

MÉTHODOLOGIE PRATIQUE POUR EVALUER LA PERFORMANCE ET L'ENDOMMAGEMENT SISMIQUES DES PONTS AU QUÉBEC

Poulad DANESHVAR, Najib BOUAANANI, Robert TREMBLAY

Group de recherche en structures, Département des génies civil, géologique et des mines,
Polytechnique Montréal, Montréal, Québec, Canada, H3T 1J4

RÉSUMÉ: Cet article présente une méthodologie pratique pour évaluer la performance et l'endommagement sismiques des ponts au Québec. Les étapes de cette approche sont illustrées en l'appliquant à un pont conçu selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6). Une modélisation par éléments de fibres est utilisée pour prédire la réponse sismique non linéaire du pont. Les piles du pont, en béton armé, sont modélisées par des éléments de fibres obéissant à des lois de comportement non linéaires représentant l'acier et le béton constitutifs. Les analyses dynamiques temporelles non linéaires sont effectuées sous l'effet de secousses sismiques sélectionnées pour correspondre à l'aléa sismique du site du pont. Le processus de sélection et d'étalonnage des séismes par rapport au spectre sismique de conception est illustré. L'endommagement de la pile, associé au déplacement latéral de la structure, est relié à l'intensité des secousses sismiques. Les résultats des analyses sont exploités pour obtenir des courbes de fragilité en considérant différents états d'endommagement tels que la fissuration du béton de la pile, l'éclatement de l'enrobage de béton, ou le flambement des armatures est également illustrée. Des analyses sont réalisées pour évaluer la sensibilité des résultats au nombre des séismes sélectionnés et au spectre cible de conception adopté.

1. Introduction

Les ponts sont des éléments clés de l'infrastructure de transport et leur endommagement sous l'effet des séismes peut entraîner des pertes socio-économiques importantes. Des séismes historiques tels que ceux de San Fernando en 1971 (Wood et Jennings 1971), de Northridge en 1994 (Basoz et Kiremidjian 1998), de Kobe en 1995 (Cooper et Buckle 1995) et du Chili en 2010 (Mitchell et al. 2013) ont clairement démontré la vulnérabilité des ponts aux secousses sismiques. Le remplacement d'un pont non-conforme aux normes sismiques modernes est très coûteux, d'où la nécessité de développer des techniques de réhabilitation visant à réduire les dommages structurels induits par les séismes et par le fait même les pertes associées. À cet égard, l'évaluation de la vulnérabilité des ponts peut être évaluée en développant des courbes de fragilité.

Ces courbes donnent la probabilité qu'un état d'endommagement (EE) de la structure du pont ou de l'une de ses composantes, soit atteint ou dépassé en fonction d'une mesure (MI) de l'intensité de la secousse sismique. Un état d'endommagement peut correspondre, par exemple, à l'éclatement à l'éclatement du béton de recouvrement d'une pile de pont, ou à l'effondrement de l'ouvrage. Ces états peuvent généralement être reliés à un paramètre de la réponse sismique de la structure (PRS), tel que le déplacement relatif au sommet de pile. L'accélération horizontale maximale du séisme, ou l'amplitude de l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure $S_a(T_1)$ constituent des exemples de mesure de l'intensité de la secousse sismique.

Les courbes de fragilité peuvent être déterminées en examinant les dommages subis par les ponts lors des séismes historiques. Pour une représentativité statistique adéquate, cette approche requiert cependant la disponibilité d'une quantité considérable d'observations, ce qui n'est pas encore le cas. Dans ce contexte, les courbes de fragilité sont couramment déterminées en ayant recours à des procédures analytiques basées sur l'étude de la réponse sismique non linéaire d'un modèle numérique du pont. L'endommagement progressif du pont peut alors être suivi en effectuant des analyses dynamiques incrémentales qui consistent à soumettre le modèle numérique de la structure à un ensemble de séismes dont l'amplitude est graduellement augmentée. L'analyse des réponses obtenues permet de relier les états d'endommagement au niveau de la mesure l'intensité sismique adoptée (Vamvatsikos et Cornell 2002).

Une fonction de la fragilité peut s'exprimer par une distribution cumulative log-normale :

$$P(PRS > EE | MI) = \varphi \left(\frac{\ln \left(\frac{MI}{\mu} \right)}{\beta} \right) \quad (1)$$

où φ est une fonction de distribution normale, μ la médiane des mesures MI de l'intensité sismique, et β la dispersion tenant compte des incertitudes dans l'estimation des sollicitations et des réponses sismiques. Les valeurs de μ sont obtenues des résultats des analyses dynamiques

incrémentales et celles de β des mêmes résultats incluant l'incertitude associée aux états d'endommagement sélectionnés.

Cette étude focalise sur la méthodologie à utiliser pour évaluer la vulnérabilité d'un pont soumis à des sollicitations sismiques typiques du Québec. La sélection des enregistrements sismiques pour effectuer les analyses dynamiques incrémentales est illustrée en considérant l'aléa sismique mis-à-jour dans la nouvelle édition du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-14). Les effets du nombre des séismes inclus dans les analyses ainsi que le spectre cible de conception utilisé pour la sélection de ces séismes sont également étudiés.

2. Pont étudié

2.1. Propriétés du pont

Le pont étudié est un pont de secours à deux travées continues de 25 m chacune. Le tablier, d'une largeur de 11,9 m, est de type dalle sur poutres en acier. La pile centrale, d'une hauteur de 7 m, est constituée de trois poteaux en béton armé à section circulaire de 1 m de diamètre. Le pont a été conçu conformément à la norme CSA S6-14. On suppose que le pont est construit à Montréal sur un site de type C.

2.2. Modélisation du pont

Une modélisation par éléments de fibres est utilisée pour simuler la réponse sismique non linéaire du pont selon la direction longitudinale. Le logiciel Seismostruct (Seismosoft 2014) est utilisé à cette fin. La performance de ce logiciel dans la prédiction de la réponse sismique non linéaire des structures a été rapportée dans littérature (Casarotti and Pinho 2006, Vila-Pouca et al. 2011, Alam et al. 2012).

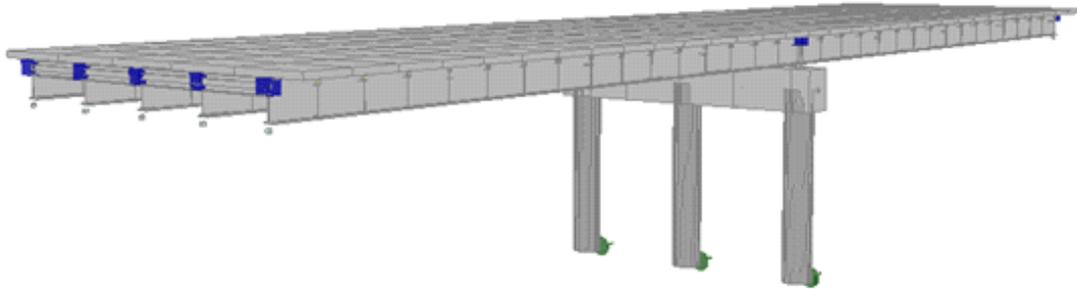
La figure 1 illustre la modélisation 3D du pont avec éléments de fibres. Le béton et l'acier des sections en béton armé sont modélisés en utilisant les lois de Mander et al. (1998) et de Menegotto et Pinto (1973), respectivement. La section de chaque poteau de la pile est discrétisée en 214 fibres comme indiqué sur la figure 1 (b). La fondation de la pile et le sol la supportant sont supposés rigides. Les poteaux de la pile sont connectés à un chevêtre rigide reliant leurs sommets. Les chevêtres des piles et le tablier (poutres, dalle, et diaphragmes) sont supposés se comporter de manière linéaire élastique sous l'effet des séismes considérés dans cette étude, d'où leur modélisation par des éléments poutre-poteau linéaires élastiques. Les appareils d'appui sont modélisés par des éléments à comportement bilinéaire.

3. Sélection des sollicitations sismiques

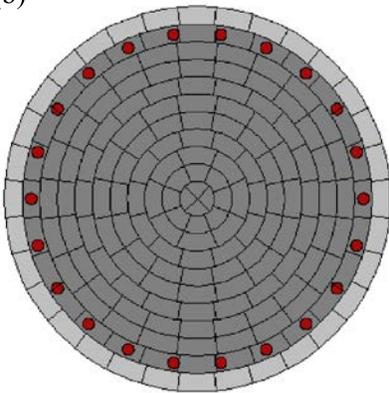
Ce paragraphe décrit le processus de sélection des enregistrements sismiques, i.e. accélérogrammes, utilisés dans les analyses dynamiques incrémentales. Les séismes choisis doivent correspondre à l'aléa sismique caractérisant le site du pont, par exemple, en termes d'accélération maximale et de contenu fréquentiel. Le Québec se trouve dans une région de

sismicité modérée. Cependant, on ne dispose pas au Québec d'enregistrements sismiques d'amplitudes suffisantes (événement de magnitude trop faible ou mouvements enregistrés à des distances trop élevées) pour affecter l'intégrité des structures. Dans ce contexte, des accélérogrammes artificiels, tels que ceux simulés par Atkinson (2009), peuvent être utilisés comme alternative aux enregistrements historiques.

(a)



(b)



(c)

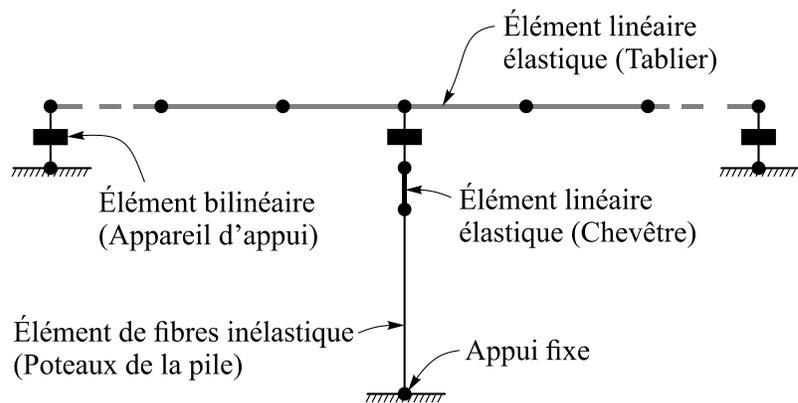


Figure 1. Modélisation par éléments de fibres du pont étudié: (a) Vue générale du pont; (b) Modélisation d'une section d'un poteau de la pile par des fibres représentant le béton de recouvrement, le béton confiné et les armatures; (c) Assignment d'éléments de fibres élastiques et inélastiques aux différentes composantes du pont.

Les accélérogrammes adoptés dans ce travail ont été générés par Atkinson (2009) en utilisant des modèles stochastiques calibrés pour être compatibles avec l'aléa sismique anticipé à l'est du Canada. À titre d'exemple, le tableau 1 résume les caractéristiques des séismes simulés disponibles pouvant être utilisés pour effectuer les analyses sismiques du pont étudié. Cette pré-sélection des sous-ensembles E1 et E2 tient compte de la période fondamentale de vibration du pont ($T_1 = 0.94$ s) et de la désagrégation de l'aléa sismique fournie par la Commission géologique du Canada pour Montréal (Adams et Atkinson 2003, Halchuk 2007).

Tableau 1. Propriétés des séismes simulés utilisés pour effectuer les analyses sismiques.

| Sous-ensemble | E1 | E2 |
|--------------------------------------|-----------|-----------|
| Nombre d'enregistrements disponibles | 45 | 45 |
| Magnitude (M_w) | 6.0 | 7.0 |
| Distance hypocentrale (km) | 15 | 25 |
| Distance minimum à la faille (km) | 10.7 | 13.8 |
| Distance maximum à la faille (km) | 17.0 | 25.8 |

Avant d'être utilisés dans les analyses sismiques, les accélérogrammes des sous-ensembles E1 et E2 du tableau 1 doivent être étalonnés selon le niveau de l'aléa sismique, i.e. par rapport au spectre d'aléa uniforme (SAU) prescrit par la norme CSA S6 pour le site de l'ouvrage. Les sous-ensembles E1 et E2 sont considérés contribuer à l'aléa sismique dans les plages des courtes et longues périodes, respectivement. Cette caractéristique est prise en compte dans l'étalonnage. La procédure suivante, proposée par Atkinson (2009), est alors appliquée séparément aux sous-ensembles de séismes E1 et E2 :

- (i) Pour chaque accélérogramme, on détermine le rapport S_a^*/S_a entre le spectre cible S_a^* et l'accélération spectrale S_a calculée à partir de l'accélérogramme, sur une plage de périodes de 0,1 s à 1,0 s pour les enregistrements du sous-ensemble E1, et de 0,5 s à 2,0 s pour les enregistrements du sous-ensemble E2. Les calculs sont effectués à des intervalles de période de 0,01 s. Les rapports entre les accélérations horizontales maximales cibles et calculées sont ajoutées aux valeurs du rapport S_a^*/S_a obtenues pour chacun des deux intervalles de périodes.
- (ii) On calcule la moyenne et l'écart-type des valeurs obtenues du rapport S_a^*/S_a .
- (iii) On sélectionne les accélérogrammes offrant, sur la plage de périodes considérée, l'écart-type le plus faible et une moyenne comprise entre 0,5 and 2,0 du rapport S_a^*/S_a .
- (iv) Pour chaque accélérogramme sélectionné, l'accélération spectrale à chaque période est étalonnée en la multipliant par la valeur moyenne du rapport S_a^*/S_a correspondant à cet enregistrement sur la plage de périodes considérée.

Dans le cadre de cette étude, le spectre d'aléa uniforme prescrit dans l'édition 2010 du Code national du bâtiment (CNB) (CNRC 2010) et celui proposé pour le CNB 2015¹ ont été utilisés comme spectres cibles. On a retenu les spectres établis pour une période de retour de 2475 ans et

¹ R. Tremblay. 2014. Communication personnelle.

un site de classe C à Montréal. Notons que les spectres d'aléa uniforme dans l'édition 2014 de la norme CSA S6 sont les mêmes que ceux qui seront prescrits par l'édition 2015 du CNB.

Le processus de sélection des séismes a mené à 11 accélérogrammes extraits de chacun des sous-ensembles E1 et E2, soit un total de 22 accélérogrammes. La figure 2(a) montre les spectres d'accélération des séismes sélectionnés en considérant le spectre d'aléa uniforme de l'édition 2014 de la norme CSA S6 pour une période de retour de 2475 ans et un site de classe C à Montréal. À titre illustratif, le processus de sélection de 22 séismes a été repris pour un site de type C à Rivière-du-Loup. La figure 2(b) montre les spectres d'accélération des séismes obtenus en considérant le spectre d'aléa uniforme de l'édition 2014 de la norme CSA S6 pour une période de retour de 2475 ans pour ce site.

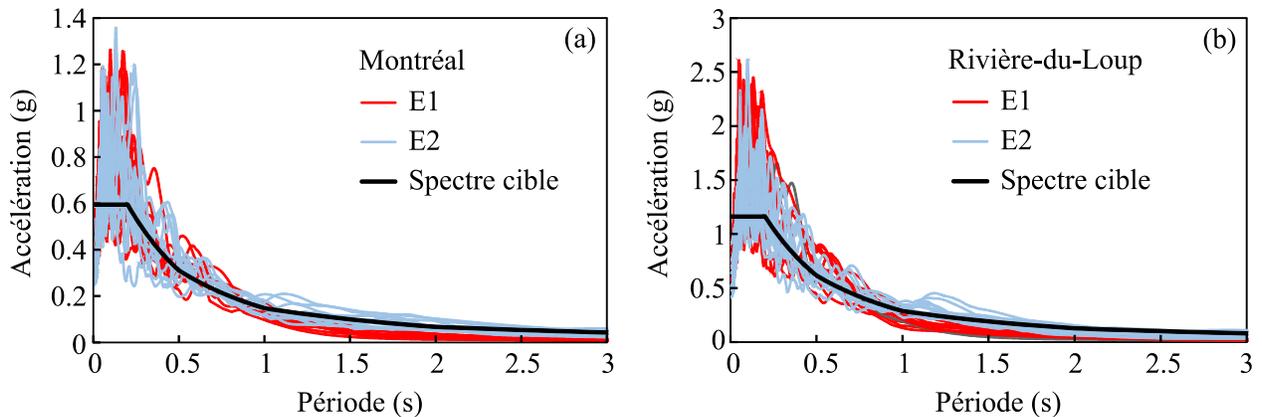


Figure 2. Exemples de spectres d'accélération de 22 séismes sélectionnés et étalonnés sur le spectre d'aléa uniforme à : (a) Montréal et (b) Rivière-du-Loup.

4. Analyses dynamiques incrémentales et résultats

La performance sismique de la pile est évaluée en utilisant comme paramètre le déplacement latéral relatif à son sommet, tel que normalisé en le divisant par la hauteur de la pile. Ce paramètre de réponse sismique (PRS) sera utilisé dans les analyses sismiques de fragilité présentées ci-dessous.

Les analyses dynamiques incrémentales sont effectuées en utilisant les accélérogrammes sélectionnés et étalonnés précédemment. L'amplitude des séismes est pondérée par un second facteur d'ajustement variant de 0,1 à 2 par incréments de 0,1, afin de couvrir les différents états d'endommagement de la pile du pont étudié. Pour évaluer l'effet du nombre de séismes sélectionnés sur les résultats, deux séries d'analyses ont été effectuées : la première en utilisant un sous-ensemble comprenant deux groupes de 5 accélérogrammes ayant les écart-type les plus faibles parmi les deux groupes de 11 accélérogrammes initialement sélectionnés (E1 et E2), et la seconde en utilisant l'ensemble des 22 séismes sélectionnés. Dans le premier cas, les 10 accélérogrammes et 20 niveaux d'amplitude ont fourni 200 valeurs du PRS défini plus haut. La

figure 3 montre la variation du logarithme naturel du PRS en fonction de la mesure d'intensité $S_a(T_1)$.

Pour pouvoir utiliser l'équation (1), la médiane μ et la dispersion β sont déterminés à partir des résultats obtenus des analyses dynamiques incrémentales. Mackie et al. (2007) ont démontré qu'un PRS peut être relié à une MI par la relation linéaire approximative suivante :

$$\ln(\text{PRS}) = A + B \ln(MI) \quad (2)$$

où les constantes A et B peuvent être déterminées à partir des analyses de régression. Dans le cas du pont étudié, on trouve $A = 0,84$ et $B = 0,98$. L'écart-type est 0,34. La figure 3 illustre les droites représentant l'équation (2), plus ou moins les écarts-types.

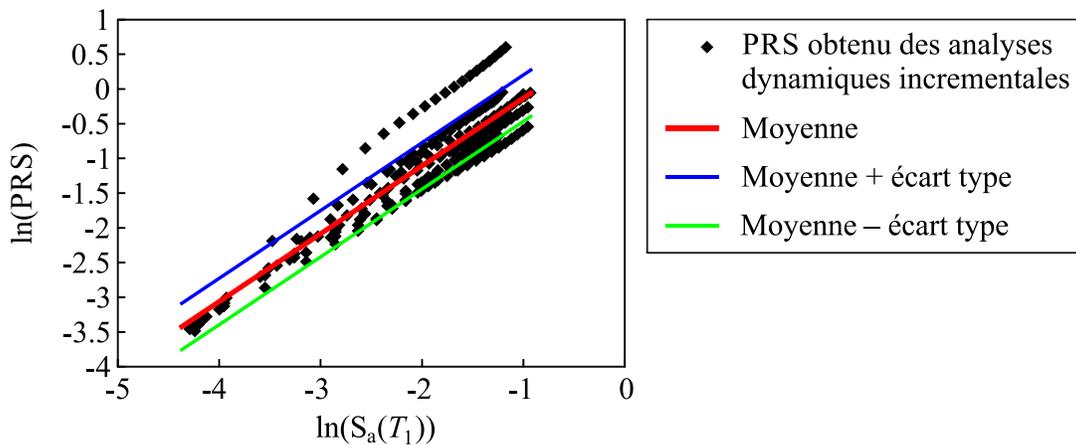


Figure 3. Variation du logarithme naturel du PRS (déplacement latéral normalisé de la pile) en fonction du logarithme naturel de la mesure d'intensité $S_a(T_1)$. Valeurs obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires incrémentales sous l'effet de l'ensemble réduit de 10 séismes.

Pour déterminer une courbe de fragilité, un état d'endommagement doit d'abord être spécifié. Dans le cadre de cette étude, on s'est intéressé à quatre états d'endommagement désignés par EE1 à EE4, respectivement : (1) fissuration ; (2) éclatement du recouvrement du béton; (3) flambement des barres d'armature; et (4) rupture des barres d'armature. Le PRS correspondant à EE1 peut être estimé à 0,23, avec un écart-type de 0,30 (Mackie et al. 2007). Les PRS correspondants aux EE2 à EE4 peuvent être estimés en utilisant les relations proposées par Berry et Eberhard (2007) qui conduisent aux valeurs moyennes de 2,05, 7,59 et 8,17, respectivement, ainsi qu'aux écarts-types de 0,35, 0,25 et 0,20, respectivement.

L'équation (1) est alimentée par les résultats de l'équation (2) pour obtenir les courbes de fragilité correspondant à chacun des états d'endommagement pour le pont étudié. Les résultats, à la figure 4, montrent que la probabilité d'observer des fissures sur la pile du pont est très élevée,

alors que la probabilité associée à l'éclatement de l'enrobage est plus faible pour les niveaux d'intensité sismique considérés. On observe également que les probabilités associées au flambement et à la rupture des barres d'armature sont très faibles, même pour des niveaux d'intensité sismiques très élevés.

Les analyses dynamiques incrémentales effectuées en soumettant le pont étudié aux 22 séismes sélectionnés ont produit 440 valeurs du PRS défini plus haut. La figure 5 montre la variation du logarithme naturel du PRS en fonction de la mesure d'intensité $S_a(T_1)$. Les analyses de régression effectuées sur les 440 valeurs du PRS donnent dans ce cas les constantes $A = 0,92$ et $B = 1,001$. L'écart-type est égal à 0,31. Les droites représentant l'équation (2), plus ou moins les écarts-types sont illustrées à la figure 5. Les courbes de fragilité obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques incrémentales sous l'effet des 22 séismes sont illustrées à la figure 6.

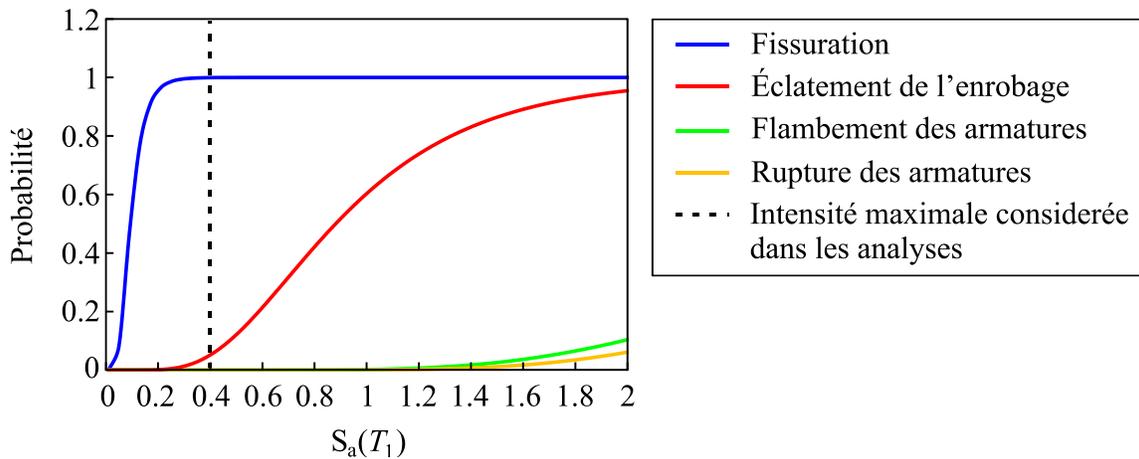


Figure 4. Courbes de fragilité obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires incrémentales sous l'effet de l'ensemble réduit de 10 séismes.

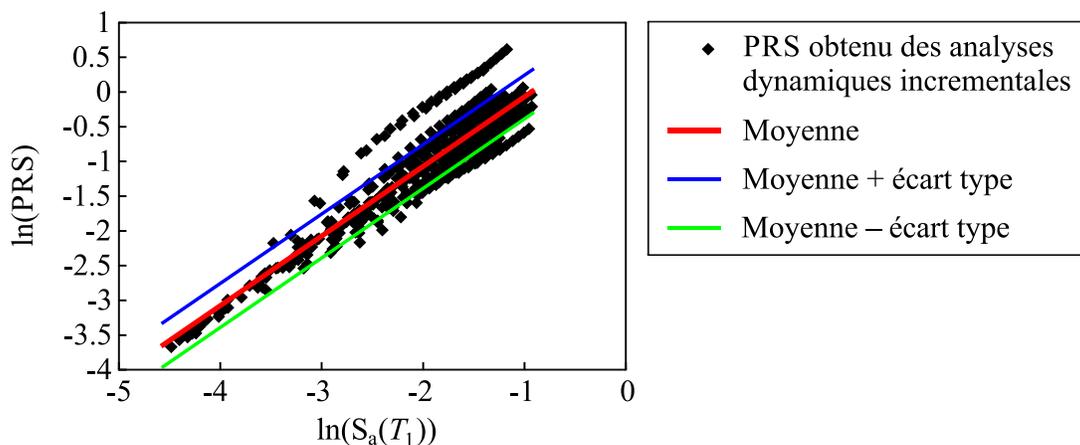


Figure 5. Variation du logarithme naturel du PRS (déplacement latéral normalisé de la pile) en fonction du logarithme naturel de la mesure d'intensité $S_a(T_1)$. Valeurs obtenues en utilisant les

résultats des analyses dynamiques non linéaires incrémentales sous l'effet des 22 séismes sélectionnés.

Sur la figure 6, les courbes en traits pointillés sont celles de la figure 4 obtenues avec le nombre réduit de 10 accélérogrammes. La comparaison entre les résultats obtenus avec les deux ensembles de séismes montre que le nombre réduit de séismes conduit à des fragilités sismiques (probabilités d'occurrence) légèrement plus faibles pour tous les états limites considérés. Les différences proviennent en grande partie de la plus grande dispersion des résultats obtenus avec 10 accélérogrammes. Les différences sont cependant négligeables pour des fins pratiques de conception. Ce résultat démontre l'efficacité de la procédure de sélection et d'étalonnage des séismes décrite précédemment. Pour évaluer la sensibilité des courbes de fragilité au spectre cible utilisé, les analyses dynamique incrémentales ont été également effectuées en considérant le spectre d'aléa uniforme prescrit par l'édition 2010 du CNB pour un sol de classe C à Montréal. La conception du pont n'a pas été modifiée. La figure 7 montre les courbes de fragilité obtenues pour les états d'endommagement de fissuration et d'éclatement de béton. Pour les fins de comparaison, la figure 7 contient également des courbes de fragilité obtenues précédemment en considérant le spectre d'aléa uniforme proposé pour l'édition 2015 du CNB, i.e. CSA S6-14.

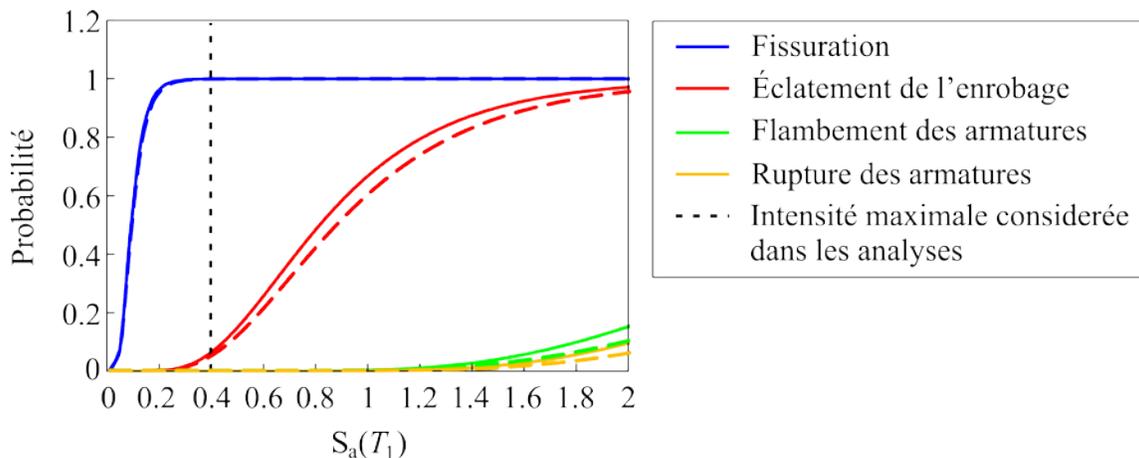


Figure 6. Courbes de fragilité obtenues en utilisant les résultats des analyses dynamiques non linéaires incrémentales sous l'effet des 22 séismes sélectionnés (les résultats de la figure 4 sont montrés en traits pointillés).

On observe que les probabilités associées aux états d'endommagement de fissuration et d'éclatement du béton d'enrobage pour un niveau de sollicitation donné sont légèrement plus élevées pour des séismes correspondant au spectre proposé pour le CNB 2015. Ce résultat est compatible avec la légère augmentation du spectre d'aléa uniforme proposé pour l'édition 2015 du CNB pour un sol de classe C à Montréal par rapport à l'édition précédente. L'effet de cette

augmentation est en effet inclus, à travers le processus de sélection et d'étalonnage, dans les accélérogrammes utilisés dans les analyses.

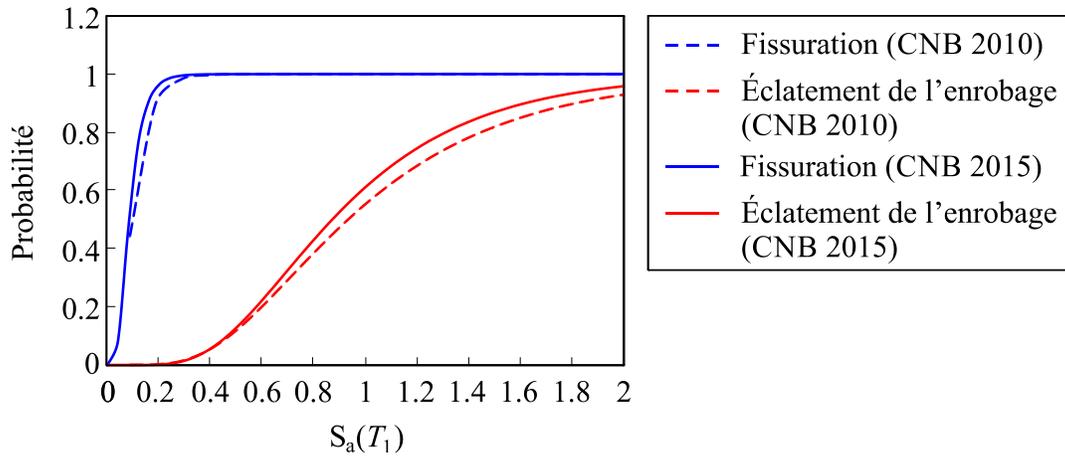


Figure 7. Courbes de fragilité obtenues en utilisant des séismes sélectionnés et étalonnés selon l'aléa sismique prescrit pour un site de classe C à Montréal selon les éditions 2010 et 2015 du CNB.

5. Conclusions

Cet article avait pour but premier d'illustrer une méthode pratique pour évaluer la performance et l'endommagement sismiques des ponts au Québec. La procédure est appliquée à un pont conçu selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6). Le pont étudié a été modélisé en utilisant des éléments de fibre programmés dans le logiciel SeismoStruct (Seismosoft 2014). Le processus de sélection des séismes et leur étalonnage sur les spectres sismiques de conception correspondant au site du pont ont été illustrés. Les analyses dynamiques temporelles non linéaires du pont ont été effectuées en deux étapes, tout d'abord en ne considérant qu'un nombre réduit des accélérogrammes sélectionnés, et ensuite la totalité des accélérogrammes sélectionnés. Les déplacements obtenus des analyses sismiques ont été reliés à l'intensité des secousses sismiques et à l'endommagement de la structure. L'exploitation de ces relations pour produire des courbes de fragilité caractérisant la fissuration du béton de la pile, l'éclatement de l'enrobage de béton, le flambement des armatures et la rupture des armatures a été illustrée. Pour les niveaux d'intensité sismique considérés, les courbes de fragilité obtenues démontrent que la probabilité associée à l'apparition de fissures sur la pile du pont est très élevée, alors que celle associée à l'éclatement de l'enrobage est plus faible. On observe également que les probabilités associées au flambement et à la rupture des barres d'armature sont très faibles même pour des niveaux d'intensité sismiques très élevés. Les résultats des analyses montrent que l'utilisation du nombre total des séismes sélectionnés au lieu d'un nombre réduit conduit à des fragilités sismiques légèrement plus élevées, principalement en raison d'une plus grande dispersion des résultats obtenus avec 10 accélérogrammes. Les différences sont cependant faibles. Elles peuvent

être négligées pour des fins de conception et démontrent l'efficacité de la procédure de sélection et d'étalonnage des séismes. Finalement, la sensibilité des courbes de fragilité au spectre cible utilisé pour la sélection et l'étalonnage des séismes a été illustrée. Une augmentation des spectres de conception donne lieu à une augmentation de la probabilité qu'un endommagement se produise.

Les résultats et conclusions de cette étude ne s'appliquent qu'au pont étudié dans cet article, selon les hypothèses qui ont été adoptées. Ces conclusions ne peuvent être généralisées à d'autres ouvrages ou autres sites sans analyses préalables.

6. Remerciements

Ce travail a été effectué dans le cadre d'un projet de recherche réalisé en collaboration entre le Ministère des Transports du Québec, CIMA+ et Polytechnique Montréal. Les auteurs tiennent à souligner l'apport technique de Jean-François Martel et Yannick Maltais de CIMA+ à ce projet.

7. References

- Adams, J., and Atkinson, G.M. 2003. Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2): 255-271.
- Alam, M.S., Bhuiyan, M.A.R., and Muntasir Billah, A.H.M. 2012. Seismic fragility assessment of SMA-bar restrained multi-span continuous highway bridge isolated by different laminated rubber bearings in medium to strong seismic risk zones. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(6):1885-1909.
- Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6):991-1000.
- Blandón, C. 2012. Sensibility of nonlinear time history analysis of a RC column using large scale shaking table results as benchmark. *Proc. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Sept. 24-28, Lisbon, Portugal*.
- Cooper, J.D., and Buckle, I. 1995. Lessons from the Kobe quake. *Public Roads*, 59(2).
- CSA. 2014. *S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code*, Canadian Standards Association, Mississauga, Canada.
- CNRC. 2010. *Code national du bâtiment du Canada*, 13^{ième} éd., Conseil national de recherches du Canada, Ottawa, Canada.
- Casarotti, C., and Pinho, R. 2006. Seismic response of continuous span bridges through fiber-based finite element analysis. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 5(1), 119-131.

- Halchuk, S., Adams, J., and Anglin, F. 2007. Revised deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. *Proceedings of 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Ottawa, ON, Canada, 26-29 June 2007, Paper No. 1188.
- Mackie, K.R., Wong, J.-M., and Stojadinovic, B. 2007. *Integrated Probabilistic Performance-Based Evaluation of Benchmark Reinforced Concrete Bridges*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report 2007/09.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 114 (8), 1804-1826.
- McGuire, R.K., Silva, W.J., and Costantino, C.J. 2001. *Technical basis for revision of regulatory guidance on design ground motions: hazard-and-risk-consistent ground motion spectra guidelines*. U.S. Nuclear Regulatory Commission Office of Nuclear Regulatory Research, Washington, DC, Report NUREG/CR-6728,
- Menegotto, M. and Pinto, P.E., 1973. Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on the resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.
- Mitchell, D., Huffman, S., Tremblay, R., Saatcioglu, M., Palermo, D., Tinawi, R., and Lau, D. 2013. Damage to bridges due to the 27 February 2010 Chile earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40:675-692.
- Seismosoft 2014. SeismoStruct v7.0.2 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Available from <http://www.seismosoft.com>. Last accessed April 2015.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):491-514.
- Vila-Pouca, N., Monteiro, A., Arêde, A., Delgado, P., and Delgado, R. 2006. Numerical simulation of bridge piers' seismic behavior: A blind prediction methodology. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 5(1), 119-131. *Proceedings of 3rd ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, 25-28 May 2011.
- Wood, J.H., and Jennings, P.C. 1971. Damage to freeway structures in the San Fernando earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 4(3):347-376.
- Basoz, N., and Kiremidjian, A.S. 1998. Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Technical Report No. MCEER-98-0004.