

Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec

Bertrand Galy, ing. M. Ing., Étudiant au doctorat,

Département de génie de la construction, École de technologie supérieure

Amar Khaled, ing. M.Sc.A., Professeur,

Département de génie de la construction, École de technologie supérieure

Marie-José Nollet, ing. Ph.D., Professeure,

Département de génie de la construction, École de technologie supérieure

Résumé

La catégorisation des sites occupe une place prédominante dans l'évaluation sismique des ouvrages : leurs propriétés peuvent modifier les mouvements sismiques les rendant plus dommageables. La présente étude porte sur l'analyse des effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec. Un modèle de pont générique a été développé sur la base d'une étude statistique sur les ponts de la ville de Québec. À la vue de l'âge moyen des ouvrages, le modèle a été dimensionné selon la norme S6-74. Des analyses dynamiques transitoires ont été réalisées sur ce modèle soumis à un ensemble de séismes historiques représentatifs de l'Est du Canada. Les accélérogrammes historiques sélectionnés ont été transformés afin de les rendre représentatifs des catégories d'emplacement du CNBC 2005 et calibrés sur les spectres uniformes de risque sismique du même code pour la ville de Québec. Il a été remarqué que la réponse de l'ouvrage s'amplifie très nettement lorsque la qualité du sol se dégrade. On assiste à la formation de rotules plastiques dès la catégorie de site C mais le niveau de ductilité atteint reste raisonnable (bien en deçà de la limite life safety). Parfois le déplacement permanent est plus important pour un site de catégorie D que pour un site de catégorie E bien que l'énergie dissipée dans la rotule soit plus importante pour un site de catégorie E. Enfin, les résultats indiquent que les facteurs d'amplification du CNBC 2005 sont peut être sous estimés pour la ville de Québec et pour ce type de structure.

1. Introduction

La catégorisation sismique des sites occupe une place prédominante dans l'évaluation sismique des ouvrages : les propriétés des sites peuvent modifier considérablement les mouvements sismiques, et les rendre plus dommageables. Lors de séismes modérés ou importants, les structures sont appelées à exhiber un comportement inélastique. Le microzonage sismique de la ville de Québec, établi d'après les catégories d'emplacement du CNBC 2005 (Comité associé du Code national du bâtiment, 2005), a mis en évidence la prédominance de sites de catégories C et D (Leboeuf et Nollet, 2006). D'autre part, l'âge moyen des ponts au Québec est relativement

élevé et certains d'entre eux n'ont pas été conçus pour résister aux charges sismiques. Il convient donc d'analyser l'impact de l'amplification des mouvements sismiques par les sols sur la réponse non linéaire de ces ponts. Cet article présente l'évaluation des effets d'amplification de sites typiques de la ville de Québec, et leur influence sur le comportement des ponts dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

La méthodologie utilisée pour atteindre l'objectif principal de cette étude comprend trois volets :

- a) Modélisation de colonnes de sol inspirées de stratigraphies réelles de la ville de Québec, détermination de la réponse en champ libre et calibration des signaux transformés sur le spectre uniforme de risque sismique du CNBC 2005.
- b) Détermination, d'après une étude statistique, et modélisation d'un pont générique, représentatif de ceux sous la juridiction de la ville de Québec.
- c) Analyse dans le domaine linéaire du modèle de pont sous l'effet des accélérogrammes historiques transformés et calibrés.

2. Sélection et transformation des accélérogrammes pour chaque catégorie de site

2.1 Sélection des accélérogrammes

Pour certains ouvrages importants, ou pour des régions particulières, on a recours à des analyses dynamiques temporelles plutôt qu'à des analyses dynamiques basées sur les spectres de réponse (Priestley et al., 1996; Singh et Mittal, 2005). Les accélérogrammes utilisés pour ce genre d'études sont soit des accélérogrammes historiques calibrés sur le spectre de réponse lissé, soit des accélérogrammes synthétiques compatibles avec ce spectre.

Dans le cadre de cette étude, quatre accélérogrammes historiques caractérisant l'Est du Canada ont été utilisés : trois enregistrement du Saguenay et un de Nahanni. Leurs caractéristiques sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1
Accélérogrammes utilisés pour l'étude

| N° | Date, Évènement | M _w | R (km) | Composante | PGA (g) | PGV (m/s) |
|----|------------------------|----------------|--------|----------------------------|---------|-----------|
| 1 | 25 Nov. 1988, Saguenay | 5,7 | 43 | Chicoutimi Nord, N124 | 0,131 | 0,025 |
| 2 | 25 Nov. 1988, Saguenay | 5,7 | 90 | Les Éboulements, EW 270° | 0,102 | 0,027 |
| 3 | 25 Nov. 1988, Saguenay | 5,7 | 64 | Saint – André, EW 270° | 0,091 | 0,009 |
| 4 | 23 Déc. 1985, Nahanni | 6,5 | 24 | Battlement Creek-S3, N270° | 0,186 | 0,063 |

La sismicité de l'Est du Canada est caractérisée par des séismes intraplaques pour la zone sud-est et le long de la vallée du Saint – Laurent (Adams et Basham, 1989). Une des principales caractéristiques des séismes de l'Est du Canada est leur richesse en mouvements à hautes fréquences (Lam et al., 1996; Léger et al., 1993). L'épicentre du séisme de la Nahanni est situé au milieu d'une plaque continentale, et présente un contenu fréquentiel élevé (Horner, 1987). On

peut donc raisonnablement penser que ce séisme conviendra à l'étude d'un pont de la région de Québec. Pour ce séisme, un seul enregistrement a été utilisé : celui de la station Battlement Creek, enregistré le 23 Décembre 1985.

2.2 Modélisation des catégories d'emplacement du CNBC 2005 et transformation des signaux sismiques

La classification des sites donnée par la norme de calcul des ponts routiers CAN/CSA S6-06 (Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes, 2006) est moins détaillée que celle du CNBC 2005. Cette simplicité peut présenter un avantage pour les concepteurs, qui peuvent savoir à partir d'un simple carottage sur quel profil de sol ils se trouvent. Par contre, il paraît difficile de se limiter à ces catégories tant les imprécisions sont grandes. En effet, selon la vitesse d'ondes de cisaillement choisie, au sein d'une même catégorie de sol, les résultats seraient très éparpillés. C'est pourquoi le choix s'est porté sur la catégorisation sismique des sites définie par le CNBC 2005. Celle-ci présente un autre avantage : des cartes de microzonage sismique sont disponibles et de nouvelles sont en cours de développement, formant ainsi une base de données importante pour la ville de Québec.

Les différentes catégories de site du CNBC 2005 ont été modélisées à l'aide du logiciel SHAKE 2000 (Ordoñez, 2004). Le modèle viscoélastique linéaire équivalent utilisé par ce logiciel permet d'approcher correctement la réponse réelle d'un site (notamment dans le domaine non linéaire) pour peu que l'on choisisse adéquatement les courbes de variation du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la déformation (Heidebrecht et Rutenberg, 1993; Tinawi et al., 1993). Il y a deux options pour modéliser numériquement les différentes catégories de site telles que définies par le CNBC 2005. La première, utilisée pour les sites de catégories B et C, consiste à représenter une colonne de sol homogène et uniforme de 30 mètres de hauteur subdivisée en dix couches de 3m chacune. La deuxième consiste à créer des modèles inspirés de stratigraphies réelles. C'est cette dernière méthode qui a été retenue pour les sites C, D et E. Pour les sites de catégories A les accélérogrammes sont utilisés directement car ils sont enregistrés sur du roc.

Les accélérogrammes ont été transformés à travers ces modèles de sol et les signaux résultant de cette transformation ont ensuite été calibrés sur les spectres uniformes de risque sismique du CNBC 2005 pour la ville de Québec. La calibration a été faite dans le domaine fréquentiel. Cette méthode consiste à ajuster l'accélérogramme d'origine par processus itératif pour chaque fréquence. Ses avantages sont : la convergence rapide (rapidité de calcul), et surtout la conservation du caractère non stationnaire de l'accélérogramme d'origine (Carballo Arevalo, 2000). Il faut noter aussi que si le nombre d'itérations reste faible, l'accélérogramme conserve un plus grand nombre de ses caractéristiques d'origine (Léger et Leclerc, 1996). Deux itérations ont été faites afin de conserver au maximum les caractéristiques des accélérogrammes originels.

3. Détermination et modélisation d'un modèle de pont générique représentatif des ouvrages sous la juridiction de la ville de Québec

Afin de générer un modèle de pont représentatif des ponts de la ville de Québec, l'âge moyen et le type de structure le plus courant pour les ouvrages de cette ville ont été inventoriés. La plupart des 119 ponts de Québec ont en moyenne 40 à 50 ans. D'autre part, le type de structure le plus

courant est les ponts avec dalle reposant sur des poutres en béton. Enfin, on remarque que 71% des ponts de la ville de Québec ne présentent pas de biais et que 91% des ponts à poutre ont plus de 4 poutres. Le modèle choisi présente donc les caractéristiques suivantes : un tablier de deux travées continues de 40m reposant sur une pile encastrée à la base et constituée de quatre colonnes en béton armé de 1m de diamètre et deux culées. Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint préfabriquées (AASHTO Type VI).

Le dimensionnement du modèle de pont choisi a été fait conformément à la norme S6-74 en vigueur à l'époque de construction du pont. Afin de respecter les exigences prescrites alors, le modèle générique a été conçu pour tenir compte des forces sismiques. Le spectre de réponse du CNBC 85 pour la ville de Québec a été utilisé car il pourrait correspondre à la sismicité considérée dans les années 70 et 80. Avant 1985, il n'existait pas de spectre de risque sismique définis par le CNBC ou la norme CSA S6. On utilisait plutôt des facteurs de risque sismique ou des accélérations de pointe par zone.

Dans cette étude, l'intérêt est de connaître la réponse globale de l'ouvrage, c'est pourquoi une modélisation à masses concentrées a été choisie. Le tablier est représenté par un élément élastique de caractéristiques identiques subdivisé en six éléments. En effet, le tablier est très rarement amené à exhiber un comportement non linéaire du fait des charges très importantes pour lesquelles il est dimensionné. La pile a été modélisée plus précisément afin de pouvoir intégrer des rotules plastiques et étudier la réponse du pont dans le domaine non linéaire. Pour les rotules plastiques, le choix s'est porté sur les rotules définies selon le FEMA 356 et intégrées dans SAP2000 (Computers and Structures, 2007). La courbe contraintes-déformations obtenue à l'aide de SAP2000 a été comparée à celle obtenue par une analyse sectionnelle faite à l'aide du logiciel Response 2000 (Benz et Collins, 2000). Les résultats des deux analyses présentent une bonne concordance.

4. Analyses dynamiques et résultats

4.1 Résultats des analyses dynamiques non linéaires en déplacement

Dans le cadre des analyses dynamiques non linéaires, seules les sollicitations dans le sens longitudinal ont été considérées, les sollicitations dans le sens transversal ne pouvant pas engendrer de plastification. L'apparition du phénomène de plastification correspond à un facteur de ductilité en déplacement μ_{Δ} supérieur à 1.0 [Tableau 2], où μ_{Δ} est donné par le rapport du déplacement maximum, Δ_u , au déplacement élastique maximum, Δ_y .

On peut remarquer que pour les catégories de site A et B, les déplacements restent bien en deçà de la limite de plastification [Tableau 2]. Les valeurs maximales en déplacement atteignent environ 60 à 80% du Δ_y . En revanche, on remarque une plastification dans le cas des emplacements de catégorie C (sauf pour Saguenay, Chicoutimi Nord), D et E. La Figure 1 illustre les déplacements normalisés en tête de colonnes pour l'accélérogramme de Nahanni. Le Tableau 3 indique que le déplacement permanent est plus faible pour un site de catégorie E que pour un site de catégorie D dans le cas du séisme de Nahanni et de Saint-André. Pour le site de catégorie E, on observe [Figure 1] un pic de déplacement positif assez élevé avant le pic maximal négatif : cela indique une plastification dans le sens positif avant celle dans le sens négatif. Ainsi le déplacement permanent résultant est plus faible que dans le cas d'un site de catégorie D, alors

que la colonne est plus fortement sollicitée pour un site de catégorie E (plus grand nombre de boucles hystérétiques) [Figure 2].

Tableau 2
Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens longitudinal (analyse non linéaire)

| Catégorie d'emplacement (CNBC 2005) | Saguenay | | | | | | Nahanni | |
|-------------------------------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|--------------------|----------------|
| | Chicoutimi Nord | | Les Eboulements | | Saint - André | | $\Delta_{UI} \max$ | μ_{Δ} |
| | $\Delta_{UI} \max$ | μ_{Δ} | $\Delta_{UI} \max$ | μ_{Δ} | $\Delta_{UI} \max$ | μ_{Δ} | | |
| A Au roc | 8,00 | 0,55 | 9,42 | 0,65 | 9,75 | 0,67 | 9,96 | 0,69 |
| B Mod. homogène | 9,44 | 0,65 | 11,4 | 0,79 | 11,3 | 0,78 | 10,6 | 0,73 |
| C REF : forage 545 | 13,2 | 0,92 | 15,8 | 1,09 | 15,2 | 1,05 | 15,4 | 1,06 |
| C Mod. homogène | 13,3 | 0,92 | 16,8 | 1,16 | 14,9 | 1,03 | 14,8 | 1,02 |
| D REF : forage 2528 | 21,0 | 1,45 | 18 | 1,24 | 22,4 | 1,55 | 17,1 | 1,18 |
| E REF : forage 2365 | 32,3 | 2,23 | 23,5 | 1,62 | 25,9 | 1,79 | 21,1 | 1,45 |

Tableau 3
Déplacements permanents (en mm) enregistrées en tête de colonne lors des analyses non linéaires.

| Catégorie d'emplacement (CNBC 2005) | Saguenay | | | | | | Nahanni | |
|-------------------------------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| | Chicoutimi Nord | | Les Eboulements | | Saint - André | | Δ_{UIP} | % Δy |
| | Δ_{UIP} | % Δy | Δ_{UIP} | % Δy | Δ_{UIP} | % Δy | | |
| A Au roc | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 |
| B Mod. homogène | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 | 0 | 0,0 |
| C REF : forage 545 | 0 | 0,0 | 1 | 7,2 | 0,1 | 0,7 | 0,8 | 5,8 |
| C Mod. homogène | 0 | 0,0 | 2,3 | 16,7 | 0,5 | 3,6 | 0 | 0,0 |
| D REF : forage 2528 | 6,2 | 44,9 | 3,2 | 23,2 | 4,6 | 33,3 | 2,3 | 16,7 |
| E REF : forage 2365 | 17 | 123,2 | 6,4 | 46,4 | 4 | 29,0 | 1,6 | 11,6 |

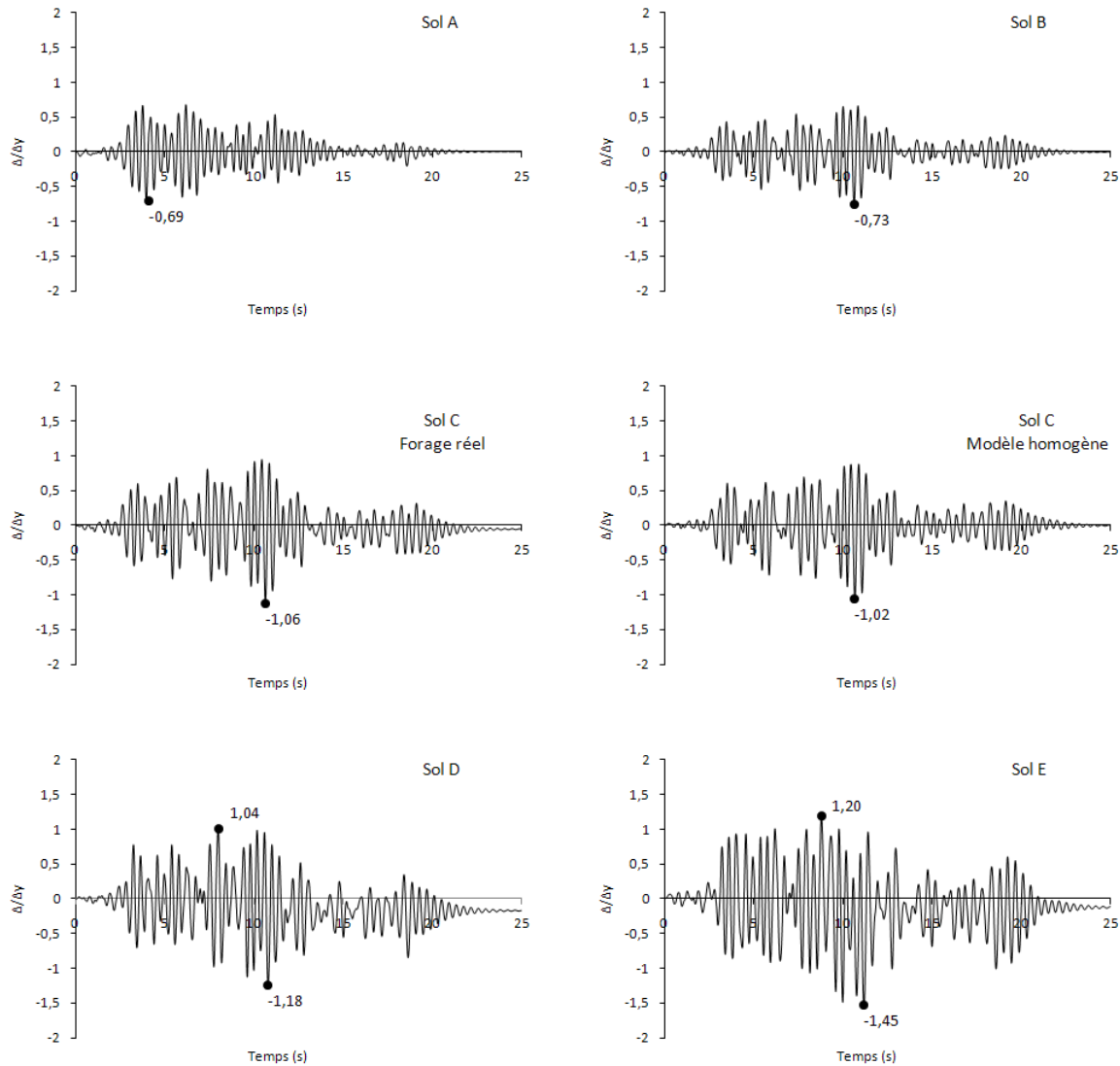


Figure 1 - Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse non - linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).

4.2 Ductilité et niveaux de sécurité atteints

Le Tableau 4 présente les ductilités atteintes en déplacement et en courbure. On peut remarquer que ces deux types de ductilité sont pratiquement identiques tant que l'on reste dans le domaine élastique, et qu'elles diffèrent dès lors que l'on rentre dans la phase plastique. Ceci est attribuable au fait que la ductilité en courbure est reliée à la réponse d'une section individuelle et dépend essentiellement de l'armature et des forces appliquées alors que la ductilité en déplacement est reliée à la réponse de la structure entière ainsi qu'à sa géométrie (Priestley et al., 1996). La relation entre la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure dépend de la géométrie de la structure.

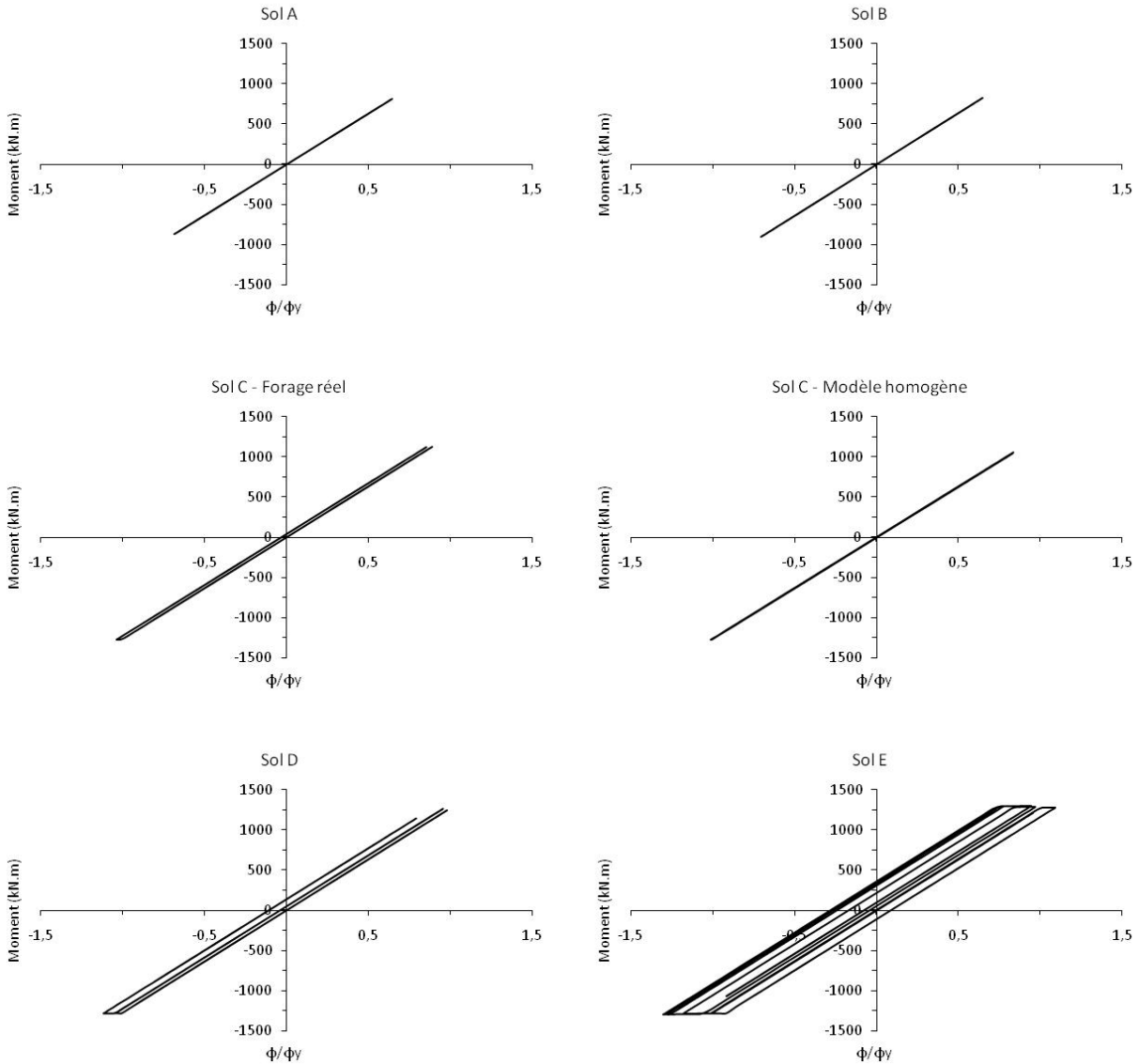


Figure 2 - Diagrammes moment-courbure normalisés pour les différentes catégories de site (Nahanni, Battlement Creek).

Les niveaux de ductilités atteints sont importants : on peut les comparer aux ductilités maximales que peut supporter l'ouvrage (en déplacement et en courbure) et par la suite déterminer le niveau de sécurité de l'ouvrage [Tableau 5]. Dans le cas de cette étude, comme la courbe moment-courbure du FEMA 356 est utilisée, nous avons considéré les niveaux de sécurité de cette norme, présentés dans le Tableau 5. Les niveaux de sécurité sont : *Occupation immédiate* (IO), *Sécurité des occupants* (LS) et *Prévention de l'effondrement* (CP). Au-delà du niveau CP, le pont s'écroule. On remarque [Tableau 4] que l'on est loin d'atteindre les niveaux LS et CP pour la ductilité en courbure. Par contre, on se situe dans le palier entre les niveaux IO et LS pour les cas repérés en gras dans le Tableau 4. Ainsi on peut dire que pour les sites de catégorie E, ainsi que

pour les sites de catégorie D dans certains cas, la survie de l'ouvrage n'est pas mise en question mais des réparations importantes voire une reconstruction devront être envisagées.

Tableau 4
Comparaison des ductilités en déplacement et en rotation

| Catégorie d'emplacement (CNBC 2005) | Saguenay | | | | | | Nahanni | |
|-------------------------------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|--------------|
| | Chicoutimi Nord | | Les Eboulements | | Saint-André | | μ_{Δ} | μ_{Φ} |
| | μ_{Δ} | μ_{Φ} | μ_{Δ} | μ_{Φ} | μ_{Δ} | μ_{Φ} | | |
| A Au roc | 0,55 | 0,55 | 0,65 | 0,64 | 0,67 | 0,67 | 0,69 | 0,68 |
| B Mod. homogène | 0,65 | 0,65 | 0,79 | 0,78 | 0,78 | 0,77 | 0,73 | 0,72 |
| C REF : forage 545 | 0,92 | 0,91 | 1,09 | 1,06 | 1,05 | 1,03 | 1,06 | 1,04 |
| C Mod. homogène | 0,92 | 0,91 | 1,16 | 1,11 | 1,03 | 1,02 | 1,02 | 1,01 |
| D REF : forage 2528 | 1,45 | 1,30 | 1,24 | 1,16 | 1,55 | 1,37 | 1,18 | 1,12 |
| E REF : forage 2365 | 2,23 | 1,83 | 1,62 | 1,40 | 1,79 | 1,53 | 1,45 | 1,31 |

Tableau 5
Niveaux de sécurité définis par le FEMA 356

| | | μ_{Δ} | μ_{Φ} |
|-----------------------------------|-----|----------------|--------------|
| Elastique | % | 1 | 1 |
| Occupation immédiate (IO) | 20 | 1,79 | 2,13 |
| Sécurité des occupants (LS) | 80 | 4,14 | 5,53 |
| Prévention de l'effondrement (CP) | 100 | 4,93 | 6,66 |

4.3 Comparaison des résultats avec les facteurs d'amplification de site F_a , F_v du CNBC 2005

Dans le Tableau 6, les facteurs d'amplification calculés d'après les résultats des analyses en déplacement sont comparés aux facteurs d'amplification F_s de chaque site considéré, calculés selon les recommandations du CNBC 2005 pour le modèle de pont ayant une période de 0,41s. Étant donné le faible nombre d'accélérogrammes employé, il est préférable de s'intéresser à la valeur maximale par catégorie de site. On peut remarquer que les valeurs sont en général assez proches pour les sites de catégorie A et B, alors que les écarts sont plus significatifs pour les sites de catégorie D et E, en particulier pour Chicoutimi Nord et Saint-André [Tableau 6]. Les facteurs d'amplification obtenus par les analyses non linéaires atteignent 1.58 pour le site de catégorie D (soit un écart de 21%) et 2.42 pour un site de catégorie E (soit un écart de 33%). Il est cependant

recommandé de faire d'autres études, afin de déterminer si cet écart se confirme pour d'autres types de ponts ou pour d'autres sites de la ville de Québec. Nos résultats indiquent que pour les sites de catégorie D et E de la ville de Québec, pour ce type de pont, l'effet d'amplification est sous-estimé par les facteurs proposés par le code.

Tableau 6
Comparaison des facteurs d'amplification basés sur la ductilité en déplacement (μ_{Δ})

| Site | F _s (Code) | Saguenay | | | Nahanni | Maximum | Ecart(%) |
|------|--------------------------|-----------------|-----------------|-------------|------------------|---------|----------|
| | | Chicoutimi Nord | Les Eboulements | Saint-André | Battlement Creek | | |
| A | 0,57 | 0,60 | 0,60 | 0,64 | 0,65 | 0,65 | 13,80 |
| B | 0,70 | 0,71 | 0,71 | 0,74 | 0,69 | 0,74 | 6,12 |
| C | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,00 |
| D | 1,30 | 1,58 | 1,14 | 1,48 | 1,11 | 1,58 | 21,24 |
| E | 1,83 | 2,42 | 1,49 | 1,70 | 1,37 | 2,42 | 32,53 |

5. Conclusions

Les résultats de cette étude ont conduit aux conclusions suivantes :

- L'analyse des résultats en déplacement du tablier et des courbures à la base des colonnes indique que l'ouvrage est d'autant plus sollicité que la qualité du sol se dégrade (sites de catégorie D et E).
- On reste assez loin de la limite de ductilité en déplacement et en courbure et on note que la ductilité en déplacement atteinte est plus élevée que la ductilité en courbure. En termes de niveaux de sécurité, on se situe entre l'occupation immédiate (IO) et la sécurité des occupants (LS) pour certains sites de catégorie E.
- Dans certains cas, le déplacement permanent est parfois plus faible pour un site de catégorie E que pour un site de catégorie D. Cependant l'énergie dissipée est plus grande dans le cas des sites E. Cela s'explique par les déformations plastiques successives dans le sens positif et dans le sens négatif que subissent les rotules plastiques.
- La comparaison des facteurs d'amplification obtenus dans cette étude à ceux proposés par le CNBC 2005, indique que pour les sites de catégorie D et E de la ville de Québec, pour ce type de pont, l'effet d'amplification est sous-estimé par les facteurs proposés par le code (l'écart maximal enregistré est de 33% pour un site de catégorie E). D'autres études pourraient être envisagées afin de déterminer si cet écart se confirme pour d'autres types de ponts.

Références

- Adams, J., et P. Basham. 1989. « Seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera ». vol. 16, p. 3-16.
- Association canadienne de normalisation, et Conseil canadien des normes. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10e éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p.
- Bentz, E.C., et M. P. Collins. 2000. *Response 2000*. Université de Toronto
- Carballo Arevalo, Jorge Eduardo. 2000. « Probabilistic seismic demand analysis: Spectrum matching and design ». Ph.D., United States -- California, Stanford University.
- Comité associé du Code national du bâtiment. 2005. *Code National du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada,
- Computers and Structures, Inc. 2007. *CSI Analysis reference manual. For SAP2000, ETABS, and SAFE*. Berkeley, California, 467 p.
- Heidebrecht, A.C., et A. Rutenberg. 1993. « Seismic sitedependent response spectra for building codes : a proposal ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 691-704. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Horner, R.B. , Lamontagne, M. , Wetmiller, R.J. . 1987. « Les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni. ». *GEOS*, vol. 16, n° 2 (Printemps).
- Lam, N., J. Wilson et G. Hutchinson. 1996. « Building ductility demand : interplate versus intraplate earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, n° 9, p. 965-985.
- Leboeuf, Denis, et Marie-José Nollet. 2006. *Microzonage et vulnérabilité sismique de la ville de Québec 2005-2006 Rapport final soumis à la ville de Québec*, 17 Juillet, 108 p.
- Léger, P., et M. Leclerc. 1996. « Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams ». *Engineering Structures*, vol. 18, n° 3, p. 227-239.
- Léger, P., A. K. Tayebi et P. Paultre. 1993. « Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, p. 951-968.
- Ordoñez, G. A. 2004. *SHAKE2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems, User's Manual*. 366 p.
- Priestley, M. J. N., Frieder Seible et Gian Michele Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xvii, 686 p.
- Singh, V. N. , et A. Mittal. 2005. « Synthetic accelerograms for two Himalayan earthquakes using convolution ». *Current Science*, vol. 88, n° 8 (Avril), p. 1289-1297.
- Tinawi, R., M. Sarazin et A. Filiatrault. 1993. « Response spectra for structures on soft soils in Eastern Canada ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 705-718. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.