASCE Journal of Composites for Construction* 8 (6), 539-548.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. et Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering* 114 (8), 1804-1826.
- Park, Y. J., Ang, A. H.-S. et Wen, Y. K., 1984. Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC buildings. Structural Research Series No. 516 University of Illinois, Urbana, 163 p.
- Park and Paulay,1975. *Reinforced Concrete Structures*. J. Wiley, New York.
- Pinto, A.V., Verzeletti, G., Pegon, P., Magonette, G., Negro, P., et Guedes, J., 1996. Pseudo-dynamic testing of large-scale R/C Bridges, ELSA, report EUR 16378 En 109 p.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. et Calvi, G.M., 1996. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. J. Wiley, New York.
- Ruaumoko, 1998. Athol J. Carr, University of Canterbury, New Zealand.
- Sheikh S.A., et Uzumeri, S.M., 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns, *ASCE Journal of Structural Engineering* 108 (12), 2703-2722.
- WMNPhi, 2000. PP International, Sherbrooke, QC, Canada.