

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**COMPORTEMENT DES PILES DE PONTS SOUS L'EFFET
MULTIDIRECTIONNEL DES MOUVEMENTS SISMIQUES**

AMAR KHALED

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (PH.D.)
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2010

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

COMPORTEMENT DES PILES DE PONTS SOUS L'EFFET MULTIDIRECTIONNEL DES
MOUVEMENTS SISMIQUES

présentée par : KHALED Amar

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. LÉGER Pierre, Ph.D., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre

M. CHOUINARD E. Luc, Ph.D., membre

DÉDICACE

À ma femme Nadia

et mes deux princesses Ludmya et Zoubida

pour leur support moral et leur patience

REMERCIEMENTS

L'auteur remercie tout particulièrement ses directeurs de recherche, les Professeurs Bruno Massicotte et Robert Tremblay, pour la qualité de leur encadrement, leurs précieux conseils et leur généreuse contribution tout au long de ce projet.

L'auteur souhaite aussi remercier tous les membres du personnel technique du laboratoire de structure de l'École Polytechnique qui ont participé de près ou de loin au programme expérimental entrepris dans le cadre de cette thèse. L'auteur adresse un remerciement tout particulier à M. Guillaume Cossette qui a contribué de façon exceptionnelle à la réussite des essais.

L'auteur tient aussi à remercier l'École de Technologie Supérieure pour le financement des études doctorales et le ministère des Transports du Québec pour le financement des essais.

RÉSUMÉ

Une étude approfondie a été réalisée dans le cadre de cette thèse pour étudier le comportement sismique des colonnes de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques. L'étude comprend une série d'analyses dynamiques linéaires et non linéaires sur un ensemble de structures de ponts réguliers représentatifs d'un grand nombre de ponts communs du réseau routier nord-américain. L'étude comprend aussi une série de tests cycliques bidirectionnels réalisés sur quatre spécimens à l'échelle 1:0.5 de colonnes de ponts rectangulaires en béton armé. Deux sites nord-américains à l'aléa sismique modéré ont été considérés : Montréal, Qc, à l'est, et Vancouver, en Colombie-Britannique, le long de la côte ouest. Pour les deux sites, des ensembles de mouvements sismiques, composés de paires d'accélérogrammes historiques et artificiels, ont été utilisés.

La première partie de l'étude visait à examiner la validité et la fiabilité de la règle du pourcentage (30% ou 40%), à prédire la demande sismique dans les colonnes de ponts soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels. Une série d'analyses dynamiques transitoires multiples a été réalisée sur un ensemble de neuf modèles de ponts présentant des typologies différentes pour déterminer la réponse sismique critique exacte des colonnes de ponts sous l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques. Les spectres d'accélération des composantes horizontales des mouvements sismiques ont été ensuite utilisés dans le cadre d'analyses dynamiques spectrales pour déterminer séparément les réponses maximales selon les deux directions principales des ponts. Les réponses critiques sous l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques ont été estimées en combinant les réponses maximales obtenues dans les deux directions selon la règle des 30%, tel que spécifié dans le CSA S6 et l'AASHTO.

La comparaison des réponses, en termes de moments bi-axiaux (M_x , M_y), calculés à la base des colonnes, montre que la règle des 30% telle que spécifiée actuellement par les codes parasismiques peut conduire à une prédiction non conservatrice de la demande sismique bidirectionnelle dans le cas des colonnes de ponts. La dispersion dans les résultats obtenus

indique que la règle de combinaison dépend des caractéristiques des structures de ponts et des mouvements sismiques. Plus particulièrement, les résultats ont montré que la règle de combinaison est étroitement liée au rapport des intensités des composantes horizontales principales des mouvements sismiques et semblent de plus être tributaire du biais du pont. Ceci indique que la règle de combinaison pourrait être améliorée en tenant compte de ces paramètres.

Dans la deuxième partie de l'étude, une nouvelle règle de combinaison des efforts dans les colonnes de ponts soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels a été développée. Les colonnes de 14 modèles de ponts réguliers ayant des typologies différentes ont été conçues, pour les deux régions sismiques de l'est et de l'ouest du Canada, conformément aux exigences parasismiques du Code CSA S6. Le taux d'armature longitudinale requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant de l'analyse dynamique spectrale et de la règle de combinaison a été calculé pour différentes valeurs du pourcentage α (0, 0.3, et 1.0) et du biais du pont (10° à 45°). Les taux d'armature obtenus ont été comparés à ceux obtenus par analyses dynamiques temporelles multiples afin d'évaluer l'impact du biais sur la règle de combinaison. Des valeurs optimales du pourcentage α pour la conception ont été déterminées par interpolation linéaire entre ces valeurs et une nouvelle règle du pourcentage qui tient compte explicitement du biais du pont est proposée pour les régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées pour valider la règle proposée.

Les résultats montrent que le pourcentage α de la règle de combinaison varie en fonction de l'angle du biais du pont. Pour les régions sismiques de l'Est du Canada, l'utilisation de la règle des 20% ($\alpha = 0.2$) conduit à un taux d'armature longitudinale requis dans les colonnes sensiblement égal à celui requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant d'analyses dynamiques temporelles multiples. Cependant, pour les ponts courbes ou les ponts possédant un biais supérieur à 35° , la règle des 40% ($\alpha = 0.4$) est plus appropriée. Pour les régions de l'Ouest du Canada, la règle des 40% ($\alpha = 0.4$) devrait être utilisée. Pour les ponts droits sans biais, une valeur de $\alpha = 0$ (aucune combinaison requise) semble être adéquate, et ce aussi bien pour les régions sismiques de l'Est que celles de l'Ouest. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires effectuées sur des modèles de ponts à 2 travées continues comportant un fort biais (30° et 45°) et conçus à l'aide des règles de combinaison proposées montrent que les

colonnes résistent assez bien à la demande sismique bidirectionnelle pour les deux sites considérés et que les dommages subis par les colonnes sont limités et réparables. Par ailleurs, les résultats des analyses non linéaires des ponts situés à Montréal, pour lesquels le taux d'armature longitudinal pourvu dans les colonnes était inférieur au minimum requis par le CSA S6 (moins que 2/3 de 0.8%), laissent entrevoir un possible assouplissement de l'exigence reliée à la limite inférieure de 0.8%.

Une série d'essais cycliques bidirectionnels ont été réalisés, dans le cadre de cette thèse, sur quatre spécimens à l'échelle 1:0.5 de colonnes de ponts rectangulaires en béton armé afin d'une part, d'examiner l'impact des règles de combinaison proposées sur le comportement inélastique des colonnes de ponts et de vérifier la nécessité de les considérer, et d'autre part d'examiner les exigences du CSA S6 relatives au taux minimum d'armature longitudinale requis de 0.8% et à l'armature transversale de confinement des colonnes de ponts dans le cas de chargements cycliques bidirectionnels. Les quatre spécimens identiques, d'une hauteur de 3 m et une section rectangulaire de 600 mm × 1200 mm, ont été conçus selon les exigences parasismiques du CSA S6. Deux spécimens ont été conçus pour la région de Montréal, Qc (Est du Canada) à l'aide des règles de 0% et 30%, résultant en des taux d'armature requis de 0.41% et 0.57%, respectivement. Les deux autres spécimens ont été conçus pour la région de Vancouver, BC (Ouest du Canada) à l'aide des règles de 0% et 40%, résultant en des taux d'armature requis de 0.97% et 1.72%, respectivement. Un protocole de chargement cyclique bidirectionnel a été développé spécifiquement pour les deux sites considérés à partir des analyses dynamiques temporelles non linéaires effectuées précédemment sur les ponts prototypes dans le cadre de la deuxième partie de l'étude.

Les quatre spécimens ont montré un bon comportement cyclique bidirectionnel et ce jusqu'à des niveaux de ductilité élevés. Pour les deux sites, les règles de combinaison utilisées pour la conception non pas eu d'effets sur la capacité de déformation inélastique des colonnes. Les colonnes conçues sans combinaison des efforts ($\alpha = 0$), en dépit d'une résistance plus faible, ont offert un comportement similaire aux colonnes conçues avec combinaison des efforts ($\alpha \neq 0$) lorsque soumis au même historique de déplacement cyclique bidirectionnel. Bien que pourvues d'un taux d'armature longitudinal inférieur au minimum de 0.8% prescrit par le CSA S6, les

colonnes conçues pour l'Est du Canada ont offert un comportement cyclique bidirectionnel satisfaisant. Un flambement et une rupture des barres de coin ont cependant été observés à des niveaux de ductilité élevés sur deux spécimens, indiquant la nécessité de prévoir non seulement des retenues supplémentaires pour ces barres qui sont les plus sollicitées mais possiblement aussi des critères plus stricts pour l'armature transversale dans le cas de chargement bi-axial. Pour toutes les colonnes, la longueur de la zone de rotule plastique correspondait approximativement à la plus petite dimension de la section de la colonne, plutôt que la plus grande qui est spécifiée dans le CSA S6.

ABSTRACT

A comprehensive study has been conducted to investigate the seismic behaviour of bridge columns under bidirectional earthquake ground motions. The study comprises a series of linear elastic and non-linear dynamic analyses on a set of regular bridge structures representative of common type bridges that are encountered the most in North American highways, as well as bidirectional cyclic testing of four half-scale rectangular reinforced concrete bridge columns. The study was conducted for two North American sites of moderate seismic hazard: Montreal, QC, in the East, and Vancouver, BC, along the West coast. For both sites, historical and simulated ground motion earthquake ensembles were considered.

The first part of the study was aimed at investigating the adequacy and effectiveness of the 30%-rule, at predicting the seismic demand on bridge columns when subjected to bi-directional earthquake motions. A series of multiple time-history analyses performed on nine generic bridge models to determine the exact seismic critical bi-axial response of the bridge columns under pairs of orthogonal seismic ground motion time-histories. Response spectrum analyses were also carried out, using the acceleration spectra of the orthogonal ground motion components, to determine the maximum bi-axial response in each direction and the critical bi-axial response was estimated using the 30%-Rule, as specified by the CSA S6 and the AASHTO bridge design code and regulations.

Comparison of the response at the columns base, in terms of interacting moments (M_x , M_y), shows that the 30%-Rule as currently specified by the codes and regulations may lead to unconservative prediction of the seismic demand on bridge columns. The scatter in the results clearly indicates a dependency of the combination rule on the characteristics of the ground motions and the bridge structures, suggesting that there might be a need for improving the combination rule. The weighted percentage α of the combination rule was found to be closely related to the ratio of intensities of the ground motions earthquake principal components. For eastern site (Montreal), the intensity of the major principal component is on average 2.05 times larger than the intensity of the minor principal component. This ratio is much lower for West site

(Vancouver), 1.21, indicating that the two principal components of seismic motions in western Canada deliver more similar energy levels than in eastern Canada. It was also found that the weighted percentage α of the combination rule might be tributary of the skew angle of the bridge.

In the second part of the study, a new Percentage Rule for the prediction of interacting seismic responses of bridge columns under multi-directional earthquake components is derived for the two sites. A total of 14 regular bridges with different geometrical properties were examined for the two sites. The new rule was developed by comparing the column longitudinal steel ratio required from response spectrum analysis with combination rules to the ratio determined from the results of multiple linear dynamic time history analysis of the bridge structures under bi-directional ground motions. The steel ratios were computed for the bending moment demand from response spectrum analysis using the combination rule with different values of the weighted percentage α (0, 0.3, and 1.0) and the skew angle (10° to 45°). These ratios were compared to those obtained from multiple elastic time history analyses to identify the bridge properties that influence the most the combination rule.

The required steel ratios were found to vary with the weighted percentages used in the combination rules, the ground motion characteristics and the skew angle of the column. Approximate optimum α values for design were determined by linear interpolation between those results. It was found that a 100%-20% combination rule is applicable for most bridges studied in eastern Canada. However, for curved bridges or bridges with a skew greater than 35° , a 40% rule ($\alpha = 0.4$) is more appropriate. For bridges located in western Canada, a 40% rule is more appropriate. The results show that these rules need not be applied for regular straight bridges without skew. Nonlinear dynamic time histories analysis of a two-span skewed bridge designed with the proposed Percentage Rule for eastern and western Canada showed that the columns would not experience excessive damage. Furthermore, the results for the bridges located in Montreal, for which the provided columns longitudinal reinforcement ratios were below the minimum required by the CSA S6 (less than $2/3$ of 0.8%), would glimpse a possible of relaxation of the lower limit of 0.8%.

In this last part of the study, the need for combination rules to account for seismic demand from the simultaneous action of bidirectional horizontal ground motion earthquake components and the current CSA S6 requirements regarding the lower limit of 0.8% on the longitudinal reinforcement ratio and the transverse reinforcement for confinement for bridge columns were examined through bidirectional cyclic tests on four identical half-scale reinforced concrete rectangular bridge column specimens. The prototype structures are regular common two-span, skewed bridge structures designed according to CSA S6-06, and the study focused on the demand from earthquakes expected in Eastern and Western Canada. The column specimens are 1.2 m × 0.6 m in cross-section and 3.0 m tall, with axial loads varying between 4.5 to 9.3% $A_g f'_c$. Two specimens were designed for Montreal, QC, Canada (east site) using 0% and 30% combination rules, resulting in longitudinal steel ratios of 0.41% and 0.57%. Two specimens represented columns part of bridges located in Vancouver, BC, Canada (west site), with longitudinal steel ratios of 0.97% and 1.72% resulting from the application of 0% and 40% combination rules. Site specific cyclic displacement test protocols were developed from time history analysis of the bridge structures that were previously performed in the second part of the study.

All columns exhibited satisfactory inelastic cyclic bidirectional response up to high ductility levels. For both sites, the Combination Rules used in design had no significant influence on the inelastic cyclic response of the columns. The columns designed for the Montreal site exhibited satisfactory inelastic cyclic performance even if they had longitudinal reinforcement ratio less than the current CSA S6 limit of 0.8%. Buckling and rupture of corner bars were however observed at high ductility levels in two specimens, showing the need for additional restraint for these bars and more stringent requirements for transverse reinforcement in columns subjected to bi-axial loading. For all specimens, the height of the plastic hinge region was approximately equal to the smaller column dimension, rather than the larger one as currently specified in CSA S6.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	IX
TABLE DES MATIÈRES	XII
LISTE DES TABLEAUX.....	XV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES.....	XXI
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités.....	1
1.2 Objectifs du projet de recherche et méthodologie.....	3
1.2.1 Objectifs spécifiques de l'article 1	3
1.2.2 Objectifs spécifiques de l'article 2	4
1.2.3 Objectifs spécifiques de l'article 3	5
1.3 Organisation de la Thèse	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	7
2.1 Méthode d'analyse spectrale	7
2.1.1 Combinaisons modales.....	7
2.1.2 Combinaison spatiale des composantes du mouvement sismique	9
2.1.3 Revue des méthodes de combinaison spatiale.....	10
2.2 Résistance des colonnes à la flexion bi-axiale	23
2.2.1 Méthode de la charge réciproque	25

2.2.2	Méthode des contours de charges.....	27
2.3	Essais bidirectionnels des colonnes.....	30
2.4	Conclusions et critique de la revue de la littérature	32
CHAPITRE 3 ÉTUDES ANALYTIQUES ET EXPÉRIMENTALES		36
3.1	Études analytiques.....	36
3.1.1	Sélection et transformation des accélérogrammes	38
3.1.2	Modèles de ponts.....	44
3.1.3	Modélisation des ponts.....	45
3.2	Étude expérimentale.....	47
3.2.1	Conception des prototypes et spécimens testés.....	47
3.2.2	Propriétés des matériaux et instrumentation des spécimens	49
3.2.3	Banc d'essai et protocole de chargement.....	52
3.3	Résultats analytiques.....	57
3.3.1	Fiabilité et validation de la règle des 30% (Article 1).....	57
3.3.2	Règle du pourcentage pour la combinaison des effets dus aux composantes orthogonales des mouvements sismiques (Article 2).....	62
3.4	Résultats expérimentaux (Article 3).....	76
3.4.1	Comportement global des spécimens et modes de rupture	76
3.4.2	Courbes hystérétiques force-déplacement.....	79
3.4.3	Courbure et hauteur de rotule plastique	82
3.4.4	Règle de combinaison et taux minimum d'armature longitudinale	86
CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE		88
4.1	Validation de la règle du pourcentage.....	88
4.2	Exigences de conception parasismique du CSA S6.....	90

CHAPITRE 5	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	92
5.1	Conclusions de l'Article 1.....	92
5.2	Conclusions de l'Article 2.....	94
5.3	Conclusions de l'Article 3.....	95
5.4	Recommandations.....	97
BIBLIOGRAPHIE	100
ANNEXES	112
ARTICLE 1	: Effectiveness of the 30%-rule at predicting the seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake motions.....	112
ARTICLE 2	: Combination rule for the prediction of the seismic demand on columns of regular bridges under bi-directional earthquake components.....	154
ARTICLE 3	: Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under under bi-directional earthquake components.....	204

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Spécimens utilisés dans les essais cités.....	32
Tableau 3.1: Spectres de conception pour un sol de classe C et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (CNBC 2005).....	37
Tableau 3.2: Scénarios M-R utilisés pour la sélection des séismes.	39
Tableau 3.3: Propriétés des séismes sélectionnés pour Montréal (Régions de l'Est).	40
Tableau 3.4 : Propriétés des séismes sélectionnés pour Vancouver (Régions de l'Ouest)	41
Tableau 3.5 : Résultats du dimensionnement des Prototypes et des Spécimens.....	49
Tableau 3.6 : Résistances moyennes à la compression du béton (MPa).....	52
Tableau 3.7 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'armature.....	52
Tableau 3.8 : Résumé des calculs du taux d'armature longitudinale.....	64
Tableau 3.9 : Résumé des calculs du taux d'armature pour différentes valeurs du biais.....	66
Tableau 3.10 : Résultats du dimensionnement des modèles BPRU_30° et BPRU_45°.....	70
Tableau 3.11 : Statistiques des ductilités maximales (valeurs médianes et maximales) pour les deux ponts et les différentes valeurs de α	71
Tableau 3.12 : Valeur médiane des déformations longitudinales dans le béton confiné (ϵ_{cc}).....	75
Tableau 3.13 : Correspondance entre les niveaux de dommage, les ductilités en	75
Tableau 3.14 : Résistances nominales unidirectionnelles et forces latérales maximales mesurées.....	81
Tableau 3.15 : Longueurs de rotules plastiques mesurées et estimées.....	83

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Coefficient de corrélation ρ_{ij}	9
Figure 3.1 : Modèle utilisé pour la transformation des enregistrements des séismes de Saguenay et Nahanni.....	42
Figure 3.2 : Orientation du système d’axes principaux du mouvement sismique, selon Penzien et Watabe (1975).....	43
Figure 3.3 : Modélisation des colonnes : (a) éléments fibres; (b) Loi de comportement des fibres de béton; (c) Loi de comportement des fibres d’armature.....	46
Figure 3.4 : Détails du prototype BPRU.	50
Figure 3.5 : Détails de disposition de l’armature longitudinale et transversale des spécimens testés (dimensions en mm).....	51
Figure 3.6 : Vue d’ensemble du banc d’essai.....	53
Figure 3.7 : Exemples de déplacement orbital à la tête des colonnes des prototypes durant la phase intense du mouvement sismique : (a) Pont P1 sous SAG_CN (Est); (b) Pont P1 sous WW_OWHTL.....	54
Figure 3.8 : Forme simplifiée du déplacement orbital adopté et imposé aux spécimens testés.....	54
Figure 3.9 : Protocole de chargement bidirectionnel appliqué aux Spécimens S1 et S2 (Région de l’Est du Canada).....	55
Figure 3.10 : Protocole de chargement bidirectionnel appliqué aux Spécimens S3 et S4 (Régions de l’Ouest du Canada).....	56
Figure 3.11 : Comparaison des réponses critiques $\bar{R}_{TH}^{crit.}$ et $\bar{R}_{30\%}^{crit.}$	57
Figure 3.12 : Réponse moyenne estimée $R_{30\%}$ normalisée p/r à la réponse moyenne exacte R_{TH} ..	59
Figure 3.13 : Relation entre la composante majeure et mineure du mouvement sismique : (a) Région de l’Ouest; (b) Région de l’Est.....	61

- Figure 3.14 : Spectres d'accélération des mouvements sismiques pour un amortissement critique de 5% : (a) Composantes majeures, Est; (b) Composantes mineures, Est; (c) Composantes majeures, Ouest; (d) Composantes mineures, Ouest.....62
- Figure 3.15 : Calcul du taux d'armature requis dans les colonnes : (a) Sans combinaison; (b) selon une combinaison 100%-30%; (c) Selon une combinaison 100%-100%.....63
- Figure 3.16 : Comparaison de ρ_{TH} et $\rho_{\%}$ pour le modèle BPRU_ θ : (a) Montréal; (b) Vancouver 66
- Figure 3.17 : Illustration de la procédure d'interpolation pour la détermination du coefficient optimal α appliquée aux ponts BPRU_ θ67
- Figure 3.18 : Valeurs du coefficient optimal α de la règle du pourcentage.68
- Figure 3.19 : Résultats des analyses non linéaires du pont BPRU_30o ($\alpha = 0.2$) soumis au séisme du Saguenay, SAG_CN : (a) Déplacement orbital à la tête de la colonne; (b) Courbe contrainte-déformation dans la barre de coin No.3 à la base de la colonne; (c) Courbe contrainte-déformation dans la fibre non confinée de coin à la base de la colonne; (d) Courbe contrainte-déformation dans la fibre confinée à la base de la colonne.....72
- Figure 3.20 : Résultats des analyses non linéaires du pont BPRU_45o ($\alpha = 0.4$) soumis au séisme du Northridge, N_CORR : (a) Déplacement orbital à la tête de la colonne; (b) Courbe contrainte-déformation dans la barre de coin No.3 à la base de la colonne; (c) Courbe contrainte-déformation dans la fibre non confinée de coin à la base de la colonne; (d) Courbe contrainte-déformation dans la fibre confinée à la base de la colonne.....73
- Figure 3.21 : État des colonnes à la fin de la demande sismique : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; et (d) Spécimen S4.....77

Figure 3.22 : État des colonnes à la fin des tests : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; et (d) Spécimen S4.....	78
Figure 3.23 : (a) Rupture des barres du spécimen S1; (b) Flambage hors plan des barres non soutenues et dans le plan des barres de coin du spécimen S3.....	79
Figure 3.24 : Courbes hystérétiques force latérale-déplacement : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; (d) Spécimen S4.....	81
Figure 3.25 : Enveloppes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2.....	84
Figure 3.26 : Enveloppes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques : (a) Spécimen S3; (b) Spécimen S4.....	85
Figure 3.27 : Résistances nominales prédites et mesurées de : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; (d) Spécimen S4.....	86

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ABRÉVIATION DES PONTS

BPRM	Pont Biais Piles Rectangulaires Multiples
BPRU	Pont Biais Pile Rectangulaire Unique
CBI-C	Pont Courbe Biais piles Circulaires multiples
CBI-R	Pont Courbe Biais piles Rectangulaires multiples
CPRM	Pont Courbe Piles Rectangulaires Multiples
CPRU	Pont Courbe Pile Rectangulaire Unique
DPCM	Pont Droit Piles Circulaires Multiples
DPCU	Pont Droit Pile Circulaire Unique
DPM	Pont Droit Pile Mur
DPRI	Pont Droit Piles Rectangulaires multiples Irrégulières
DPRM	Pont Droit Piles Rectangulaires Multiples
DPRU	Pont Droit Pile Rectangulaire Unique

ABRÉVIATION DES SÉISMES DE L'EST

MTL_630	Montréal, M6.0 R30km
MTL_6550	Montréal, M6.5 R50km
MTL_770	Montréal, M7.0 R70km
SAG_CN	Saguenay, Chicoutimi-Nord
SAG_EB	Saguenay, Les Éboulements
SAG_SA	Saguenay, Saint-André
NHN_BC	Nahanni, Bettlement Creek

ABRÉVIATION DES SÉISMES DE L'OUEST

LP_SFP	Loma Prieta, San-Francisco Presidio
MH_SYGA	Morgan Hill, San-Ysidro Gilrow
N_CORR	Northridge, Castaic-Old Ridge Route
N_SPPV	Northridge, San-Pedro Palos-Verdes
PSW_OWHTL	Puget Sound Washington, Olympia Washington Highway Test laboratory
WN_PKC	Witthier-Narrows, Pacoima-Kagel Canyon
WW_OWHTL	Western Washington, Olympia Washington Highway Test laboratory
V_6530	Vancouver, M6.5 R30km
V_7270	Vancouver, M7.2 R70km

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – ARTICLE 1.....	112
ANNEXE B – ARTICLE 2.....	154
ANNEXE C – ARTICLE 3.....	204

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Généralités

Les récents tremblements de terre ont démontré la vulnérabilité des ponts face à des séismes importants. L'effondrement spectaculaire de la section surélevée de la voie express Hanshin lors du tremblement de terre de Kobé en janvier 1995 en est un exemple. Les constats effectués sur les sites après des évènements sismiques majeurs montrent, entre autres, que les dommages subits par les piles et les colonnes de ponts sont en partie attribuables aux effets multidirectionnels du mouvement sismique (Toma 2001).

Les mouvements du sol générés par les séismes sont des mouvements qui se propagent selon trois directions de l'espace. Suivant les codes parasismiques modernes, le mouvement sismique à la base des structures est modélisé par un mouvement de translation à trois composantes, agissant simultanément, que l'on mesure généralement en termes d'accélérogrammes : deux composantes horizontales orthogonales corrélées et une composante verticale. Les effets de la composante verticale sont généralement considérés pour les ponts situés au voisinage de failles actives (Imbsen 2006) ou indirectement pris en compte par le biais des facteurs de pondération des charges mortes. Les codes parasismiques modernes exigent donc de considérer explicitement les effets dus à l'action simultanée des deux composantes horizontales du mouvement sismique (ex. CSA 2006, AASHTO 2009).

Les réponses critiques des piles de ponts à l'action simultanée des deux composantes horizontales du mouvement sismique peuvent être déterminées adéquatement par des analyses dynamiques transitoires multiples en appliquant les deux composantes simultanément et en faisant varier l'angle d'attaque du séisme. L'analyse dynamique transitoire est une analyse détaillée qui permet, à partir d'accélérogrammes réels ou artificiels, d'obtenir l'évolution de la réponse structurale complète dans le temps. Elle est la seule méthode à pouvoir prédire raisonnablement la réponse inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté. Cependant, pour que les résultats de calculs présentent une fiabilité acceptable du point de vue conception parasismique, plusieurs analyses transitoires sont nécessaires en utilisant plusieurs accélérogrammes. Cela s'explique par le fait que, d'une part, on reconnaît qu'une structure peut statistiquement être soumise à plusieurs séismes et que d'autre part, il existe une grande incertitude dans les caractéristiques des secousses

sismiques futures, dans les caractéristiques dynamiques des structures et sur les paramètres de modélisation. Cela en fait non seulement une méthode d'analyse très complexe mais aussi coûteuse en regard au dépouillement des nombreux résultats devant être analysés et reste hors de la portée de la pratique courante de l'ingénieur.

La méthode d'analyse dynamique spectrale est reconnue comme étant une alternative efficace et fiable aux analyses dynamiques transitoires multiples. Elle permet de calculer les effets maximums d'une composante du mouvement sismique décrite sous forme de spectre de réponse. Pour tenir compte du caractère multidirectionnel du mouvement sismique, un spectre unique est généralement appliqué indépendamment selon chaque direction principale de la structure pour déterminer la réponse sismique maximale selon chaque direction. Les deux réponses maximales sont alors combinées pour estimer la réponse totale critique.

De par leur particularité, les ponts sont des structures dont les piles présentent généralement peu de redondance et constituent souvent le système de contreventement principal. Les ponts sont donc particulièrement vulnérables aux actions sismiques. Le caractère multidirectionnel du mouvement sismique a pour effet de produire dans les colonnes de ponts des réponses bi-axiales autour des deux directions simultanément et leur résistance est plutôt décrite par une surface de rupture définie par l'interaction de plusieurs paramètres de calcul tel que la résistance axiale P et les résistances à la flexion M_X et M_Y autour des deux axes de la section de la colonne. Dans ce cas, la détermination de la réponse critique bi-axiale à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique nécessite la connaissance de la surface de rupture de la colonne. Par ailleurs, la réponse critique bi-axiale ne fait pas intervenir nécessairement les réponses maximales dans chaque direction.

Lorsque l'évaluation de la réponse sismique est conduite par une analyse dynamique spectrale pour chaque direction orthogonale, les codes parasismiques modernes, pour tenir compte de la multiplicité des directions du mouvement sismique, spécifient pour la plupart l'utilisation de la règle du pourcentage (30% ou 40%) (Rosenblueth et Contreras 1977, Newmark 1975). La règle du pourcentage présente l'avantage d'être simple d'application et directe. De plus, elle peut être utilisée avec la méthode statique équivalente. Ces deux raisons expliquent sans doute son adoption systématique par la majorité des codes parasismiques (CSA 2006, AASHTO 2009, ECS 1998). On reconnaît cependant que la méthode est approximative et s'appuie sur des hypothèses

qui ne sont pas toujours vérifiées. Plus encore, le pourcentage (30% ou 40%) adopté par les codes ne tient compte ni des caractéristiques du mouvement sismique ni des caractéristiques dynamiques de la structure (Rosenblueth et Contreras 1977). Ceci explique l'intérêt soutenu soit à établir sa validité soit à développer de nouvelles méthodes de combinaison fondées sur des théories plus rigoureuses. Toutefois, les travaux consacrés à la validation de la règle du pourcentage souffrent de plusieurs lacunes. La validation de la règle n'a pas été faite de façon adéquate, en particulier pour tenir compte de l'interaction bi-axiale qui caractérise la résistance des éléments structuraux tel que les colonnes de ponts. La méthode ayant été spécifiquement développée pour ce type d'éléments (Rosenblueth et Contreras 1977), la réponse critique ne peut être identifiée sans la connaissance de la surface de rupture de l'élément.

1.2 Objectifs du projet de recherche et méthodologie

Le projet de recherche présenté dans le cadre de cette thèse de doctorat porte sur l'étude théorique et expérimentale du comportement des piles de ponts sous l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques. L'objectif général est de valider les exigences de conception parasismique relatives aux piles de ponts dans le cas de sollicitations sismiques bidirectionnelles, avec un intérêt particulier dans la différence de la demande anticipée par des tremblements de terre attendus dans les régions de l'est et de l'ouest de l'Amérique du Nord. Plus spécifiquement, les objectifs du projet sont divisés en trois parties, correspondant chacune aux objectifs spécifiques des trois articles soumis à des revues avec comité de lecture et présentés en Annexes A à C.

1.2.1 Objectifs spécifiques de l'article 1

Les objectifs spécifiques de l'article 1 présenté en Annexe A (Première partie du projet) sont :

- (a) Évaluer analytiquement la validité et la fiabilité de la règle de combinaison des 30% pour les piles de ponts en tenant compte explicitement de l'interaction des réponses dans les deux directions.
- (b) Identifier les caractéristiques structurales des ponts pouvant avoir une influence importante sur la règle du pourcentage.

- (c) Mettre en évidence les différences possibles entre les séismes de l'est et de l'ouest du Canada et identifier les caractéristiques des séismes anticipés dans ces deux régions pouvant influencer de manière significative la règle du pourcentage.
- (d) Vérifier si l'utilisation, dans le cadre d'une analyse bidirectionnelle, de deux réalisations d'un même séisme artificiel constituait une représentation réaliste de deux composantes orthogonales d'un séisme historique.

Dans le cadre de cette partie du projet, deux séries d'analyses dynamiques élastiques ont été réalisées sur un ensemble de neuf (09) modèles de ponts réguliers ayant des caractéristiques géométriques variables, et ce pour deux (02) régions sismiques du Canada : Montréal, Québec, et Vancouver, Colombie-Britannique. La première série consiste en des analyses dynamiques transitoires et vise à déterminer la réponse sismique critique exacte en termes d'interaction de (M_x, M_y) à la base des piles de ponts sous l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques. Dans la deuxième série d'analyses dynamiques, les spectres d'accélération des composantes horizontales des mouvements sismiques sont utilisés dans le cadre d'une analyse dynamique spectrale visant à déterminer séparément les réponses maximales selon les deux directions principales des piles de ponts. Les réponses critiques des piles de ponts sous l'action simultanée des composantes horizontales du mouvement sismique sont ensuite estimées en combinant les réponses maximales obtenues dans les deux directions selon la règle des 30%. La comparaison des réponses exactes et estimées permettra d'une part de vérifier la capacité de la règle de combinaison des 30% à prédire adéquatement la réponse sismique bidirectionnelle dans le cas des piles de ponts et d'autre part d'identifier éventuellement les caractéristiques de la structure et du mouvement sismique ayant une influence importante sur la règle de combinaison.

1.2.2 Objectifs spécifiques de l'article 2

Les objectifs spécifiques de l'article 2 présenté en Annexe B (Deuxième partie du projet) sont :

- (a) Proposer une nouvelle règle de combinaison simple dont le pourcentage dépend de la région sismique et des caractéristiques influentes du pont identifiées dans la première partie du projet.

- (b) Évaluer analytiquement la validité de la règle de combinaison proposée pour les deux régions sismiques considérées.
- (c) Évaluer analytiquement le comportement non linéaire de ponts conçus à l'aide de la règle de combinaison proposée.

Pour cette deuxième partie du projet, les colonnes de 14 modèles de ponts réguliers ayant des propriétés géométriques différentes ont été conçues, pour les deux régions sismiques de l'est et de l'ouest du Canada, conformément aux règles parasismiques du Code S6. Le pourcentage d'armature longitudinal dans les colonnes a été déterminé pour les combinaisons les plus critiques de flexion bi-axiale obtenues par analyses dynamiques spectrales pour plusieurs valeurs du pourcentage de la règle de combinaison. Les pourcentages d'armatures obtenues sont comparés à ceux obtenus par des analyses dynamiques transitoires multiples dans le but de proposer une règle de combinaison simple d'utilisation qui tiendrait compte explicitement des caractéristiques de la structure et du mouvement sismique par le biais du pourcentage utilisé dans la règle de combinaison. Des analyses transitoires multiples non linéaires sont réalisés pour valider analytiquement la règle proposée pour les deux régions sismiques considérées et pour étudier le comportement non linéaire des piles.

1.2.3 Objectifs spécifiques de l'article 3

Les objectifs spécifiques de l'article 3 présenté en Annexe C (Troisième partie du projet) sont :

- (a) Évaluer expérimentalement le comportement sismique de piles rectangulaires de ponts conçues à l'aide de la règle de combinaison proposée et ce pour les deux régions sismiques de l'est et de l'ouest Canadien.
- (b) Évaluer expérimentalement le comportement sismique des piles rectangulaires de ponts contenant un faible taux d'armature longitudinale.
- (c) Revoir les exigences de conception parasismique, en particulier, la règle de combinaison 100%-30% des efforts et le taux d'armature minimum requis par le CSA S6.

Le programme expérimental décrit dans l'article 3 inclus un total de quatre spécimens de colonnes rectangulaires de ponts en béton armé de 3 m de hauteur. Les deux premiers spécimens,

ayant une section de 600×1200 mm et contenant un pourcentage d'armature longitudinal de 0.41% et 0.57% obtenu respectivement sans combinaison d'efforts et une combinaison d'efforts de 30%, sont représentatifs des régions sismiques de l'est du Canada. Les deux derniers spécimens, ayant une section de 600×1200 mm et contenant un pourcentage d'armature longitudinal de 0.97% et 1.72% obtenu respectivement sans combinaison d'efforts et une combinaison d'efforts de 40%, sont représentatifs des régions sismiques de l'ouest du Canada. Les quatre spécimens ont été soumis à un protocole de chargement cyclique bidirectionnel généré à partir des résultats des analyses non linéaires obtenus dans la deuxième partie du projet. Le comportement des quatre spécimens jusqu'à la rupture est évalué dans le but de proposer des recommandations pour la conception parasismiques des piles de ponts.

1.3 Organisation de la Thèse

La thèse s'organise autour de cinq chapitres. Le chapitre 2 présente tout d'abord une revue exhaustive de la littérature. Le chapitre 3 présente la synthèse des trois articles présentés en annexes et résume les principaux résultats obtenus. Une discussion générale intégrée de l'ensemble de la thèse est présentée au chapitre 4. Enfin, le chapitre 5 présente les conclusions et les recommandations qui découlent de ce projet.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Méthode d'analyse spectrale

Inclus dans tous les codes parasismiques modernes, la méthode d'analyse dynamique spectrale reste à nos jours une alternative fiable aux analyses dynamiques transitoires multiples. Elle permet de calculer les effets maximums d'un séisme, décrit sous forme de spectre de réponse, sur une structure. Son adoption par les codes parasismiques et sa popularité auprès des ingénieurs de la pratique sont dues en grande partie à sa simplicité et à ses coûts d'analyse abordables. La méthode consiste à rechercher dans un premier temps les modes propres de vibration de la structure et à déterminer par la suite les réponses maximales pour chaque mode dont la contribution est jugée significative et ce pour chaque direction sismique. Pour tenir compte de tous les modes importants dans l'analyse, la somme des masses participantes doit atteindre au moins 90% de la masse totale. Les réponses des modes retenues sont alors combinées pour obtenir la réponse maximale.

2.1.1 Combinaisons modales

On dispose de trois règles de combinaison des réponses modales : (a) la règle de combinaison quadratique (SRSS), (b) la règle de combinaison quadratique complète (CQC) et (c) la règle de combinaison arithmétique (ABS). Dans la règle SRSS (Rosenblueth 1951), la réponse maximale probable R (sollicitations, déplacements, etc.) est donnée par la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales R_i déterminées pour chaque mode i , soit :

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (2.1)$$

Développée sur une base probabiliste, la combinaison SRSS s'appuie essentiellement sur l'hypothèse que les réponses modales sont statistiquement indépendantes. Les différents modes n'atteignant pas leur maximum au même instant t , la combinaison SRSS donne une bonne

approximation de la réponse maximale R . Cependant, elle n'est valide que dans les cas où les modes propres de la structure sont bien séparés.

Lorsque les modes propres de la structure sont rapprochés (fréquences voisines à moins de 10%) les réponses modales ne peuvent plus être considérées comme indépendantes. La réponse maximale R est alors déterminée à l'aide de la règle de combinaison CQC (Der Kiureghian 1981; Wilson et al. 1981) qui tient compte de la corrélation entre les réponses modales à travers un terme de couplage (coefficient de corrélation) :

$$R = \sqrt{\sum_{i,j}^n \rho_{i,j} R_i R_j} \quad (2.2)$$

R_i, R_j = Réponses maximales dans le mode i et j , respectivement

$\rho_{i,j}$ = Coefficient de corrélation entre les modes i et j ; ($0 \leq \rho_{i,j} \leq 1.0$)

Le coefficient de corrélation, $\rho_{i,j}$, s'exprime en fonction du rapport des fréquences ω_i/ω_j et du taux d'amortissement ζ (Fig. 2.1) et est donné par :

$$\rho_{i,j} = \frac{8\zeta^2 \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \frac{\omega_i^2}{\omega_j^2}\right)^2 + 4\zeta^2 \frac{\omega_i}{\omega_j} \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2} \quad (2.3)$$

On remarque que la combinaison SRSS est un cas particulier de la combinaison CQC. En effet, si on postule l'absence de corrélation, les termes $\rho_{i,j}$ ($i \neq j$) sont nuls et l'équation (2.2) se réduit à celle de la combinaison SRSS (Éq. (2.1)).

Dans la règle de combinaison ABS, la réponse maximale R est déterminée en sommant les valeurs maximales absolues des sollicitations dans chaque mode :

$$R = \sum |R_i| \quad (2.4)$$

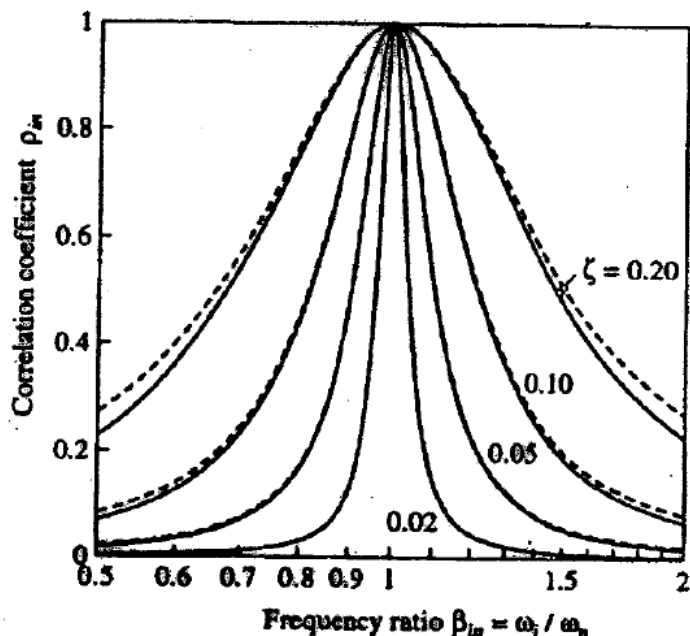


Figure 2.1 : Coefficient de corrélation ρ_{ij}

(Chopra 1996)

Une telle combinaison conduirait à un surdimensionnement excessif des éléments de la structure qui n'est ni réaliste ni justifiée dans la majorité des cas, étant donné la faible probabilité que les différents modes atteignent leur maximum au même instant.

2.1.2 Combinaison spatiale des composantes du mouvement sismique

Si on doit tenir compte du caractère multidirectionnel du mouvement sismique dans l'évaluation de la réponse des structures soumises à l'action sismique dans le cadre d'une analyse dynamique spectrale, on se trouve alors confronté au problème de combinaison spatiale des réponses maximales obtenues pour chaque direction sismique.

Durant les dernières décennies, plusieurs travaux ont été consacrés à cette problématique. C'est ainsi qu'on dispose aujourd'hui de quatre méthodes de combinaison spatiale des composantes de mouvement sismique : (a) la règle de combinaison quadratique (SRSS), (b) la règle de combinaison quadratique complète (CQC3), (c) la méthode générale, et (d) la règle du pourcentage. Toutes ces méthodes présentent des avantages et des inconvénients et par conséquent des limites quant à leur utilisation et leur validité. Les règles SRSS et CQC3 sont

dédiées principalement au calcul des effets critiques dus à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique dans un élément structural dont le dimensionnement ne dépend que d'un seul paramètre de calcul (Menu et Derkiureghian 1998a, 1998b); par exemple le moment fléchissant dans une poutre soumise à la flexion simple, l'effort axial dans un élément de treillis, le déplacement latéral du tablier, etc. Pour les éléments dont le dimensionnement dépend de plusieurs paramètres de calcul et de leur interaction, comme c'est le cas pour les colonnes et les piles de ponts, la méthode générale (Gupta et Singh 1977; Leblond 1980; Menu et Der Kiureghian 2000a, 2000b) et la règle du pourcentage (Rosenblueth et Contreras 1977) sont plus appropriées. Ces deux méthodes permettent d'identifier la combinaison de paramètres la plus critique due à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique (par exemple, la combinaison des moments (M_x, M_y) autour des axes de la section de la colonne pour le dimensionnement en flexion bi-axiale). Par ailleurs, elles permettent aussi de déterminer la direction défavorable qui conduit à cette combinaison critique.

2.1.3 Revue des méthodes de combinaison spatiale

La réponse maximale probable R due à l'action simultanée des trois composantes orthogonales du mouvement sismique peut être estimée par la méthode de combinaison quadratique SRSS, développée à l'origine par Rosenblueth (1951) pour estimer la réponse modale maximale due à une seule composante. Dans le cas où on considère que le mouvement sismique est défini par deux composantes horizontales, la réponse maximale probable, R , due aux deux composantes est donnée par :

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2} \quad (2.5)$$

où R_1 et R_2 sont les réponses maximales dues à chaque composante prise séparément. Nous rappelons dans ce qui suit le principe de la méthode SRSS.

Soit le mouvement sismique $EQ(t)$ défini par ses deux composantes $EQ_1(t)$ et $EQ_2(t)$. Si on dénote par $r_i(t)$ la réponse élastique due à $EQ_i(t)$, ($i = 1, 2$), alors la réponse $r(t)$ due à l'application simultanée des composantes $EQ_i(t)$ est la superposition des réponses $r_i(t)$ (Newmark et Rosenblueth 1971) :

$$r(t) = r_1(t) + r_2(t) \quad (2.6)$$

D'un point de vue probabiliste, les réponses r_i ($i = 1,2$) sont traitées comme des variables aléatoires qui suivent, au cours d'un séisme, une loi normale centrée d'écart-type $\sigma(r_i)$ (Leblond 1980). En vertu de l'équation (2.6), la réponse r est aussi une variable aléatoire qui suit une loi normale d'écart-type $\sigma(r)$. Si R représente la valeur maximale que peut prendre la réponse r , la probabilité que r dépasse la valeur maximale R au cours de la durée t_d du séisme est donnée par :

$$p = P[|r| \geq R] \quad ; \quad 0 \leq t \leq t_d \quad (2.7)$$

On montre que la valeur maximale R est proportionnelle à l'écart-type de la réponse r (Chu et al. 1972, Leblond 1980), soit :

$$R = c \sigma(r) \quad (2.8)$$

où le coefficient de proportionnalité c ne dépend que de la probabilité p . Par ailleurs, si on admet que cette probabilité est la même que celle de voir les réponses r_i dépasser leur valeur maximale respective R_i , alors :

$$R_1 = c \sigma(r_1) \quad (2.9a)$$

$$R_2 = c \sigma(r_2) \quad (2.9b)$$

L'espérance mathématique de la réponse r , est donnée par :

$$E(r^2) = \sigma^2(r) = E(r_1 + r_2)^2 = E(r_1^2) + E(r_2^2) + 2E(r_1 r_2) \quad (2.10)$$

Dans l'hypothèse où r_1 et r_2 sont statistiquement indépendants, $E(r_1 r_2) = 0$; il s'ensuit :

$$\sigma^2(r) = E(r_1^2) + E(r_2^2) = \sigma^2(r_1) + \sigma^2(r_2) \quad (2.11)$$

En élevant l'équation (1.8) au carré et en y substituant les équations (1.9) et (1.11), on obtient :

$$R^2 = c^2 \sigma^2(r) = c^2 \{ \sigma^2(r_1) + \sigma^2(r_2) \} = c^2 \sigma^2(r_1) + c^2 \sigma^2(r_2) = R_1^2 + R_2^2 \quad (2.12)$$

D'où la combinaison quadratique SRSS donnée par l'équation (2.5).

Dans le cas où la réponse au mouvement sismique dépend de deux paramètres de calcul (exemple (M_x, M_y)) et de leur interaction, l'approche probabiliste décrite plus haut, mais appliquée à deux variables aléatoires, permet de déterminer, pour une probabilité de dépassement p donnée, l'ensemble des couples de paramètres probables. L'ensemble de ces couples (réponse maximale probable due aux composantes du mouvement sismique) définissent dans le plan une ellipse.

La détermination de cette ellipse de réponse pour les besoins du dimensionnement nécessite des calculs très ardu. Pour simplifier le problème, Rosenblueth et Contreras (1977) proposent une méthode approximative dans laquelle la réponse totale R produite par deux composantes de l'action sismique est estimée par une combinaison linéaire des réponses R_i produites par chaque composante. Les auteurs formulent la combinaison sous forme vectorielle :

$$\vec{R} = \vec{R}_1 + \alpha \vec{R}_2 \quad (2.13)$$

Dans l'équation (2.13), \vec{R} représente le vecteur réponse critique produit par les deux composantes orthogonales de l'action sismique appliquées simultanément, \vec{R}_1 et \vec{R}_2 sont les vecteurs réponses maximums produits par les composantes EQ_1 et EQ_2 appliquées indépendamment, alors que α est le pourcentage définissant la règle de combinaison. Dans leur formulation de l'équation (2.13), les auteurs traitent le cas bien spécifique où la réponse sismique d'un élément est définie par l'interaction de deux ou plusieurs paramètres de calcul. La règle proposée vise donc à identifier la combinaison de paramètres de calcul la plus critique relativement à la surface de rupture. Celle-ci ne faisant pas intervenir nécessairement les maxima et par conséquent ne pouvant être déterminée directement, il est nécessaire d'extraire tous les cas possibles de l'équation (2.13) et de les superposer à la surface de rupture.

Dans le cas de deux composantes horizontales, le nombre de combinaisons (points) générées par l'équation (2.13) est de huit (08), soit :

$$\begin{aligned} (a) \vec{R} &= \vec{R}_1 + \alpha \vec{R}_2; & (b) \vec{R} &= \vec{R}_1 - \alpha \vec{R}_2; & (c) \vec{R} &= -\vec{R}_1 + \alpha \vec{R}_2; & (d) \vec{R} &= -\vec{R}_1 - \alpha \vec{R}_2 \\ (f) \vec{R} &= \alpha \vec{R}_1 + \vec{R}_2; & (g) \vec{R} &= \alpha \vec{R}_1 - \vec{R}_2; & (h) \vec{R} &= -\alpha \vec{R}_1 + \vec{R}_2; & (i) \vec{R} &= -\alpha \vec{R}_1 - \vec{R}_2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

On voit alors que le principe de la méthode consiste à remplacer l'ellipse définissant la réponse exacte de l'élément par un nombre limité de points donnés par l'équation (2.13). Dans un contexte de conception, seules les combinaisons (a) et (f) de l'équation (2.14) sont d'intérêt, puisqu'elles représentent les cas les plus critiques parmi les huit combinaisons. Ces deux combinaisons sont celles qu'on retrouve dans les codes parasismiques (ex. CSA 2006; AASHTO 2009) qui préconisent la règle du pourcentage comme méthode de combinaison spatiale du mouvement sismique.

Outre les hypothèses inhérentes au traitement stochastique de l'excitation sismique, la méthode s'appuie sur les hypothèses suivantes : (a) les axes principaux de l'excitation sismique tel que définis par Penzien et Watabe (1975) coïncident avec les axes principaux de la structures, (b) les spectres dans chaque direction sont identiques, (c) la structure a un comportement élastique, (d) les réponses R_1 et R_2 sont non corrélées et (e) les surfaces de ruptures sont convexes. Par ailleurs, pour déterminer la valeur du coefficient α , les auteurs supposent que celui-ci ne dépend ni de l'excitation sismique ni de la structure. La méthode pouvant surestimer ou sous-estimer la réponse, les auteurs recommandent une valeur de 30% pour le coefficient α (règle des 30%) basant leur choix sur un calcul de minimisation de l'erreur introduite par la méthode. Les auteurs concluent que la méthode est simple d'application et donne une bonne approximation de la réponse, avec une erreur moyenne d'au plus $\pm 4\%$. Il faut noter cependant que la règle du pourcentage a été proposée bien avant par Newmark (1975) comme alternative à la méthode SRSS. Newmark suggère plutôt une valeur de $\alpha = 40\%$ (règle des 40%), indiquant que celle-ci produirait, dans la plupart des cas, des résultats plus conservateurs que ceux obtenus à l'aide de la méthode SRSS.

En général, la direction du mouvement sismique n'est pas connue a priori et ses axes principaux ne coïncident pas nécessairement avec les axes principaux de la structure. Par ailleurs, pour certaines structures complexes, telles que les ponts courbes par exemple, les axes principaux n'existent tout simplement pas. Dans ces cas, il devient prudent de dimensionner la structure pour toutes les directions possibles du mouvement sismique (Fig. 2.2). Ce critère est à la base du développement de la méthode de combinaison quadratique complète (CQC3). La méthode CQC3 vise à déterminer l'équation de l'angle d'attaque critique du séisme, θ_{cr} , par rapport au système de référence de la structure (X, Y), produisant la réponse maximale $R_{max} = R(\theta_{cr})$.

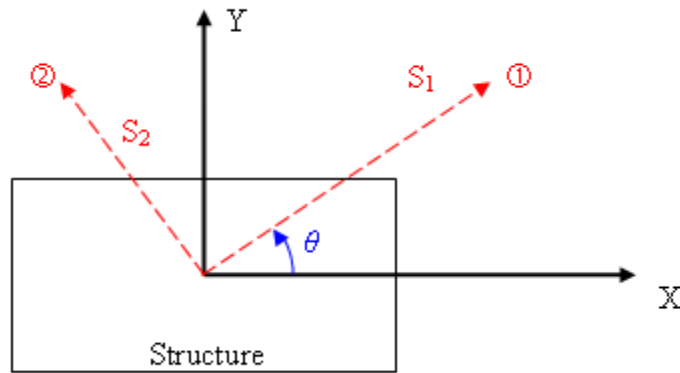


Figure 2.2: Définition du système d'axes de la structure et du mouvement sismique.

Les premiers travaux consacrés au développement des équations de la méthode CQC3 sont attribuables à Wilson et Button (1982). Dans leur approche, les auteurs supposent que les composantes du mouvement sismique sont statistiquement indépendantes et que les spectres qui leur sont associés sont identiques. Comme conséquences, les équations qu'ils proposent ne tiennent pas compte de la corrélation qui pourrait exister entre les composantes du mouvement sismique et l'angle critique θ_{cr} est formulé en fonction du rapport des 2 spectres.

Smerby et Der Kiureghian (1985) utilisent une approche plus rigoureuse basée sur la théorie des vibrations aléatoires. Ils développent des équations pour $R(\theta)$ et θ_{cr} dans lesquelles les effets de corrélation entre les réponses modales et ceux entre les composantes du mouvement sismique sont explicitement pris en compte.

Wilson et al. (1995) dérivent des équations en considérant que le mouvement sismique est défini par des spectres S_1 et S_2 de même forme ($S_2 = a S_1$) :

$$R^2(\theta) = R_0^2 \cos^2 \theta + R_{90}^2 \sin^2 \theta + [\pm R_0 R_{90}] \sin \theta \cos \theta + a^2 R_{90}^2 \cos^2 \theta + a^2 R_0^2 \sin^2 \theta - a^2 [\pm R_0 R_{90}] \sin \theta \cos \theta \quad (2.15)$$

R_0 est la réponse due au spectre S_1 appliqué à un angle de 0° par rapport au système d'axes de référence et R_{90} est la réponse due au spectre S_2 appliqué à un angle de 90° par rapport au système

d'axes de référence. L'angle critique d'attaque θ_{cr} produisant la réponse maximale $R(\theta_{cr})$ est donné par :

$$\tan(2\theta_{cr}) = \pm \frac{2R_0R_{90}}{R_0^2 - R_{90}^2} \quad (2.16)$$

Les auteurs notent que pour des spectres identiques ($a=1.0$), la réponse maximale est indépendante de l'angle d'attaque et du choix du système d'axes de référence et est obtenue par superposition quadratique (SRSS) :

$$R_{\max} = \sqrt{R_0^2 + R_{90}^2} \quad (2.17)$$

Ils notent aussi que le dimensionnement à l'aide de leur méthode conduit à des éléments dont la résistance à l'action sismique est la même pour toutes les directions. Cependant, il est reproché à la méthode de ne pas tenir compte de la corrélation entre les composantes du mouvement sismique (Lopez et Torres 1996a) et qu'elle n'est pas adaptée au cas des éléments dont la réponse est définie par plusieurs paramètres de dimensionnement (Reed et Kennedy 1996).

Lopez et Torres (1996b, 1997) considèrent le cas général où les spectres associés aux composantes du mouvement sismique sont de formes différentes. Sans passer par la théorie des vibrations aléatoires et utilisant une approche plus simple que celle utilisée par Smerby et Der Kiureghian (1985), ils arrivent à développer les mêmes équations. Dans le cas de 2 composantes horizontales du mouvement sismique, ces équations sont :

$$R = \left\{ \begin{array}{l} \left[(R^{1X})^2 + (R^{2Y})^2 \right] \cos^2 \theta + \left[(R^{1Y})^2 + (R^{2X})^2 \right] \sin^2 \theta \\ + 2 \sin \theta \cos \theta \left[\sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{1X} R_j^{1Y} - \sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{2Y} R_j^{2X} \right] \end{array} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.18)$$

avec :

$$\begin{aligned}
 R^{1X} &= \sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{1X} R_j^{1X} \\
 R^{1Y} &= \sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{1Y} R_j^{1Y} \\
 R^{2X} &= \sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{2X} R_j^{2X} \\
 R^{2Y} &= \sum_i \sum_j C_{ij} R_i^{2Y} R_j^{2Y}
 \end{aligned} \tag{2.19}$$

R_i^{1X} et R_i^{1Y} sont les réponses modales maximales obtenues lorsque le spectre S_1 est appliqué respectivement selon les axes de référence X et Y de la structure. R_i^{2X} et R_i^{2Y} sont les réponses modales maximales obtenues lorsque le spectre S_2 est appliqué respectivement selon les axes X et Y de la structure, et C_{ij} sont les coefficients de corrélation. L'angle d'attaque critique produisant la réponse maximale est donné par :

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2 \sum_i \sum_j C_{ij} [R_i^{2Y} R_j^{2X} - R_i^{1X} R_j^{1Y}]}{(R^{1Y})^2 + (R^{2X})^2 - (R^{1X})^2 - (R^{2Y})^2} \right\} \tag{2.20}$$

Les auteurs procèdent à une étude comparative des résultats obtenus à l'aide de : (a) la méthode proposée, (b) une analyse dynamique transitoire (méthode exacte) et (c) la méthode de Wilson et Button (1982) et ce pour des angles d'attaques variant de -90° à $+90^\circ$. La réponse considérée dans l'étude est l'effort tranchant dans les colonnes d'un bâtiment en béton armé d'un étage de 3m de haut. Les résultats obtenus à l'aide de la méthode proposée sont identiques à ceux obtenus par la méthode exacte. Par ailleurs, les résultats de la méthode exacte confirment que la réponse maximale ne dépend pas de l'angle d'attaque critique lorsque les spectres sont identiques et que l'angle d'attaque critique ne dépend pas du rapport spectral. Ce dernier résultat montre que les équations proposées par Wilson et Button (1982) n'ont pas été formulées adéquatement.

Partant du principe que des spectres de formes différentes ne sont pas considérés en pratique, Menum et Der Kiureghian (1998) reformulent les équations proposées par Lopez et Torres (1997) pour le cas de spectres de même forme ($S_2 = \gamma S_1$) et donnent à la méthode le nom de CQC3. Les auteurs dérivent les équations (2.21) et (2.22) permettant de déterminer la réponse maximale $R(\theta)$ et l'angle d'attaque critique θ_{cr} , en considérant les trois composantes du mouvement sismique : deux composantes horizontales orthogonales et une composante verticale.

$$R(\theta) = \left[(R_1^2 + R_2^2 + R_3^2) - (1 - \gamma^2) \left(R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2 \right) \sin^2 \theta + 2 \left(\frac{1 - \gamma^2}{\gamma} \right) R_{12} \sin \theta \cos \theta \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.21)$$

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{\frac{2}{\gamma} R_{12}}{R_1^2 - \frac{1}{\gamma^2} R_2^2} \right] \quad (2.22)$$

L'équation (2.21) comporte trois termes distincts : le premier terme, identique à la méthode SRSS, représente la réponse lorsque les axes du mouvement sismique coïncident avec les axes horizontaux principaux de la structure ($\theta = 0$) ou lorsque les spectres sont identiques ($\gamma = 1$). Les deux autres termes représentent la contribution à la réponse due à la déviation des axes du mouvement sismique par rapport aux axes horizontaux principaux de la structure ($\theta \neq 0$) et à la différence entre les spectres.

Dans leurs conclusions, les auteurs recommandent fortement de remplacer les méthodes préconisées dans les codes (règle des 30%, 40% et SSRS) par la méthode CQC3. Pour appuyer cette recommandation, ils présentent une étude comparative des trois méthodes. Les auteurs comparent les moments dans les piles d'un pont caisson courbe présentant un dévers de 5° et s'appuyant longitudinalement sur une file de 4 piles circulaires intermédiaires de 8 pieds (2.438m) de diamètre et de 50 pieds (15.240m) de haut et 2 culées aux extrémités. Dans cette étude, plusieurs valeurs du rapport spectral et de l'angle θ sont considérées. Les résultats obtenus montrent, qu'à l'exception du cas où les spectres sont identiques ($\gamma = 1.0$), les règles de combinaison des 30%, 40% et la méthode SRSS surestiment les moments dans les piles.

Les auteurs notent aussi que, dans le cas de spectres identiques, la règle de combinaison des 30% donne sensiblement le même moment autour de l'axe X (axe longitudinal du pont), mais peut sous-estimer considérablement le moment autour de l'axe Y (axe transversal du pont). Bien que le problème d'interaction des moments (flexion bi-axiale) soit évident dans une telle structure, l'étude ne porte que sur la comparaison des moments autour de chaque axe pris individuellement. Dans leur critique, Hernandez et Lopez (1998) font ressortir cette faiblesse de la méthode CQC3 et notent que, dans sa formulation actuelle, elle ne saurait remplacer la règle des 30% car elle amènerait à un surdimensionnement excessif des éléments dont la résistance est définie par l'interaction de plusieurs paramètres de calcul.

Zaghlool et al. (2000) conduisent des analyses dynamiques linéaires et non linéaires dans le temps sur une série de 18 bâtiments 3D en béton armé de 6, 9 et 12 étages ayant des rapports de périodes T_x/T_y variant de 1.0 à 3.0. Pour ces analyses, les auteurs choisissent 11 paires d'accélérogrammes sélectionnés de sorte que leurs spectres d'accélération couvrent les périodes des structures analysées. Les objectifs visés par cette étude sont d'une part de scruter les méthodes de combinaisons préconisées par les codes parasismiques (SRSS et règle des 30%) et d'autre part d'examiner l'hypothèse d'indépendance des composantes horizontales du mouvement sismique au sens de Penzien et Watabe (1975). Les réponses considérées dans cette étude sont les déplacements des colonnes de coin du rez-de-chaussée ainsi que le déplacement latéral au sommet des bâtiments. Les auteurs précisent cependant que l'étude ne tient pas compte de l'interaction bi-axiale.

Les auteurs examinent le pourcentage activé (λ) de la réponse maximale dans la direction de l'axe fort au moment où la réponse dans la direction de l'axe faible est à son maximum (ce pourcentage λ correspondrait au pourcentage utilisé dans la règle des 30%). Les résultats des analyses dynamiques montrent que λ dépasse 30% et peut valoir dans certains cas 100%. Les valeurs de λ présentent une large dispersion dans toutes les analyses. La dispersion est cependant légèrement moindre dans les résultats des analyses élastiques (valeur moyenne de λ de 43% avec un maximum de 99%, un minimum de 2% et un écart-type de 25%) que dans les analyses inélastiques (valeur moyenne de λ de 46% avec un maximum de 99.9%, un minimum de 0.5% et un écart-type de 27%). Sur la base de ces résultats, les auteurs concluent que la règle de combinaison des 30% et la méthode SRSS ne sont pas appropriées. Par ailleurs, les valeurs élevées du facteur λ suggèrent qu'il y a une certaine corrélation entre les composantes

horizontales du mouvement sismique et qu'elle ne sont donc pas indépendantes tel que suggéré par Penzien et Watabe (1975). Enfin, ils proposent de remplacer la règle des 30% par une règle de combinaison des 45%.

Dans un souci de minimiser le volume de calcul de la méthode CQC3, Lopez et al. (2000) dérivent une équation qui a l'avantage de donner directement la valeur de la réponse critique sans avoir au préalable à déterminer l'angle critique d'attaque du mouvement sismique. L'équation qu'ils obtiennent est dérivée à partir des équations proposées par Smerby et Der Kiureghian (1985) et Menum et Der Kiureghian (1998) :

$$R_{cr} = R_{\max} = \left[(1 + \gamma^2) \left(\frac{R_X^2 + R_Y^2}{2} \right) + (1 - \gamma^2) \sqrt{\left(\frac{R_X^2 - R_Y^2}{2} \right)^2 + R_{XY}^2 + R_Z^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.23)$$

où γ est le rapport spectral S_2/S_1 , R_X et R_Y sont les réponses maximales dues au spectre S_1 appliqué selon la direction de l'axe X et ensuite selon la direction de l'axe Y , respectivement et R_Z est la réponse maximale due à la composante verticale du mouvement sismique définie par son spectre S_3 . Les réponses maximales R_X , R_Y et R_Z sont données par la méthode de combinaison modale CQC (Wilson et al. 1981) :

$$R_k^2 = \sum_i \sum_j \rho_{ij} R_{ki} R_{kj}; \quad (k = X, Y, Z) \quad (2.24)$$

R_{XY} est le terme mesurant la corrélation entre les réponses R_X et R_Y :

$$R_{xy} = \sum_i \sum_j \rho_{ij} R_{Xi} R_{Yj} \quad (2.25)$$

Dans les équations (2.24) et (2.25), ρ_{ij} représente le coefficient de corrélation.

Les auteurs procèdent à une étude paramétrique afin d'identifier les paramètres du mouvement sismique et de la structure ayant une influence importante sur la réponse critique ainsi que sur la variation de la réponse en fonction de l'angle d'attaque du mouvement sismique. L'étude permet d'établir que le rapport R_{cr}/R_{SRSS} , entre la réponse critique déterminée à l'aide de la méthode

proposée et la réponse SRSS, varie entre 1.0 et $[2/(1+\gamma^2)]^{1/2}$ lorsque les spectres considérés sont de même forme et fait ressortir entre autres que :

- Le rapport R_{cr}/R_{SRSS} dépend de trois paramètres : (a) le rapport spectral $\gamma = S_2/S_1$, (b) le coefficient de corrélation $\rho = R_{XY}/R_X R_Y$ et (c) le rapport des réponses R_Y/R_X .
- Le coefficient de corrélation ρ dépend des propriétés dynamiques de la structure (fréquence de vibration, amortissement, etc.).

L'angle d'attaque du mouvement sismique produisant la réponse maximale dépend : (a) des propriétés dynamique de la structure et (b) de la position des périodes naturelles de la structure dans le spectre considéré et de la forme de ce dernier.

Dans une étude similaire, Lopez et al. (2001) évaluent, dans un premier temps les règles de combinaisons existantes (règles des 30% et 40% et méthode SRSS) en les comparant à la méthode CQC3 donnée par l'équation (1.23). Les résultats de cette première partie de l'étude font ressortir les bornes limites suivantes :

- $0.79 R_{cr} \leq R_{SRSS} \leq 1.0 R_{cr}$
- $0.99 R_{cr} \leq R_{40\%} \leq 1.25 R_{cr}$
- $0.92 R_{cr} \leq R_{30\%} \leq 1.16 R_{cr}$

Les auteurs notent que ces résultats sont valables pour toute structure élastique, pour tout spectre et pour tout rapport spectral compris entre 0.5 et 0.85.

Dans la deuxième partie de l'étude, les auteurs appliquent les quatre méthodes à l'analyse de deux bâtiments symétriques d'un étage et 20 étages, respectivement et deux bâtiments asymétriques d'un étage et 9 étages, respectivement. L'analyse des résultats de cette étude de cas montre que la méthode SRSS sous-estime la réponse maximale de 16% alors que les règles de 30% et 40% surestiment la réponse maximale de 18%.

Salazar et al. (2004) explorent, à travers une étude analytique, l'effet combiné des composantes horizontales des séismes sur les structures métalliques du type *MRSF* (*Moment Resistant Steel Frames*). Les auteurs examinent la validité de la règle des 30% et de la méthode SRSS pour l'estimation des réponses combinées dues à l'action simultanée des composantes horizontales des séismes. L'étude est faite à l'aide d'analyses dynamiques transitoires élastiques et non linéaires sur 4 modèles de structures 3D ayant des caractéristiques dynamiques différentes (périodes

fondamentales de 0.21, 0.67, 1.15, 1.32 s selon la direction X et 0.34, 1.04, 1.61, 1.93s dans la direction Y, respectivement). Les structures sont soumises à un ensemble de 20 séismes ayant des périodes prédominantes variant de 0.11s à 2.20s.

Les réponses considérées dans cette étude sont le cisaillement total à la base et l'effort axial dans les colonnes situées au rez-de-chaussée. Les réponses, dans les directions X et Y (axes de référence des structures) sont calculées pour trois types de colonnes (suivant leur position dans le système structural) : (a) une colonne de coin, (b) une colonne périphérique intermédiaire et (c) une colonne intérieure. Les résultats de cette étude montrent que le pourcentage de la règle de combinaison dépend des périodes fondamentales de la structure, de la période prédominante du séisme, du type de réponse (cisaillement à la base ou effort axial) et du type d'élément (colonne de coin, intérieure ou intermédiaire) et qu'il peut atteindre des valeurs largement supérieures à 30%, notamment dans les analyses non linéaires. Les résultats montrent aussi que la règle des 30% et la méthode SRSS peuvent sous-estimer les réponses exactes et qu'elles ne sont, par conséquent, pas adéquates.

Les auteurs conduisent aussi une deuxième étude en adoptant une approche basée sur la loi des probabilités. Ils considèrent le pourcentage α de la règle de combinaison comme une variable aléatoire qui suit une loi Log-Normale et lui attribuent une faible probabilité de dépassement (10%). Sur la base des résultats de cette deuxième étude, les auteurs proposent un pourcentage de 50% et 40% pour l'estimation de l'effort axial et du cisaillement total à la base, respectivement.

Gao et al. (2004) présentent les résultats d'une étude de cas d'un pont caisson courbe à 3 travées continues. L'étude vise à comparer les réponses maximales du pont, à l'action simultanée des deux composantes horizontales du mouvement sismique, obtenues à l'aide des méthodes de combinaisons SRSS, CQC3 et des règles du pourcentage (30%, 40%) avec celles obtenues à l'aide d'une analyse élastique dynamique transitoire. Les réponses considérées dans cette étude sont les efforts tranchants et les moments fléchissants à la base des piles. Deux séismes sont utilisés pour les analyses dynamiques transitoires et spectrales : (a) Les composantes horizontales du séisme d'El-Centro (18 mai 1940) et leur spectre d'accélération, (b) un séisme artificiel calibré sur le spectre de calcul du code parasismique des ponts en vigueur en Chine.

Les résultats obtenus par la méthode CQC3 sont comparables à ceux obtenus par les analyses transitoires et ce, pour tous les angles d'attaque. Les règles du pourcentage (30%, 40%), par

contre, surestiment dans la plupart des cas la réponse maximale. Les auteurs notent, cependant, que la différence avec la réponse exacte est raisonnable. Pour cet exemple, l'angle d'attaque critique produisant la réponse maximale est voisin de 0° ou 90° . Cela explique la faible différence entre les résultats obtenus par la méthode SRSS et ceux obtenus par la méthode CQC3. Les auteurs proposent, sur la base des résultats de cette étude comparative, d'adopter la méthode CQC3 pour les ponts complexes et la méthode SRSS ou la règle du pourcentage pour les ponts simples. Pour cette dernière, ils ne formulent cependant aucune recommandation quant au pourcentage à utiliser (30% ou 40%).

Lorsque le dimensionnement ne dépend que d'un seul paramètre de calcul (ex. moment dans une poutre soumise à de la flexion simple), la réponse critique due à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique est unique et déterminée par combinaison des réponses maximales, obtenues dans chaque direction, par la méthode SRSS ou CQC3. Le problème se complique lorsque le dimensionnement dépend de plusieurs paramètres de calcul et de leur interaction, comme c'est le cas pour les piles et les colonnes de ponts qui doivent, en général, être dimensionnées pour résister à une combinaison de plusieurs paramètres de calcul : e.x., flexion bi-axiale et charge axiale (P, M_x, M_y), torsion et efforts tranchants (T, V_x, V_y). Dans ce cas, la réponse à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique est un ensemble de combinaisons (P, M_x, M_y) pouvant survenir simultanément. L'ensemble de ces combinaisons (points) décrit une ellipse dans le plan (cas de 2 paramètres de calcul) ou une ellipsoïde dans l'espace (cas de 3 paramètres et plus). Dans ce cas, l'identification de la réponse critique n'est possible que par superposition de l'ellipse ou l'ellipsoïde à la surface de rupture (diagramme d'interaction) de la section de la colonne. Par ailleurs, la réponse critique ne faisant pas intervenir nécessairement les réponses maximales dans chaque direction, l'utilisation de la méthode SRSS ou CQC3 conduirait à un surdimensionnement excessif des piles et des colonnes.

Gupta et Singh (1977) développent une méthode générale basée sur la théorie des vibrations aléatoires et tenant compte de la corrélation entre les composantes orthogonales du mouvement sismique. La méthode consiste à déterminer plusieurs points de l'ellipse de réponse. Bien que rigoureuse, la méthode proposée implique des calculs complexes et ardues. En effet, pour les besoins du design, un nombre important de points est nécessaire pour représenter adéquatement l'ellipse de réponse.

Leblond (1980) propose une version simplifiée de la méthode générale développée par Gupta et Singh (1977). En émettant l'hypothèse que les diagrammes d'interaction sont convexes, Leblond montre que l'ellipse de réponse peut être remplacée par un octogone de surface minimale parfaitement circonscrit à l'ellipse (les côtés de l'octogone étant tangents à l'ellipse). Dans un contexte de design, il suffirait donc de déterminer les huit couples de réponses correspondant aux sommets de l'octogone. Leblond démontre que la surface de l'octogone ainsi obtenue n'est que de 5% supérieure à celle de l'ellipse exacte.

Les méthodes proposées par Gupta et Singh (1977) et Leblond (1980) supposent que les composantes horizontales du mouvement sismique sont dirigées selon les axes principaux de la structure. Ces directions ne donnent pas systématiquement la combinaison de réponses la plus défavorable (Anastassiadis 1993). Il devient alors prudent de considérer toutes les directions possibles du mouvement sismique. Ceci a amené Menum et Der Kiureguian (2000a, 2000b) à proposer une nouvelle méthode générale qui consiste à déterminer une “*enveloppe suprême*” contenant l'ensemble des ellipses de réponse obtenues en faisant varier l'angle d'attaque du séisme. Les auteurs appliquent la méthode à une étude de cas sur un bâtiment régulier à 6 étages. Les résultats de l'étude montrent que la méthode prédit la réponse sismique exacte, obtenue par une analyse dynamique transitoire multiple, avec une grande précision. Les auteurs recommandent l'utilisation de “*l'enveloppe suprême*” lorsque la direction du mouvement sismique n'est pas connue à priori.

2.2 Résistance des colonnes à la flexion bi-axiale

L'effet multidirectionnel des séismes produit dans les piles et les colonnes des efforts de flexion autour de deux directions simultanément. Les sections de ces éléments se trouvent à être sollicitées en flexion bi-axiale. La résistance d'une section soumise à de la flexion bi-axiale combinée à un effort de compression est fonction de l'interaction de trois paramètres de calcul, soit : l'effort axiale P_n et les moments de flexion M_{nx} et M_{ny} autour des axes locaux x et y de la colonne, respectivement. Celle-ci est aussi équivalente à la résistance de cette même section soumise au même effort de compression P_n avec des excentricités e_x et e_y par rapport aux deux axes principaux de la section (Fig. 2.3).

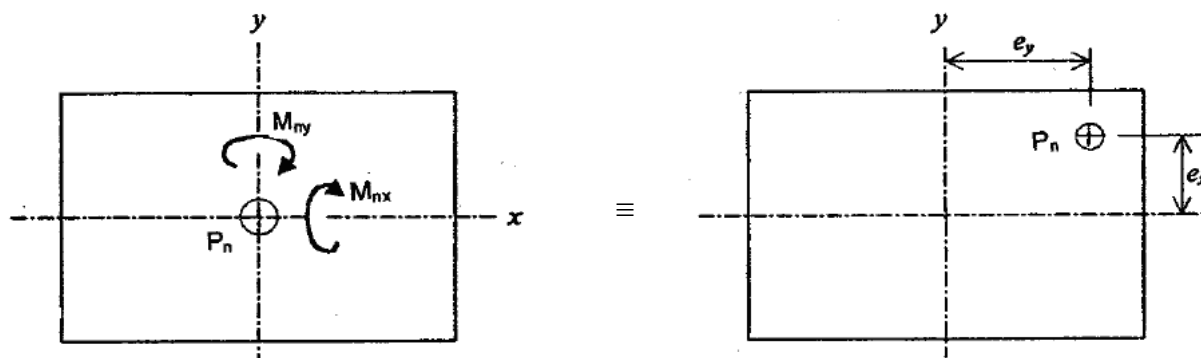
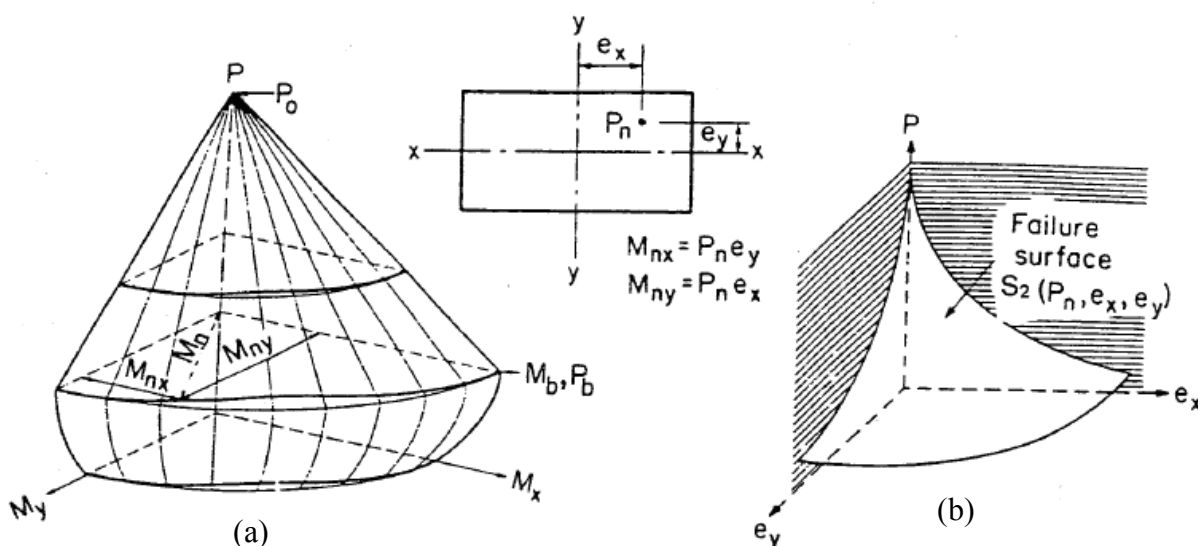


Figure 2.3 : Section soumise à une flexion bi-axiale.

(Tiré de PCA 1984)

L'ensemble des points définis par les combinaisons (P_n, M_{nx}, M_{ny}) , pouvant être résistés par la section, décrit dans "l'espace réponses" la surface de rupture. Cette surface de rupture, appelée aussi diagramme d'interaction, peut être représentée graphiquement en traçant la résistance axiale en fonction des moments fléchissants. On définit ainsi la surface de rupture $S_1(P_n, M_{nx}, M_{ny})$ montrée à la figure 2.4a. Une autre représentation de la surface de rupture $S_2(P_n, e_x, e_y)$ est obtenue en traçant la résistance axiale P_n en fonction des excentricités e_x et e_y (Fig. 2.4b).

Figure 2.4 : Surfaces de rupture dans "l'espace réponses" : (a) S_1 ; (b) S_2

(Tiré de PCA 1984)

La détermination de la résistance en flexion bi-axiale d'une colonne en béton armé n'est pas une tâche facile. La difficulté est principalement d'ordre mathématique. En effet, le calcul pour un niveau de charge axiale donnée nécessite plusieurs itérations faisant intervenir des calculs longs et laborieux. D'autre part, la forme de la surface de rupture est très complexe et ne permet pas une formulation analytique exacte simple. Cependant, des efforts considérables ont été réalisés afin de simplifier le problème et de développer des méthodes permettant d'approximer raisonnablement la résistance à la flexion bi-axiale des colonnes en béton armé.

Conformément au format adopté par l'ensemble des codes, la résistance à la flexion bi-axiale des piles et des colonnes en béton armé est exprimée en fonction des résistances uni-axiales sous forme d'équation d'interaction :

(a) lorsque la charge axiale appliquée $P \geq 0.1 f_c' A_g$

$$P_{rxy} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_o} \quad (2.26)$$

(b) lorsque la charge axiale appliquée $P < 0.1 f_c' A_g$

$$\frac{M_x}{M_{rx}} + \frac{M_y}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (2.27)$$

On présente dans ce qui suit une revue des méthodes qui sont à l'origine de ces deux équations d'interaction.

2.2.1 Méthode de la charge réciproque

Partant de la forme de la surface de rupture S_2 , Bresler (1960) dérive une troisième surface $S_3 (1/P_n, e_x, e_y)$ représentant l'inverse de la résistance bi-axiale $1/P_n$ en fonction des excentricités e_x et e_y (Fig. 2.5).

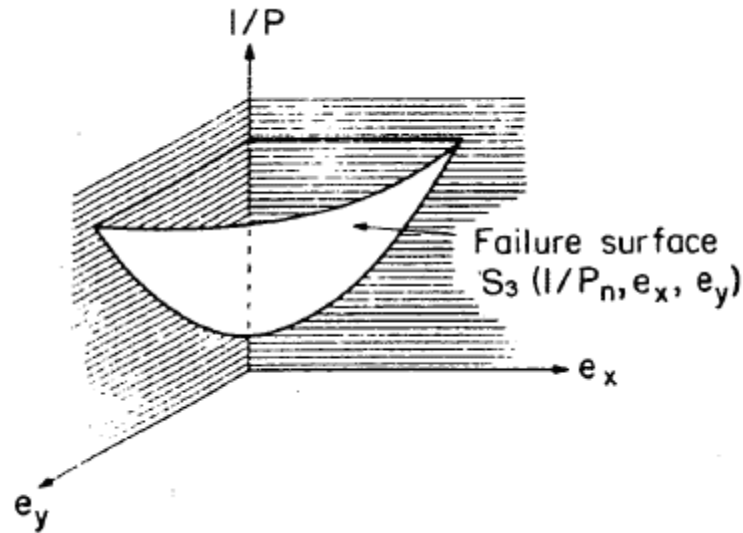


Figure 2.5: Représentation de la surface de rupture S_3

(Tiré de PCA 1984)

L'ordonnée I/P_n d'un point de la surface S_3 est approximé par l'ordonnée I/P'_n d'un point appartenant à un plan $S'_3 (I/P'_n, e_x, e_y)$ passant par les points $A (I/P_{oy}, e_x, 0)$, $B (I/P_{ox}, e_y, 0)$ et $C (I/P_o, 0, 0)$. P_o représente la résistance à la charge axiale centrée et P_{ox} et P_{oy} les résistances à la compression avec une excentricité uni-axiale e_y et e_x , respectivement (Fig. 2.6).

La surface de rupture S_3 est alors approximée par une infinité de plans S'_3 . Sur la base de cette approximation, Bresler dérive l'équation de la charge réciproque (Éq. 2.26) en posant :

$$\frac{1}{P_n} \approx \frac{1}{P'_n} \quad (2.28)$$

Des études expérimentales (Wang et Salmon 1998) démontrent que l'équation (2.26) donne une bonne approximation de la résistance lorsque la flexion ne gouverne pas le dimensionnement. Par conséquent, les codes recommandent son utilisation pour des niveaux de charges axiales au moins égales à 10% de la résistance axiale de la colonne $f'_c A_g$ (Voir Éq. 2.26), où f'_c et A_g

représentent la résistance spécifiée du béton à 28 jours et l'aire de la section de la colonne, respectivement.

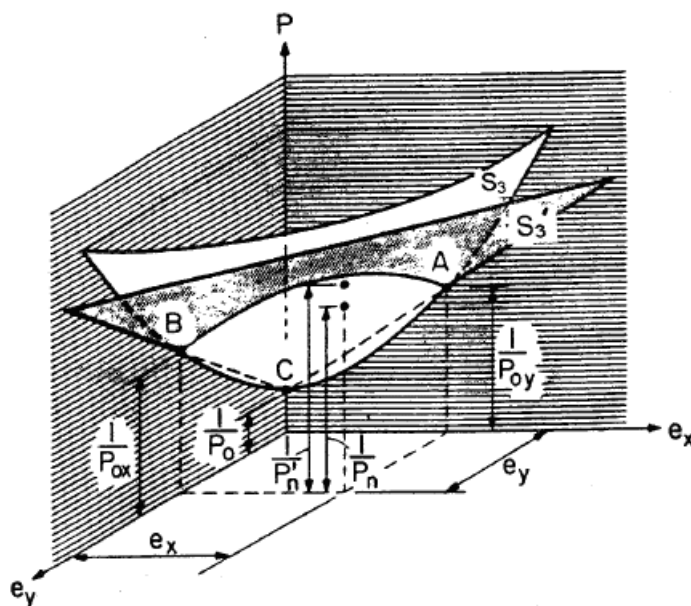


Figure 2.6 : Illustration de la méthode de la charge réciproque

(Tiré de PCA 1984)

2.2.2 Méthode des contours de charges

La méthode des contours de charges (Bresler 1960) est basée sur une approximation de la surface de rupture $S_I (P_n, M_{nx}, M_{ny})$ par un ensemble de courbes, appelées contours de charges et correspondant à des valeurs constantes de P_n (Fig. 2.7). Bresler propose une approximation de l'expression générale de ces contours de charges par une équation adimensionnelle de la forme :

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^\beta = 1.0 \quad (2.29)$$

avec :

M_{nx}, M_{ny} = moments résistants nominaux bi-axiaux

M_{nox}, M_{noy} = moments résistants uni-axiaux

α, β = paramètres qui dépendent de l'armature longitudinale et transversale, de l'enrobage, des dimensions de la section de la colonne et des propriétés des matériaux.

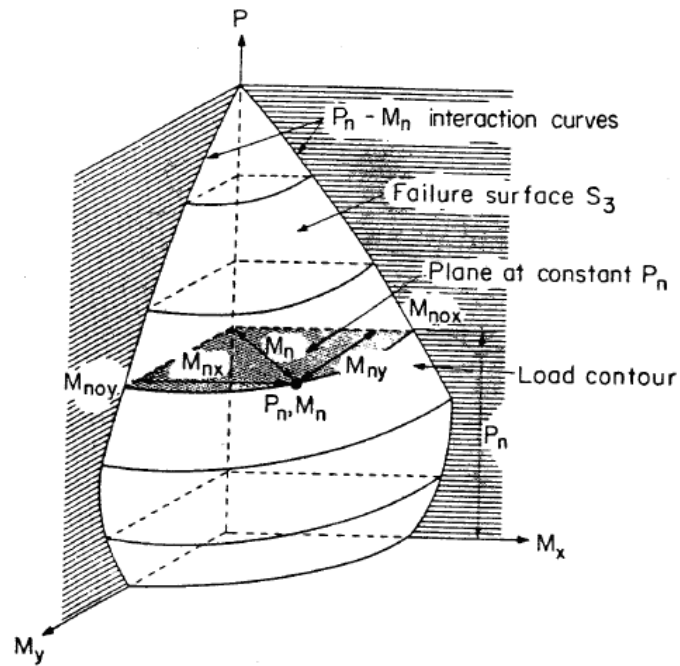


Figure 2.7 : Illustration de la méthode des contours de charge

(Tiré de PCA 1984)

Bresler apporta une simplification supplémentaire à l'équation (2.29) en posant $\alpha = \beta$, indiquant que celle-ci n'introduisait pas une grande erreur :

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nox}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{ny}}{M_{noy}} \right)^\alpha = 1.0 \quad (2.30)$$

Bresler montre que la valeur de α varie entre 1.15 et 1.55 et suggère d'adopter la valeur de 1.5 pour les sections carrées et rectangulaires ayant une armature longitudinale uniformément distribuée.

L'équation (2.30) peut être représentée sous forme graphique pour différentes valeurs de α , tel qu'illustré à la Figure 2.8. On peut remarquer que pour $\alpha = 1$, valeur adoptée par la plupart des codes (voir Éq. 2.27), l'équation d'interaction se réduit à une droite et est donc toujours conservatrice. Cependant, l'équation d'interaction linéaire conduit à un surdimensionnement excessif de la section lorsque la charge axiale appliquée est élevée. Son utilisation n'est donc recommandée que pour des niveaux de charge axiale inférieurs à 10% de la résistance axiale $f_c A_g$, tel que stipulé par les codes (Éq. 2.27).

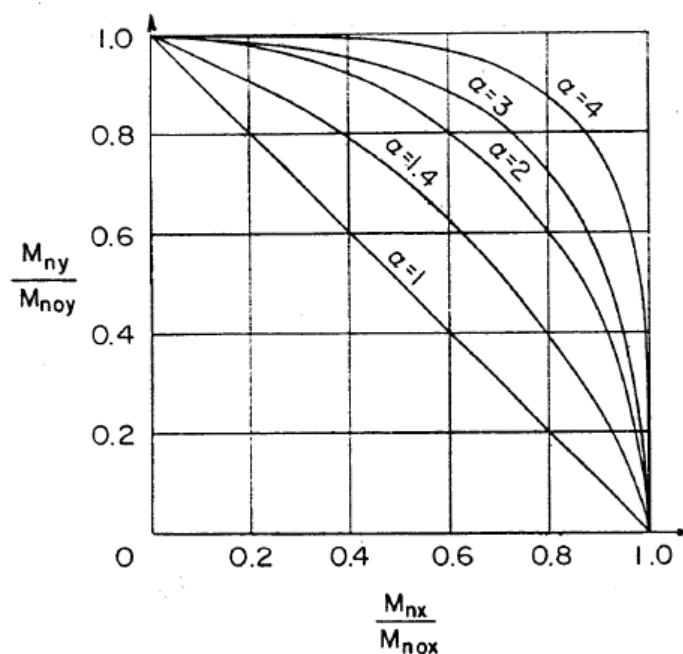


Figure 2.8: Illustration des courbes d'interaction

(Tiré de PCA 1984)

Outres les deux méthodes de Bresler, d'autres méthodes de calcul de la résistance des colonnes soumises à la flexion bi-axiale ont été proposées (Pannell 1963, Parme et al. 1966, Hsu 1988, Rodriguez et Aristizabal-Ochoa 1999, Hong 2000). Ces méthodes bien que plus rigoureuses, nécessitent des calculs complexes et ardues. Les équations d'interaction proposées par Bresler semblent par contre avoir le mérite d'être simples d'application et à la portée des ingénieurs de pratique. Par ailleurs, bien qu'elles soient approximatives, elles semblent être raisonnablement précises pour les besoins du calcul.

Il faut rappeler aussi que l'analyse des colonnes soumises à de la flexion bi-axiale peut se faire aisément à l'aide de logiciels commerciaux de calcul sophistiqués intégrant des méthodes rigoureuses basées sur la compatibilité des contraintes et des déformations (ex. PCACOL, CSICOL, spColumn).

2.3 Essais bidirectionnels des colonnes

Bien que les travaux expérimentaux sur le comportement des colonnes soumises à de la flexion bi-axiale soient nombreux, il n'y a, à la connaissance de l'auteur, aucun travail documenté portant sur la validation expérimentale de la règle de combinaison spatiale des composantes orthogonales des mouvements sismiques et du comportement sismique des colonnes de ponts comme conséquence directe de l'application de la règle des 30% prescrite par la majorité des codes parasismiques.

Les travaux expérimentaux sur le comportement bi-axial des colonnes se sont concentrées essentiellement sur : (a) le comportement en flexion, (b) le comportement en cisaillement, et (c) l'influence de l'historique et du patron du chargement bidirectionnel sur le comportement des colonnes. Les résultats de ces travaux démontrent notamment que le chargement bidirectionnel affecte de façon significative le comportement non linéaire des colonnes comparativement au chargement unidirectionnel (Mahin 1988). Plus particulièrement, les observations et les conclusions suivantes ont été rapportées :

- Les colonnes soumises à un chargement bidirectionnel subissent plus de dommages (fissuration et éclatement du béton, déformation de l'armature) et accusent une dégradation plus importante et plus rapide de la rigidité et de la résistance comparativement à des colonnes similaires mais soumises à un chargement unidirectionnel (Wong et al. 1993; Nakayama et al. 1996; Faella et al. 2000). Ces effets sont observés dans les deux directions principales des colonnes et sont attribuables au couplage important qui existe entre les directions transversales de flexion (Bousias et al. 1995).
- Le comportement bi-axial des colonnes dépend fortement de l'historique et du patron de chargement bidirectionnel appliqué aux spécimens (Maruyama et al. 1984; Bousias et al. 1995; Qiu et al. 2002). La forme du déplacement bidirectionnel et l'ordre séquentiel dans lequel les déplacements imposés sont appliqués ont été identifiés comme étant parmi les facteurs importants dans l'évaluation de la dégradation de la résistance. Des dommages plus

sévères ont été observés pour les spécimens soumis à un patron de chargement de type orbital carré ou rectangulaire (Maruyama et al. 1984; Qui et al. 2002). Cependant, la capacité de ductilité en déplacement ne semble pas être affectée par le type de patron du chargement, dans le cas de colonnes circulaires (Wong et al. 1993).

- À cause du caractère aléatoire des déplacements engendrés par les mouvements sismiques, Taylor et al. (1996) recommandent de simuler les déplacements bidirectionnels en les reproduisant par des analyses dynamiques transitoires non linéaires en utilisant des enregistrements sismiques.
- Dans le domaine non linéaire, les colonnes de section rectangulaire soumises à chargement bidirectionnel sont en mesure de maintenir leur résistance en flexion suivant l'axe fort mais peuvent perdre une grande partie de leur capacité suivant l'axe faible (Oliva et Clough 1987). Cette perte de capacité suivant l'axe faible peut entraîner une plus grande demande en ductilité (Zeris 1990). En conséquence, les colonnes conçues selon les prescriptions des normes pour les cadres ductiles peuvent résulter en des demandes de ductilité beaucoup plus importantes et des déformabilités moindres que celles prédites par analyses unidirectionnelles.
- Les effets du chargement bidirectionnel sont plus importants (en termes de dommages observés) dans les structures à courte période que dans celles à moyenne ou longue période (Zeris 1990).
- Les séquences d'application du chargement bidirectionnel ont un effet non négligeable sur la capacité en cisaillement des colonnes (Yoshimura et Tsumura 2000). Celle-ci subit une réduction substantielle notamment lorsque les déformations dans la direction orthogonale, causées par le chargement précédent, excèdent la limite élastique (Umehara et Jirsa 1984). Par ailleurs, un chargement axial de compression a pour effet d'accélérer la dégradation de la résistance en cisaillement et de réduire la capacité de dissipation d'énergie des colonnes soumises à un chargement bidirectionnel, comparativement à des colonnes similaires mais sans charges axiales (Maruyama et al. 1984).

La majorité des essais ont été conduits sur des spécimens ou des modèles réduits avec des colonnes de section carrée ou circulaire pour la plupart (Tab. 2.1). Des tests sur des spécimens de grande échelle et de section rectangulaire restent peu documentés.

Tableau 2.1: Spécimens utilisés dans les essais cités.

Auteur(s)	Année	Spécimen/modèle	Dimensions des colonnes (b×h×L mm)
Maruyama et al.	1984	Colonnes carrées	300 × 300 × 910
Umehara et Jirsa	1984	Colonnes carrées Colonnes rectangulaires	300 × 300 × 910 230 × 410 × 910
Oliva et al.	1987	Portique 2-étages Colonnes rectangulaires	146 × 216 × 2286
Wong et al.	1993	Colonnes circulaires	Ø 400 × L 800
Bousias et al.	1995	Colonnes carrées	250 × 250 × 1500
Nakayama et al.	1996	Bâtiment 1-étage Colonnes carrées	100 × 100 × 600
Yoshimura et Tsumura	2000	Colonnes carrées	350 × 350 × 700
Faella et al.	2000	Bâtiment 4-étages Colonnes rectangulaires	300 × 450 × 3000
Qiu et al.	2002	Colonnes carrées	200 × 200 × 900

2.4 Conclusions et critique de la revue de la littérature

L'étude de la revue de la littérature a permis de recenser quatre (4) méthodes de combinaison des composantes orthogonales du mouvement sismique : (a) la méthode SRSS, (b) la méthode CQC3, (c) la règle du pourcentage (30%, 40%), et (d) la méthode générale.

Les méthodes SRSS et CQC3 sont dédiées à l'estimation de la réponse critique lorsque le dimensionnement ne dépend que d'un seul paramètre de calcul. La méthode CQC3 est basée sur

des notions rigoureuses et semble être plus appropriée que la méthode SRSS. La règle du pourcentage et la méthode générale ont été développées spécifiquement pour déterminer la réponse critique des éléments dont le dimensionnement dépend de l'interaction de deux ou plusieurs paramètres de calcul. On reconnaît cependant à la méthode générale son caractère complexe. Basée sur les théories avancées de vibrations aléatoires, la méthode générale nécessite des calculs complexes et ardues qui sont hors de la pratique professionnelle courante de l'ingénieur. La règle du pourcentage, bien qu'approximative, présente l'avantage d'être simple d'application et directe.

L'analyse des travaux antérieurs permet, par ailleurs, d'énoncer les conclusions suivantes :

- La règle du pourcentage, pour le calcul des réponses critiques dues à l'action simultanée des composantes du mouvement sismique, est une règle approximative. Basée essentiellement sur une approche probabiliste, celle-ci s'appuie sur des hypothèses qui ne sont pas toujours vérifiées : absence de corrélation entre les composantes du mouvement sismique, orientation des axes principaux du mouvement sismique, spectres identiques dans les deux directions, surfaces de rupture convexes, etc.
- La recherche relative à la combinaison à adopter dans la règle du pourcentage ne semble pas être stabilisée à une valeur définitive. Les valeurs de pourcentage proposées varient de 20% à 50% selon les études.
- Le pourcentage de 30%, préconisé par la majorité des codes parasismiques, dans la règle du pourcentage ne tient compte ni des caractéristiques des structures ni des caractéristiques des séismes, bien que l'influence de ces paramètres sur la réponse critique soit établie et confirmée par les résultats de plusieurs travaux.
- La simplicité qui caractérise la règle des 30% semble être l'une des raisons principales de son adoption systématique par la majorité des codes parasismiques. Dans ce cas, un tel choix doit être appuyé par des études analytiques et expérimentales de validation et de fiabilité.
- Les études de validation, analytiques pour la plupart, se sont limitées au cas particulier où la réponse à l'action sismique est définie par un seul paramètre de calcul. Les résultats de ces études indiquent clairement que la règle des 30% peut sous-estimer la réponse

maximale, comparativement à la méthode CQC3 ou à la méthode dynamique transitoire. Les études de validation de la règle des 30% dans le domaine non linéaire, bien que peu nombreuses, démontrent pour leur part que le pourcentage peut dépasser 30% et atteindre des valeurs aussi élevées que 90%. Il est utile de rappeler que, dans le cas où un seul paramètre définit la réponse, la valeur critique est évidente puisque qu'elle correspond au maximum atteint au cours de la durée de l'excitation sismique.

- Les conclusions qui découlent de ces travaux de validation ne sont valables que pour les éléments dont la résistance est définie par un seul paramètre de calcul. Si elles démontrent hors de tout doute que la règle du pourcentage est inadéquate pour ce type d'éléments, ces conclusions ne peuvent pas être généralisées au cas des éléments, tels que les colonnes de ponts, dont la résistance est définie par l'interaction de plusieurs paramètres de calcul.
- Les colonnes et les piles de ponts sont, pour leur part, des éléments dont la réponse à l'action sismique dépend de la combinaison de plusieurs paramètres de calcul (M_x, M_y ; P, M_x, M_y ; P, V_x, V_y , etc.). Dans ce cas, la combinaison critique ne fait pas intervenir les valeurs maximales des paramètres dans chaque direction et sa détermination ne peut se faire sans l'association d'une surface de rupture.
- L'utilisation de la méthode SRSS ou de la méthode CQC3 conduirait à une surestimation excessive de la réponse, étant donné que ces méthodes font intervenir les valeurs maximales des paramètres. À cet égard, la règle des 30% semble plus appropriée puisqu'elle vise à approximer la réponse exacte (ellipse formée par les combinaisons de paramètres). Cependant, ce cas particulier n'a fait, à ce jour, l'objet d'aucune étude de validation.
- Malgré la nature non linéaire de la réponse de la majorité des structures à l'action sismique, il n'y a actuellement, à notre connaissance, aucune étude analytique ou expérimentale publiée portant sur les effets et les conséquences directs de l'application de la règle du pourcentage sur le comportement non-linéaire des colonnes et des piles de ponts soumises à de la flexion bi-axiale.
- La majorité des études de cas traitées dans les travaux précédents ont été appliquées à des bâtiments. Les études de cas faisant intervenir des ponts sont très peu documentées. De par leur particularité de construction, les ponts sont des structures présentant une grande

vulnérabilité à l'action sismique. Cette vulnérabilité est due principalement à leur système de résistance aux charges sismiques (pile unique ou piles multiples). Les ponts présentent, en général, moins de redondance que les structures de bâtiments. De ce fait, des études de cas faisant intervenir des ponts sont nécessaires afin de valider les méthodes de calcul développées.

CHAPITRE 3 ÉTUDES ANALYTIQUES ET EXPÉRIMENTALES

Ce chapitre fait la synthèse des trois articles présentés en annexes et présente les principaux résultats obtenus.

3.1 Études analytiques

Deux études analytiques ont été réalisées dans le cadre de ce projet de recherche.

La première étude ayant fait l'objet d'un premier article (Annexe A) visait d'une part à examiner la validité de la règle de combinaison des 30% des efforts dans les colonnes et les piles de ponts soumises à un mouvement sismique bidirectionnel, et d'autre part à identifier les caractéristiques des mouvements sismiques et des ponts pouvant avoir une influence importante sur la règle de combinaison. Cette étude consistait en deux séries d'analyses dynamiques élastiques temporelles multiples et spectrales sur un ensemble de neuf modèles de ponts réguliers présentant des caractéristiques géométriques différentes et soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels caractérisant les régions de l'Est et de l'Ouest du Canada. Dans cette étude seuls les effets dus aux composantes horizontales du mouvement sismique sont pris en considération. Les effets dus à la composante verticale du mouvement sismique sont généralement considérés pour les ponts situés au voisinage des failles actives (Imbsen 2006), ou sont implicitement pris en compte par les facteurs de pondération des charges mortes (CSA 2006). Les réponses sismiques critiques exactes, en termes d'interaction des moments fléchissants (M_x , M_y), calculée à la base des colonnes à l'aide de la méthode dynamique temporelle sont comparées aux réponses critiques estimées à l'aide de la méthode dynamique spectrale et de la méthode de combinaison des 30%. Dans cette partie de l'étude, les analyses dynamiques spectrales sont effectuées en appliquant les spectres d'accélération des composantes orthogonales des mouvements sismiques.

La deuxième étude analytique ayant fait l'objet du second article (Annexe B) fait état des résultats obtenus d'une série d'analyses dynamiques spectrales élastiques et d'analyses temporelles multiples élastiques et non linéaires. Dans cette partie du projet, le taux d'armature longitudinale requis est utilisé pour examiner l'effet de la règle du pourcentage sur la conception des colonnes de 14 modèles de ponts réguliers présentant des caractéristiques différentes et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest du Canada. Le taux d'armature requis calculé à l'aide d'analyses dynamiques temporelles multiples est comparé à celui estimé par des analyses

dynamiques spectrales pour différentes valeurs du coefficient α de la règle du pourcentage (Éq. 2.13). Le spectre de risque pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (Tab.3.1), récemment adopté par le CNBC 2005, a été utilisé dans les analyses dynamiques spectrales. Ceci reflète mieux le niveau actuel de protection fourni par les codes modernes contre l'effondrement des structures et résulte également en une marge plus uniforme contre l'effondrement dû à des événements sismiques importants mais rares qui pourraient survenir à travers le pays (Heidebrecht 2003). Par ailleurs, son adoption pour les ponts est actuellement envisagée pour les versions futures du code de ponts CSA S6. Les composantes orthogonales principales des mouvements sismiques sont au préalable calibrées sur ces spectres, tel que prescrit par les codes parasismiques. Les valeurs optimales pour la conception des colonnes de ponts sous l'effet de l'action simultanée des composantes orthogonales des mouvements sismiques sont déterminées par interpolation linéaire et une nouvelle règle de combinaison pour les ponts réguliers est proposée. La validité de cette règle est aussi examinée dans le domaine non linéaire.

Tableau 3.1: Spectres de conception pour un sol de classe C et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (CNBC 2005).

Période (s)	Région de l'Est (Montréal)	Région de l'Ouest (Vancouver)
0.1	0.65	0.80
0.15	0.71	0.95
0.2	0.69	0.96
0.3	0.50	0.84
0.4	0.39	0.74
0.5	0.34	0.66
1.0	0.14	0.34
2.0	0.048	0.18
4.0	0.024	0.09

3.1.1 Sélection et transformation des accélérogrammes

Bien que l'on dispose actuellement d'un grand nombre d'enregistrements de mouvements sismiques forts, leur distribution géographique n'est pas pour autant uniforme (Bommer et al. 2003). Alors que les enregistrements de séismes historiques aux États-Unis (notamment dans les régions côtières de la Californie) et au Japon sont abondants, leur nombre est plutôt limité dans d'autres régions considérées comme étant sismiquement actives. C'est le cas de l'Est et de l'Ouest du Canada, où l'on ne dispose que d'un nombre très limité d'enregistrement de mouvements sismiques forts. Pour palier au manque d'enregistrement de séismes naturels, on a généralement recouru aux séismes artificiels (accélérogrammes synthétiques) générés par calcul de sorte que leur spectre soit compatible au spectre de conception des codes parasismiques. Les séismes naturels et artificiels ont approximativement les mêmes amplitudes, contenu fréquentiel et durée. Par ailleurs, des études comparatives ont montrées que les effets engendrés par des séismes artificiels et naturels sont équivalents aussi bien dans le domaine élastique que dans le domaine non linéaire (ex., Turkstra et Tallin 1988; Greig et Atkinson 1993).

Deux sites sismiques ont été choisis dans le cadre de ce projet : Montréal au Québec, et Vancouver en Colombie-Britannique. Montréal et Vancouver sont les deux villes où le risque sismique est considéré le plus élevé parmi les grandes villes urbaines du Canada (Adams et al. 2002). D'autre part, Montréal et Vancouver sont respectivement représentatives de plusieurs villes de l'Est de l'Amérique du Nord (ex., Boston, New-York et Ottawa) et du Nord-Ouest du Pacifique (ex., Seattle, Portland et Victoria) situées dans des zones modérément actives.

(a) Sélection des accélérogrammes

La sélection des séismes pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest du Canada (Montréal et Vancouver) a été basée sur la déaggrégation du risque sismique pour chaque site en terme de scénario magnitude-distance hypocentrale (M-R) pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (Halchuk et Adams 2004). Les scénarios M-R prédominants retenues pour les villes de Montréal et Vancouver sont présentés au tableau 3.2.

Tableau 3.2: Scénarios M-R utilisés pour la sélection des séismes.

Ville	Probabilité de dépassement de 2% en 50 ans	
	M	R (km)
Montréal	6.0	30
	6.5	50
	7.0	70
Vancouver	6.5	30
	7.2	70

Deux ensembles d'enregistrements sismiques représentatifs des 2 sites ont été sélectionnés. Les 2 ensembles sont composés d'accélérogrammes provenant d'enregistrement de séismes historiques, et d'accélérogrammes artificiels fournis par Atkinson (2005). Les séismes sélectionnés pour atteindre les objectifs des Articles 1 et 2 (Annexes A et B) sont décrits dans les Tableaux 3.3 et 3.4 pour Montréal et Vancouver, respectivement.

Les conditions de site pour tous les séismes sélectionnés sont représentatives d'un sol de classe C, correspondant à un sol très dense ou roche tendre avec une vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_S des 30 premiers mètres comprise entre 360 et 760 m/s (NRCC 2005), à l'exception des séismes du Saguenay et de Nahanni qui ont été enregistrés sur de la roche dure (sol de classe A).

Tableau 3.3: Propriétés des séismes sélectionnés pour Montréal (Régions de l'Est).

Séisme	Date, Évènement	M_w	R (km)	Composante	PGA (g)	PGV (m/s)
SAG_CN1 SAG_CN2	25 nov. 1988, Saguenay	5.9	43	Chicoutimi Nord, N124 Chicoutimi Nord, N214	0.131 0.106	0.025 0.015
SAG_SA1 SAG_SA2	25 nov. 1988, Saguenay	5.9	64	Saint-André, NS 0° Saint-André, EO 270°	0.156 0.091	0.018 0.009
SAG_EB1 SAG_EB2	25 nov. 1988, Saguenay	5.9	90	Les Eboulements, NS 0° Les Eboulements, EO 270°	0.125 0.102	0.044 0.027
NHN_BC1 NHN_BC2	23 dec. 1985, Nahanni	6.5	24	Bettlement Creek-S3,N270° Bettlement Creek-S3,N360°	0.186 0.194	0.063 0.034
MTL_6301 MTL_6302	Artificiel, Montréal	6.0	30	Trial 2 Trial 3	0.444 0.399	0.128 0.122
MTL_65501 MTL_65502	Artificiel, Montréal	6.5	50	Trial 1 Trial 2	0.368 0.339	0.148 0.135
MTL_7701 MTL_7702	Artificiel, Montréal	7.0	70	Trial 1 Trial 3	0.271 0.308	0.134 0.129

Tableau 3.4 : Propriétés des séismes sélectionnés pour Vancouver (Régions de l'Ouest)

Séisme	Date, Évènement	M _w	R (km)	Composante	PGA (g)	PGV (m/s)
WN_PKC1	01 oct. 1987,	6.1	38	Pacoima-Kagel Can., EO 90°	0.158	0.077
WN_PKC2	Wattier-Narrows			Pacoima-Kagel Can., NS 0°	0.155	0.074
WW_OWHTL1	13 avr. 1949,	6.9	26	Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 86°	0.280	0.171
WW_OWHTL2	Western Wash.			Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 356°	0.165	0.214
PSW_OWHTL1	20 avr. 1965,	6.7	61	Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 266°	0.198	0.131
PSW_OWHTL2	Puget S. Wash.			Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 176°	0.137	0.081
MH_SYGA1	24 avr. 1984,	6.2	36	San Ysidro Gilroy #6, EO 90°	0.286	0.366
MH_SYGA2	Morgan Hill			San Ysidro Gilroy #6, NS 360°	0.219	0.113
N_CORR1	17 jan. 1994,	6.7	41	Castaic-Old Ridge Rte, EO 90°	0.568	0.515
N_CORR2	Northridge			Castaic-Old Ridge Rte, NS 360°	0.514	0.526
N_SPPV1	17 jan. 1994,	6.7	58	San Pedro Palos Verdes, EO 90°	0.095	0.064
N_SPPV2	Northridge			San Pedro Palos Verdes, NS 0°	0.101	0.055
LP_SFP1	17 sept. 1989,	7.0	98	San-Francisco-Presidio, EW90°	0.199	0.335
LP_SFP2	Loma Prieta			San-Francisco-Presidio, NS 0°	0.100	0.133
V_65301	Artificiel,	6.5	30	Trial 3	0.579	0.702
V_65302	Vancouver			Trial 4	0.387	0.309
V_72701	Artificiel,	7.2	70	Trial 1	0.247	0.297
V_72702	Vancouver			Trial 4	0.252	0.384

(b) Transformation des séismes du Saguenay et Nahanni

Une analyse dynamique d'un dépôt de sol de 30 m, au-dessus du roc sous-jacent, a été effectuée à l'aide du programme SHAKE2000 (Ordonez 2004). Cette analyse vise à transformer les signaux des enregistrements des séismes du Saguenay et de Nahanni pour les rendre représentatifs d'un sol de classe C. Le programme SHAKE2000 permet, par itérations

successives, d'évaluer raisonnablement la réponse sismique en champ libre pour un site en supposant que le sol s'étend infiniment dans la direction horizontale. La réponse en champ libre est alors associée à la propagation des ondes de cisaillement à travers un système viscoélastique linéaire composé de N couches de sol horizontales, homogènes et isotropes. Chaque couche de sol est caractérisée par son épaisseur h , sa densité ρ , son module de cisaillement G et son facteur d'amortissement critique β (Ordonez 2004).

Le dépôt de 30 m de sol a été modélisé par un système composé de dix (10) couches homogènes viscoélastiques identiques de 3 m d'épaisseur, tel qu'illustré à la Figure 3.1. Les modèles "Average sand" (Seed et Idriss 1970) et "Rock" (Schnabel 1973) ont été adoptés pour le dépôt de 30 m de sol et le roc sous-jacent, respectivement. Les accélérogrammes des séismes du Saguenay et de Nahanni ont été appliqués au roc sous-jacent et les accélérogrammes transformés en champ libre ont été calculés au niveau de la dernière couche du dépôt de sol.

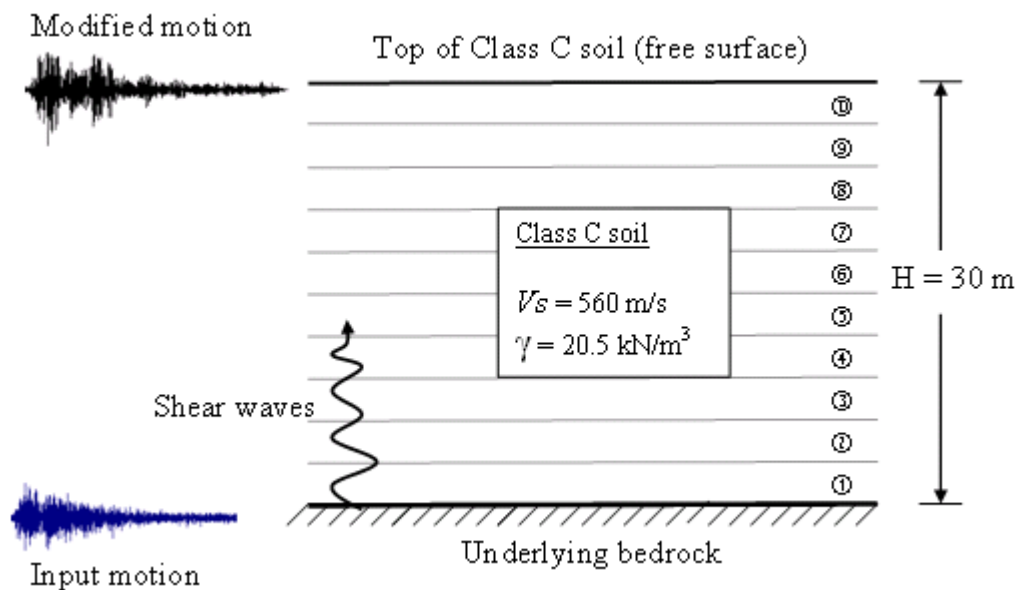


Figure 3.1 : Modèle utilisé pour la transformation des enregistrements des séismes de Saguenay et Nahanni.

(c) Transformation des composantes horizontales du mouvement sismique selon les directions principales

Les composantes horizontales orthogonales des mouvements sismiques présentent généralement un certain degré de corrélation. Le degré de corrélation entre les 2 composantes horizontales du mouvement sismique, $a_x(t)$ et $a_y(t)$, peut être évalué au moyen du coefficient de corrélation croisée $\rho(a_x, a_y)$ (Solnes 1997), donné par :

$$\rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^t a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^t a_x^2 dt \int_0^t a_y^2 dt}}; \quad -1 \leq \rho(a_x, a_y) \leq 1 \quad (3.1)$$

où t représente la durée totale du séisme. Lorsque le coefficient $\rho(a_x, a_y)$ prend la valeur 1 ou -1, les composantes a_x et a_y sont considérées parfaitement corrélées, alors qu'une valeur 0 du coefficient $\rho(a_x, a_y)$ indique que les 2 composantes a_x et a_y sont statistiquement indépendantes.

Penzien et Watabe (1975) ont cependant établi l'existence d'un système d'axe orthogonale, appelé directions principales, selon lequel le coefficient $\rho(a_x, a_y)$ tend vers zéro et que par conséquent les composantes horizontales des mouvements sismiques pouvaient être considérées statistiquement indépendantes. Ce système d'axe, initialement variable, devient stable et peut être considéré comme fixe durant la phase intense du mouvement sismique, avec son axe de mouvement fort ① orienté suivant la direction épacentrale (Fig. 3.2).

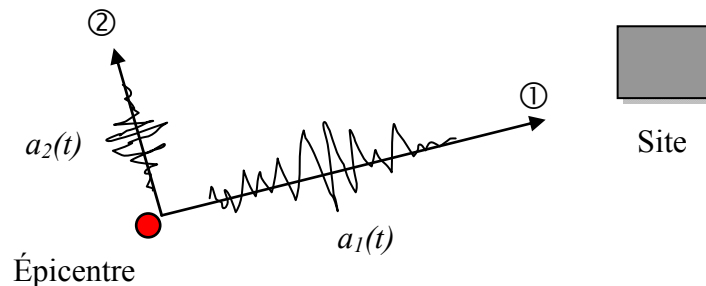


Figure 3.2 : Orientation du système d'axes principaux du mouvement sismique, selon Penzien et Watabe (1975).

L'orientation des directions principales des séismes historiques présentés dans les Tableaux 3.3 et 3.4 a été déterminée selon un processus de calcul de transformation orthogonale identique à celui permettant la transformation des contraintes (Penzien et Watabe 1975). L'orientation θ des directions principales, par rapport aux directions dans lesquelles les signaux sismiques ont été enregistrés, est atteinte lorsque la covariance est nulle. Les signaux sismiques ont été ensuite transformés selon les directions principales à l'aide de l'Équation 3.2.

$$\begin{pmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{pmatrix} \quad (3.2)$$

Dans l'Équation 3.2 $a_x(t)$ et $a_y(t)$ représentent les composantes horizontales enregistrées selon deux directions orthogonales arbitraires (x, y), et $a_1(t)$ et $a_2(t)$ sont les composantes orthogonales transformées selon les directions principales (1, 2).

Pour les séismes artificiels, quatre (4) réalisations statistiquement indépendantes (*trials*) ont été générées pour chaque scénario M-R (Atkinson 2005). Pour chaque scénario M-R, 2 réalisations simulant les 2 composantes principales orthogonales ont été retenues. Le choix des 2 réalisations a été basé sur l'analyse de l'intensité d'Arias (Arias 1970), tel que décrit plus en détail dans l'article 1 (Annexe A).

3.1.2 Modèles de ponts

Les règles de combinaison spatiales simples, telles que la règle du pourcentage (30%, 40%), sont susceptibles d'être utilisées dans le cadre d'une analyse dynamique spectrale pour la conception de structures de ponts réguliers. Les codes de ponts (CSA 2006; AASHTO 2009) définissent généralement un pont régulier comme étant un pont ne comportant pas plus de six travées et ne présentant pas de variations brusques ou importantes de poids, de rigidité ou de géométrie d'une travée à l'autre. Tout pont ne rencontrant pas ces critères est classé dans la catégorie des ponts irréguliers.

Un total de 23 modèles de ponts réguliers générés à partir de prototypes de ponts en béton armé fournis par le ministère des Transports du Québec (MTQ) ont été utilisés pour ce projet. Une première série constituée de 9 modèles de ponts utilisés pour la première partie du projet (Article 1), consiste typiquement en des ponts continus à 2 travées (droits, en biais et courbes) reposant sur un système de piles centrales de 8 m de haut et 2 culées et ayant différentes caractéristiques géométriques. La deuxième série de ponts utilisés dans la deuxième partie du projet (Article 2) comprend quant à elle un ensemble de 14 modèles de ponts réguliers à 2 et plusieurs travées reposant sur des systèmes de piles à colonne unique et colonnes multiples à hauteurs variables. Les modèles de ponts réguliers utilisés sont représentatifs d'un grand nombre de ponts rencontrés dans les réseaux routiers de l'est et de l'ouest du Canada. La description, les caractéristiques géométriques ainsi que les périodes fondamentales longitudinale et transversale des modèles de ponts utilisés dans le cadre de ce projet sont détaillées dans les articles 1 et 2 (Annexes A et B).

3.1.3 Modélisation des ponts

(a) Analyses dynamiques élastiques (Articles 1 et 2)

Les analyses dynamiques élastiques ont été effectuées à l'aide du logiciel SAP2000 (CSI 2005). Dans la modélisation des ponts, les tabliers sont supposés demeurés élastiques et les rigidités dans le plan non fissurées en flexion (EI_g) et en cisaillement ($5/6 GA_g$) ont été utilisées. Pour, les colonnes, les propriétés effectives ont été utilisées pour tenir compte de la fissuration, soit : $0.5EI_g$ et $0.5(5/6) GA_g$ pour les rigidités en flexion et en cisaillement dans la direction faible des colonnes. Dans la direction forte des colonnes, où une fissuration moindre est anticipée, on a utilisé $0.7EI_g$ et $0.7(5/6) GA_g$. E , I_g , G , et A_g sont respectivement, le module d'élasticité du béton, le moment d'inertie, le module de cisaillement et l'aire de la section brute de la colonne. Les analyses ont été effectuées en supposant un coefficient d'amortissement critique constant de 5% pour tous les modes considérés.

(b) Analyses dynamiques temporelles non linéaires (Article 2)

Les analyses dynamiques non linéaires ont été effectuées à l'aide de la plateforme OpenSees (Mazzoni et al. 2006). Les colonnes de ponts ont été modélisées par 3 éléments non linéaires poutre-colonne 3D avec 5 points d'intégration chacun. L'enrobage de béton non confiné, le béton

confiné et l'armature ont été modélisés par des éléments fibres (Fig. 3.3) en attribuant la loi de comportement contrainte-déformation de Todeschini et al. (1964) au béton non confiné et celle de Mander et al. (1988) au béton confiné. Le modèle de comportement non linéaire de Giuffrè-Menegoto-Pinto (Mazonni et al. 2006) a été adopté pour les fibres d'armature. Par ailleurs, les résistances probables du béton ($f'_c = 44.1 \text{ MPa}$) et de l'armature ($f_y = 455 \text{ MPa}$) ont été utilisées. Ces dernières ont été calculées en supposant un rapport de résistance probable sur résistance spécifiée de 1.26 et 1.14 pour le béton et l'armature, respectivement (Novack et Szerszen 2003). Les tabliers des ponts ont été modélisés par des éléments élastiques poutre-colonne.

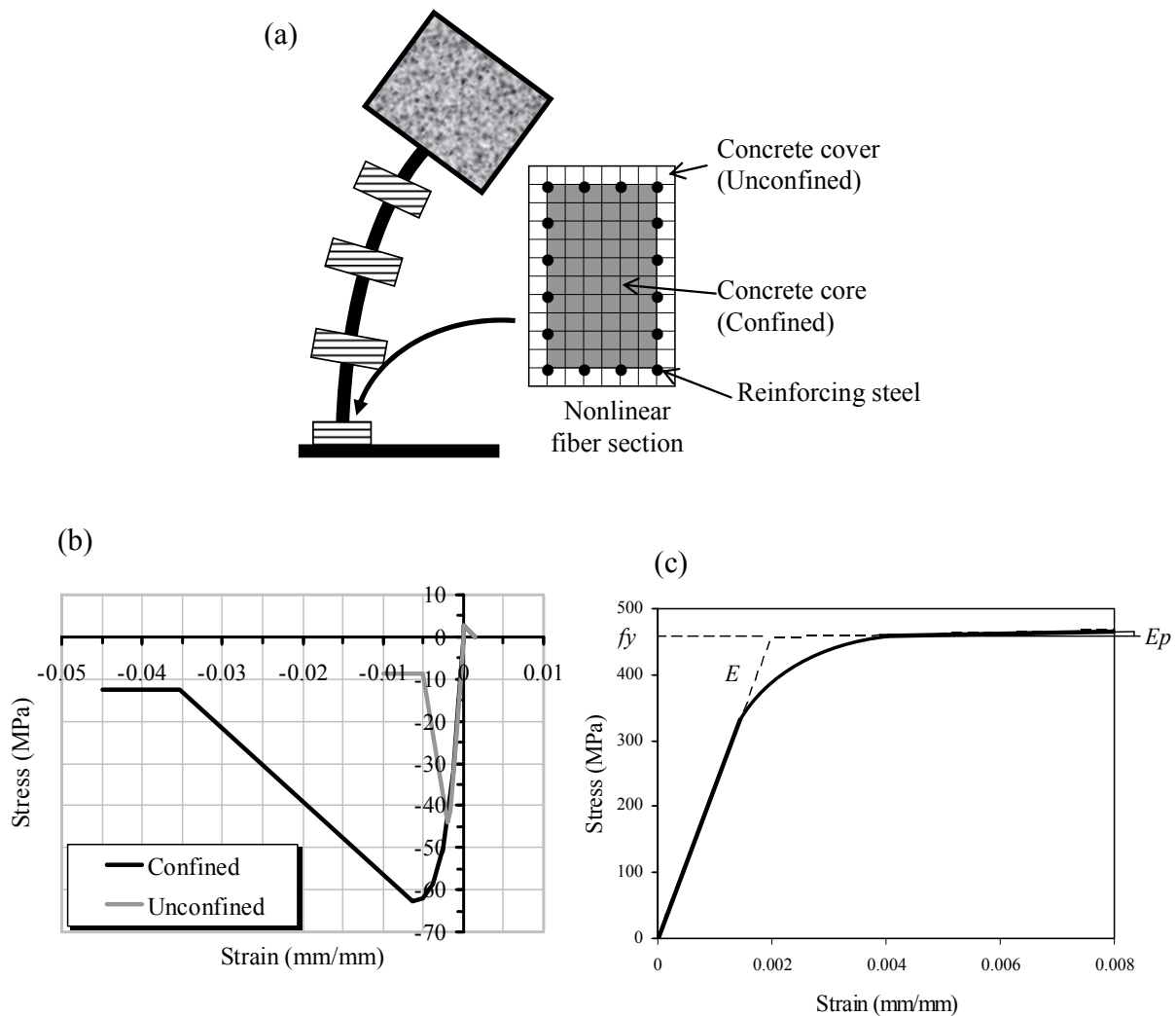


Figure 3.3 : Modélisation des colonnes : (a) éléments fibres; (b) Loi de comportement des fibres de béton; (c) Loi de comportement des fibres d'armature.

3.2 Étude expérimentale

3.2.1 Conception des prototypes et spécimens testés

Le Tableau 3.5 présente les Spécimens de colonnes rectangulaires conçues et testées dans le cadre de la troisième partie ce projet pour rencontrer les objectifs décrits dans le troisième article (Annexe C). Les quatre Spécimens testés, S1, S2, S3 et S4 sont des modèles réduits à l'échelle 1:0.5 des Prototypes de colonnes des ponts BPRU, ponts biais avec pile rectangulaire unique (Fig. 3.4), étudiés dans la deuxième partie du projet (Article 2, annexe B). Les Spécimens S1 et S2 sont représentatifs des Prototypes P1 et P2 conçus pour la région de Montréal (Est du Canada), alors que les Spécimens S3 et S4 sont représentatifs des Prototypes P3 et P4 conçus pour la région de Vancouver (Ouest du Canada). Les Prototypes P1 à P4 ont été conçus selon les exigences parasismiques du CSA S6, à l'exception du taux d'armature minimum de 0.8% prescrit par le Code de ponts (CSA 2006). Cette exigence a été intentionnellement omise dans le cas des Prototypes P1 et P2 afin d'étudier le comportement sismique des colonnes rectangulaires de ponts contenant un faible taux d'armature longitudinale. L'armature longitudinale requise a été déterminée pour la combinaison d'efforts (P, M_x, M_y) la plus critique, P étant la charge axiale, et (M_x, M_y) la réponse bi-axiale \bar{R} déterminée par analyses spectrales et donnée par l'équation 2.13, avec $\alpha = 0$ et 0.3 pour les prototypes P1 et P2, et $\alpha = 0$ et 0.4 pour les prototypes P3 et P4, respectivement. L'armature longitudinale prévue a été uniformément répartie sur les quatre faces de la section des colonnes avec un espacement maximum c/c de 200 mm, tel que stipulé par le CSA S6. Étant donné cette exigence d'espacement et la géométrie de la section, la résistance pondérée des colonnes excédait la résistance pondérée requise de 39%, 36%, 30% et 23% pour les Prototypes P1 à P4, respectivement.

Selon le CSA S6, la zone de rotule plastique L_p s'étend de la base de la colonne jusqu'à une hauteur de 2400 mm, soit la plus grande des valeurs suivantes : (a) 450 mm, (b) 1/6 de la hauteur de la colonne (1000 mm pour les Prototypes étudiés), et (c) la plus grande dimension de la section de la colonne (2400 mm pour les Prototypes étudiés). L'armature transversale de confinement dans la zone de rotule plastique L_p a été déterminée et disposée selon les exigences de confinement du CSA S6. L'aire totale d'armature transversale de confinement requise A_{sh} est la plus élevée de :

$$A_{sh} = 0.30 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (3.3)$$

$$A_{sh} = 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right], \text{ où } \left[0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \geq 1.0 \quad (3.4)$$

où s est l'espacement vertical de l'armature transversale, h_c est la dimension de la section perpendiculaire aux barres transversales mesurée jusqu'à l'extérieur des cadres périphériques, A_c est l'aire du noyau de béton, A_g est l'aire de la section brute, P_f est la charge axiale pondérée maximale, f'_c est la résistance spécifiée du béton à 28 jours, f_y est la limite élastique de l'armature transversale et $\phi_c = 0.75$. Par ailleurs, l'espacement maximal s ne doit pas dépasser : (a) 0.25 fois la dimension minimale de la section, (b) 6 fois le diamètre des barres longitudinales et (c) 150 mm. Les résultats du dimensionnement des Prototypes P1 à P4 sont résumés dans le Tableau 3.5.

Les spécimens S1 à S4 ont été conçus selon la théorie des similitudes pour les modèles réduits (Harris et Sabnis 1999). Le facteur d'échelle $S_L = 2.0$ a été sélectionné sur la base de la capacité des équipements et des espaces disponibles dans le laboratoire. Ce facteur d'échelle ainsi que l'utilisation de barres impériales ont permis de reproduire exactement le nombre, l'aire et la disposition de l'armature longitudinale et transversale des Prototypes (Tab. 3.5). Les quatre spécimens S1 à S4 ont une hauteur de 3 m et une section rectangulaire de 600×1200 mm. La différence entre les Spécimens est le taux d'armature requis résultant de la règle de combinaison utilisée pour la détermination de la demande sismique bidirectionnelle, tel que montré au Tableau 3.5. Les détails de l'armature des quatre spécimens testés sont illustrés à la Figure 3.5.

3.2.2 Propriétés des matériaux et instrumentation des spécimens

La résistance spécifiée à la compression du béton utilisé pour la construction des spécimens est de 35 MPa. Un total de 36 cylindres de béton a été testé afin de déterminer les propriétés du béton. Pour chaque spécimen, 3 cylindres ont été testés à 7, 28 jours, et le jour de l'essai.

Tableau 3.5 : Résultats du dimensionnement des Prototypes et des Spécimens.

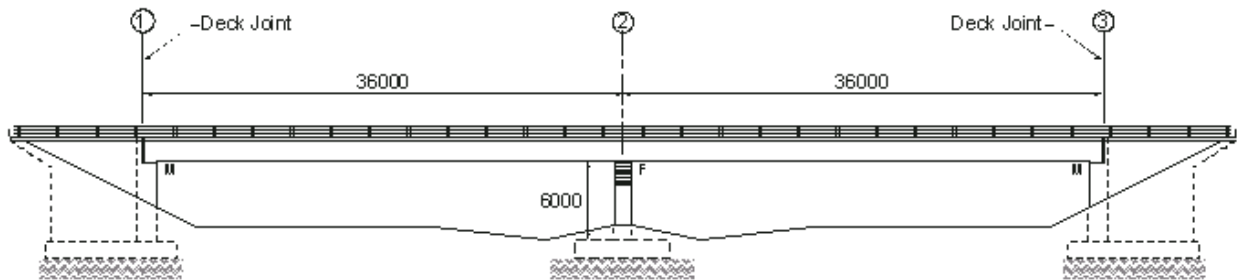
Colonnes	P1/S1	P2/S2	P3/S3	P4/S4
Règle de combinaison	100%-0%	100%-30%	100%-0%	100%-40%
<i>Prototypes</i>				
ρ_l (%) requis	0.41	0.57	0.97	1.61
Barres long. [†]	42 - #6	32 - #8	34 - #10	32 - #14
Armature transv. ^{††}	#6 @ 90 mm	#6 @ 90 mm	#6 @ 80 mm	#6 @ 90 mm
<i>Spécimens</i>				
ρ_l (%) prévu	0.41	0.57	0.94	1.72
Barres long. [†]	42 - #3	32 - #4	34 - #5	32 - #7
Armature transv. ^{††}	#3 @ 45	#3 @ 45 mm	#3 @ 40 mm	#3 @ 45 mm

[†] Armature distribuée uniformément sur les 4 faces de la section de la colonne (#3: A = 71 mm²; #4: A = 129 mm²; #5: A = 199 mm²; #6: A = 284 mm²; #7: A = 387 mm²; #8: A = 510 mm²; #10: A = 819 mm²; #14: A = 1450 mm²).

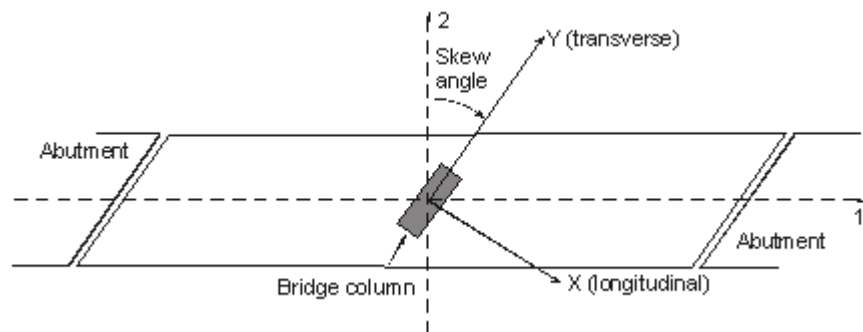
^{††} Espacement de l'armature transversale dans la zone de rotule plastique.

Six coupons de chaque diamètre des barres utilisées ont été aussi testés pour en déterminer les propriétés mécaniques. Les résultats obtenus sont présentés aux Tableaux 3.6 et 3.7. Malgré la faible résistance à la compression du béton du spécimen S3 (voir Tab. 3.5), il a été décidé tout de même de procéder à l'essai. Il a été jugé, étant donné le niveau de charge axiale appliquée (voir Tab. 3.5), que cela ne devrait pas affecter le comportement sismique global du spécimen S3.

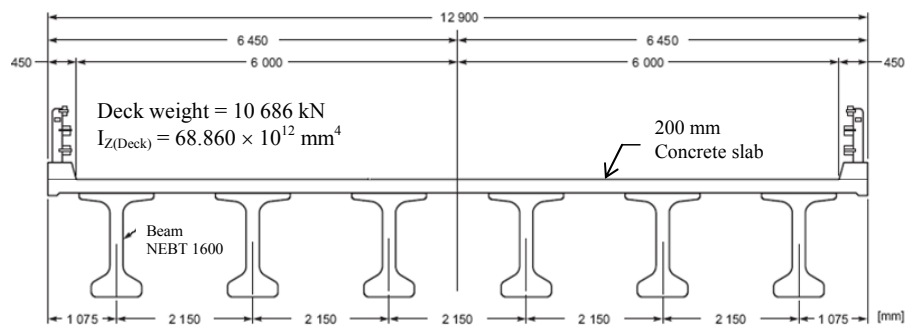
Les spécimens ont été instrumentés à l'aide jauges de déformations, de LVDT's et de cellules de charges afin de faire un suivi complet du comportement sismique des colonnes jusqu'à la rupture. Les détails de l'instrumentation des spécimens sont présentés dans l'article 3 (Annexe C).



(a) Coupe longitudinale du pont



(b) Vue en plan du pont



(c) Coupe transversale du tablier

Figure 3.4 : Détails du prototype BPRU.

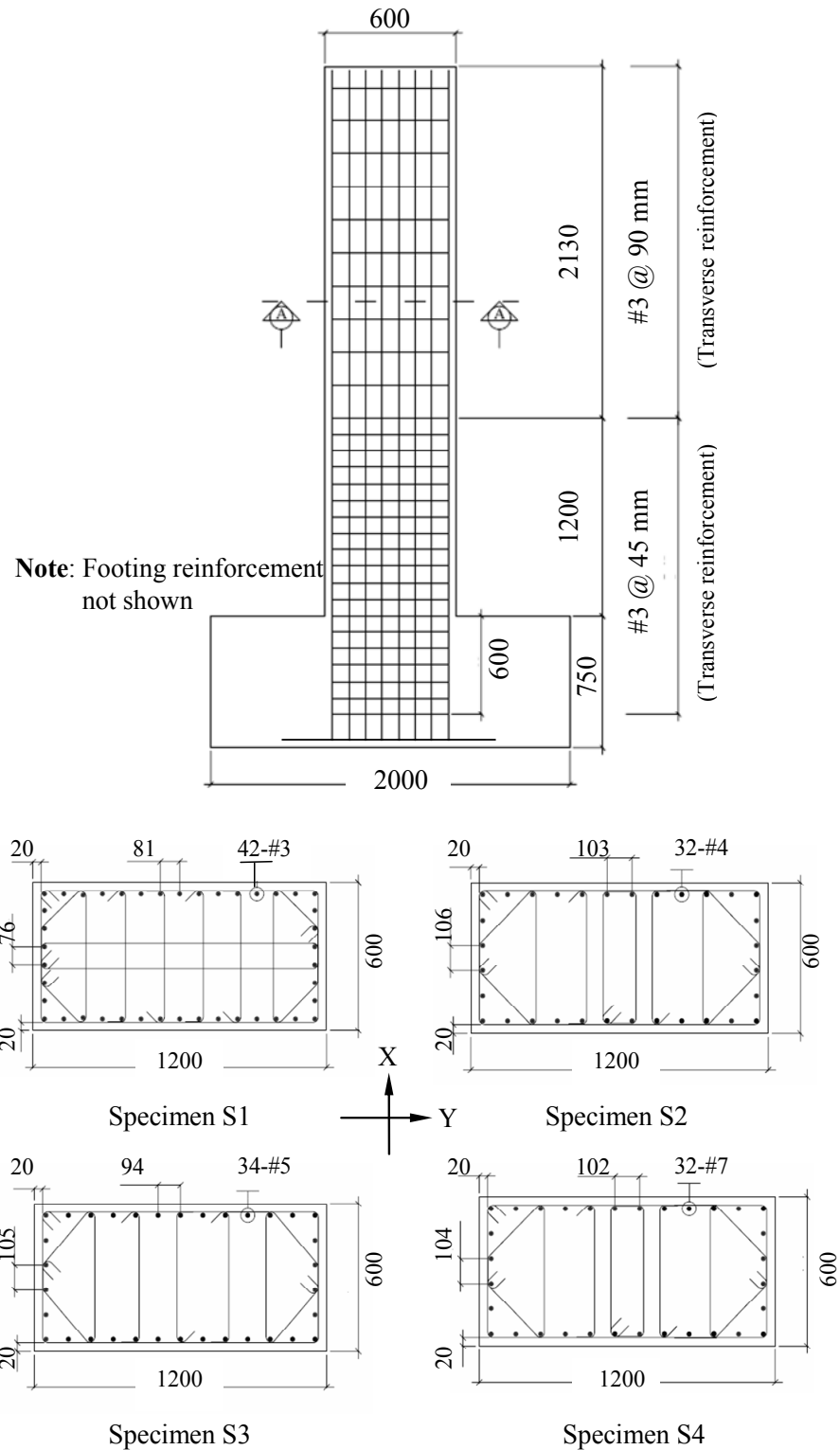


Figure 3.5 : Détails de disposition de l'armature longitudinale et transversale des spécimens testés (dimensions en mm).

Tableau 3.6 : Résistances moyennes à la compression du béton (MPa).

Cylindres	Spécimen S1	Spécimen S2	Spécimen S3	Spécimen S4
À 7 jours	26.6	26.6	9.0	30.7
À 28 jours	42.7	42.7	17.3	39.4
Jour de l'essai	46.5	43.2	23.4	41.1

Tableau 3.7 : Propriétés mécaniques moyennes des barres d'armature.

Barre [*]	Limite élastique f_y (MPa)	Résistance ultime f_u (MPa)	Déformation ultime ϵ_u (MPa)
# 3	433	568	0.12
# 4	476	610	0.11
# 5	451	629	0.18
# 7	456	639	0.19

* #3 = 9.5 mm; #4 = 12.7 mm; #5 = 15.9 mm; #7 = 22.2 mm.

3.2.3 Banc d'essai et protocole de chargement

Les essais ont été réalisés dans le laboratoire de structures “Hydro-Québec” à l’École Polytechnique de Montréal. Les spécimens ont été soumis à une charge axiale constante et à un déplacement latéral cyclique bidirectionnel à l’aide d’un ensemble de 5 vérins hydrauliques à haute performance. Dans un premier temps, une charge axiale de 1566 kN a été appliquée graduellement aux spécimens à l’aide de 2 vérins verticaux de 1000 kN chacun reliés à un châssis de poutres métalliques articulées et à la dalle d’essai. Les spécimens ont été ensuite soumis à un déplacement latéral cyclique bidirectionnel simultanément dans les deux directions orthogonales,

tout en maintenant la charge axiale constante. Les déplacements imposés ont été appliqués à l'aide de 3 vérins horizontaux reliés au mur de réaction en L : 2 vérins de 500 kN dans la direction de l'axe faible des spécimens et un vérin de 1500 kN dans la direction de l'axe fort des spécimens. Une vue d'ensemble du banc d'essai est montrée à la figure 3.6 et le montage est décrit plus en détail dans l'Article 3.

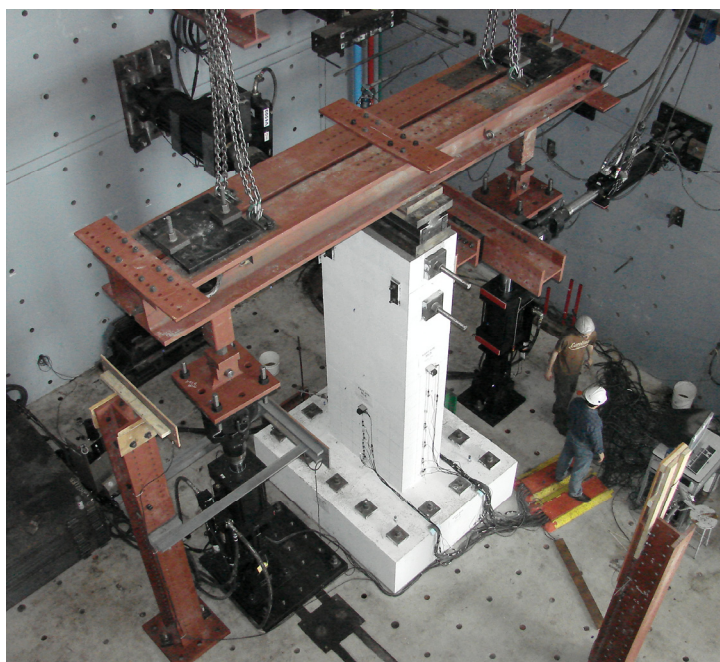


Figure 3.6 : Vue d'ensemble du banc d'essai.

Un protocole de chargement cyclique bidirectionnel a été spécifiquement développé pour les besoins de ces essais. Le protocole de chargement, sous forme de déplacements imposés, a été développé sur la base des résultats des analyses dynamiques transitoires non linéaires effectuées sur les prototypes de ponts soumis aux mouvements sismiques bidirectionnels de l'Est et de l'Ouest du Canada (Article 2). Les résultats de ces analyses ont montré que, sous l'effet des mouvements sismiques bidirectionnels de l'Est et l'Ouest du Canada, le tablier des ponts étudiés avait tendance à suivre une orbite de forme “*papillon*”, notamment durant la phase intense du séisme (Fig. 3.7). Ce type d'orbite (Fig. 3.8), bien que différent de ceux généralement suggérés (Shen et al. 2004) et utilisés dans les essais bidirectionnels recensés dans la littérature (Maruyama

et al. 1984; Wong et al. 1993; Bousias et al. 1995; Taylor et al. 1996; Qiu et al. 2002), a été adopté dans le but de reproduire en laboratoire d'une manière simple mais aussi fidèle que possible les déplacements moyens subis par les colonnes des ponts étudiés.

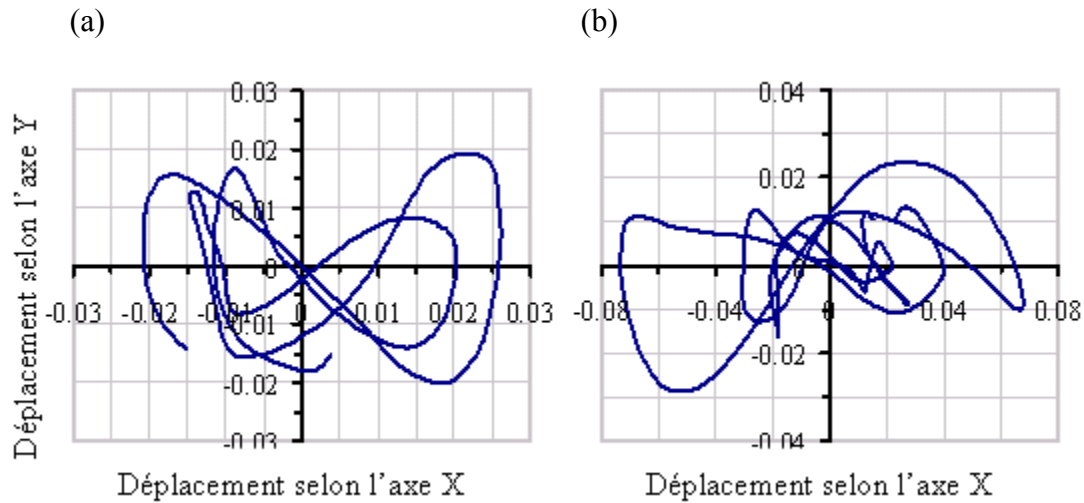


Figure 3.7 : Exemples de déplacement orbital à la tête des colonnes des prototypes durant la phase intense du mouvement sismique : (a) Pont P1 sous SAG_CN (Est); (b) Pont P1 sous WW_OWHTL.

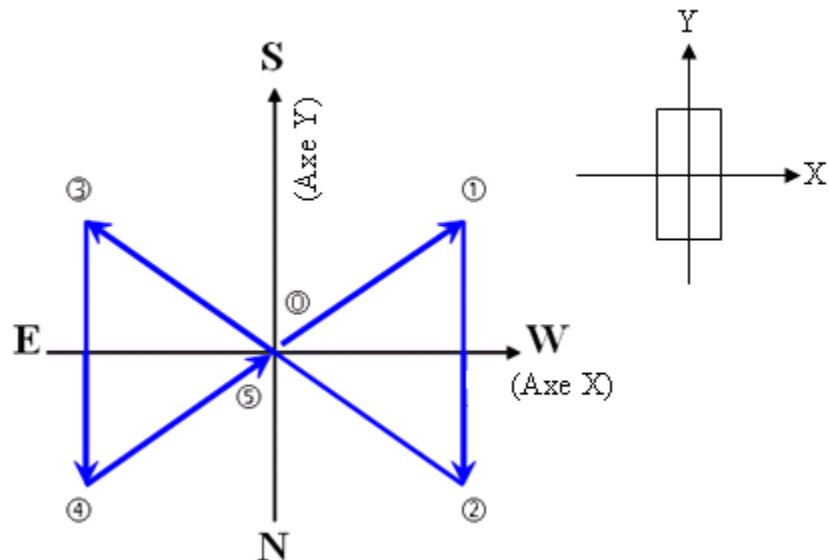


Figure 3.8 : Forme simplifiée du déplacement orbital adopté et imposé aux spécimens testés.

Deux protocoles de chargement avec des amplitudes de déplacements croissants ont été générés à partir des historiques des déplacements orbitaux des prototypes de ponts (Article 2). Le premier protocole (Fig. 3.9) représentatif des mouvements sismiques de l'Est du Canada a été appliqué aux spécimens S1 et S2, alors que le second (Fig. 3.10), représentatif des mouvements sismiques de l'Ouest du Canada a été appliqué aux spécimens S3 et S4. Chaque protocole est composé de 2 séquences de chargement cyclique basées respectivement sur : (a) la demande en déplacement imposée par des séismes modérés anticipés dans les deux régions considérées, et (b) la demande en déplacement imposée par des séismes importants ayant une intensité deux fois supérieure à celle des séismes anticipés dans ces mêmes régions. La deuxième séquence de chargement a été appliquée pour étudier le comportement sismique des spécimens au-delà de la demande sismique jusqu'à la rupture.

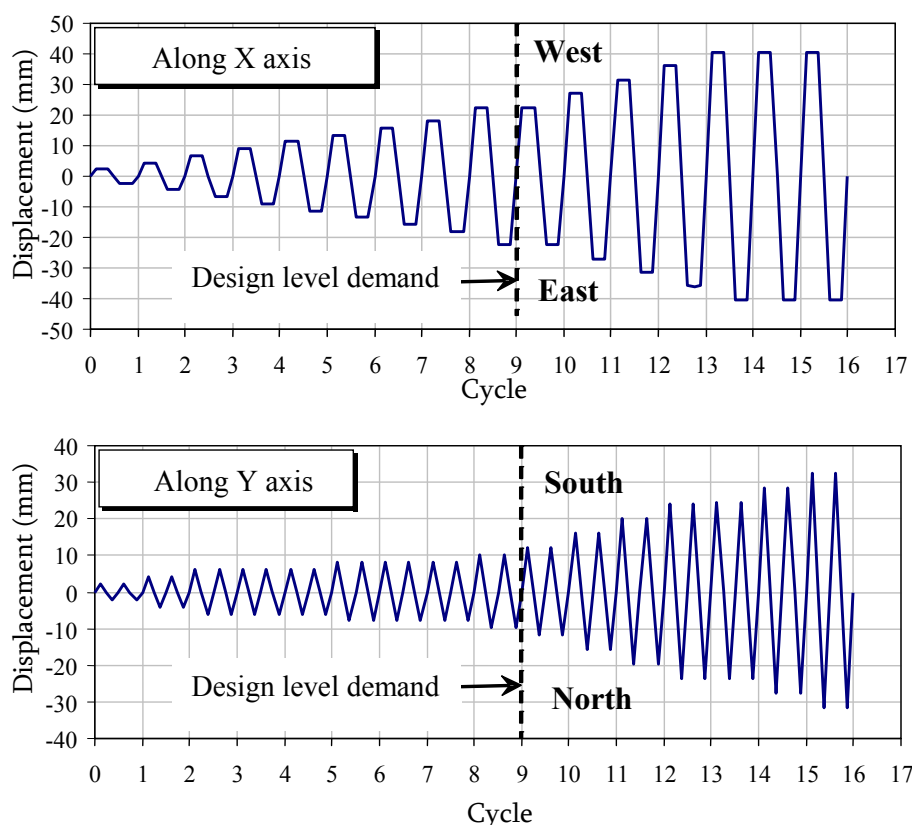


Figure 3.9 : Protocole de chargement bidirectionnel appliqué aux Spécimens S1 et S2 (Région de l'Est du Canada).

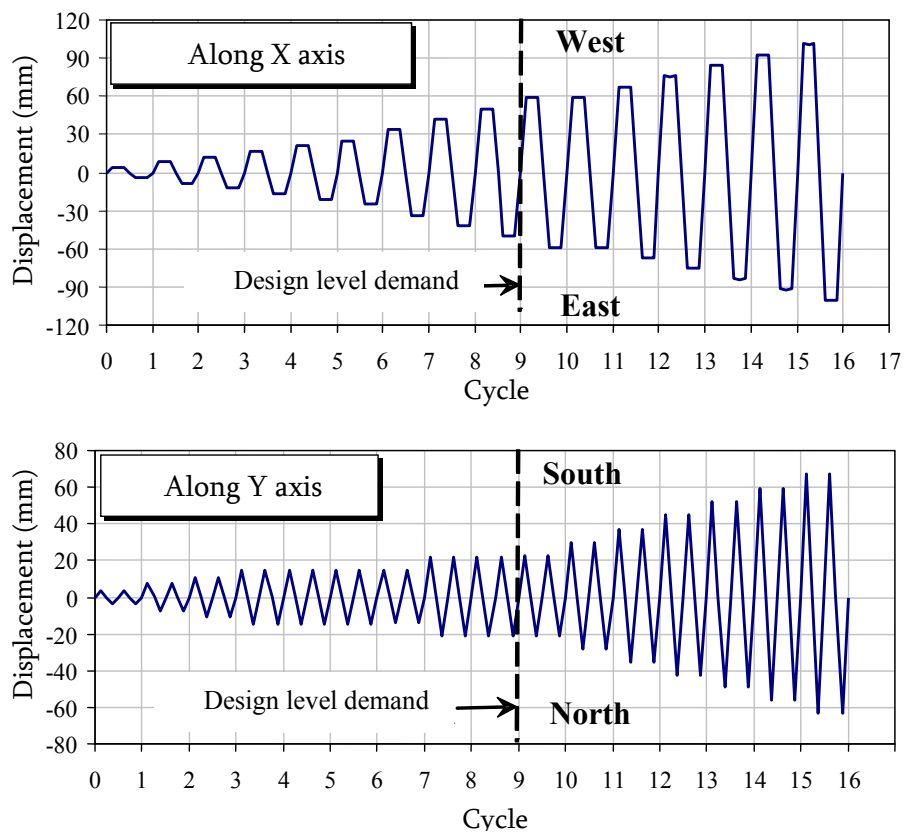


Figure 3.10 : Protocole de chargement bidirectionnel appliqué aux Spécimens S3 et S4 (Régions de l'Ouest du Canada).

Pour chaque spécimen et avant l'application du protocole de chargement cyclique bidirectionnel, le déplacement élastique correspondant à une ductilité $\mu = 1.0$ a été estimé expérimentalement selon les 2 axes principaux de la section. Les séquences de chargement pour l'estimation des déplacements élastiques sont présentées plus en détails dans l'article 3.

3.3 Résultats analytiques

3.3.1 Fiabilité et validation de la règle des 30% (Article 1)

(a) Résultats pour les régions de l'Est et l'Ouest du Canada

La Figure 3.11 illustre le résultat type des analyses dynamiques obtenues pour les modèles de ponts réguliers et les deux régions de l'Est et de l'Ouest du Canada considérés dans cette partie du projet. Pour plus de clarté, des échelles différentes pour M_x et M_y ont été adoptées.

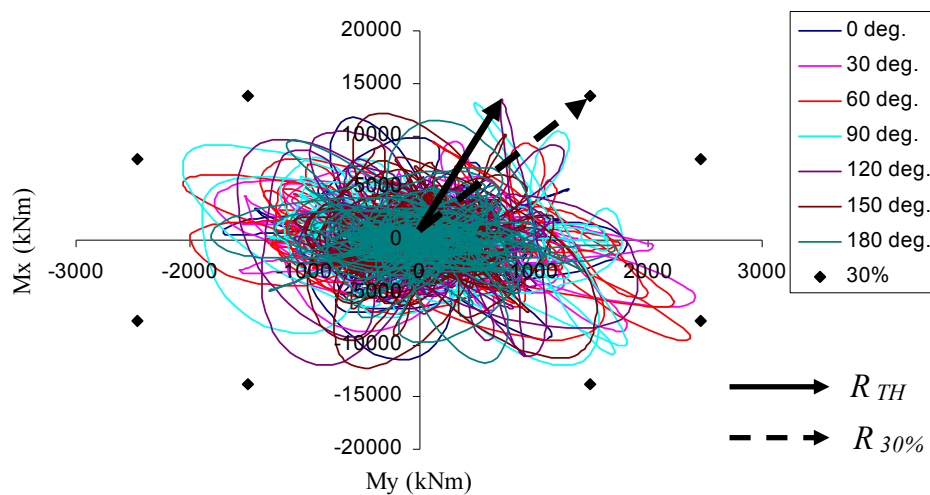


Figure 3.11 : Comparaison des réponses critiques $\vec{R}_{TH}^{crit.}$ et $\vec{R}_{30\%}^{crit.}$

Dans cette figure, l'évolution du vecteur \vec{R}_{TH} , représentant la réponse exacte due à l'action simultanée des composantes orthogonales du mouvement sismique, lorsque l'angle d'attaque θ varie de 0° à 180° , est superposée aux vecteurs $\vec{R}_{30\%}$ représentant la réponse estimée à l'aide de la règle des 30% (Éqs. 2.14(a) et (f)). L'évolution du vecteur de 180° à 360° est symétrique à celle montrée à la Figure 3.11. Les longueurs des vecteurs réponses critiques ($\vec{R}_{TH}^{crit.}$ et $\vec{R}_{30\%}^{crit.}$) pour les 2 cas sont comparés en terme de pourcentage d'erreur absolue et d'erreur relative données par l'Équation 3.5. $\vec{R}_{TH}^{crit.}$ et $\vec{R}_{30\%}^{crit.}$ ont été identifiés par l'entremise d'un processus de design comme étant les vecteurs produisant la plus grande surface de rupture (résistance) des colonnes.

$$Erreur = \left(1 - \frac{R_{30\%}^{crit.}}{R_{TH}^{crit.}}\right) \times 100; \quad \% \quad (3.5)$$

L'erreur absolue pour les ponts situés dans la région de l'Est du Canada (Montréal) est en moyenne égale à 6%, avec une erreur minimum de 0.1%, une erreur maximum de 19.7% et un écart-type de 5.9%. Si on fait abstraction des séismes artificiels, pour les raisons expliquées plus loin dans la thèse, l'erreur absolue varie entre 0.3% et 19.7%, avec un écart-type de 6.7%. Les erreurs correspondantes, pour les mêmes ponts situés dans la région de l'Ouest du Canada (Vancouver), sont respectivement 4.4% (moyenne absolue), 0.1% (minimum), 21.4% (maximum) et 5.2% (écart-type).

Les erreurs relatives, calculées dans le cas des ponts situés dans la région de l'Est (Montréal), varient entre un minimum de -19.7% et un maximum de 16.7%, avec une valeur moyenne de -1.4% et un écart-type de 5.9%. Pour les mêmes ponts situés dans la région de l'Ouest (Vancouver), les erreurs relatives varient entre un minimum de -5.2% et un maximum de 21.4%, avec une valeur moyenne de 2.62% et un écart-type de 6.26%.

Les résultats indiquent aussi que, dans la plupart des cas, la règle des 30% sous-estime la réponse sismique exacte calculée à l'aide des analyses dynamiques transitoires, pour les ponts situés à l'Ouest, comme on peut le voir à la Figure 3.12. Dans 25% des cas étudiés, la différence entre $\bar{R}_{TH}^{crit.}$ et $\bar{R}_{30\%}^{crit.}$ excède 12% avec un maximum de 21.4%. Pour les ponts situés à l'Est, la règle des 30% tend aussi bien à sous-estimer qu'à surestimer la réponse sismique exacte, les différences maximales entre $\bar{R}_{TH}^{crit.}$ et $\bar{R}_{30\%}^{crit.}$ étant de 16.7% et 19.7%, respectivement.

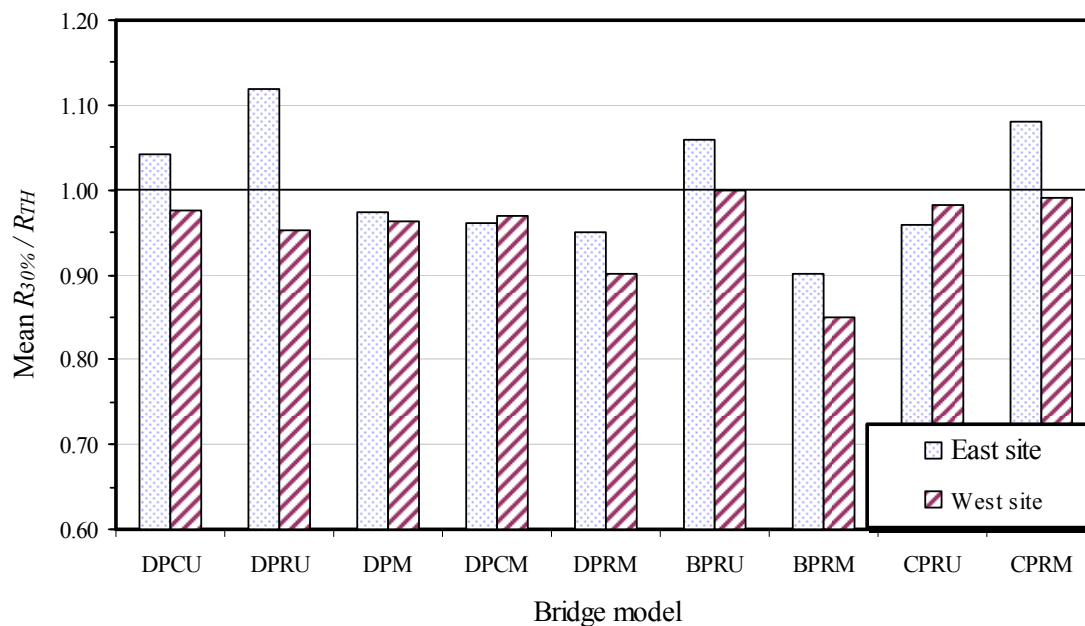


Figure 3.12 : Réponse moyenne estimée $R_{30\%}$ normalisée p/r à la réponse moyenne exacte R_{TH} .

(b) Résultats pour les modèles de ponts et les types de colonnes

Les erreurs absolues et relatives combinées des deux sites (Est et Ouest) ont aussi été déterminées pour les trois types de ponts considérés, soit les ponts droits (DPCU, DPRU, DPM, DPCM et DPRM), les ponts courbes (CPRU et CPRM) et les ponts en biais (BPRU et BPRM).

L'erreur absolue est en moyenne égale à 6.0% avec un écart-type de 6.2% pour les ponts droits, 3.5% avec un écart-type de 3.8% pour les ponts courbes et 4.8% avec un écart-type de 4.2% pour les ponts en biais. Pour ces derniers, cependant, l'erreur relative varie entre 19.7% et 21.4% alors que pour les ponts droits et les ponts courbes, les erreurs varient respectivement entre -13.4% et 11.7%, et -6.4% et 13%. On notera qu'une valeur négative de l'erreur relative indique une surestimation de la réponse exacte alors qu'une valeur positive indique une sous-estimation de la réponse exacte (Éq. 3.5). Par ailleurs, les colonnes des modèles de ponts courbes étudiés (CPRU et CPRM) ne présentent pas de biais, i.e. les axes principaux des colonnes coïncident avec les axes principaux des ponts.

Les erreurs moyennes calculées pour les différents types de colonnes de ponts sont relativement similaires. L'erreur absolue est en moyenne égale à 4.6% avec un écart-type de 6.1% pour les

ponts à colonnes circulaires (DPCU et DPCM), 6.1% avec un écart-type de 5.8% pour les ponts à colonnes rectangulaires (DPRU, DPRM, BPRU, BPRM, CPRU et CPRM) et 4.8% avec un écart-type de 4.3% pour le pont à pile mur (DPM).

(c) Caractéristiques des composantes principales orthogonales des mouvements sismiques

Les rapports de l'intensité d'Arias I_o (Arias 1970) et des spectres d'accélération des composantes principales orthogonales ont été calculés pour caractériser la différence entre les mouvements sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. L'intensité I_o est donnée par :

$$I_o = \frac{\pi}{2g} \int_{t_d} [a(t)]^2 dt \quad (3.6)$$

où t_d est la durée du mouvement fort, prise comme étant l'intervalle de temps où l'intensité du signal sismique augmente de 5% à 95% de l'intensité totale.

Dans le cas des mouvements sismiques historiques, la comparaison de l'intensité I_{o1} de la composante majeure (selon la direction principale 1) et de l'intensité I_{o2} de la composante mineure (selon la direction principale 2) révèle que les composantes principales des mouvements sismiques de l'Ouest transmettent des niveaux d'énergies beaucoup plus équivalents comparativement aux composantes principales des mouvements sismiques de l'Est. Le rapport I_{o1}/I_{o2} est en moyenne égal à 1.21 pour Vancouver, alors que pour Montréal le rapport est de 2.05.

Cette différence est pressentie comme étant un des facteurs importants ayant contribué aux résultats des analyses dynamiques transitoires des modèles de ponts pour les deux régions.

La grande différence entre les intensités des 2 composantes orthogonales des séismes historiques de l'Est n'est cependant pas observée dans le cas des séismes artificiels, où on note une grande similitude entre les intensités des 2 composantes principales ($I_{o1}/I_{o2}=1.14$). Cette similitude est attribuable au fait que les 2 composantes orthogonales sont 2 réalisations (*Trials*) d'un même scénario M-R générées à partir d'un même processus numérique. L'utilisation de deux réalisations d'un même scénario M-R ne semble pas simuler adéquatement les 2 composantes horizontales d'un mouvement sismique historique.

L'examen des accélérations des composantes principales durant la phase des mouvements forts montre aussi que plusieurs grands pics d'accélération des composantes majeures et mineures des mouvements sismiques de l'Ouest surviennent au même instant, ce qui n'est pas le cas pour les mouvements sismiques de l'Est, comme le montre l'exemple présenté à la Figure 3.13.

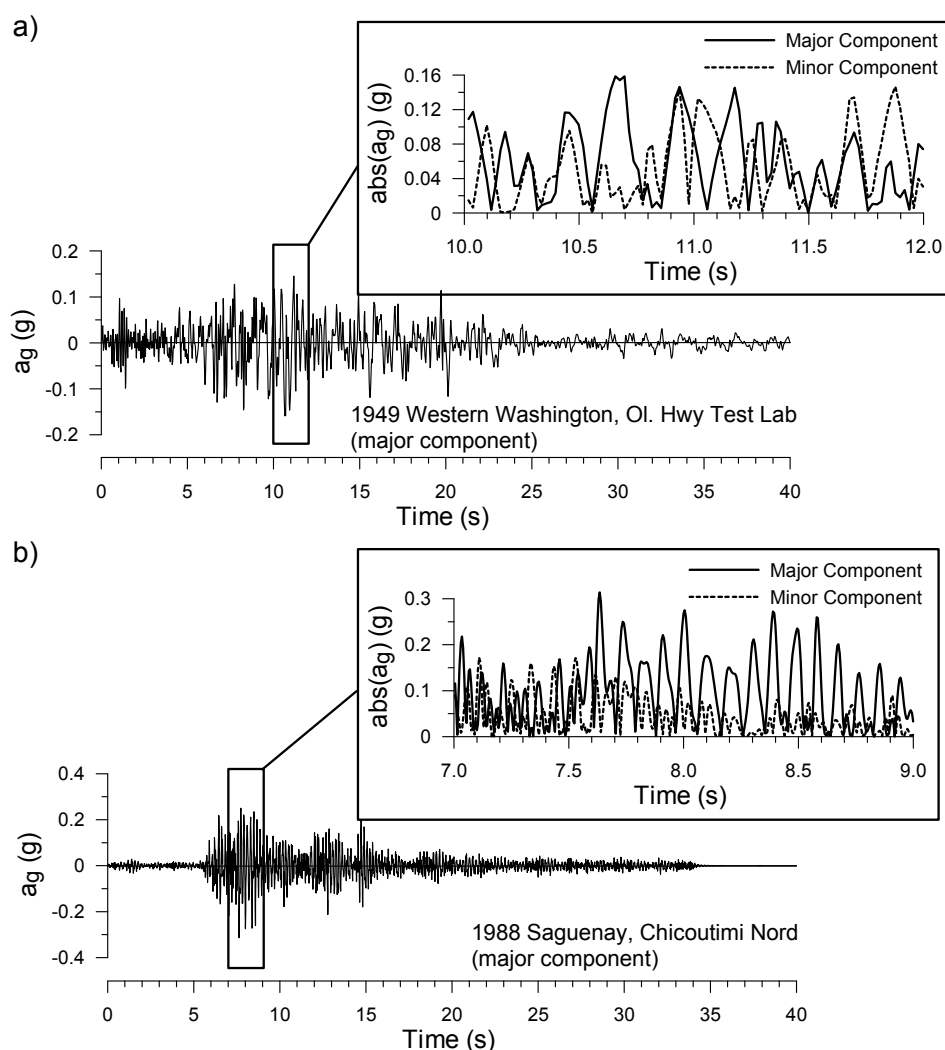


Figure 3.13 : Relation entre la composante majeure et mineure du mouvement sismique : (a) Région de l'Ouest; (b) Région de l'Est.

La Figure 3.14 présente, pour un amortissement critique de 5%, les spectres d'accélération des composantes principales majeures S_1 et mineures S_2 . La moyenne des rapports S_2 sur S_1 , calculée sur toute la plage des périodes, est égale à 0.72 pour les séismes de l'Est et de l'Ouest du Canada.

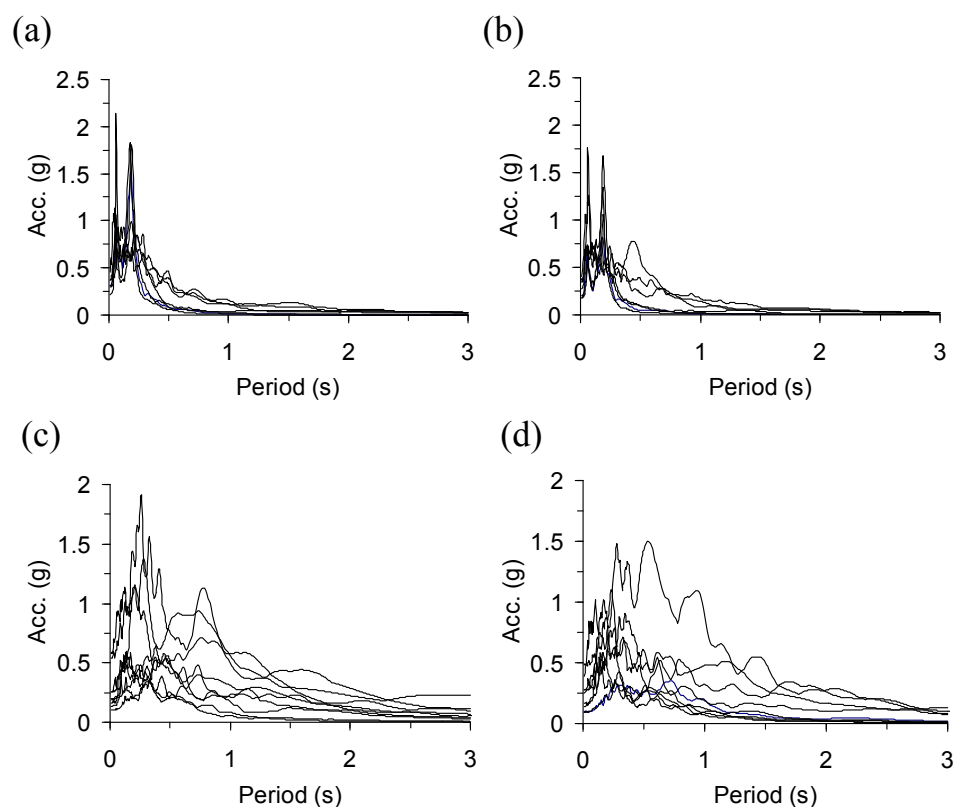


Figure 3.14 : Spectres d'accélération des mouvements sismiques pour un amortissement critique de 5% : (a) Composantes majeures, Est; (b) Composantes mineures, Est; (c) Composantes majeures, Ouest; (d) Composantes mineures, Ouest.

3.3.2 Règle du pourcentage pour la combinaison des effets dus aux composantes orthogonales des mouvements sismiques (Article 2)

Le taux d'armature requis $\rho\%$ dans les colonnes des 9 modèles de ponts réguliers considérés dans cette partie du projet (Voir Tab.4, Article 2) a été déterminé pour les 2 sites (Montréal et Vancouver), pour 3 valeurs du pourcentage α de la règle de combinaison (Éq. 2.13), tel qu'illustré à la Figure 3.15, soit : (a) sans combinaison ($\alpha = 0.0$), (b) avec une combinaison de 30% ($\alpha = 0.3$), et (c) avec une combinaison de 100% ($\alpha = 1.0$). Les taux d'armatures obtenus sont comparés à ceux obtenus à l'aide des analyses dynamiques temporelles multiples ρ_{TH} . Les résultats sont présentés au Tableau 3.8.

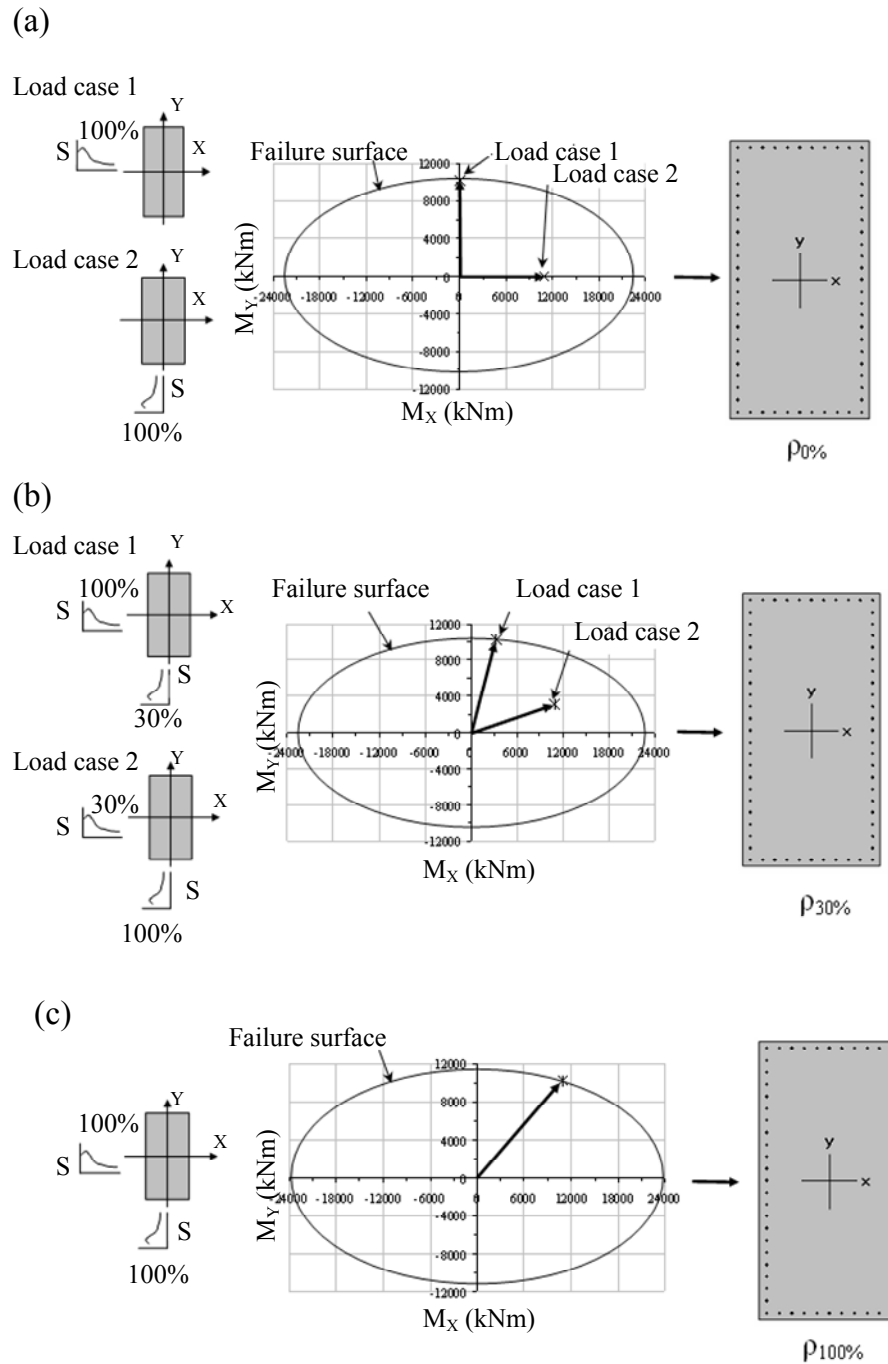


Figure 3.15 : Calcul du taux d'armature requis dans les colonnes : (a) Sans combinaison; (b) selon une combinaison 100%-30%; (c) Selon une combinaison 100%-100%.

Tableau 3.8 : Résumé des calculs du taux d'armature longitudinale.

Modèle	Montréal (Est)				Vancouver (Ouest)			
	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}
Catégorie 1								
DPCU	0.61	0.61	0.64	0.56	1.81	1.81	1.92	1.68
DPRU	0.54	0.56	0.67	0.56	1.56	1.60	1.75	1.75
DPM	0.41	0.43	0.50	0.43	1.25	1.25	1.28	1.28
Catégorie 2								
BPRU	0.52	0.63	0.90	0.56	1.51	1.75	2.43	1.80
BPM	0.35	0.46	0.74	0.45	0.99	1.25	1.96	1.28
Catégorie 3								
CPRU	0.45	0.45	0.56	0.47	1.00	1.03	1.16	1.06
DPRI	0.44	0.44	0.48	0.40	1.01	1.04	1.11	0.97
Catégorie 4								
CBI-C	0.61	0.73	1.02	0.71	1.54	1.84	2.65	1.82
CBI-R	0.59	0.66	0.86	0.64	1.59	1.80	2.50	1.96

Note : ρ_{TH} est la moyenne des valeurs obtenues à partir de l'ensemble des mouvements sismiques.

Les résultats montrent que pour les ponts situés à Montréal, le taux d'armature calculé est inférieur au taux minimum de 0.8% requis par le Code CSA S6. Ce taux minimum requis est cependant largement dépassé pour tous les ponts situés à Vancouver. Les résultats montrent aussi que dans 67% des cas, la règle des 30% surestime le taux d'armature ρ_{TH} pour Montréal et le sous-estime pour Vancouver.

Dans le cas des modèles de ponts ne comportant pas de colonnes en biais (DPCU, DPRU, DPM, CPRU, et DPRI), l'application de la règle des 30% ($\alpha = 0.3$) n'entraîne pas une augmentation substantielle du taux d'armature comparativement au cas sans combinaison ($\alpha = 0.0$), et ce pour les 2 sites. L'augmentation du taux d'armature lorsqu'on applique la règle des 30% est inférieure à 4%, l'augmentation moyenne n'étant que de 1.7%.

Pour les modèles de ponts BPRU, BPM, CBI-C et CBI-R, l'augmentation est plus importante, atteignant en moyenne 21% et 19% pour Montréal et Vancouver, respectivement, avec des maximums de 31% et 26%. On notera que les colonnes de ce groupe de ponts sont en biais, ce qui indique que le biais des colonnes pourrait avoir une influence sur le pourcentage α de la règle de combinaison.

(a) Effets du biais des colonnes sur la règle du pourcentage

Pour évaluer l'importance de l'effet du biais des colonnes sur la règle du pourcentage, une deuxième série d'analyses et de conceptions a été effectuée sur le modèle de pont en biais BPRU (Fig. 3.4) en faisant varier l'angle du biais θ de 10° à 45° . Les résultats du design sont résumés dans le Tableau 3.9.

Pour les deux sites, l'erreur relative déterminée à l'aide de l'Équation 3.7 croît avec l'angle du biais θ pour atteindre approximativement 30% pour Montréal et 40% pour Vancouver lorsque aucune combinaison n'est considérée ($\alpha = 0.0$), tel que montré à la Figure 3.16.

$$Erreur = \left(\frac{\rho_{\%}}{\rho_{TH}} - 1 \right) \times 100; \quad (\%) \quad (3.7)$$

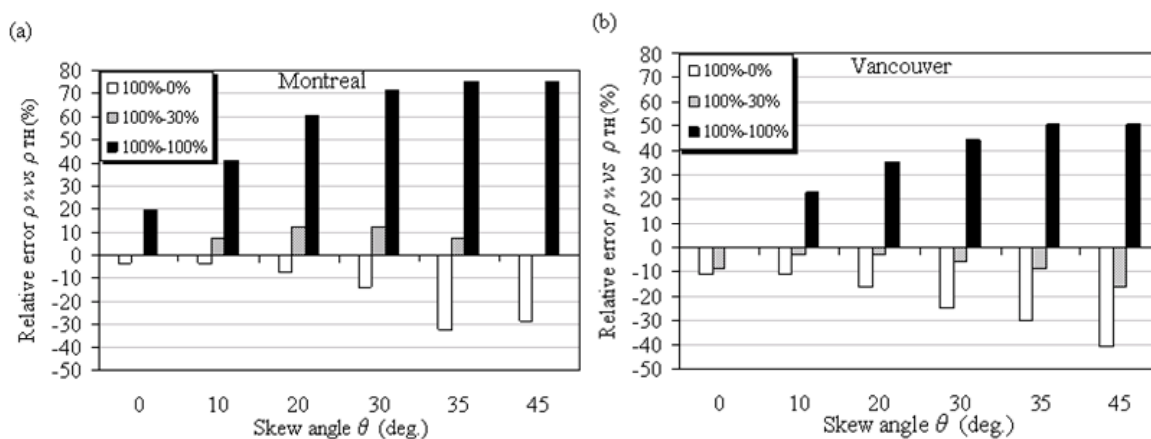
Pour les ponts situés à Montréal, la règle des 30% est adéquate pour un biais $\theta = 45^\circ$, alors qu'elle surestime le taux d'armature requis pour toutes les autres valeurs du biais, avec une erreur relative maximale de 12.5% pour $\theta = 45^\circ$. Pour les ponts situés à Vancouver, la règle des 30%

Tableau 3.9 : Résumé des calculs du taux d'armature pour différentes valeurs du biais.

Modèle_ θ	Montréal				Vancouver			
	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}
BPRU_0°	0.54	0.56	0.67	0.56	1.56	1.60	1.75	1.75
BPRU_10°	0.54	0.60	0.79	0.56	1.56	1.70	2.15	1.75
BPRU_20°	0.52	0.63	0.90	0.56	1.51	1.75	2.43	1.80
BPRU_30°	0.48	0.63	0.96	0.56	1.36	1.70	2.60	1.80
BPRU_35°	0.38	0.60	0.98	0.56	1.26	1.65	2.71	1.80
BPRU_45°	0.40	0.56	0.98	0.56	1.07	1.51	2.71	1.80

Note : ρ_{TH} est la moyenne des valeurs obtenues à partir de l'ensemble des mouvements sismiques.

sous-estime le taux d'armature ρ_{TH} . L'erreur relative croît généralement de 2.9% pour un biais de 10° à 16.1% pour un biais de 45°. Par ailleurs, les résultats montrent que le taux d'armature requis est considérablement surestimé lorsque la règle des 100% est appliquée, et ce pour les deux sites. L'erreur relative augmente avec le biais de 41% à 75% pour Montréal, et de 23% à 51% pour Vancouver.

Figure 3.16 : Comparaison de ρ_{TH} et $\rho\%$ pour le modèle BPRU_ θ : (a) Montréal; (b) Vancouver

(b) Nouvelle règle de combinaison pour les colonnes de ponts

Les résultats obtenus dans le cadre des deux premières parties du projet (Articles 1 et 2) montrent que le coefficient de combinaison α de la règle du pourcentage (compris entre $\alpha = 0.0$ et 1.0) dépend des caractéristiques sismiques des sites (Est et Ouest du Canada) et de l'angle du biais θ de la colonne du pont. Pour une estimation adéquate de la réponse des colonnes de ponts soumises aux mouvements sismiques bidirectionnels, le coefficient α (Éq. 2.13) doit tenir compte de ces deux caractéristiques. Sur la base des résultats obtenus, le coefficient optimal produisant le même taux d'armature que celui obtenu par analyses dynamiques temporelles multiples a été déterminé par interpolation linéaire pour les 2 sites (Montréal et Vancouver). La procédure, appliquée aux cinq ponts BPRU_ θ est décrite en détail dans l'Article 2 et est illustrée à la Figure 3.17. Les résultats, incluant ceux des modèles de ponts de la première série, sont présentés à la Figure 3.18.

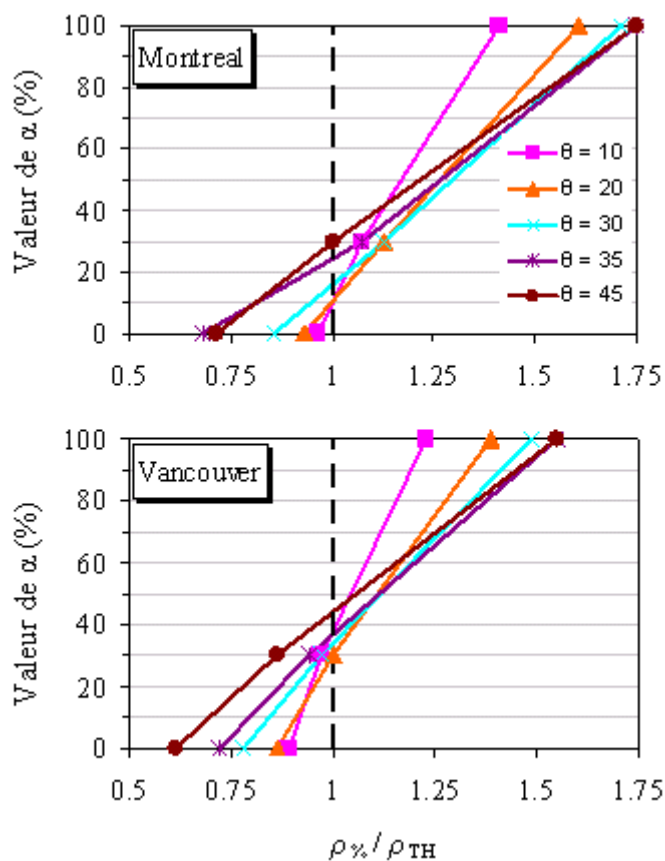


Figure 3.17 : Illustration de la procédure d'interpolation pour la détermination du coefficient optimal α appliquée aux ponts BPRU_ θ

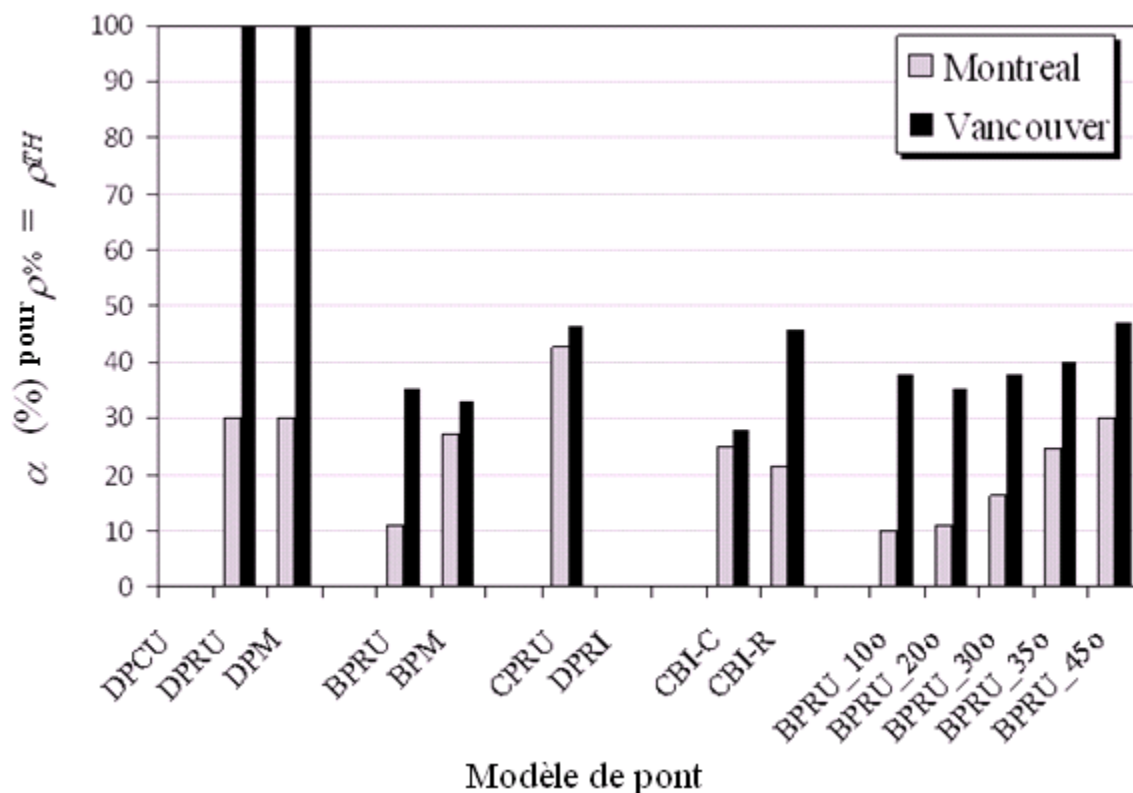


Figure 3.18 : Valeurs du coefficient optimal α de la règle du pourcentage.

Pour la région de l'Est (Montréal), le pourcentage optimum α est en moyenne égal à 18% pour les cinq modèles de ponts BPRU_ θ , avec un minimum de 10% pour un biais $\theta = 10^\circ$ et 20° , et un maximum de 30% pour un biais $\theta = 45^\circ$. Pour la région de l'Ouest (Vancouver), le pourcentage optimum α reste approximativement constant à 40% pour tous les modèles avec une valeur moyenne de 38%, pour les sept modèles de pont en biais.

Pour les ponts droits (sans biais) à pile circulaire unique (DPCU) ou à piles rectangulaires multiples (DPRI) le taux d'armature $\rho_{0\%}$ est supérieur à ρ_{TH} pour les 2 sites. Ceci indique que pour ces modèles, une conception sans combinaison des efforts ($\alpha = 0$) serait adéquate. Pour les autres modèles de ponts droits étudiés (DPRU et DPM), les résultats présentés à la figure 3.18 indiquent par contre que des valeurs de α égales à 30% et 100% sont requises pour Montréal et Vancouver, respectivement. Il faut noter cependant que pour ces deux modèles l'utilisation d'une combinaison de 30% pour l'Est et de 100% pour l'Ouest n'entraîne qu'une augmentation

relativement faible du taux d'armature comparativement au taux obtenu avec un $\alpha = 0\%$ (Tab. 3.8).

Pour tous les autres ponts situés à Montréal, à l'exception du modèle CPRU (pont courbe à pile rectangulaire unique), le pourcentage optimum α varie de 10 à 30%, avec une valeur moyenne de 20%. Pour le modèle CPRU, une valeur de $\alpha = 43\%$ résulterait en un taux d'armature $\rho = \rho_{TH}$. Pour tous les ponts courbes et en biais situés à Vancouver, la règle des 30% sous estime le taux d'armature ρ_{TH} . Pour ces modèles, les valeurs optimales de α varient entre 28% et 47% avec une valeur moyenne de 39%.

Bien que le nombre de modèles de ponts étudiés pour chaque configuration soit limité, la tendance des résultats obtenus permet de formuler une nouvelle règle de combinaison simple pour les ponts réguliers. Cette nouvelle règle de combinaison tient compte des différences observées entre les sites de l'Est et de l'Ouest du Canada ainsi qu'entre les configurations géométriques des ponts en spécifiant un pourcentage α variable. Pour l'Est du Canada, il est suggéré d'utiliser une valeur de $\alpha = 20\%$ à l'exception des ponts courbes et des ponts en biais dont l'angle de biais est supérieur à 35° et pour lesquels un pourcentage $\alpha = 40\%$ serait plus appropriée. Pour l'Ouest du Canada, il est recommandé d'augmenter la valeur du pourcentage α actuellement prescrite par le Code de 30% à 40% pour tous les ponts. Les résultats montrent par ailleurs qu'une valeur de $\alpha = 0$ serait probablement adéquate dans le cas des ponts droits ne comportant pas de biais et ce pour les deux régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada.

(c) Validation de la nouvelle règle de combinaison

La nouvelle règle de combinaison proposée introduit un assouplissement majeur aux exigences de conception parasismique des ponts et nécessite des études de validation par des analyses non linéaires. Dans cette optique, une série d'analyses temporelles non linéaires ont été réalisées sur les modèles de ponts en biais BPRU_30° et BPRU_45°. Les deux modèles étudiés présentent les mêmes caractéristiques géométriques à l'exception du biais. Le modèle BPRU_30° possède un biais de 30° et est situé à Montréal (Est du Canada) alors que le modèle BPRU_45° possède un biais de 45° et est situé à Vancouver (Ouest du Canada). Ces deux modèles ont été choisis car ils représentaient les cas les plus critiques avec la plus grande erreur relative entre le taux d'armature requis calculé en utilisant la règle des 30%, $\rho_{30\%}$, et le taux d'armature calculé à l'aide des analyses temporelles multiples, ρ_{TH} (voir Fig. 3.16).

Les deux modèles de ponts ont été conçus pour leur site respectif en utilisant la règle du pourcentage pour les valeurs de combinaison $\alpha = 0.0$ (sans combinaison), $\alpha = 0.3$ (règle des 30%), et $\alpha = 1.0$ (règle des 100%) ainsi que pour les nouvelles valeurs proposées pour, soit : $\alpha = 0.2$ (règle des 20%) pour le modèle BPRU_30° situé à Montréal et $\alpha = 0.4$ (règle des 40%) pour le modèle BPRU_45° situé à Vancouver. Le dimensionnement des colonnes a été réalisé pour chaque modèle et combinaison d'efforts selon les exigences parasismiques du CSA S6, à l'exception du taux d'armature longitudinal minimum de 0.8%. Les résultats du dimensionnement des deux modèles sont présentés dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10 : Résultats du dimensionnement des modèles BPRU_30° et BPRU_45°.

Colonne / Site	α (%)	Taux d'armature (%)	Nombre de barres [†]	Armature transversale ^{††}
BPRU_30° / Montréal	0	0.41	42 - #6	#6 @ 90 mm
	20	0.51	52 - #6	#6 @ 90 mm
	30	0.57	32 - #8	#6 @ 90 mm
	100	0.94	42 - #9	#6 @ 90 mm
BPRU_45° / Vancouver	0	0.97	34 - #10	#6 @ 80 mm
	30	1.54	44 - #11	#6 @ 80 mm
	40	1.61	32 - #14	#6 @ 90 mm
	100	2.62	52 - #14	#6 @ 90 mm

[†] Uniformément répartie sur les quatre faces (#6 = 284 mm²; #8 = 510 mm²; #9 = 645 mm²; #10 = 819 mm²; #11 = 1006 mm²; #14 = 1452 mm²).

^{††} Espacement prévu dans la zone de rotule plastique.

Dans un premier temps, des analyses statiques non linéaires ont été réalisées afin d'estimer le déplacement à la plastification Δ_y selon les axes X et Y des colonnes. Les modèles de ponts BPRU_30° et BPRU_45° ont été ensuite soumis aux composantes orthogonales principales des ensembles de séismes de l'Est et de l'Ouest du Canada, respectivement. L'historique des déplacements orbitaux à la tête des huit colonnes (2 ponts \times 4 valeurs de α), des contraintes-déformations dans le béton non confiné, dans le béton confiné et dans les barres d'armature de coins situés à la base des colonnes ont été déterminés et analysés. Par ailleurs, les demandes maximales en ductilité de déplacement μ_X et μ_Y selon les axes X et Y des colonnes ont été déterminés pour chaque modèle par :

$$\mu = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (3.8)$$

Les résultats pour les deux modèles de ponts et toutes les valeurs de α sont présentés dans le Tableau 3.11. Les Figures 3.19 et 3.20 présentent des exemples types de résultats d'analyses non linéaires multiples réalisées sur les deux modèles de ponts.

Tableau 3.11 : Statistiques des ductilités maximales (valeurs médianes et maximales) pour les deux ponts et les différentes valeurs de α .

α (%)	BPRU 30° (Montréal)		
	Valeurs médianes (50 ^{ème} centile)		Valeurs maximales
	Ductilité μ_X	Ductilité μ_Y	μ_{max}
0	4.11	3.10	6.59
20	3.29	2.30	4.54
30	2.82	2.00	3.79
100	1.99	1.19	2.46
α (%)	BPRU 45° (Vancouver)		
	Valeurs médianes (50 ^{ème} centile)		Valeurs maximales
	Ductilité μ_X	Ductilité μ_Y	μ_{max}
0	5.33	2.45	6.84
30	4.00	1.75	5.06
40	3.28	1.68	4.96
100	2.38	1.33	3.98

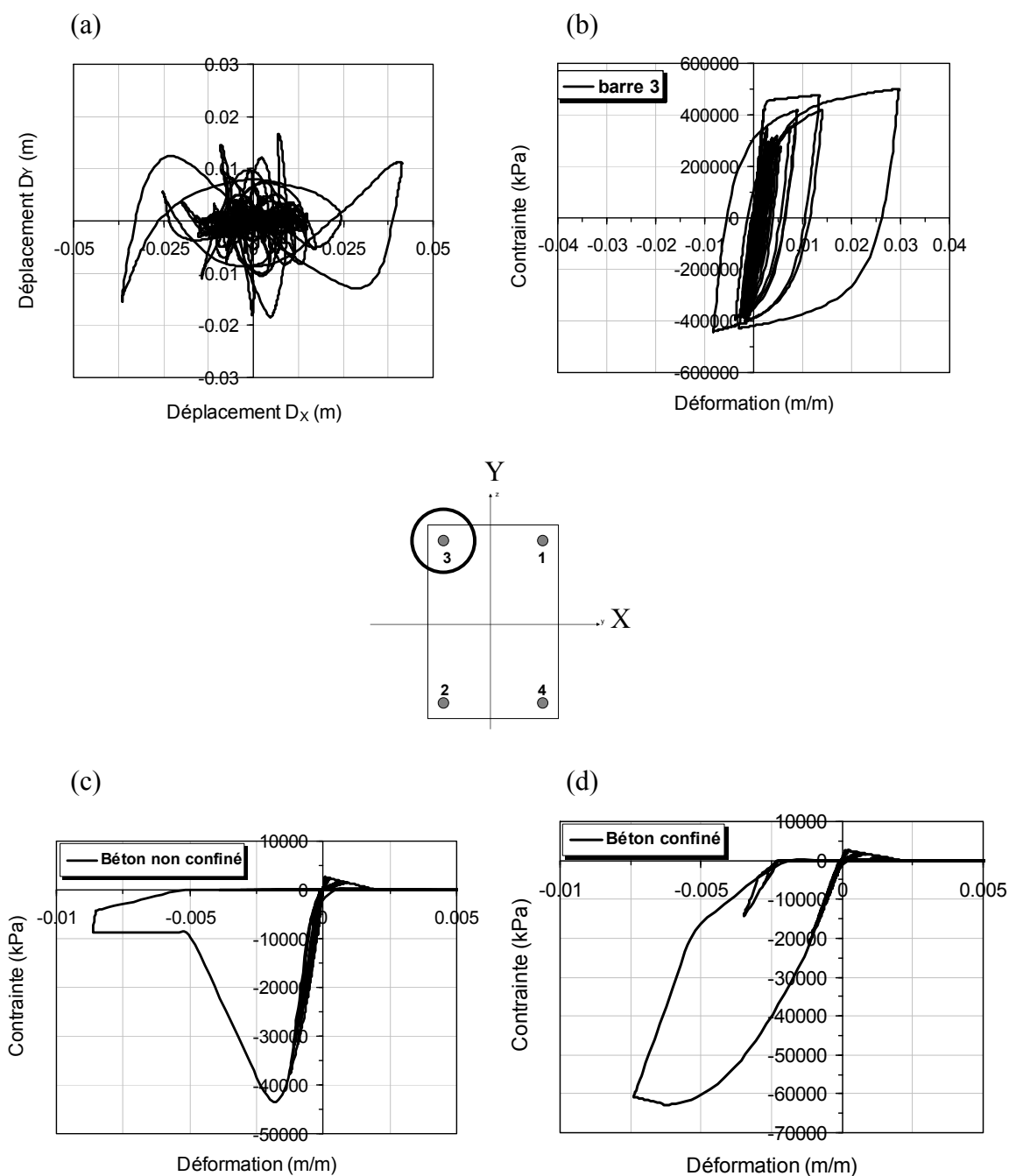


Figure 3.19 : Résultats des analyses non linéaires du pont BPRU_{30°} ($\alpha = 0.2$) soumis au séisme du Saguenay, SAG_CN : (a) Déplacement orbital à la tête de la colonne; (b) Courbe contrainte-déformation dans la barre de coin No.3 à la base de la colonne; (c) Courbe contrainte-déformation dans la fibre non confinée de coin à la base de la colonne; (d) Courbe contrainte-déformation dans la fibre confinée à la base de la colonne.

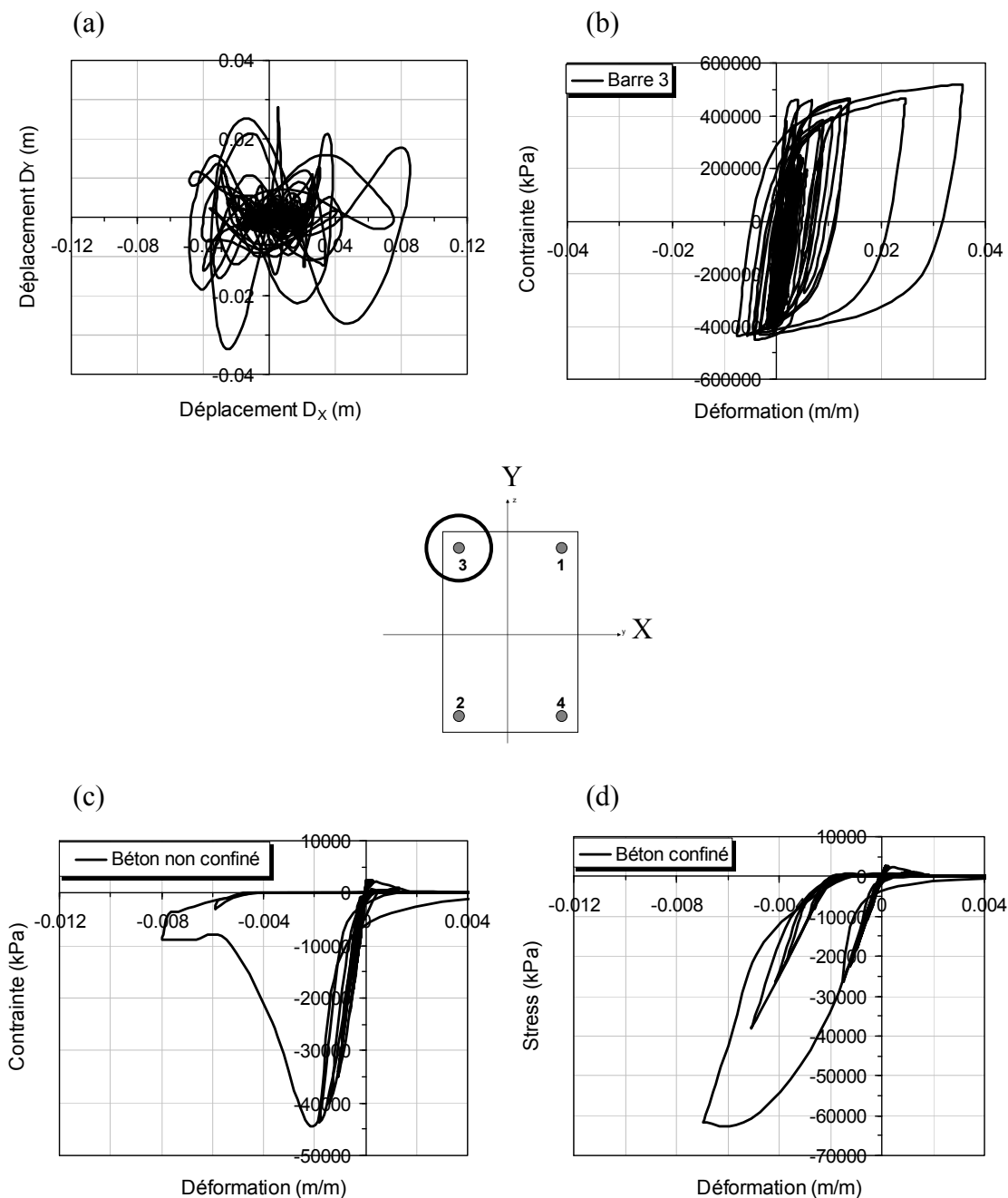


Figure 3.20 : Résultats des analyses non linéaires du pont BPRU_45° ($\alpha = 0.4$) soumis au séisme du Northridge, N_CORR : (a) Déplacement orbital à la tête de la colonne; (b) Courbe contrainte-déformation dans la barre de coin No.3 à la base de la colonne; (c) Courbe contrainte-déformation dans la fibre non confinée de coin à la base de la colonne; (d) Courbe contrainte-déformation dans la fibre confinée à la base de la colonne.

Les valeurs médianes des demandes en ductilité sont de 3.29 et 3.28 pour le pont à Montréal conçu avec la règle des 20% et pour le pont à Vancouver conçu avec la règle des 40%, respectivement. Ces valeurs médianes sont légèrement supérieures à la valeur du coefficient $R = 3.0$ pour laquelle les ponts ont été conçus. On note aussi que dans la direction de l'axe faible X, la ductilité visée n'est dépassée que de 10% et 9%, respectivement. Ces valeurs bien que supérieures à $R = 3.0$ restent acceptables lorsqu'elles sont comparées aux ductilités maximales recommandées par certains Codes parasismiques (Imbsen 2006, CALTRANS 2001). Ces derniers recommandent des ductilités en déplacement maximales comprises entre $\mu = 3$ et $\mu = 6$, principalement pour éviter des dommages importants aux colonnes. Dans le cas des systèmes de piles à colonne unique la limite généralement recommandée est de $\mu = 4$, considérant qu'au-delà de cette valeur la colonne peut subir des dommages importants. Les valeurs médianes des ductilités résultant de la règle de combinaison proposée (100%-20% pour l'Est et 100%-40% pour l'Ouest) sont inférieures à 4,0 dans tous les cas. Parmi tous les mouvements sismiques de chaque ensemble, la demande en ductilité maximale est supérieure de 14% et 24% à Montréal et Vancouver, respectivement. On notera cependant que ces valeurs maximales ont été obtenues sous l'effet des séismes artificielles ($\mu_x = 4.54$ pour MTL_770 et $\mu_x = 4.96$ pour V_6530). Des valeurs médianes de plus de 4,0 et des valeurs maximales supérieures aux limites 3.0-6.0 recommandées serait anticipées pour les deux sites si des valeurs de pourcentage α plus petites que celles proposées sont utilisées.

Le Tableau 3.12 donne les déformations dans les barres d'armatures de coins les plus sollicitées et dans les fibres de béton confiné au droit de ces barres relevées à la base des colonnes pour les différentes règles de combinaison. Pour les ponts conçus avec les règles proposées ($\alpha = 20\%$ et $\alpha = 40\%$), les valeurs médianes des déformations maximales dans les fibres de béton confiné ϵ_{cc} sont, autant pour Montréal que Vancouver, dans les limites proposées par Duan et Chen (1999) qui correspondent à un niveau d'endommagement réparable (Tab. 3.12). Cette tendance a été observée pour les colonnes des deux modèles de ponts et pour l'ensemble des mouvements sismiques anticipés dans les deux sites. On note aussi que le taux d'armature prévu (0.51%) dans la colonne du modèle BPRU_30° situé à Montréal est bien en deçà du taux minimum de 0.8% requis par le CSA S6.

Tableau 3.12 : Valeur médiane des déformations longitudinales dans le béton confiné (ϵ_{cc}) et dans les barres d'armatures à la base des colonnes.

α (%)	BPRU_30° (Montréal)		BPRU_45° (Vancouver)	
	ϵ_{cc}	ϵ_s	ϵ_{cc}	ϵ_s
0	0.0082	0.0361	0.0128	0.0504
20	0.0071	0.0315	--	--
30	0.0069	0.0306	0.009	0.042
40	--	--	0.009	0.0364
100	0.0051	0.0168	0.0069	0.0309

Tableau 3.13 : Correspondance entre les niveaux de dommage, les ductilités en Déplacement, et les déformations dans le béton confiné (Duan et Chen 1999).

Niveau de dommage	Ductilité en déplacement	Déformation du béton confiné ϵ_{cc}
Significatif	4 ~ 6	ϵ_{cu}
Réparable	2 ~ 4	Max. (0.005, 2/3 ϵ_{cu})
Minime	1 ~ 2	Max. (0.004, 1/3 ϵ_{cu})

Note : ϵ_{cu} = déformation unitaire ultime en compression du béton

3.4 Résultats expérimentaux (Article 3)

3.4.1 Comportement global des spécimens et modes de rupture

De façon générale, les quatre spécimens testés ont présenté un comportement à peu près semblable qui a été jugé excellent, particulièrement au stade de la demande de conception. À ce stade là, les dommages observés se sont limités principalement à des fissures de flexion réparties sur une hauteur d'environ 1000 à 1500 mm sur les quatre faces des colonnes, soit 1/3 à 1/2 de la hauteur des colonnes, à l'exception du spécimen S3 pour lequel un écaillage plus ou moins important de l'enrobage du béton au niveau des coins a aussi été observé sur une hauteur d'environ 400 mm. Les raisons de cet écaillage important sont probablement attribuables à la faible résistance en compression du béton utilisé dans la construction du spécimen S3 (voir Tab. 3.6). La Figure 3.21 montre l'état des spécimens S1 à S4 à la demande sismique correspondant à des niveaux de ductilité en déplacement de $\mu_{E-O} = 5.0$ et $\mu_{N-S} = 3.0$ pour les spécimens S1 et S2, et $\mu_{E-O} = 6.0$ et $\mu_{N-S} = 3.0$ pour les Spécimens S3 et S4.

Au-delà de la demande sismique les spécimens ont subi plus de dommage. L'éclatement du béton d'enrobage s'est propagé de la base des colonnes à une hauteur d'environ 400mm pour les spécimens S2 à S4 et 300mm pour le spécimen S1 qui comportait les barres ayant le plus petit diamètre. La Figure 3.22 montre l'état des spécimens S1 à S4 à la fin de l'essai. La ruine des Spécimens, survenue à des niveaux de ductilité variant entre $\mu = 6.0$ et 11.0, a été dominée par la capacité en flexion. La capacité en flexion des quatre spécimens a été limitée par la rupture en traction des barres longitudinales non soutenues qui avaient flambé au préalable durant les cycles de compression (Fig. 3.23(a)). L'inspection des spécimens a révélé cependant que les quatre barres de coin du spécimen S1 avaient aussi flambé avant de se rompre en traction. Dans le cas du spécimen S3, les barres de coin avaient aussi flambé parallèlement à la grande face de la section sans pour autant se rompre (Fig. 3.23(b)). Dans tous les cas il n'y a pas eu de rupture de l'armature transversale prévue qui dans l'ensemble a permis un confinement efficace du noyau de béton et une retenue adéquate de l'armature longitudinale et ce jusqu'à des niveaux de ductilité bien supérieures au niveau de ductilité de conception.

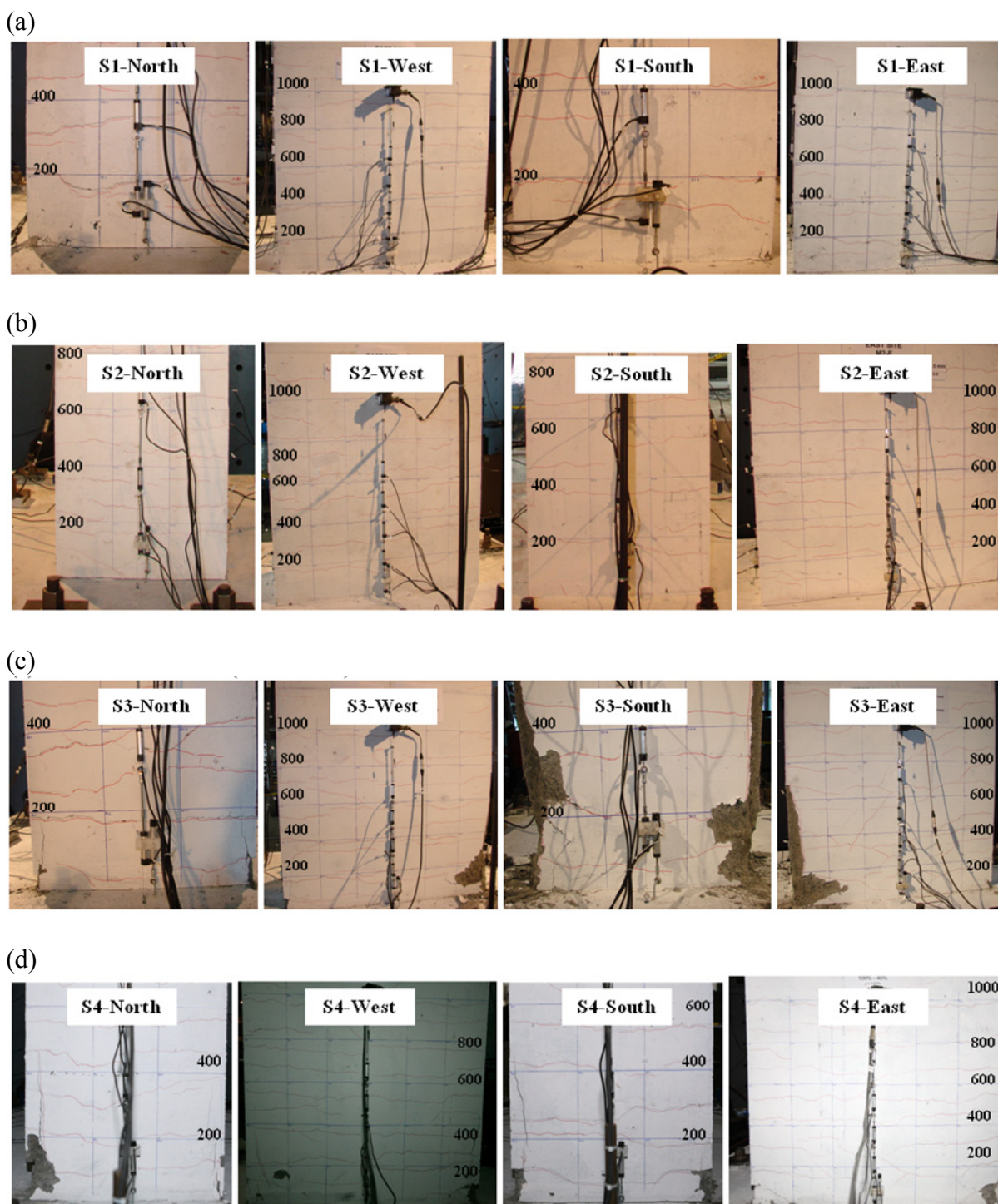


Figure 3.21 : État des colonnes à la fin de la demande sismique : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; et (d) Spécimen S4.

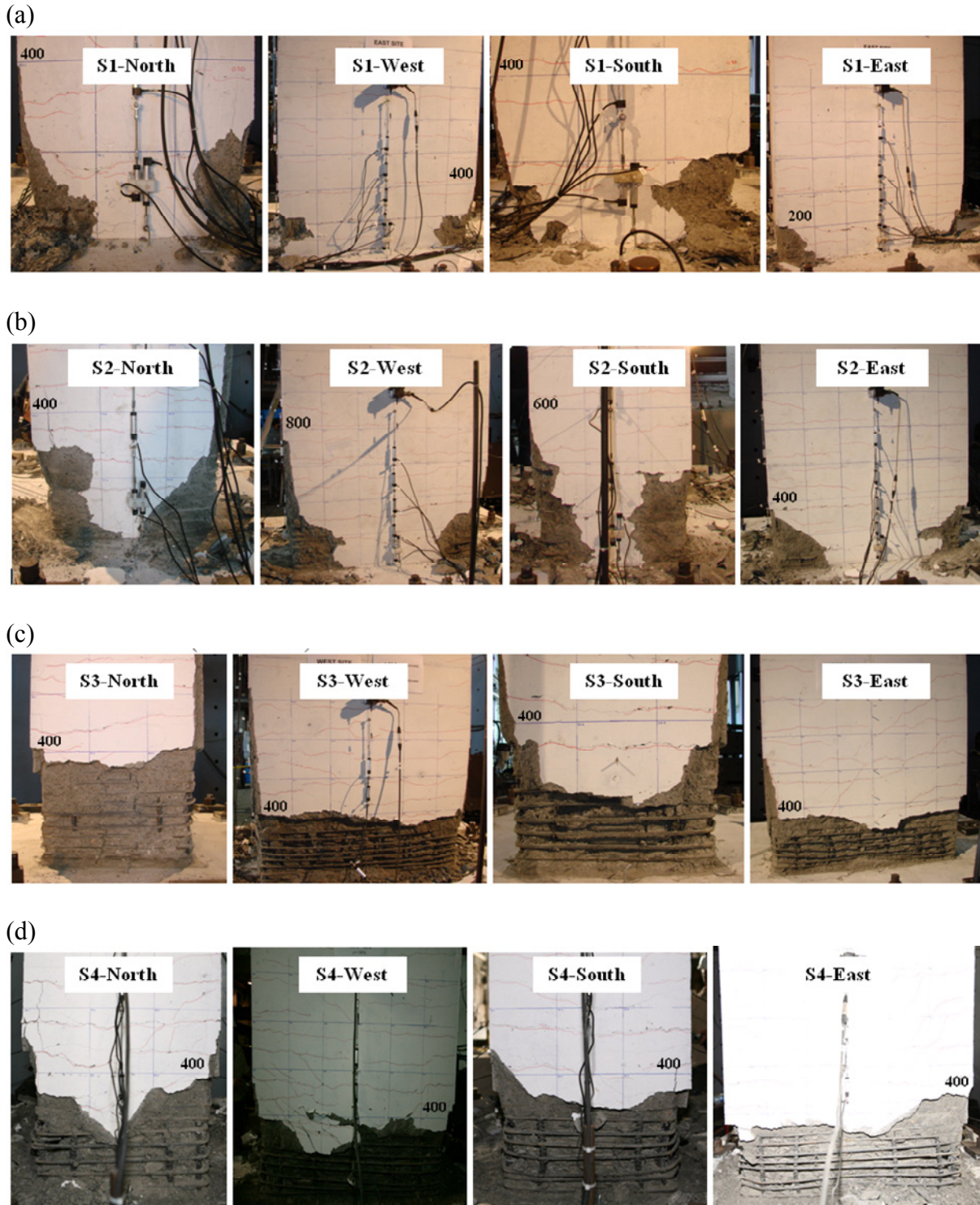


Figure 3.22 : État des colonnes à la fin des tests : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; et (d) Spécimen S4.

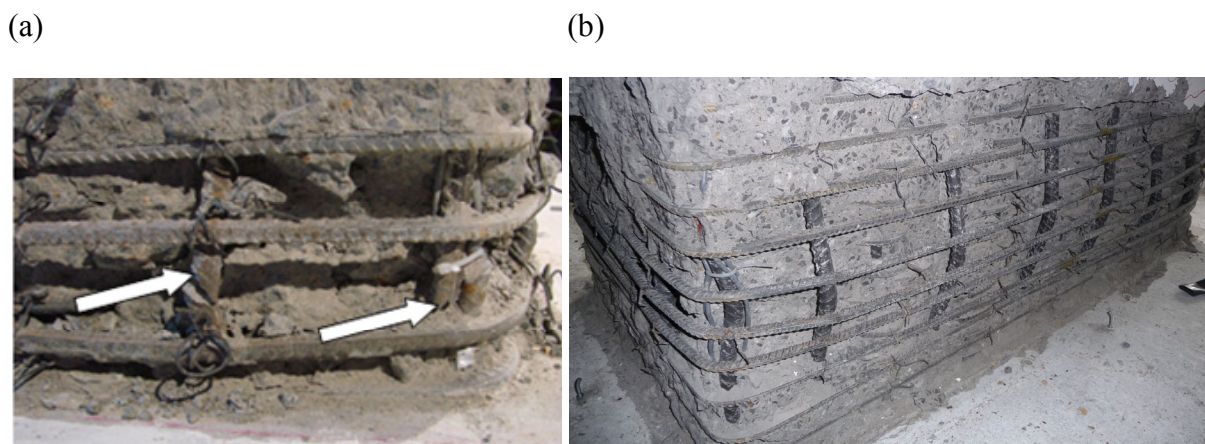


Figure 3.23 : (a) Rupture des barres du spécimen S1; (b) Flambage hors plan des barres non soutenues et dans le plan des barres de coin du spécimen S3.

3.4.2 Courbes hystérétiques force-déplacement

Les courbes hystérétiques force latérale-déplacement des spécimens S1 à S4, selon la direction E-O (faible) et la direction N-S (forte), sont présentées aux Figures 3.24(a) à 3.24(d), respectivement. Trois niveaux de ductilité successifs sont aussi reportés sur ces figures, soit : (i) la ductilité correspondant à la première plastification des barres longitudinales, (ii) la ductilité correspondant à la demande sismique de conception, et (iii) la ductilité atteinte à la fin de l'essai. La résistance nominale unidirectionnelle V_n , calculée selon chaque direction, y est aussi pourvue (ligne discontinue). Cette dernière a été calculée en supposant une limite de déformation du béton comprimé de 0.0035, les propriétés mesurées des matériaux (Tab. 3.6 et 3.7), ainsi qu'un facteur de résistance ϕ égal à 1.0. Les résistances nominales calculées ainsi que les forces latérales maximales mesurées durant les essais sont données dans le Tableau 3.14.

Les courbes hystérétiques présentent des boucles stables et larges s'organisant de façon régulière autour d'une dorsale bien définie mettant ainsi en évidence la capacité des quatre spécimens à dissiper efficacement l'énergie sismique. On note aussi une faible dégradation de la force latérale entre les cycles successives et ce jusqu'à la ductilité ultime. La plus faible et la plus élevée des ductilités bidirectionnelles mesurées à la rupture sont de $\mu_{E-O} = 8.0$ et $\mu_{N-S} = 6.0$, pour le Spécimen S4, et $\mu_{E-O} = 11.0$ et $\mu_{N-S} = 10.0$, pour le Spécimen S2.

Les spécimens S1 et S2 conçus pour l'Est, respectivement à l'aide des règles des 0% et 30%, présentent un comportement hystérétique très similaire, tel qu'on peut le voir sur les Figures 3.24(a) et (b). Les colonnes S1 et S2 ont été en mesure de supporter des niveaux de ductilité bidirectionnelle de $\mu_{E-W}=9.0$ et $\mu_{N-S}=8.0$, et $\mu_{E-W}=11.0$ et $\mu_{N-S}=10.0$, respectivement, avant la rupture. La faible ductilité du Spécimen S1 comparativement au spécimen S2 est attribuable au flambage et à la rupture des barres de coin du Spécimen S1. On note par ailleurs que les courbes hystérétiques présentent "un pincement" qui semble plus prononcé dans le cas du spécimen S2. Ce "pincement" des courbes hystérétiques est dû au rapport entre la charge axiale appliquée et la résistance élastique de l'armature longitudinale, $P/A_{sl} f_{yl}$. Pour le spécimen S1 ce rapport est de 1.2 indiquant que, au passage des moments par zéro, la charge axiale est capable de plastifier en compression toutes les barres préalablement tendues, refermant ainsi les fissures et permettant à la colonne de regagner rapidement de la rigidité et de la résistance au cycle suivant. Pour le spécimen S2, le rapport $P/A_{sl} f_{yl}$ est de 0.8. Dans ce cas seules les barres les plus tendues se plastifient en compression au passage des moments par zéro. Dans ce cas le regain de résistance et de rigidité au cycle suivant est moins rapide entraînant un "pincement" plus sévère de la courbe hystérétique.

Les spécimens S3 et S4 conçus pour l'Ouest, respectivement à l'aide des règles des 0% et 40%, présentent aussi un comportement hystérétique très similaire, tel qu'on peut le voir sur les Figures 3.24(c) et (d). Les colonnes S3 et S4 ont été en mesure de supporter des niveaux de ductilité bidirectionnelle respectivement de $\mu_{E-W}=11.0$ et $\mu_{N-S}=8.0$, et $\mu_{E-W}=1.0$ et $\mu_{N-S}=10.0$ avant la rupture. Les courbes force latérale-déplacement montrent que le Spécimen ayant le taux d'armature longitudinal le plus élevé possède la plus grande capacité en charge mais la plus faible capacité en déplacement. Dans le cas des spécimens S3 et S4, le rapport $P/A_{sl} f_{yl}$ est de 0.51 et 0.28, respectivement. Le phénomène de "pincement" rapporté dans le cas des spécimens S1 et S2 est aussi visible est plus prononcé pour S3 et S4, confirmant la corrélation qui existe entre le rapport $P/A_{sl} f_{yl}$ et la sévérité du pincement dans la réponse hystérétique des colonnes.

Tableau 3.14 : Résistances nominales unidirectionnelles et forces latérales maximales mesurées.

Spécimen	Résistance nominale V_n (kN)		Force latérale maximale mesurée V (kN)					
	E-O (Faible)	N-S (Fort)	E-O (Faible)			N-S (Fort)		
			-	+	Moyenne	-	+	Moyenne
S1	265	520	-237	244	241	-489	495	492
S2	310	626	-259	268	264	-626	611	619
S3	403	782	-384	394	389	-761	745	753
S4	624	1184	-546	524	535	-1070	896	983

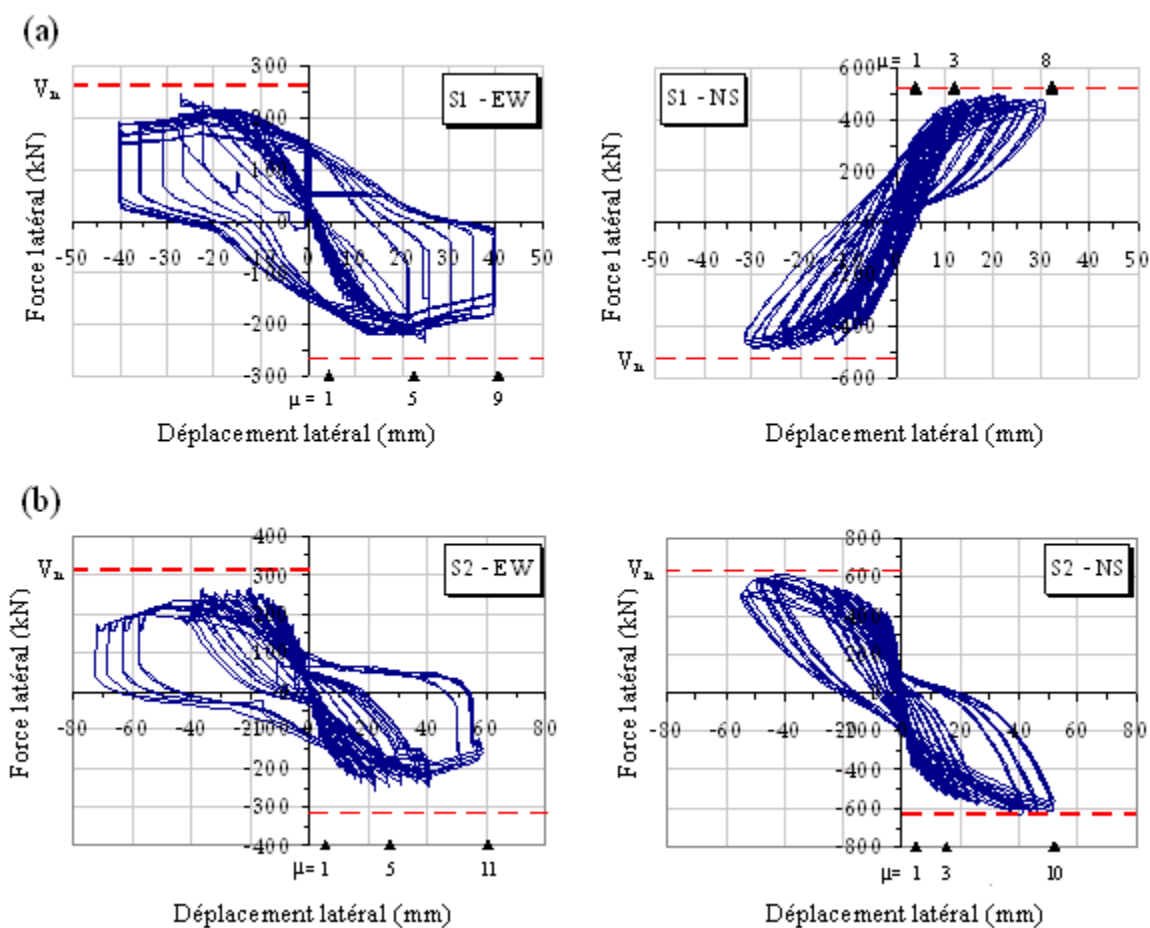


Figure 3.24 : Courbes hystériques force latérale-déplacement : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; (d) Spécimen S4.

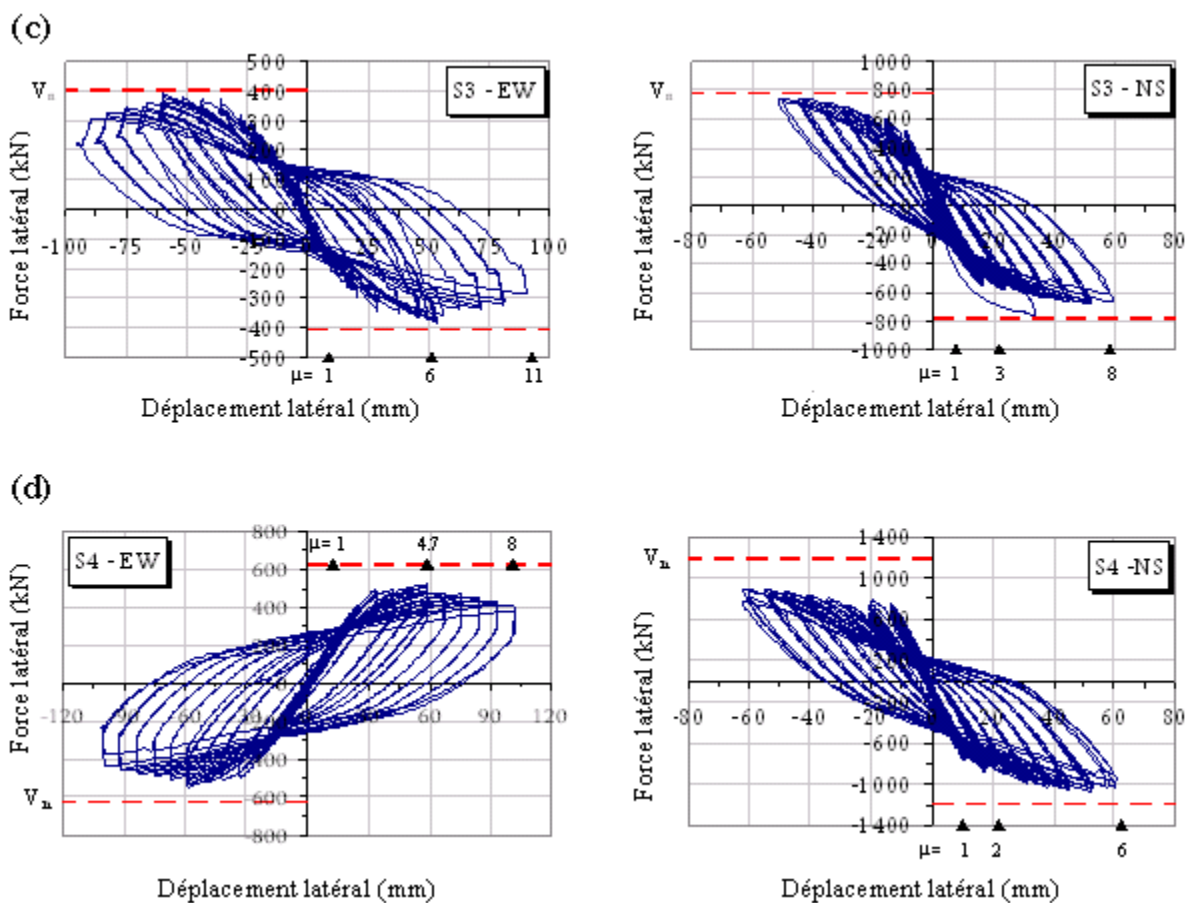


Figure 3.24 (suite) : Courbes hystériques force latérale-déplacement : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; (d) Spécimen S4.

3.4.3 Courbure et hauteur de rotule plastique

Les courbures ont été déterminées à l'aide des données des LVDT obtenues pour les déplacements maximums atteints lors du dernier cycle précédant la rupture des spécimens. Étant donné que les LVDT mesurent des déplacements, la déformation moyenne sur chaque longueur de jauge a été calculée en divisant le déplacement mesuré par la longueur de la jauge. Les courbures ont été calculées en supposant une variation linéaire des déformations entre chaque pair de LVDT situées sur 2 faces opposées de la colonne. Les résultats sont résumés dans le Tableau 3.15 et les Figures 3.25 et 3.26 présentent les enveloppes des courbures mesurées selon les directions E-O (axe faible) et N-S (axe fort) pour les spécimens S1 et S2, et S3 et S4, respectivement. L'intersection de ces enveloppes avec la droite représentant la courbure estimée à

la plastification de l'armature tendue (lignes verticales dans les Figures 3.25 et 3.26) représente la hauteur de la rotule plastique L_p . Celle-ci a été aussi estimée à l'aide de l'Équation 3.9 proposée par Priestley et al. (1996) :

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{yl}d_{bl} \geq 0.044f_{yl}d_{bl} \quad (3.9)$$

où L est la longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion (mm), d_{bl} est le diamètre des barres longitudinales (mm), et f_{yl} est la limite élastique des barres longitudinales (MPa). Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 3.15 et reportés sur les Figures 3.25 et 3.26 (ligne discontinue) pour fin de comparaison.

Tableau 3.15 : Longueurs de rotules plastiques mesurées et estimées.

Spécimen	Courbure à la limite élastique (1/m)	L_p mesuré E-O / N-S (mm)	L_p d'après Priestley et al. (1996) (mm)
S1	0.0015	474 / 625	331
S2	0.0018	450 / 425	378
S3	0.0030	510 / 220	398
S4	0.0043	500 / 450	463

Les résultats montrent que la hauteur de rotule plastique mesurée à partir des LVDT est inférieure à la hauteur sur laquelle la fissuration s'est développée (1000-1300 mm), et ce pour tous les cas étudiés. On note aussi que les valeurs obtenues sont cohérentes, indépendamment des dimensions de la section ou du diamètre des barres longitudinales. La valeur moyenne de la hauteur L_p , excluant la valeur de 220 mm mesurée dans la direction N-S du Spécimen S3, est de 490 mm. Cette valeur moyenne est comparable à 2 des 3 valeurs de hauteur de rotule plastique spécifiées dans le CSA S6, soit : 450 mm et 1/6 de la hauteur de la colonne (500 mm). La troisième valeur

spécifiée dans le CSA S6, correspondant à la dimension maximale de la section de la colonne (1200 mm), est par contre beaucoup plus élevée que la valeur moyenne mesurée. On note aussi que la hauteur de la rotule plastique mesurée est très proche de la plus petite dimension de la section de la colonne (600 mm) ainsi qu'aux valeurs obtenues à l'aide de l'Équation 3.9. Ces dernières sont aussi comparables à la hauteur des colonnes sur laquelle des dommages importants ont été observés lors des essais, soit entre 300 mm et 400 mm.

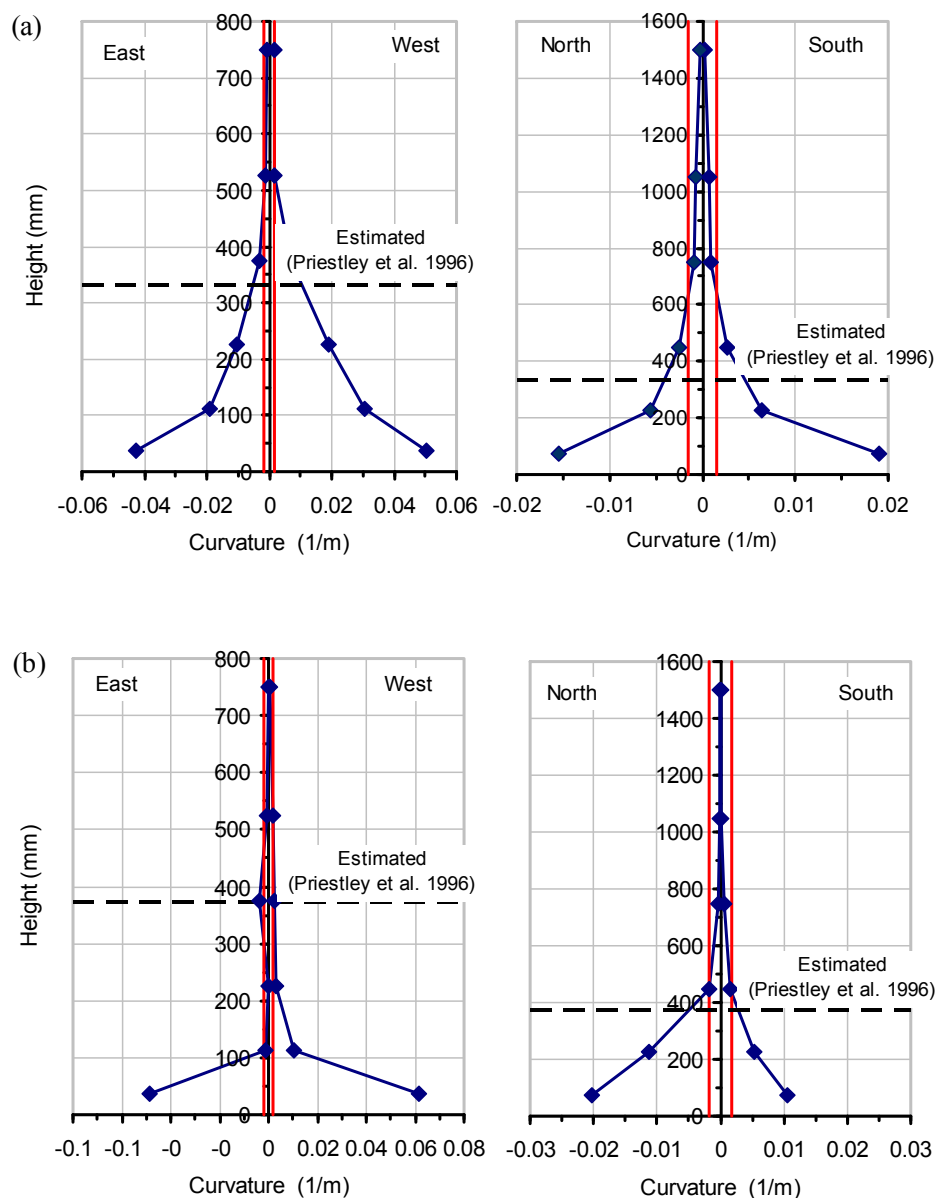


Figure 3.25 : Enveloppes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2.

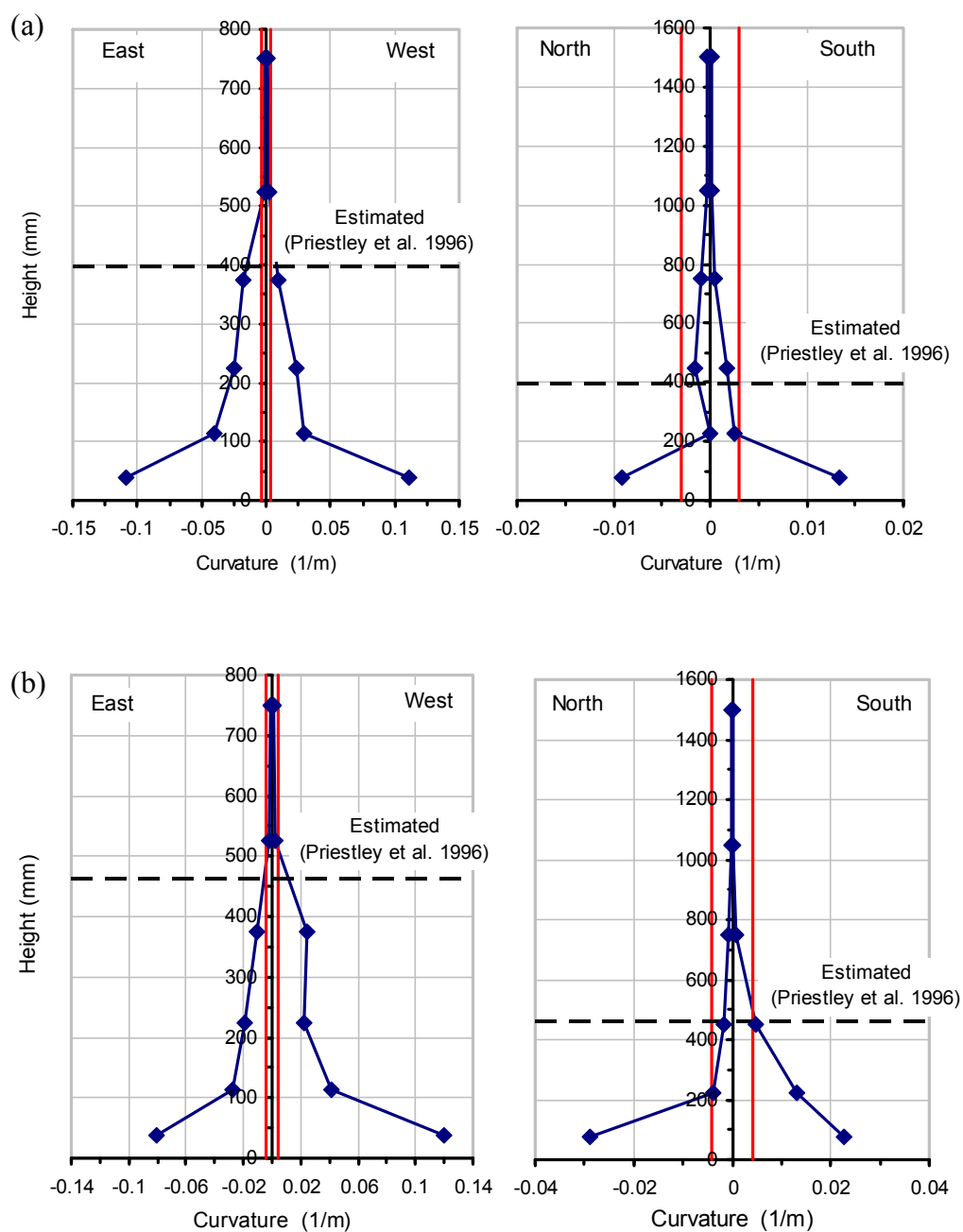


Figure 3.26 : Envelopes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques :

(a) Spécimen S3; (b) Spécimen S4.

3.4.4 Règle de combinaison et taux minimum d'armature longitudinale

Le comportement observé jusqu'au niveau correspondant à la demande de conception et au-delà montre que la valeur α de la règle de combinaison (Éq. 2.13) prise en compte dans la conception n'a pas eu d'impact significatif sur la capacité de déformation inélastique bi-axiale des colonnes. En outre, les colonnes ont été en mesure d'atteindre leurs capacités nominales en flexion prévue jusqu'au dernier cycle précédant la rupture de la première barre longitudinale, comme on peut le voir à la Figure 3.27.

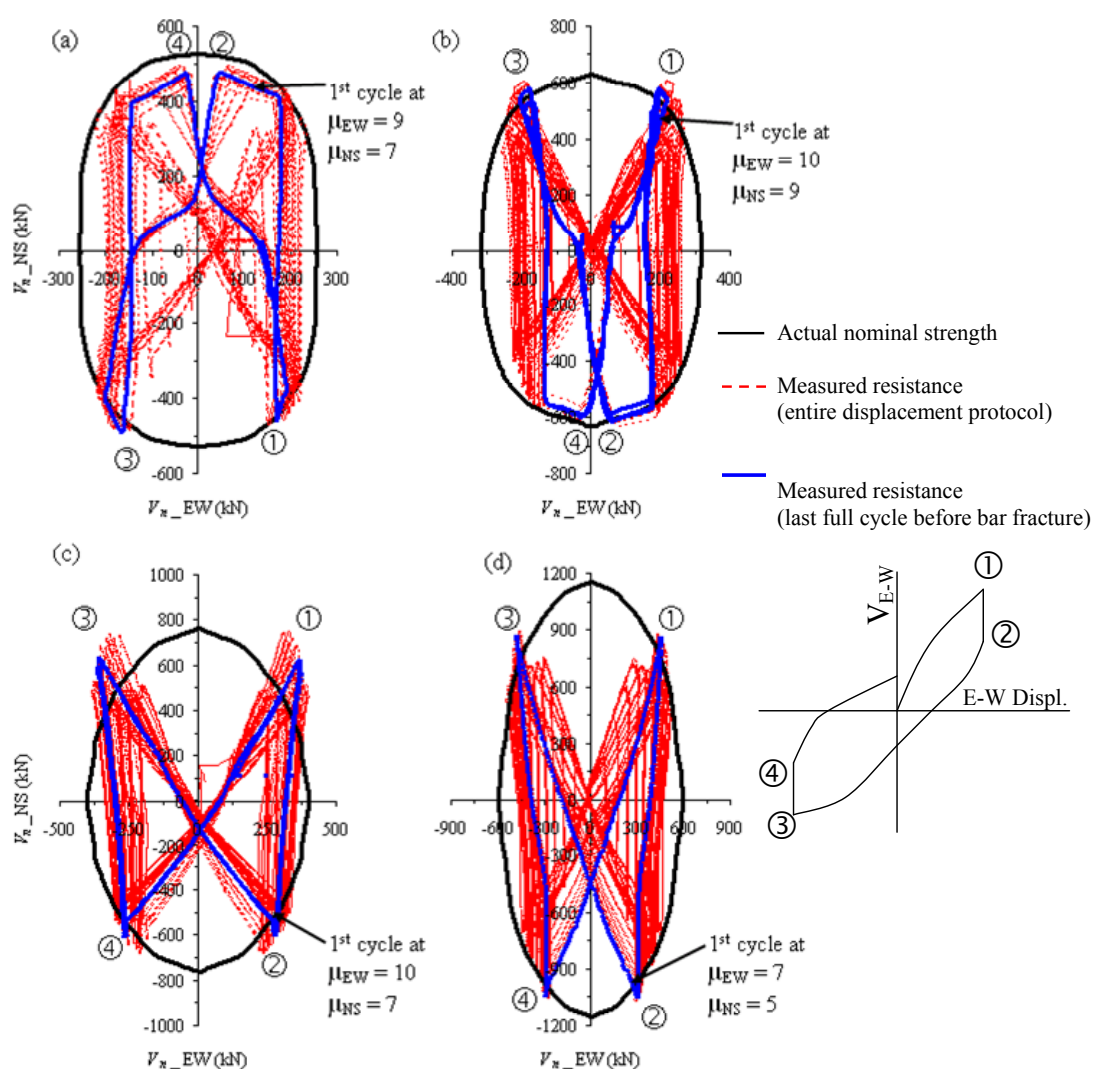


Figure 3.27 : Résistances nominales prédites et mesurées de : (a) Spécimen S1; (b) Spécimen S2; (c) Spécimen S3; (d) Spécimen S4.

Dans la Figure 3.27, la résistance mesurée lors du dernier cycle avant la rupture des barres est comparée à l'ellipse de résistance nominale prédite pour les quatre spécimens. La séquence des déplacements imposés y est aussi identifiée par les points 1 à 4 de la Figure 3.8. On constate que la résistance mesurée atteint l'ellipse de résistance nominale aux points 1 et 3, lorsque les déplacements imposés dans les 2 directions E-O et N-S augmentent et atteignent leur maximum simultanément. Il en est de même pour les points 2 et 4 après inversement complet du déplacement horizontal imposé. Ces réponses ont été mesurées à des ductilités largement supérieures à celles anticipées à la suite de la conception avec un facteur de modification $R = 3.0$. Ce surplus de capacité en ductilité a contribué au bon comportement des spécimens S1 et S3 conçus sans combinaison des efforts ($\alpha = 0\%$) à l'Est et à l'Ouest du Canada, respectivement.

Les résultats d'une étude expérimentale portant sur le comportement des piles circulaires contenant un faible taux d'armature longitudinale et soumis à un chargement cyclique unidirectionnel (Priestley et al. 1994) ont démontré que le taux minimum d'armature requis pour les piles circulaires pouvait être ramené à 0.5% sans compromettre leur bon comportement inélastique. Cette relaxation a été cependant rattachée à la condition que le moment résistant en flexion M_r soit au moins égale à deux fois le moment de fissuration M_{cr} de la section. Cette exigence vise principalement à garantir une fissuration uniforme et distribuée sur une longueur suffisante le long de la hauteur de la colonne et à éviter ainsi le développement de courbures locales importantes concentrées à la base de la pile et des déformations excessives de l'armature tendue. Le rapport M_r / M_{cr} des spécimens testés varie de 2.05 (Spécimen S1) à 4.71 (Spécimen S4) et les fissures de flexion étaient réparties sur une hauteur d'environ 1000 à 1300 mm. Le comportement adéquat des spécimens S1 et S2, dont le taux d'armature prévu n'était que de 0.41% et 0.57%, montre que le taux minimum d'armature requis de 0.8% imposé actuellement par le CSA S6 pourrait être réduit à 0.5% pour les colonnes rectangulaires sous réserve que le rapport $M_r / M_{cr} \geq 2.0$.

CHAPITRE 4 DISCUSSION GÉNÉRALE

Les codes parasismiques modernes, pour tenir compte de la multiplicité des mouvements sismiques, préconisent de déterminer les efforts par des analyses spectrales effectuées indépendamment dans les deux directions principales de la structure et de les combiner à l'aide de la règle du pourcentage (30% ou 40%). Bien qu'approximative, la règle du pourcentage présente l'avantage d'être simple d'application et directe. Sa validation a fait l'objet de plusieurs études, analytiques pour la plupart. Cependant, ces études de validation se sont limitées uniquement aux cas où les réponses à l'action sismique sont définies par un seul paramètre de calcul. Les conclusions qui en découlent ne peuvent être généralisées aux colonnes de ponts pour lesquels les réponses sismiques et la résistance dépendent de l'interaction de plusieurs paramètres de calcul. De plus, les recherches relatives à la combinaison à adopter pour la règle du pourcentage ne semblent pas être stabilisées à une valeur définitive. Les valeurs de pourcentage (α) proposées varient de 20% à 50% selon les études, ce qui semble indiquer que la valeur du pourcentage dépend du type de structure et des séismes considérés, tel que souligné par Rosenblueth et Contreras (1977).

Dans ce contexte, le projet de recherche présenté dans le cadre de cette thèse visait d'une part à valider la règle de combinaison du pourcentage préconisée par les codes parasismiques Nord Américain (CSA 2006, AASHTO 2009) en tenant compte de l'interaction des réponses, en termes de moments (M_x , M_y), dans les 2 directions principales des piles de ponts, et d'autre part à examiner les exigences de conception parasismique relatives aux piles dans le cas de sollicitations sismiques bidirectionnelles.

4.1 Validation de la règle du pourcentage

Des analyses dynamiques spectrales élastiques et des analyses dynamiques temporelles multiples élastiques et non linéaires ont été réalisées sur un ensemble de modèles de ponts réguliers en béton armé présentant différentes caractéristiques géométriques. Les ponts ont été soumis à des mouvements sismiques bidirectionnels historiques et artificiels caractérisant les régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. Les réponses sismiques critiques exactes, en termes de moments bi-axiaux (M_x , M_y) à la base des colonnes ainsi que le taux d'armature longitudinal

requis dans les colonnes, calculés à l'aide de la méthode dynamique temporelle sont comparés à ceux estimés à l'aide de la méthode dynamique spectrale et de la règle de combinaison et ce pour différentes valeur du pourcentage α .

Les résultats obtenus de la comparaison des réponses sismiques critiques (M_x , M_y) démontrent que le pourcentage α dépend fortement du type de pont et du site considérés. Plus spécifiquement, le pourcentage de combinaison a été sensible au biais des colonnes et au rapport des intensités des composantes orthogonales principales des mouvements sismiques. L'examen du rapport des intensités des composantes horizontales des mouvements sismiques dans les directions principales a révélé que les 2 composantes des séismes historiques de l'Ouest transmettent des niveaux d'énergie beaucoup plus équivalents (rapport moyen de 1.21) comparativement aux composantes des séismes historiques de l'Est (rapport moyen de 2.05). Il a été constaté aussi, dans le cas des séismes de l'Ouest, que plusieurs grands pics d'accélération des composantes orthogonales surviennent au même instant durant la phase des mouvements forts, ce qui n'est pas le cas pour les séismes de l'Est. Ces deux différences sont à l'origine des résultats des analyses dynamiques transitoires des modèles de ponts pour les deux régions et semblent indiquer qu'une valeur du pourcentage α plus élevée est requise pour l'Ouest que pour l'Est.

D'autre part, la comparaison du taux d'armature requis pour résister aux moments bi-axiaux (M_x , M_y) qui découlent du coefficient de combinaison α , variant de 0 (sans combinaison) à 1.0 (règle des 100%), à ceux obtenus des analyses sismiques temporelles bidirectionnelles montrent que le coefficient optimum α augmente linéairement en fonction du biais θ pour les ponts situés dans la région de l'Est et vaut en moyenne 0.18, alors que pour les ponts situés dans la région de l'Ouest le coefficient optimum α reste approximativement constant à 0.4 avec une valeur moyenne égale à 0.38. Les résultats indiquent aussi que, pour les ponts droits sans biais situés à l'Est ou à l'Ouest, une conception sans combinaison des efforts ($\alpha = 0$) serait adéquate. Sur la base de ces résultats et de la tendance observée, une nouvelle règle du pourcentage, basée sur un coefficient α variable en fonction de la typologie des ponts et des régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada, a été proposée pour les ponts réguliers. Pour la région sismique de l'Est du Canada, il est suggéré d'utiliser une valeur de $\alpha = 0.2$ (règle des 20%), à l'exception des ponts courbes et des ponts en biais dont l'angle de biais est supérieur à 35° et pour lesquels un pourcentage $\alpha = 0.4$ (règle des 40%) devrait être utilisée. Pour la région sismique de l'Ouest du Canada, il est recommandé d'augmenter la valeur du pourcentage α actuellement prescrite par le Code de 0.3

(règle des 30%) à 0.4 (règle des 40%) pour tous les ponts. Pour les ponts droits ne comportant pas de biais, la combinaison des efforts n'est pas requise ($\alpha = 0$) et ce pour les deux régions sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada.

L'efficacité et la fiabilité de cette nouvelle règle du pourcentage ont été validées, pour les deux régions sismiques du Canada, par des analyses dynamiques temporelles non linéaires multiples et des essais cycliques bidirectionnels sur quatre spécimens réduits à l'échelle 1 : 0.5 de colonnes rectangulaires de ponts. Deux spécimens (S1 et S2), représentatifs de colonnes de ponts situés à l'Est, ont été conçus avec un coefficient $\alpha = 0$ et 0.3, et deux spécimens (S3 et S4), représentatifs de colonnes de ponts situés à l'Ouest, ont été conçus avec un coefficient $\alpha = 0$ et 0.4. Les résultats des essais ont montré que les quatre spécimens ont eu dans l'ensemble un bon comportement inélastique, atteignant des niveaux de ductilité élevés (variant de 6.0 à 11.0) avant leur rupture en flexion. Par ailleurs, les résultats des tests montrent que de considérer ou non une combinaison des efforts n'a pas d'effet sur la capacité de déformation inélastique des colonnes. Les colonnes conçues avec un $\alpha = 0$ ont offert un comportement similaire aux colonnes conçues avec un $\alpha \neq 0$ lorsque soumis au même historique de déplacement cyclique et bidirectionnel. Ces résultats suggèrent entre autres qu'il ne serait peut-être pas nécessaire de concevoir les colonnes pour résister aux combinaisons des moments bi-axiaux (M_x , M_y) qui découlent de coefficients α obtenus des analyses sismiques bidirectionnelles élastiques. Cette conclusion n'est cependant valable que pour la typologie des modèles de ponts considérés dans ce le cadre du présent programme expérimentale. D'autres essais devraient être réalisés pour voir si cette conclusion s'applique à d'autres typologies de ponts.

4.2 Exigences de conception parasismique du CSA S6

Les exigences de conception parasismiques du CSA S6, relatives au taux minimum d'armature longitudinale, à l'armature transversale de confinement et à la longueur de rotule plastique, pour les piles de ponts soumis à des sollicitations sismiques bidirectionnelles ont été aussi examinées.

Les quatre spécimens ont été conçus et détaillés selon les exigences parasismiques de résistance et de confinement du CSA S6, à l'exception de l'exigence relative au taux minimum d'armature longitudinale qui a été intentionnellement omise. Le taux d'armature longitudinale requis pour les spécimens S1 et S2, pour résister à la demande sismique bidirectionnelle de l'Est, est de 0.41% et

0.57%, respectivement, soit bien inférieur à la limite de 0.8% requise par le CSA S6. Dans le cas des spécimens S3 et S4, par contre, le taux d'armature longitudinale requis, pour résister à la demande sismique bidirectionnelle de l'Ouest, est supérieur au minimum requis par le CSA S6. Pour les spécimens S3 et S4 le taux requis était de 0.94% et 1.72%, respectivement.

Les colonnes S1 et S2 ont offert un comportement cyclique bidirectionnel satisfaisant et ont pu développer la résistance prédite et ce jusqu'à des niveaux de ductilité largement supérieurs à ceux anticipés par le facteur R utilisé en conception. Les résultats des tests montrent que le bon comportement inélastique des colonnes n'est pas nécessairement tributaire du taux d'armature longitudinale et suggèrent que la limite inférieure du CSA S6 pourrait être abaissée à 0.5%. Cette conclusion est cependant rattachée à la condition que le moment de fissuration M_{cr} soit au moins égal à deux fois le moment résistant M_r , et ce pour assurer une distribution minimale de la fissuration de flexion et d'éviter une rupture fragile.

Les critères du CSA S6 relatifs à l'armature transversale de confinement ont permis d'atteindre le comportement souhaité pour tous les spécimens. Cependant, les essais ont démontré qu'il pouvait y avoir flambement et rupture des barres longitudinales de coin qui sont les plus sollicitées dans le cas d'un chargement bidirectionnel. Le flambement de ces barres s'est produit à des niveaux de ductilité très élevés en raison du jeu qui s'est créé progressivement entre les cadres périphériques et le noyau de béton, entraînant ainsi le flambement des barres longitudinales dans le plan parallèle à l'armature transversale. Ce mode de rupture ne peut être qualifié de ductile et un mécanisme de retenue supplémentaire devrait être fourni pour empêcher le mouvement latéral des barres de coin et prévenir leur flambement et éventuellement leur rupture. Par ailleurs, des critères plus stricts pour l'armature transversale semblent être nécessaires pour les barres longitudinales de petit diamètre.

La hauteur de la zone de rotule plastique, pour les quatre colonnes, correspondait approximativement à la petite dimension de la section de la colonne plutôt qu'à la grande dimension telle spécifiée dans le Code CSA S6. Le produit de la courbure par la profondeur de la section est plus élevé pour la flexion selon l'axe faible, ce paramètre devrait être considéré pour estimer la longueur de la zone de la rotule plastique dans les colonnes rectangulaires soumises à un chargement bidirectionnel.

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 Conclusions de l'Article 1

La validité et la fiabilité de la règle des 30%, prescrite par la majorité des codes parasismiques modernes, pour tenir compte de la multiplicité des directions du mouvement sismique dans le cas des piles de ponts sont examinées en comparant les résultats obtenus par des analyses dynamiques spectrales à ceux obtenus par des analyses dynamiques temporelles multiples sur un ensemble de modèles de ponts réguliers ayant des caractéristiques géométriques variables. Deux ensembles de mouvements sismiques, composés de paires d'accélérogrammes historiques et artificiels, ont été utilisés afin d'évaluer l'effet des caractéristiques des mouvements sismiques sur la règle du pourcentage : le premier ensemble caractérisant les mouvements sismiques anticipés dans les régions de l'Est du Canada, et le deuxième ensemble caractérisant les mouvements sismiques anticipés dans les régions de l'Ouest du Canada. Les résultats de cette étude font ressortir les principales conclusions suivantes :

- Pour les colonnes de ponts dont la réponse est définie par l'interaction de plusieurs paramètres de calcul, l'utilisation de la règle des 30% introduit une erreur absolue moyenne de l'ordre de 7% comparativement à la réponse obtenue par analyses dynamiques temporelles multiples. Dans certains cas, la règle des 30% sous-estime ou surestime la réponse exacte de près de 21% et 19%, respectivement.
- Pour les ponts étudiés (droits, en biais, ou courbes), situés à Vancouver (régions de l'Ouest), la règle des 30% tend à sous-estimer la demande critique bidirectionnelle dans les colonnes. Par contre, pour les mêmes ponts situés à Montréal (régions de l'Est), la règle des 30% tend plutôt à surestimer en moyenne la demande critique bidirectionnelle dans les colonnes. Cette différence est attribuable en partie au fait que les intensités des deux composantes orthogonales principales des mouvements sismiques de l'Ouest sont comparables, contrairement aux intensités des composantes des mouvements sismiques de l'Est. En outre, les composantes orthogonales principales des séismes de l'Ouest présentent des pointes d'accélération d'amplitudes comparables se produisant au même instant, particulièrement

durant la phase intense du séisme. Cette condition qui n'est pas présente dans les signaux de l'Est est favorable à une combinaison bidirectionnelle plus élevée.

- Les limites des erreurs dans le cas des ponts droits et des ponts courbes sont comparables et considérées comme acceptables. Par contre, les limites des erreurs obtenues dans le cas des ponts en biais sont plus élevées et indiquent que le biais pourrait être un des paramètres à l'origine de cette différence.
- Les résultats de cette étude montrent que la règle des 30% ($\alpha = 0.3$) telle que spécifiée actuellement par les codes parasismiques peut conduire à une prédiction non conservatrice de la demande sismique bidirectionnelle dans le cas des colonnes de ponts droits, courbes ou en biais. La dispersion des résultats obtenus indique que la règle de combinaison dépend des caractéristiques des structures des ponts et des mouvements sismiques. Ceci suggère que la règle de combinaison pourrait être améliorée par le biais d'un pourcentage (α) qui tiendrait compte des différences relevées dans le cadre de cette étude. Les résultats obtenus semblent indiquer qu'un pourcentage plus élevé que les 30% ($\alpha > 0.3$) serait plus approprié pour les ponts situés à l'Ouest, alors pour les ponts situés à l'Est, un pourcentage moins élevé ($\alpha < 0.3$) serait plus approprié.
- Des séismes artificiels ont été utilisés pour palier au manque d'enregistrements de séismes historiques pour les deux régions considérées dans cette étude. L'analyse des rapports d'intensités des composantes orthogonales dans les directions principales des séismes artificiels et historiques a révélé que l'utilisation de 2 réalisations différentes d'un séisme artificiel dans les deux directions orthogonales simultanément ne constituait pas une représentation réaliste de deux composantes orthogonales d'un mouvement sismique historique. Par conséquent, il est recommandé de n'utiliser que des mouvements sismiques historiques pour les études futures portant sur la réponse due à des mouvements sismiques multidirectionnels.
- Bien que les erreurs absolues moyennes dans la magnitude du vecteur réponse sismique aient été jugées acceptables, leur impact sur le taux d'armature requis et sur la résistance des colonnes doit être examiné.

5.2 Conclusions de l'Article 2

L'impact de la règle de combinaison des 30% prescrite par les codes parasismiques Nord Américain sur le taux d'armature longitudinal requis est examiné dans le cadre de cette étude. Le taux d'armature requis dans les colonnes de 14 modèles de ponts réguliers présentant des caractéristiques géométriques différentes a été déterminé. Le taux d'armature longitudinale requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant de l'analyse dynamique spectrale et de la règle de combinaison spatiale a été calculé pour différentes valeurs de pourcentage α (0, 0.3, et 1.0). Les taux d'armature obtenus ont été comparés à ceux obtenus par analyses dynamiques temporelles multiples afin d'identifier les propriétés géométriques qui ont le plus d'impact sur la règle de combinaison. Les valeurs optimales α pour la conception ont été déterminées par interpolation linéaire entre ces valeurs et une nouvelle règle du pourcentage est proposée. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées pour valider la règle proposée. L'étude a été réalisée pour deux sites de l'Est et de l'Ouest Nord Américain ayant une sismicité modérée. Les conclusions suivantes ont été tirées de cette étude :

- Pour les ponts situés à Montréal, le taux d'armature longitudinale requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant de l'analyse dynamique spectrale et de la règle de combinaison des 30% spécifiée dans le CSA S6 peut être surestimé de près de 13%, comparativement au taux d'armature requis obtenu d'analyses dynamiques temporelles multiples. Dans le cas des ponts situés à Vancouver, le taux d'armature peut être sous-estimé de près de 16%. L'utilisation de la règle des 100% conduit à une surestimation excessive du taux d'armature requis pour tous les modèles de ponts étudiés et pour les deux sites considérés.
- Pour les ponts situés à Montréal (Régions de l'Est), les taux d'armature longitudinale requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant de l'analyse spectrale et des règles de combinaison sont largement inférieurs au taux minimum requis de 0.8% spécifié par le CSA S6. À l'inverse, les taux d'armature longitudinale pour les mêmes ponts situés à Vancouver (région de l'Ouest) sont supérieurs à cette limite. Les résultats montrent aussi que les taux d'armature requis pour Vancouver sont trois fois plus élevés que ceux requis pour Montréal.

- Le pourcentage optimum α de la règle de combinaison varie en fonction du site considéré (Est ou Ouest du Canada) et des propriétés géométriques des structures de ponts. En particulier, la règle de combinaison pour les ponts droits à 2 travées continues situés à Montréal (régions de l'Est) doit tenir compte de l'angle du biais des colonnes. Par ailleurs, des valeurs plus élevées de α sont généralement requises pour les ponts situés à Vancouver comparativement à ceux situés à Montréal.
- Pour les régions de l'Est du Canada, l'utilisation de la règle des 20% ($\alpha = 0.2$) conduit à un taux d'armature longitudinale requis dans les colonnes sensiblement égal à celui requis pour résister à la demande sismique bidirectionnelle découlant d'analyses dynamiques temporelles multiples. Cependant, pour les ponts courbes ou les ponts possédant un biais supérieur à 35° , la règle des 40% ($\alpha = 0.4$) est plus appropriée. Pour les régions de l'Ouest du Canada, la règle des 40% ($\alpha = 0.4$) devrait être utilisée. Pour les ponts droits sans biais, une valeur de $\alpha = 0$ (aucune combinaison requise) semble être adéquate, et ce aussi bien à Montréal qu'à Vancouver.
- Des analyses dynamiques temporelles non linéaires effectuées sur des modèles de ponts à 2 travées continues comportant un fort biais (30° et 45°) et conçus à l'aide des règles de combinaison proposées montrent que les colonnes résistent assez bien à la demande sismique bidirectionnelle pour les deux sites considérés et que les dommages subis par les colonnes sont limités et réparables.
- Les résultats des analyses non linéaires des ponts situés à Montréal, pour lesquels le taux d'armature longitudinal pourvu dans les colonnes était inférieur au minimum requis par le CSA S6 (moins que $2/3$ de 0.8%), montrent que la limite inférieure de 0.8% pourrait être abaissée sans compromettre le bon comportement sismique des colonnes.

5.3 Conclusions de l'Article 3

Des essais cycliques bidirectionnels ont été réalisés sur quatre spécimens à l'échelle 1 : 0.5 de colonnes rectangulaires de ponts en béton armé afin de vérifier, d'une part la nécessité de considérer les règles de combinaison des efforts sismiques dus à l'action simultanée des composantes orthogonales des mouvements sismiques, et d'autre part d'examiner les exigences du CSA S6 relatives au taux d'armature minimum requis de 0.8% pour les colonnes de ponts et à

l'armature transversale de confinement dans le cas de chargements cycliques bidirectionnels. Les quatre spécimens identiques, d'une hauteur de 3 m et une section rectangulaire de 600 mm × 1200 mm, ont été conçus selon les exigences parasismiques du CSA S6. Deux spécimens ont été conçus pour la région de Montréal, Qc (Est du Canada) à l'aide des règles de 0% et 30%, résultant en des taux d'armature requis de 0.41% et 0.57%, respectivement. Les deux autres spécimens ont été conçus pour la région de Vancouver, BC (Ouest du Canada) à l'aide des règles de 0% et 40%, résultant en des taux d'armature requis de 0.97% et 1.72%, respectivement. Un protocole de chargement cyclique bidirectionnel a été développé spécifiquement pour les deux sites considérés à partir d'analyses dynamiques temporelles non linéaires effectuées sur les ponts prototypes. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude expérimentale :

- Tous les spécimens testés ont eu un bon comportement cyclique bidirectionnel et ce jusqu'à des niveaux de ductilité variant entre 6.0 et 11.0. Sous l'effet de la demande sismique de conception, les dommages observés étaient limités à de l'écaillage de béton et de la fissuration de flexion répartie sur environ 1/3 de la hauteur des colonnes. Tous les spécimens ont atteint la ruine par flexion après rupture en traction des barres longitudinales à la base des colonnes à des niveaux de demandes en déplacements largement supérieurs au niveau de conception.
- Les critères du CSA S6 pour l'armature transversale et l'espacement centre-à-centre des barres longitudinales ont permis d'avoir un confinement adéquat du noyau de béton et d'atteindre le comportement souhaité. Cependant, les essais ont montré qu'il pouvait y avoir flambement et rupture des barres longitudinales de coin. Ce mode de rupture ne peut être qualifié de ductile même s'il s'est produit à de très grands niveaux de ductilité. Un mécanisme de retenue supplémentaire devrait être fourni pour empêcher le mouvement latéral de ces barres critiques pour la flexion bi-axiale et prévenir leur flambement et leur rupture. Par ailleurs, des critères plus stricts pour l'armature transversale semblent être nécessaires pour les barres longitudinales de petit diamètre.
- Les spécimens conçus sans combinaison des efforts ($\alpha = 0$), en dépit d'une résistance plus faible, ont offert un comportement similaire aux spécimens conçus avec combinaison des efforts ($\alpha \neq 0$) lorsque soumis au même historique de déplacement cyclique bidirectionnel. Pour les deux sites considérés (Est et Ouest du Canada), le surplus d'armature longitudinale

découlant de la combinaison des efforts n'a pas eu d'effet sur la capacité de déformation inélastique des spécimens. Les ductilités atteintes étaient comparables et aucune tendance nette n'a été observée. Pour les ponts étudiés, cela est attribuable à la réserve de capacité de ductilité des colonnes. Cela suggère qu'il ne serait peut-être pas nécessaire de concevoir les colonnes de ponts pour résister aux combinaisons des efforts qui découlent des facteurs α obtenus d'analyses sismiques bidirectionnelles élastiques.

- Bien que pourvues d'un taux d'armature longitudinal inférieur au minimum de 0.8% prescrit par le CSA S6, les colonnes de ponts conçues pour l'Est du Canada ont offert un comportement cyclique bidirectionnel satisfaisant. Les résultats des tests suggèrent que la limite inférieure du taux d'armature longitudinal pourrait être abaissée à 0.5%. Le rapport M_r/M_{cr} doit cependant être égal ou supérieur à 2.0 afin d'assurer une distribution minimale des fissures de flexion et d'éviter une rupture fragile.
- Pour tous les spécimens, la hauteur de la zone de rotule plastique correspondait approximativement à la petite dimension de la section de la colonne plutôt qu'à la grande dimension tel que spécifié dans le Code CSA S6. Le produit de la courbure par la profondeur de la section est plus élevé pour la flexion selon l'axe faible, ce qui suggère de considérer ce paramètre pour estimer la longueur de la zone de rotule plastique dans les colonnes rectangulaires.

5.4 Recommandations

Sur la base des études analytiques (Articles 1 et 2), les recommandations suivantes peuvent être énoncées :

- Pour une estimation adéquate de la demande sismique bi-axiale sur les colonnes de ponts réguliers soumis à l'action simultanée des composantes horizontales des mouvements sismiques, il est recommandé d'utiliser la règle de combinaison avec un pourcentage α variable, plutôt qu'un pourcentage fixe ($\alpha = 0.3$) tel que spécifié actuellement dans les codes Nord Américain. Plus spécifiquement : (i) Pour les ponts réguliers situés dans les zones de moyenne sismicité de l'Est du Canada, il est recommandé d'utiliser la règle des 20% ($\alpha = 0.2$); (ii) Pour les ponts courbes ou les ponts possédant un biais supérieur à 35° , il est recommandé d'utiliser la règle des 40% ($\alpha = 0.4$); (iii) Pour les ponts réguliers situés dans les

zones de moyenne sismicité de l'Ouest du Canada, il est recommandé d'utiliser la règle des 40% ($\alpha = 0.4$).

- Pour les ponts réguliers droits sans biais, une valeur de $\alpha = 0$ (aucune combinaison requise) pourrait être appliquée sans égard au site. Il est cependant recommandé qu'une telle relaxation soit validée par des essais cycliques bidirectionnels sur des colonnes de ponts de grandes échelles avant d'être adoptée.
- Pour le calcul des effets dus aux mouvements sismiques multidirectionnels, il est recommandé de n'utiliser que des enregistrements historiques.
- Des essais sur des colonnes rectangulaires de ponts devraient être réalisés pour examiner la possibilité d'abaisser le taux minimum d'armature longitudinal de 0.8% actuellement prescrit par le CSA S6 et d'évaluer l'effet d'une telle relaxation sur le comportement inélastique des colonnes.
- Les règles de combinaison proposées et les conclusions de l'étude sont applicables aux ponts réguliers selon la classification établie par les normes CSA S6 et AASHTO. Pour les ponts irréguliers et complexes, il est recommandé d'utiliser des méthodes d'analyses plus rigoureuses, telle que la méthode dynamique temporelle multiple ou la méthode générale.

Sur la base du programme expérimental sur le comportement de colonnes rectangulaires de ponts sous chargement cyclique bidirectionnel (Article 3), il est recommandé de :

- Prévoir d'une part, un mécanisme de retenue supplémentaire des barres longitudinales de coin pour empêcher leur flambement et leur rupture et d'autre part, des critères plus stricts pour l'armature transversale dans le cas où la colonne comporte des barres longitudinales de petits diamètres.
- Vérifier, pour d'autres typologie de ponts que ceux étudiés, la nécessité ou non de concevoir les colonnes pour résister aux combinaisons des efforts qui découlent des facteurs α obtenus d'analyses sismiques bidirectionnelles élastiques.
- Réduire la limite inférieure de l'armature longitudinale dans les colonnes de ponts de 0.8% à 0.5% lorsque le rapport $M_r/M_{cr} \geq 2.0$.

- Considérer le produit de la courbure par la profondeur de la section dans la détermination de la longueur de rotule plastique.
- Examiner dans le cadre d'études futures : (i) l'impact de la variation de paramètres tel que les conditions de sol et les types de sections sur les conclusions présentées dans cette étude, et (ii) la possibilité de relaxer les exigences de conception parasismique des colonnes rectangulaires prescrites dans le CSA S6.

Les résultats et les conclusions de cette étude portent principalement sur les piles de ponts réguliers conçues par capacité selon les exigences des normes parasismiques actuelles et pour lesquelles le mode de rupture critique est la flexion bi-axiale. Pour les piles de ponts existants conçues selon les anciennes normes et pour lesquelles la conception par capacité n'a pas été utilisée, le mode de rupture critique peut être différent (ex., cisaillement, flambement des barres, glissement des barres, etc.). Les effets de la règle de combinaison sur ces mécanismes de défaillances doivent être examinés dans le cadre d'études analytiques et expérimentales futures. Par ailleurs, la torsion n'a pas été considérée lors des essais en laboratoire (Article 3). Les conclusions rapportées dans la troisième partie de l'étude (Article 3) doivent être validées par des essais sur des piles de ponts soumises à de la torsion.

BIBLIOGRAPHIE

Adams J., Rogers G., Halchuk S., McCormack D., and Cassidy J. (2002). The case for an advanced national earthquake monitoring system for Canada's cities at risk, Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, MA, 2002, Paper 00042.

Adams J., and Halchuk S. (2003). Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. Geological Survey of Canada, Open File 4459.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1996). Standard specifications for highway bridges, Division 1-A, Seismic design. Washington, DC.

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2009). Guide specifications for LRFD seismic bridge design. 1st Ed., Washington, DC.

Anastassiadis K. (1993). Directions sismiques défavorables et combinaisons défavorables des efforts. Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics; 512: 83-97.

Arias A. (1970). A measure of earthquake intensity. In: Hansen RJ, Editor. Seismic design for nuclear power plants. Cambridge, MA: MIT Press.

ATC. (2003). Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. Applied Technology Council, Redwood City, CA. Report No. ATC-49.

Atkinson G.M. (2005). Simulated earthquake for Montreal and Vancouver. Personal communication.

Atkinson G.M., and Beresnev I.A. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Can. J. Civ. Eng.*; 25 (2): 305-318.

Bommer J.J., Acevedo A.B., and Douglas J. (2003). The Selection and scaling of real earthquake accelerograms for use in seismic design and assessment. ACI International Conference, American Concrete Institute, La Jolla, San Diego, CA.

Bousias S.N., Verzeletti G., Fardis, M.N. and Gutierrez E. (1995). Load-path effects in column biaxial bending with axial force, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.121, No. 5, 596-605.

Bresler B. (1960). Design criteria for reinforced columns under axial load and biaxial bending, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 32, No. 5, 481-490.

CALTRANS. (2001). Seismic design criteria: SDC Version 1.2. California Department of Transportation, Sacramento, California.

Chopra A.K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice Hall, New Jersey.

Chopra A.K. (1996). Emilio Rosenblueth's selected results in structural dynamics, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2016.

Chu S.L., Amin M., and Singh S. (1972). Spectral treatment of actions of three earthquake components on structures, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 21, 126-136.

CSA. (2006a). CAN/CSA-S6-06, Canadian highway bridge design code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.

CSA. (2006b). CSA S6.1-06, Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian highway bridge design code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.

CSI. (2005). SAP2000 - Integrated software for structural analysis and design. Computer & Structures, Berkeley, CA.

Davidovici V. (1999). La construction en zone parasismique. Moniteur référence technique, Le Moniteur, Paris, 330.

Der Kiureghian A. (1981). A response spectrum method for random vibration analysis of MDOF systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, 419-435.

Duan L., and Chen W.F. 1999. Seismic design methodologies and performance-based criteria. In Proceedings of the International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, National Center for Resources on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.

European Committee for Standardization (ECS). (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004, Brussels, Belgium.

Faella G., Kilar V., and Magliulo G. (2000). Symmetric 3D buildings subjected to bi-directional input ground motion, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1809.

Gao X.A., Zhou X.Y., and Wang L. (2004). Multi-component seismic analysis for irregular structures, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Paper No.1156.

Greig L, and Atkinson G.M. (1993). The damage potential of eastern North American earthquakes. *Seism. Res. L.* 64(2): 119-137.

Gupta A.K., and Singh M.P. (1977). Design of column sections subjected to three components of earthquake. *Nuclear Eng. and Design*; 41: 129-33.

Halchuk S., and Adams J. (2004). Deaggregation of seismic hazard for selected Canadian cities. *Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadian Association of Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Paper 2470.*

Harris H.G. and Sabnis G.M. (1999). *Structural modeling and experimental techniques*. 2nd Ed, Boca Raton Editor, CRC press.

Heidebrecht A.C. (2003). Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30: 241–254.

Hernandez J.J., and Lopez A. (1998). Discussion of “A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis” by Charles Menum and Armen Der Kiureghian, *Earthquake Spectra*, Vol. 14, No. 4, 713-715.

Hong H.P. (2000). Short reinforced concrete column capacity under biaxial bending and axial load, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, 1173-1182.

Hsu C-T. T. (1988). Analysis and design of square and rectangular columns by equation of failure surface, *ACI Structural Journal*, 167-179.

Imbsen R.A. (2006). Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway Bridges. Report prepared as part of NCHRP Project 20-07, Task 193, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, TRC/Imbsen & Associates, Sacramento, CA.

Khaled A., Tremblay R., and Massicotte B. (2006). Assessing the adequacy of the 30% combination rule in estimating the critical response of bridge piers under multi-directional earthquake components. Proc. 7th International Conference on Short & Medium Span Bridges, Montreal, QC, Paper SD-014.

Leblond L. (1980). Calcul sismique par la méthode modale – Utilisation des réponses pour le dimensionnement, Annales de l'ITBTP, No.380, 119-127.

Lopez O.A., and Torres R. (1996a). Discussion of “A clarification of orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis” by E. L. Wilson, I. Suharwardy, and A. Habibullah, Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 2, 357-361.

Lopez O.A., and Torres R. (1996b). Determination of maximum structural response to two horizontal ground motion components applied along any arbitrary directions for application to building codes, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 619.

Lopez O.A., and Torres R. (1997). The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 881-894.

Lopez O.A., Chopra A.K., and Hernandez J.J. (2000). Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, 1759-1778.

Lopez, O.A., Chopra, A.K., and Hernandez, J.J. (2001). Evaluation of Combination Rules for Maximum Response Calculation in Multicomponent Seismic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, 1379-1398.

Lopez O.A., Hernandez J.J., Bonilla R., and Fernandez A. (2006). Response spectra for multicomponent structural analysis. *Earthquake Spectra*, 22(1): 85-113.

Mahin S.A. (1988). Inelastic behavior and modeling of reinforced concrete columns under multidirectional seismic excitations, *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, SF-R1, Vol.VIII, Tokyo-Kyoto, Japan, 519-530.

Maleki S., and Bisadi V. (2006). Orthogonal effects in seismic analysis of skewed bridges, *ASCE Journal of Bridge Engineering*., 11 (1), 122-130.

Mander J.B., Priestley M.J.N., and Park R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8): 1804-1826.

Maruyama K., Ramirez H., and Jirsa J.O. (1984). Short RC columns under bilateral load histories, *Journal of Structural Engineering*, Vol.110, No.1, 120-137.

Mazzoni S., McKenna F., Scott M.H., and Fenves G.L. et al. (2006). OpenSees command language manual. Open System for Earthquake Engineering Simulation, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley. Available on <http://opensees.berkeley.edu>

Menem C., and Der Kiureghian A. (2000a). Envelopes for seismic response vectors. I: Theory, *J. Struct. Engrg. of ASCE*; 126 (4): 467-73.

Menem C., and Der Kiureghian A. (2000b). Envelopes for seismic response vectors. II: Application, *J. Struct. Engrg. of ASCE*; 126 (4): 474-81.

Menem C., and Der Kiureghian A. (1998). A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra* 1998; 14 (1): 153-63.

Mohraz B. (2000). Earthquake ground motion and response spectra. In: Farzad Nacim, editor. *Seismic Design Handbook*, 2nd ed.; 49-124 Chapter 2.

Nakayama T., Igarashi K., Maruta M., Takahashi M., Nakashima T., and Suzuki, N. (1996). Shaking table tests of reinforced concrete structures under bidirectional earthquake motions, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1001.

National Research Council of Canada (NRCC). (2005). National building code of Canada. 12th Ed., Ottawa, ON.

Newmark N.M., and Rosenblueth E. (1971). *Fundamentals of earthquake engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 640.

Newmark N.M. (1975). Seismic design criteria for structures and facilities, Trans-Alaska Pipeline System, Proceedings of First U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan, 94-103.

Nowak A.S., and Szerszen M.M. (2003). Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part1- Statistical models for resistance. *ACI Structural Journal*, 11(3): 377 – 382.

Oliva G.M., and Clough R.W. (1987). Biaxial seismic response of R/C frames, *ACI Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, No. 6, 1264-1281.

Ordonez G.A. (2004). SHAKE2000-A Computer program for 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems. User's Manuel.

Pannell F.N. (1963). Failure surfaces for members in compression and biaxial bending, *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings* Vol. 60, No. 1, 129-140.

Parme A.L., Nieves J.M., and Gouwens A. (1966). Capacity of reinforced rectangular columns subject to biaxial bending, *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings* Vol. 63, No. 9, 911-922.

PCA. (1984). Note on ACI 318-83: Building code requirements for reinforced concrete. Portland Cement Association; Ed. Gerald B. Neville; Skokie, IL.

Penzien J., and Watabe M. (1975). Characteristics of 3-Dimensional earthquake ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, 365-373.

Priestley M.J.N., Seible F, and Calvi G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, New York, NY: John Wiley and Sons.

Priestley, M.J.N., Seible F., and Benzoni, G. (1994). Seismic performance of circular columns with low longitudinal steel ratios. Report No. SSRP-94/08, Structural Systems Research, University of California, San Diego, La Jolla, CA.

Qiu F., Li W., Pan P., and Qian J. (2002). Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading, *Engineering Structures*, Vol. 24, 419-428.

Reed J.W., and Kennedy R.P. (1996). Discussion of “A clarification of orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis” by E. L. Wilson, I. Suharwardy, and A. Habibullah, *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 2, 353-356.

Rodriguez J.A., and Aristizabal-Ochoa J.D. (1999). Biaxial interaction diagrams for RC columns of any cross section, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No.6, 672-683.

Rosenblueth E. (1951). A basis for aseismic design. Doctoral thesis, University of Illinois, Urbana, IL.

Rosenblueth E., and Contreras H. (1977). Approximate design for multicomponent earthquakes, *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 103, No. EM5, 895-911.

Salazar A.R., Duarte J.A.J., Barraza A.L., and Dimas J.I.V. (2004). Combined effect of the horizontal components of earthquakes for moment resisting steel frames, *Steel and Composite Structures*, Vol. 4, No.3, 189-209.

Schnabel P.B. (1973). Effects of local geology and distance from source on earthquake ground motions. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, CA.

Seed H.B., and Idriss I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report EERC 70-10, University of California, Berkeley, CA.

Smeby W., and Der Kiureghian A. (1985). Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, 1-12.

Solnes J. (1997). *Stochastic process and random vibration: Theory and practice*. New York, NY: John Wiley and Sons.

StructurePoint. (2009). *spColumn: Design and investigation of concrete column sections*. StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL.

Taylor A.W., El-Bahy A., Stone W.C., and Kunnath S. (1996). Effect of load path on seismic damage to RC bridge columns, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1897.

Todeschini C.E., Bianchini A.C., and Kesler C.E. (1964). Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels. *ACI Journal, Proceedings*, 61(6): 701-716.

Toma S. (2001). Problem in the current seismic design and questions regarding the structural damages by earthquakes, *Advances in Structural Engineering*, Vol. 4, No. 1, 19-28.

Tremblay R., and Atkinson G.M. Comparative study of the inelastic seismic demand of eastern and western Canadian sites. *Earthquake Spectra* 2001; 17 (2): 333-58.

Trifunac M.D., and Brady A.G. (1975). A study of the duration of strong earthquake ground motion. *Bull. Seism. Soc. Am.* 65 (3): 581-626.

Turkstra C., and Tallin A. (1988). A re-evaluation of design spectra for seismic damage control. Report NCEER-88-0032, National Center for Earthquake Eng. Research, SUNY-Buffalo, 1988.

Umehara H., and Jirsa J.O. (1984). Short rectangular RC columns under bidirectional loadings, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 110, No. 3, 605-618.

Wilson E.L., Der Kiureghian A., and Bayo E. P. (1981). A replacement for the SRSS method in seismic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, 187-194.

Wilson E.L., and Button M.R. (1982). Three-dimensional dynamic analysis for multi-component Earthquake Spectra, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, 471-476.

Wilson E.L., Suharwardy I., and Habibullah A. (1995). A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis. *Earthquake Spectra*; 11 (4): 659-66.

Wong Y.L., Paulay T., and Priestley M.J.N. (1993). Response of circular reinforced concrete columns to multi-directional seismic attack, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 2, 180-191.

Yoshimura M., and Tsumura K. (2000). Shear-failing of reinforced concrete columns subjected to multi-axial loading, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1519.

Zaghlool S.B., Carr J.A., and Moss J.P. (2000). Inelastic behaviour of three-dimensional structures under concurrent seismic excitation, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2001, 1-8.

Zeris C.A. (1990). An investigation of the nonlinear biaxial response of simple structural systems, Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, Vol. 2, 985-994.

ANNEXE A – Article 1

**Effectiveness of the 30%-rule at predicting the elastic seismic
demand on bridge columns subjected to
bi-directional earthquake motions**

Amar Khaled, Robert Tremblay, and Bruno Massicotte

Soumis à : Elsevier Engineering Structures

Janvier 2010

Abstract

The adequacy of the 30%-rule to predict the seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake components is examined for two North American sites in areas of moderate seismic hazard: Montreal, in the East, and Vancouver, along the West coast. For both sites, historical and simulated ground motion earthquake ensembles are considered. Time-history analyses were performed on generic bridge models to determine the critical response of the columns under pairs of orthogonal seismic ground motion time-histories. Response spectrum analyses were also carried out to determine the maximum response in each direction and the critical response was estimated using the 30%-rule. The results show that the Combination Rule is tributary of both ground motions and bridge characteristics. Results also show that the 30%-rule as currently prescribed in codes may lead to unconservative estimation of the seismic demand on bridge columns.

Keywords: Bridges; Columns; Earthquake response; Combination rule; Bi-directional earthquake components.

1. Introduction

Ground motions produced by earthquakes can be decomposed into three orthogonal components of translation that act simultaneously, two in the horizontal plane and one in the vertical direction. In modern seismic design codes and regulations, vertical acceleration effects are typically only considered for bridges in the vicinity of active faults [1] or are indirectly accounted for by means of modified load factors on dead loads [2]. Explicit consideration of the effects of two horizontal orthogonal ground motion components is however required in most design specifications. Adequate prediction of the demand on bridge columns under multi-directional earthquake components can be achieved using dynamic time-history analysis of the bridge structure: time-histories of the various response quantities are obtained by applying simultaneously the two horizontal orthogonal ground motion components that are oriented at various angles with respect to the structure. Such a procedure requires multiple time-history analyses making it very lengthy and computationally demanding. Appropriate ground motion pairs are also needed for the analysis.

The response spectrum dynamic analysis method has been established as an efficient and reliable alternative to multiple time-history analyses. The basic form of the method gives maximum values of response parameters for individual ground motion orientations. Advanced response-spectrum-based methods have been proposed to predict the critical combination of response quantities relative to a prescribed capacity surface for structural elements whose critical responses depend on the interaction of more than one response quantities, e.g., axial load and bi-axial bending moments for bridge columns [3, 4, 5, 6, 7]. In these methods, an elliptical envelope is determined that bounds the evolution of multiple response quantities in time. For bridge columns, that envelope is then used to compute the reinforcement ratio required to resist that demand. In the method by Menum and Der Kiureghian [6], the concept of “supreme” envelope is introduced to account for the uncertainty in the orientation of the principal directions of the ground motions with respect to the structure axes. The method has been validated by comparing the results to multi-directional time-history analyses [7]. Although based on sound and rigorous principles of random vibration theory, it should be recognized that those advanced methods underlie complex theories and imply cumbersome calculations that are beyond the normal day-to-day practice for design engineering firms, especially for the common case of simple bridge structures. Until they are implemented into commercially available computer analysis programs,

designers will continue to use alternative simpler procedures that have gained acceptance in the engineering community for combining the effects of ground motion components.

These simplified approaches include the Percentage Rule [8, 9], the SRSS rule [10], or the CQC3 method [11, 12, 13]. Among these combination methods, the Percentage Rule has been widely accepted and is now prescribed in the majority of modern seismic design codes for bridge and building structures [1, 2, 14, 15, 16, 17] and has been implemented in computer analysis programs such as SAP2000 [18] or ETABS [19]. When applying the method for a structure subjected to two orthogonal horizontal seismic components, a unique response spectrum representation of the earthquake demand is usually adopted. That response spectrum is input independently in each of the two orthogonal directions and the structure is analyzed to obtain the maximum seismic response in each direction. These responses are then combined to estimate the total critical response. For that case, the Percentage Rule takes the vectorial form [9, 20]:

$$\vec{R} = \vec{R}_1 + \alpha \vec{R}_2 \quad (1)$$

where \vec{R}_1 and \vec{R}_2 are the maximum response vectors associated to each component of the earthquake motion, \vec{R} is the critical combined response vector, and α is the weighted percentage. However, to date, there is no general acceptance on the value of the weighted percentage α among codes and standards. Most documents prescribe a 30% combination [1, 2, 16, 17], whereas others prescribe a 40% combination [21].

The Percentage Rule is an approximate method that aims at combining the effects of multiple ground motion components. The method assumes that such effects are uncorrelated Gaussian processes or that correlations are taken into account in computing modal responses and that failure surfaces are convex. The weighted percentage $\alpha=30\%$ recommended by Rosemblyeth and Contreras [9] and adopted by the majority of codes and regulations was derived based on error minimization with respect to a prescribed capacity surface of structural elements designed for two (or more) interacting response quantities. Aside from the fact that the rule has been developed using a probabilistic approach, the value of the weighted percentage, $\alpha = 30\%$ was derived without taking into account some important factors such as the structure or the ground

motion characteristics. These shortcomings have raised questions regarding the ability of the 30%-rule to adequately predict the critical response under multi-directional earthquake components. As a consequence, several studies have been undertaken to establish its validity [13, 22, 23, 24, 25, 26, 27]. These studies generally indicated that the method can underestimate or overestimate the critical response by as much as 30% when compared to the response obtained from time-history analyses. In spite of their valuable contributions, most studies are limited to building structures and only a few apply to bridge structures, e.g. [13, 26, 27]. In addition, past studies related to the adequacy of the 30%-rule were conducted for single response quantities and did not address the case of multiple response quantities where the critical combination can only be identified by comparing to a prescribed capacity surface.

The objective of this paper is to investigate the adequacy of the 30%-rule in the response spectrum analysis for the design of the columns of regular bridge structures that are commonly encountered in practice. The work differs from earlier similar validation studies as peak vectorial seismic demand with respect to a prescribed capacity surface of the bridge columns is considered in the evaluation of the adequacy of the 30%-rule. A preliminary validation was recently conducted by the authors using response spectrum and time-history analyses [28]. The interaction of the responses along both orthogonal directions was explicitly taken into account in that study. The analyses were carried out for two generic regular rectangular single column pier bridge models: a straight bridge and a skewed bridge, and both structures were subjected to a set of historical and simulated earthquakes representative of eastern and western North America. The preliminary results suggest that the 30%-rule can adequately predict the seismic demand for the two bridge models that were examined.

This paper is an extension of this preliminary work. It aims at further investigating the adequacy of the 30%-rule and enhancing the knowledge on the demand imposed on rectangular bridge columns by multi-directional earthquake components. Elastic dynamic analyses of nine regular bridge models with varying characteristics were performed for two sites: Montreal, Quebec, and Vancouver, British Columbia. The seismic risk at these two sites is the highest among the major urban cities in Canada [29]. Montreal is representative of many Eastern North American cities located in moderately active seismic zones such as Boston, New York and Ottawa, whereas Vancouver is representative of many Pacific Northwest cities also located in moderately active zone, such as Seattle, Portland, and Victoria. The study is divided into two

series of analyses. In the first series, time-history analyses are performed to determine the critical seismic response, R_{TH} , of bridge columns under bi-directional earthquake components representative of Eastern and Western North America. In the second series, response spectrum analyses are performed to determine the maximum response in each direction and the probable critical response, $R_{30\%}$, is determined using the 30%-rule. The adequacy of the 30%-rule to predict the seismic response is investigated by comparing $R_{30\%}$ to R_{TH} .

2. Ground motion time-histories

2.1. Selection of ground motion earthquake records

Although the total number of strong-motion records available globally now runs into tens of thousands, their geographical distribution is very uneven [30]. While records of strong-motion earthquakes in the coastal California region and Japan are abundant, for some other parts of the world, considered active regions, strong-motion records are scarce. This is the case for eastern and western Canada where limited records of strong-motion earthquakes are available. Therefore, if real strong-motion records are to be used for those regions, they should be selected from tectonically similar regions, i.e. records with similar magnitudes, distances from the source, and local soil conditions. An alternative to the use of real strong-motion records is to simulate suitable records which match the hazard spectrum and are representative of motions for dominant specific “magnitude-hypocentral distance” scenarios for the desired hazard level for the region of interest [31, 32]. Historical and simulated records have approximately the same amplitude, frequency content, and duration. Furthermore, comparative studies have shown that simulated and real records are functionally equivalent for estimating both linear and nonlinear effects [33, 34]. Parameters such as magnitude, epicentral distance and site specification exert a strong influence on the nature, the frequency content and the duration of the ground motion [35]. These parameters can be used to identify a set of accelerograms that reflect the ground motion characteristics expected in the region of interest.

The selection of representative earthquakes for eastern and western sites was based on the deaggregation of the seismic hazard at Montreal and Vancouver in terms of most likely magnitude (M) and hypocentral distance (R) scenarios for a probability of exceedance of 2% in 50 years [36]. For each site, pairs of orthogonal ground motion records from historical

earthquakes were selected from the PEER and COSMOS ground motion databases (<http://peer.berkeley.edu/smcat>; <http://db.cosmos-eq.org>). To overcome the lack of recorded historical seismic events in eastern and western regions with matching magnitude-distance (M-R) properties, simulated earthquakes provided by Atkinson [37] were also selected. The predominant M-R scenarios are **M6.0** at 30 km, **M6.5** at 50 km, and **M7.0** at 70 km for Montreal, and **M6.5** at 30 km and **M7.2** at 70 km for Vancouver. These scenarios include small to moderate earthquakes at close distances and larger events at greater distances. The selected ground motion earthquakes used in this study are described in Tables 1 and 2 for eastern and western sites, respectively. The site conditions for all historical and simulated ground motions were representative of a class C site, i.e., soft rock or very dense soil sites with an average shear-wave velocity between 360 and 760 m/s over the top 30 m [15], except for the Saguenay and Nahanni earthquake ground motions which were recorded on hard rock (site class A).

2.2. Modification and transformation of the ground motion earthquake records

2.2.1. Modification of the Saguenay and Nahanni earthquake records

Site response analyses using the SHAKE2000 program [38] were performed to modify the Saguenay and Nahanni recordings and make them appropriate for class C site conditions. A system of ten homogeneous, visco-elastic layers of infinite horizontal extent was used to model 30 m of class C soil deposit on top of the underlying bedrock (Fig. 1). Each layer, including the bedrock was defined by its thickness, density, shear-wave velocity, shear modulus, and critical damping ratio. The *Average Sand* model [39] and the *Rock* model [40] were adopted for the 30 m top soil and the underlying bedrock, respectively. The recordings of the Saguenay and the Nahanni earthquakes were used as input motion on the underlying bedrock. The modified recordings, caused by the upward propagation of shear waves through the 30 m class C soil deposit, are computed in the last upper layer (free field). An example of the modification of the Saguenay earthquakes recordings is shown in Fig. 2.

2.2.2. Transformation of the earthquakes components into their principal directions

The orthogonal ground motion components produced by earthquakes are usually correlated, at least to some degree. The correlation of two orthogonal components $a_x(t)$ and $a_y(t)$ is given by

the coefficient of cross-correlation $\rho(a_x, a_y)$, where t is the total duration of the ground motion components [41]:

$$\rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^t a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^t a_x^2 dt \int_0^t a_y^2 dt}}; \quad -1 \leq \rho(a_x, a_y) \leq 1 \quad (2)$$

Penzien and Watabe [42] have demonstrated the existence of a set of orthogonal directions, denoted principal directions, along which the components of a ground motion could be considered uncorrelated, i.e., when $\rho(a_x, a_y)$ approaches zero. The principal directions of the selected earthquake records were first identified through an orthogonal transformation scheme completely analogous to the well-known transformation of stress. The calculations were performed for the entire ground motion duration. The principal directions were found to vary little with time after the first few seconds of the records and, hence, could be considered as stable parameters. The records were then transformed into the principal directions through the rotational transformation:

$$\begin{pmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{pmatrix} \quad (3)$$

where $a_x(t)$ and $a_y(t)$ are the original horizontal components recorded along an arbitrary directions (x, y) whereas $a_1(t)$ and $a_2(t)$ are the transformed components along the principal directions 1 and 2, respectively and θ is the orientation of the principal directions with respect to the directions of the records.

The two horizontal components of all historical eastern and western ground motions used in this study were found to be correlated to some degree. Fig. 3 shows the results for the transformation of the recorded orthogonal components of the 1965 Puget Sound earthquake. For this ground motion the coefficient of cross-correlation of the recorded components and the orientation of the principal directions were -0.17 and 290° (5.06 rad.), respectively.

The simulated earthquakes were selected from a suite of synthetic time-histories provided by Atkinson [37]. The selected synthetic time-histories consist of four statistically independent trials for each M-R scenario [31]. Atkinson [37] suggested that using simultaneously a pair of statistically independent trials for a given M-R scenario would provide a realistic representation of two orthogonal components of a ground motion and would model the types of situations considered in code applications. This approach was adopted in this study but the selection of the pair of trials among the available four was also based on examination of the Arias intensity I_o of the motion signals given by:

$$I_o = \frac{\pi}{2g} \int_{t_d} [a(t)]^2 dt \quad (4)$$

where t_d is the duration of the strong motion, defined as the time interval in which a significant contribution to the accelerogram intensity takes place [43]. It was taken herein as the time period during which the intensity increases from 5% to 95% of the total intensity. Examination of the I_o values computed for the historical records revealed that the intensities of the horizontal components in the principal directions 1 and 2 always bound the intensities of the horizontal components in the recorded directions x and y as shown in the example presented in Fig. 4. This indicates that the principal components 1 and 2 are the most and the least energetic, respectively. Consequently, it was decided to select, among the provided synthetic trials, the ones that exhibited the largest and the smallest total intensities. For instance, in the example shown in Fig. 5, the two selected components are trial 1 along the principal direction 1 (major component) and trial 2 along the principal direction 2 (minor component). The 5% damped absolute acceleration response spectra of the major and minor ground motion components at the two sites are presented in Fig. 6.

2.2.3. Analysis of the earthquake component intensities in the principal directions

The Arias intensity from Equation 4 has also been found to reliably represent the energy fed into structures by a ground motion [44] and this parameter was used to characterize the differences between earthquake motions anticipated in eastern (Montreal) and western

(Vancouver) Canada. The total intensities I_{o1} and I_{o2} of the two orthogonal components corresponding to the principal directions 1 and 2 are given in Table 3, together with the ratios I_{o1} / I_{o2} .

For the historical motions, the results very clearly reveal a main difference between the two sites. For Montreal, the intensity of the major component (principal direction 1) is, on average, 2.05 times larger than the intensity of the minor component (principal direction 2). This ratio is much lower for Vancouver, 1.21, indicating that the two principal components of seismic motions in western Canada deliver more similar energy levels than in eastern Canada. This difference is seen as a contributing factor to the results of the time history analysis that are presented in the next sections. In Table 3, the intensity ratios for the simulated motions in the East are much lower. This greater similitude is attributed to the fact that the two orthogonal components of the simulated ground motions are two trials of the same M-R scenario that have been generated using the same numerical process.

3. Bridge models and analysis procedure

3.1. Bridge models

A total of nine (9) two-span generic bridge models were developed among a set of several common prototype bridges provided by the Quebec Ministry of Transportation (QMT). The prototype bridges used to develop the generic bridge models are regular bridges that are representative, in terms of characteristics, of a large number of bridge structures encountered in Montreal and Vancouver highways and consist of: (i) straight bridges, (ii) skewed bridges with 22° skew angle, and (iii) curved bridges with 30 m radius of curvature. The bent systems of these models are single column bents and multi-columns bents with circular, rectangular, and wall type columns. The columns are 8.0 m tall. They are fixed at the base and pin-connected at the top. The overall dimensions and geometric details of the models are shown in Fig. 7. Table 4 summarizes the geometric characteristics as well as the fundamental periods of vibration along the longitudinal and transverse directions of the bridge models considered in this study. The bridge models are regular and their response is expected to be governed essentially by the fundamental mode in each direction.

3.2. Analysis procedure

Two series of analyses were performed in this study using the dynamic analysis computer program SAP2000 [18]. In the first series, multiple linear modal time-history analyses were carried out on the nine bridge models using the two orthogonal principal components 1 and 2 of the selected earthquakes as input. A constant modal damping of 5% of critical was assigned in all modes. In order to obtain the “exact” seismic response ellipse, the input angle of the two orthogonal earthquake components was varied for each model from 0 to 180° in 30° increments and the biaxial response in terms of interacting moments (M_X , M_Y) at the column base were computed for each case. The variation of the input angle from 180° to 360° leads to a symmetrical response. In modeling the bridge structures, the deck was assumed to move as a rigid body under seismic loads [45] and was assigned uncracked-section properties, whereas the bridge columns were assigned cracked-stiffness properties. A typical response of bridge column subjected to bi-directional orthogonal earthquake components is shown in Fig. 8. For each of the nine bridge models, a total of 112 time-history analyses were carried out for the 16 ground motions at the two sites.

Elastic response spectrum analysis of the bridge models was performed in the second series of analyses using the 5% damped acceleration spectra of the selected earthquakes. Response spectrum analysis is usually intended to be used with a smooth spectrum that represents the mean features of an ensemble of ground motions. In this study, however, acceleration spectra of the selected earthquake records were used instead to capture the effect of the ground motions on the 30%-rule. The acceleration spectrum of each component of an earthquake was input separately and the analysis was performed independently in each of the two orthogonal directions 1 and 2. The eight vector responses $\vec{R} = (M_X, M_Y)$ derived from Equation 1 were computed using the 30%-rule. Eight vectors are derived from Equation 1 by assigning plus and minus signs to \vec{R}_1 and \vec{R}_2 , ordering \vec{R}_1 and \vec{R}_2 in all possible permutations, and giving the α term the value of 0.3 [9]:

$$\begin{aligned}
 (a)\vec{R} &= \vec{R}_1 + 0.3\vec{R}_2; & (b)\vec{R} &= \vec{R}_1 - 0.3\vec{R}_2; & (c)\vec{R} &= -\vec{R}_1 + 0.3\vec{R}_2; & (d)\vec{R} &= -\vec{R}_1 - 0.3\vec{R}_2 \\
 (f)\vec{R} &= 0.3\vec{R}_1 + \vec{R}_2; & (g)\vec{R} &= 0.3\vec{R}_1 - \vec{R}_2; & (h)\vec{R} &= -0.3\vec{R}_1 + \vec{R}_2; & (i)\vec{R} &= -0.3\vec{R}_1 - \vec{R}_2
 \end{aligned} \tag{5}$$

In Equation 5, $\vec{R} = (M_X, M_Y)$ is the combined response vector due to the two orthogonal components of the earthquake motion acting simultaneously, $\vec{R}_1 = (M_{1X}, M_{1Y})$ and $\vec{R}_2 = (M_{2X}, M_{2Y})$ are the maximum response vectors due to each component acting separately along the orthogonal directions 1 and 2, and M_X and M_Y are the moments about the bridge column local axes X and Y. In a design context, it becomes evident by inspection that only Equations 5(a) and 5(f) are of interest, since they represent the most critical cases. The corresponding vectors (M_X, M_Y) will lie in the positive quadrant of the response space shown in Fig. 9. Knowing that the critical “exact response” vector could lie in any of the four quadrants of the response space when it evolves in time, the two vectors corresponding to Equations 5(a) and 5(f) are represented in all the quadrants of the response space (Fig. 9).

The SAP2000 program [18] allows the use of the combination rule in a response spectrum analysis by specifying the ABS (Absolute Sum) directional combination and an ABS scale factor representing the weighted percentage of the Combination Rule. For the purpose of comparison, the combined biaxial moments $\vec{R} = (M_X, M_Y)$ were also computed using this option by specifying an ABS scale factor of 0.3.

4. Results and discussion

Under bi-directional seismic motions, bridge columns develop a biaxial flexural response in the form of interacting moments in two orthogonal directions. The critical combination of moments, which is of interest for earthquake design purpose, does not necessarily involve the peak moment values. The design of such columns requires a sufficient knowledge of the failure surface characterizing the column resistance, and will rather be governed by the maximum response vector, \vec{R} , of combined moments (M_X, M_Y) .

In Fig. 10, the “exact response” computed using multiple time-history analyses was superimposed to the “approximate response” computed with the 30%-rule. The maximum vectors \vec{R}_{TH} and $\vec{R}_{30\%}$ were determined from the response ellipse and the “approximate response”, respectively. The maximum vectors \vec{R}_{TH} and $\vec{R}_{30\%}$ were identified, through a design process and using the program spColumn™ [46], as the ones producing the largest failure surface of the

columns. The corresponding maximum vector sum R_{TH} and $R_{30\%}$ were finally computed using Equation 6 and compared to assess the adequacy of the 30%-rule to predict the “exact response”.

$$R = \sqrt{M_X^2 + M_Y^2} \quad (6)$$

For the nine bridge models and the sixteen ground motions considered in this study, a total of 144 graphs, representing the seismic response of the bridge models to bi-directional earthquakes at both sites, were generated and analyzed. Typical results are presented for discussion in Figs. 11 and 12 for, respectively, the eastern site (Montreal) and the western site (Vancouver). For clarity in the graphs, a different scale is adopted for M_X and M_Y axes.

4.1. Critical response under Eastern and Western earthquakes

For each of the 144 graphs generated from the analyses, the difference between the two maximum vector sums, R_{TH} and $R_{30\%}$, was computed in terms of “Error percentage” using:

$$Error = \left(1 - \frac{R_{30\%}}{R_{TH}} \right) \times 100 \quad (\%) \quad (7)$$

The absolute error from Equation 7 was first examined to assess the effectiveness of the 30%-rule for predicting the peak response. For the Eastern site, the mean absolute error is equal to 6.6 % with a minimum error of 0.1%, a maximum error of 19.7% and a standard deviation of the error of 5.9%. If only the historical motions are considered, the absolute errors range between 0.3% and 19.7%, with a standard deviation of 6.7%. The corresponding values for the western site are respectively 4.4% (absolute mean), 0.1% (minimum), 21.4% (maximum) and 5.2% (standard deviation). The absolute mean errors are found to be slightly greater than the errors of less than 4 % reported by Rosenblueth and Contreras [9]. When considering Equation 7 without an absolute value, the computed errors range between a minimum of -19.7% and a maximum of 16.7% with a mean value of -1.4% and a standard deviation of 5.9% for the eastern site. The corresponding values for the western site are respectively -5.2% (minimum), 21.4% (maximum), 2.62% (mean) and 6.26% (standard deviation). For both sites, the results show relatively small

absolute mean errors and little bias (average difference between the estimated and exact response) in the 30%-rule.

Of particular interest is the fact that the errors are on the unsafe side in most cases for the western site. For the eastern site, the errors lie on the safe side as well as on the unsafe side, with the mean error being on the safe side. This can be better visualized by normalizing the mean vector sum $R_{30\%}$ for each bridge model with respect to the mean vector sum R_{TH} at both sites, as illustrated in Fig. 13. The 30%-rule tends to underestimate the seismic demand computed using multiple time-history analyses for the western site. In 25% of the cases studied, the difference exceeded 12% with a maximum difference of 21.4%. For the eastern site, however, a different tendency is observed as the 30%-rule can either overestimate or underestimate the seismic demand by a maximum of 19.7% and 16.7%, respectively.

These results show the dependency of the ground motion characteristics of the site on the combination rule and suggest that the weighted percentage α should be different at the eastern and western sites. This would better reflect the aforementioned differences observed in the intensities that characterize the two principal orthogonal components of the earthquake ground motions for the eastern and western sites. Close examination of the acceleration records along the two principal directions also reveal that an interrelation exists between the major and minor components in terms of occurrence and amplitude of the large acceleration peaks in the strong ground motion portion of the records. This can be seen in Fig. 14 where the absolute value of the acceleration signals are compared for one historical ground motion at each of the two sites. In the west, several nearly perfect matches are observed between the large peaks of the major and minor components, which is not the case for the record at the eastern site. Although the bi-directional response of a bridge will vary depending on its properties and the direction of the applied ground motions, the interrelation observed in the west represents a more favourable condition for greater combined moments in the columns. Similar trends are observed for the other records.

From a different point of view, the results in Figs. 11 and 12 indicate that if the maximum seismic demands in each direction are compared separately without taking into account the interaction of moments (M_x , M_y), the difference between the time history results and the 30%-rule would be very large. This is in agreement with past studies [13, 22, 23, 24, 25, 26] and shows

that the 30%-rule is inappropriate for predicting the maximum responses in structural elements involving multi-components ground motion and single force.

4.2. Bridge models and column cross-section types

When combining the results at both sites, the computed absolute error is equal to 6.0% (mean) with a standard deviation of 6.2% for the straight bridges, 3.5% (mean) with a standard deviation of 3.8% for the curved bridges, and 4.8% (mean) with a standard deviation of 4.2% for the skewed bridges. For the skewed bridge models, the errors range between -19.7% and 21.4%, where a negative error is on the conservative side. Lower error bounds were found for the straight (-13.4% and 11.7%) and curved bridges (-6.4% and 13%). While the error bounds for the later two models are felt to be acceptable, the ones for the skewed bridge models can be deemed as excessive. These differences could be attributed to the presence of the skew angle which gives rise to motion in both longitudinal and transverse directions for the translational modes of vibration, as a consequence of the coupling of the stiffness in both directions [27].

Similarly, the computed absolute error is equal to 4.6% (mean) with a standard deviation of 6.1% for the structures with circular columns, 6.1% (mean) with a standard deviation of 5.8% for the bridges with rectangular columns, and 4.8% (mean) with a standard deviation of 4.3% for the structures with wall type columns.

4.3. Evaluation of the critical response using the SAP program

The graphs of Fig. 11 and 12 show the combined moments (M_X , M_Y) computed with the 30%-rule as implemented in the dynamic analysis computer program SAP2000 [18]. The calculated critical response R_{SAP} exceeds both R_{TH} and $R_{30\%}$ and can differ by as much as 25% and 40% from $R_{30\%}$ and R_{TH} , respectively. By examining the results, it is noticed that even though the two loading cases (i.e., $R_1 + 0.3R_2$ and $0.3R_1 + R_2$) are computed, the program outputs only the maximum computed values in each direction (corresponding to a 100%-Combination) as illustrated by the simple example in Fig. 15. Using these maximum biaxial moments in design would be too conservative and result in unnecessary too large column cross-sections and reinforcement ratios in view of the very remote probability that both maximum M_X and maximum M_Y occur simultaneously.

5. Conclusions and recommendations

The adequacy of the 30%-rule to predict the seismic demand on columns of regular bridge structures to bi-directional earthquake ground motions was examined by comparing the results from response spectrum analysis to those obtained from multiple time-history analyses. Ensembles of historical and simulated ground motions were used in this study to capture the effect of ground motion characteristics on bridge response for two cities with moderate seismicity levels in eastern and western North America. The results of the study can be summarized as follows:

- For structural elements whose design involves the interaction of two response quantities in two orthogonal directions such as bridge columns, the use of the 30%-rule introduced an absolute mean error of the order of 7% when compared with time-history results. In some cases, the 30%-rule was found to underestimate or overestimate the exact response by approximately 21% and 19%, respectively.
- The critical seismic demand on bridge models located at the western site (Vancouver) is underestimated by the 30%-rule, whereas for bridge models located in eastern site (Montreal), the 30%-rule tends to overestimate on average the seismic response. This difference is partly attributed to the fact that the two orthogonal principal components of the ground motions at the western site have more comparable intensities compared to the eastern ground motions. In addition, the principal ground motion components in the west have large acceleration peaks of similar amplitude and occurring at the same time during the strong ground motion portion of the records. This condition, which was not present in the eastern records, is favourable to higher combined bi-directional demand.
- The errors bounds for the straight and curved bridges were similar and within acceptable limits. Much higher error bounds were obtained for the skewed bridges, suggesting that the skew of the column could be responsible for the difference.
- Even though the absolute mean errors in the magnitude of the seismic-response vector were found acceptable, their impact on the required column reinforcement and strength should be investigated further, because it is not necessarily bounded thereby.

- The results of this study show that the 30%-rule as currently specified by the codes may lead to unconservative prediction of the seismic demand on bridge columns. The scatter in the results clearly indicates a dependency of the Combination Rule on the characteristics of the ground motions and the bridge structures, suggesting that there might be a need for improving the Combination Rule. This could be achieved by using a variable weighted percentage α which would be a function of the ground motion and bridge characteristic that influence the most the Combination Rule. Further research is needed to: (a) identify these characteristics and (b) derive the appropriate weighted percentages.
- Simulated ground motion records were used in view of the limited data set of historical records. Analysis of the intensity ratios for the historical and simulated records indicated that using two different simulated trials in two orthogonal directions may not be a realistic representation of actual bi-directional demand from earthquakes, likely because the different trials are generated using the same procedure. It is therefore recommended that only historical ground motion pairs be used in future studies on the multi-component ground motion response.
- The work revealed that the combination rule as implemented in the dynamic analysis computer program SAP2000 does not properly address the case of bi-axially loaded elements and can lead to too conservative designs for this type of elements.

The study was limited to regular bridge structures for which simple combination rules such as the Percentage Rule are likely to be used in conjunction with response spectrum analysis in design. Unless further validation becomes available, it is recommended that more rigorous combination rules, such as those presented in the introduction, be applied for irregular or complex bridge structures when response spectrum analysis is permitted in applicable codes. Alternatively, multi-directional dynamic time-history analyses with appropriate site specific bi-directional earthquake components should be considered for complex structures.

Acknowledgements

The financial support provided by the Ecole de Technologie Supérieure, University of Quebec, to the first author is gratefully acknowledged. The authors are grateful to Professor Gail Atkinson of the University of Western Ontario, and Professor Denis LeBoeuf of Laval University, Quebec, for the valuable information provided on the seismological aspects of this paper.

References

- [1] Imbsen RA. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design Design of Highway Bridges. Report prepared as part of NCHRP Project 20-07, Task 193, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, TRC/Imbsen & Associates, Sacramento, CA, 2006.
- [2] Canadian Standard Association (CSA). CSA-S6: Canadian Highway Bridge Design Code. Rexdale, ON, 2006.
- [3] Gupta AK, Singh MP. Design of column sections subjected to three components of earthquake. Nuclear Eng. and Design 1977; 41: 129-33.
- [4] Leblond L. Calcul sismique par la méthode modale: Utilisation des réponses pour le dimensionnement. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 1980; 380: 119-27 (in French).
- [5] Anastassiadis K. Directions sismiques défavorables et combinaisons défavorables des efforts. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics 1993; 512: 83-97 (in French).
- [6] Menum C, Der Kiureghian A. Envelopes for seismic response vectors. I: Theory, J. Struct. Engrg. of ASCE 2000; 126 (4): 467-73.
- [7] Menum C, Der Kiureghian A. Envelopes for seismic response vectors. II: Application, J. Struct. Engrg. of ASCE; 126 (4): 474-81.

- [8] Newmark NM. Seismic Design Criteria for Structures and Facilities, Trans-Alaska Pipeline System, Proceedings of First U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, MI, 1975, 94-103.
- [9] Rosenblueth E, Contreras H. Approximate Design for Multicomponent Earthquakes, J. Eng. Mech. Div. of ASCE 1977; EM5, 103 (5): 895-911.
- [10] Rosenblueth E. A Basis for Aseismic Design. Doctoral Thesis, University of Illinois, Urbana, IL, 1951.
- [11] Smeby W, Der Kiureghian A. 1985. Modal Combination Rules for Multicomponent Earthquake Excitation. Earthquake Eng. Struct. Dyn. 1985; 13 (1): 1-12.
- [12] Lopez OA, Torres R. The Critical Angle of Seismic Incidence and the Maximum Structural Response. Earthquake Eng. and Struct. Dyn. 1997; 26 (9): 881-94.
- [13] Menum C, Der Kiureghian A. 1998. A Replacement for the 30%, 40%, and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis. Earthquake Spectra 1998; 14 (1): 153-63.
- [14] European Committee for Standardization (ECS). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1:2004, Brussels, Belgium, 2004.
- [15] National Research Council of Canada (NRCC). National Building Code of Canada. 12th ed., Ottawa, ON, 2005.
- [16] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Standard specifications for highway bridges, Division 1-A, Seismic Design. Washington, DC, 1996.
- [17] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 1st ed., Washington, DC, 2009.
- [18] Computer & Structures (CSI). SAP2000-Integrated Software for Structural Analysis and Design. Berkeley, CA, 2005.
- [19] Computer & Structures (CSI). ETABS-Integrated Analysis, Design and Drafting of Building Systems. Berkley, CA, 2006.
- [20] Chopra AK. Emilio Rosenblueth's selected results in structural dynamics. Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Elsevier Science Ltd., Paper 2016.

- [21] Applied Technology Council (ATC). Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges. Report No. ATC-49, Redwood City, CA, 2003.
- [22] Wilson EL, Suharwardy I, Habibullah A. A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis. *Earthquake Spectra* 1995; 11 (4): 659-66.
- [23] Hernandez JJ, Lopez A. Discussion of: A Replacement for the 30%, 40%, and SRSS Rules for Multicomponent Seismic Analysis. by Charles Menum and Armen Der Kiureghian, *Earthquake Spectra* 1998; 14 (4): 713-15.
- [24] Zaghlool SB, Carr JA, Moss JP. Inelastic Behaviour of Three-Dimensional Structures under Concurrent Seismic Excitation. Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering 2000, Paper 2001: 1-8.
- [25] Lopez OA, Chopra AK, Hernandez JJ. Evaluation of Combination Rules for Maximum Response Calculation in Multicomponent Seismic Analysis. *Earthquake Eng. and Struct. Dyn.* 2001; 30 (9): 1379-98.
- [26] Gao XA, Zhou XY, Wang L. Multi-Component Seismic Analysis for Irregular Structures. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering 2004, Canadian Association of Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Paper 1156.
- [27] Maleki S, Bisadi V. Orthogonal effects in seismic analysis of skewed bridges. *ASCE J. Bridge Engrg.* 2006; 11 (1): 122-30.
- [28] Khaled A, Tremblay R, Massicotte B. Assessing the Adequacy of the 30% Combination Rule in Estimating the Critical Response of Bridge Piers Under Multi-Directional Earthquake Components. Proc. 7th International Conference on Short & Medium Span Bridges, Montreal, QC, 2006, Paper SD-014.
- [29] Adams J, Rogers G, Halchuk S, McCormack D, Cassidy J. 2002. The case for an advanced national earthquake monitoring system for Canada's cities at risk, Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Boston, MA, 2002, Paper 00042.
- [30] Bommer JJ, Acevedo AB, Douglas J. The Selection and Scaling of Real Earthquake Accelerograms for Use in Seismic Design and Assessment. ACI International Conference, American Concrete Institute, La Jolla, San Diego, CA, 2003.

- [31] Atkinson GM, Beresnev IA. Compatible Ground-Motion Time Histories for New National Seismic Hazard Maps. *Can. J. Civ. Eng.* 1998; 25 (2): 305-18.
- [32] Tremblay R, Atkinson GM. Comparative Study of the Inelastic Seismic Demand of Eastern and Western Canadian Sites. *Earthquake Spectra* 2001; 17 (2): 333-58.
- [33] Turkstra C, Tallin A. A re-Evaluation of Design Spectra for Seismic Damage Control. Report NCEER-88-0032, National Center for Earthquake Eng. Research, SUNY-Buffalo, 1988.
- [34] Greig L, Atkinson GM. The Damage Potential of Eastern North American Earthquakes. *Seism. Res. L.* 1993; 64(2): 119-37.
- [35] Mohraz B. Earthquake Ground Motion and Response Spectra. In: Farzad Nacim, editor. *Seismic Design Handbook*, 2nd Ed.; 2000, 49-124 Chapter 2..
- [36] Halchuk S, Adams J. Deaggregation of Seismic Hazard for Selected Canadian Cities. Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Canadian Association of Earthquake Engineering, Vancouver, BC, 2004, Paper 2470.
- [37] Atkinson GM. Simulated earthquake for Montreal and Vancouver. Personal communication, 2005.
- [38] Ordonez GA. SHAKE2000-A Computer Program for 1-D Analysis of Geotechnical Earthquake Engineering Problems. User's Manuel, 2004.
- [39] Seed H B, Idriss IM. Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis. Report EERC 70-10, University of California, Berkeley, CA, 1970.
- [40] Schnabel PB. Effects of Local Geology and Distance from Source on Earthquake Ground Motions. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, CA, 1973.
- [41] Solnes J. Stochastic Process and Random Vibration: Theory and Practice. New York, NY: John Wiley and Sons, 1997.
- [42] Penzien J, Watabe M. Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions. *Earthquake Eng. and Struct. Dyn.* 1975; 3 (4), 365-73.
- [43] Trifunac MD, Brady AG. A Study of the Duration of Strong Earthquake Ground Motion. *Bull. Seism. Soc. Am.* 1975; 65 (3): 581-626.

- [44] Arias A. A measure of earthquake intensity. In: Hansen RJ, editor. Seismic design for nuclear power plants. Cambridge, MA: MIT Press, 1970.
- [45] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. Seismic Design and Retrofit of Bridges, New York, NY: John Wiley and Sons, 1996.
- [46] StructurePoint, 2009. spColumn: Design and investigation of concrete column sections. StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL; 2009.

Figures captions

Fig. 1. System used in the site response analysis for the modification of the Saguenay and Nahanni earthquake recordings.

Fig. 2. Horizontal components of the 1988 Saguenay earthquake, Chicoutimi-Nord station: (a) Recorded components on hard rock; (b) Modified components for Site Class C.

Fig. 3. Transformation of ground motion time-histories for the 1965 Puget Sound earthquake: (a) Recorded components along two arbitrary directions; (b) Transformed components along the principal directions 1 and 2.

Fig. 4. Comparison of the total intensity of the recorded and transformed horizontal components of the 1965 Puget Sound Earthquake.

Fig. 5. Comparison of the total intensity of the simulated trials for Montreal M6.5 at 50 km.

Fig. 6. 5% Damped response spectra of the ground motion ensembles: a) Major components for the eastern site; b) Minor components for the eastern site; c) Major components for the western site; and d) Minor components for the western site.

Fig. 7. Geometric details of the bridge models: (a) Elevation view, (b) Bridge deck.

Fig. 8. Typical “exact response” of bridge column (model BPRU) subjected to bi-directional orthogonal earthquake components (SAG_CN EQ).

Fig. 9. Typical approximate response of a bridge column computed using the 30%-combination rule.

Fig. 10. Comparison of the maximum vector sum R_{TH} and $R_{30\%}$.

Fig. 11. Comparison of time-history (R_{TH}) and response spectrum ($R_{30\%}$) results for eastern site (Montreal).

Fig. 12. Comparison of time-history (R_{TH}) and response spectrum ($R_{30\%}$) results for western site (Vancouver).

Fig. 13. Computed mean vector sum $R_{30\%}$ normalized with respect to the mean vector sum R_{TH} for eastern and western sites.

Fig. 14. Interrelation between major and minor ground motion components for a typical historical ground motion: a) Western site; b) Eastern site.

Fig. 15. Response R_{SAP} , (M_X , M_Y), as computed using the 30%-Rule as implemented in SAP2000.

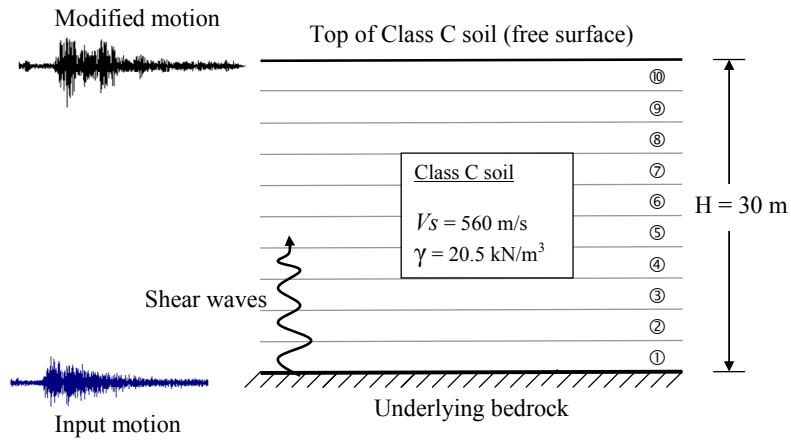


Fig. 1.

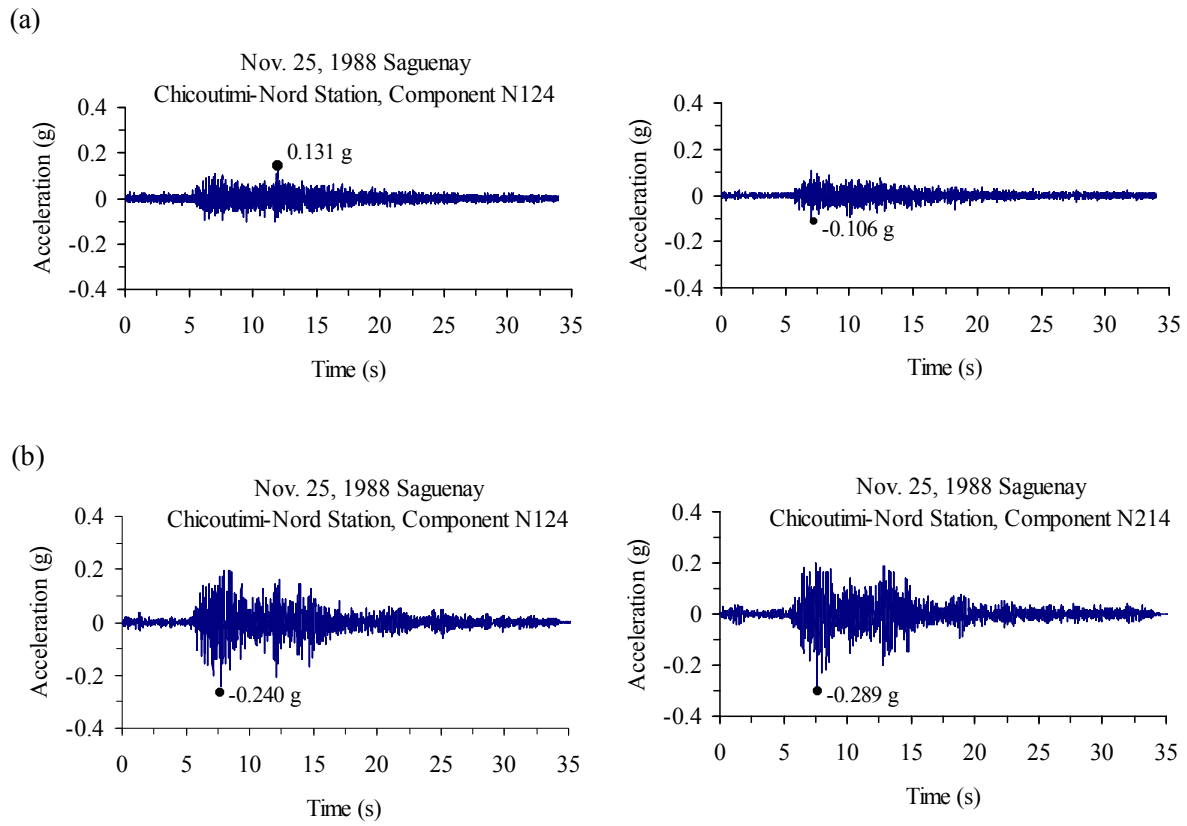
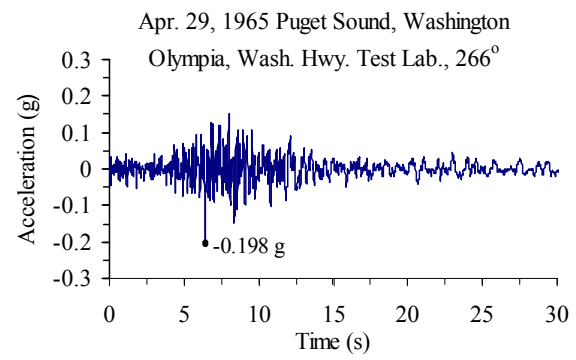
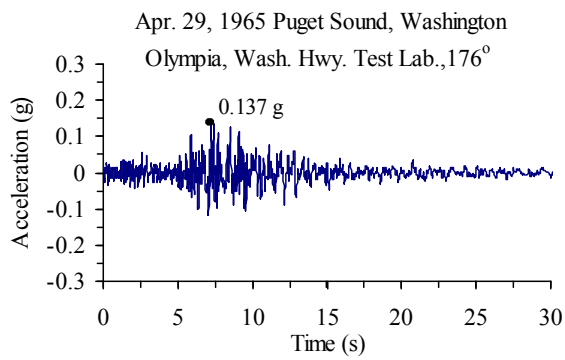


Fig. 2.

(a)



(b)

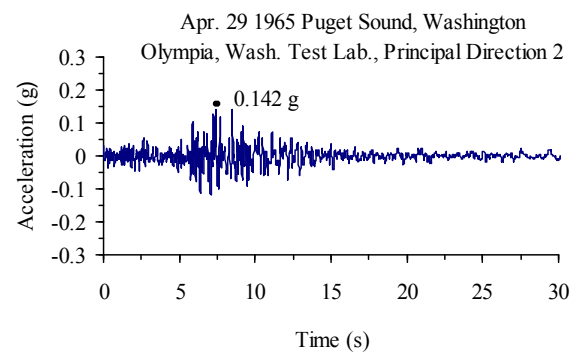
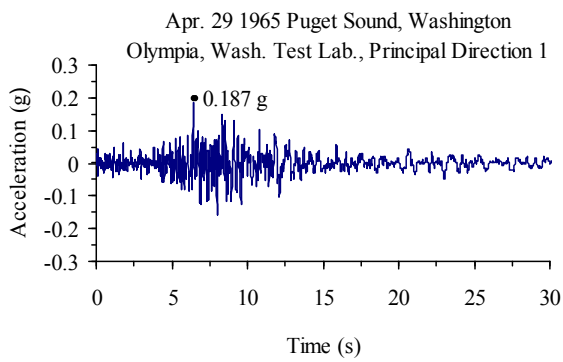


Fig. 3.

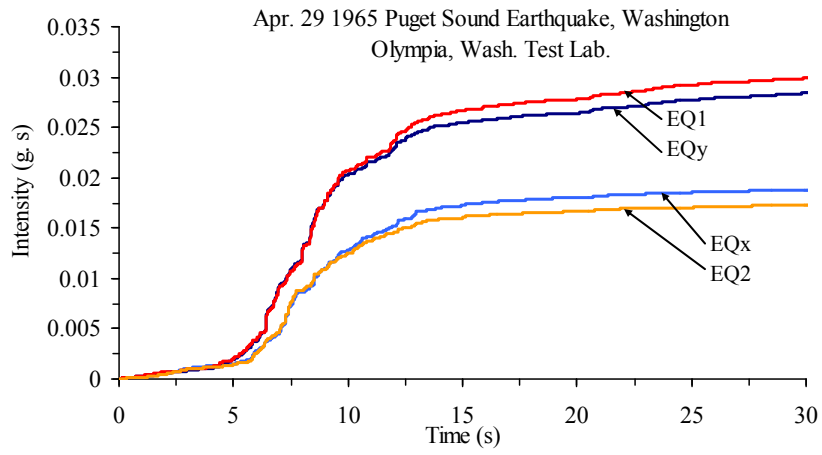


Fig. 4.

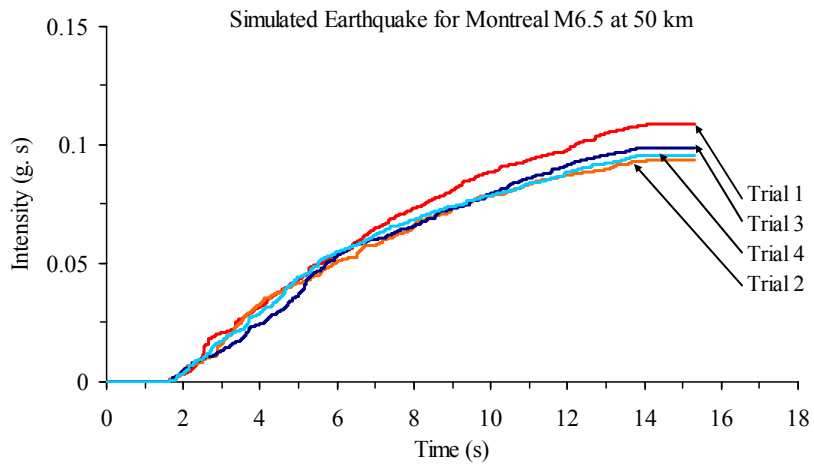


Fig. 5.

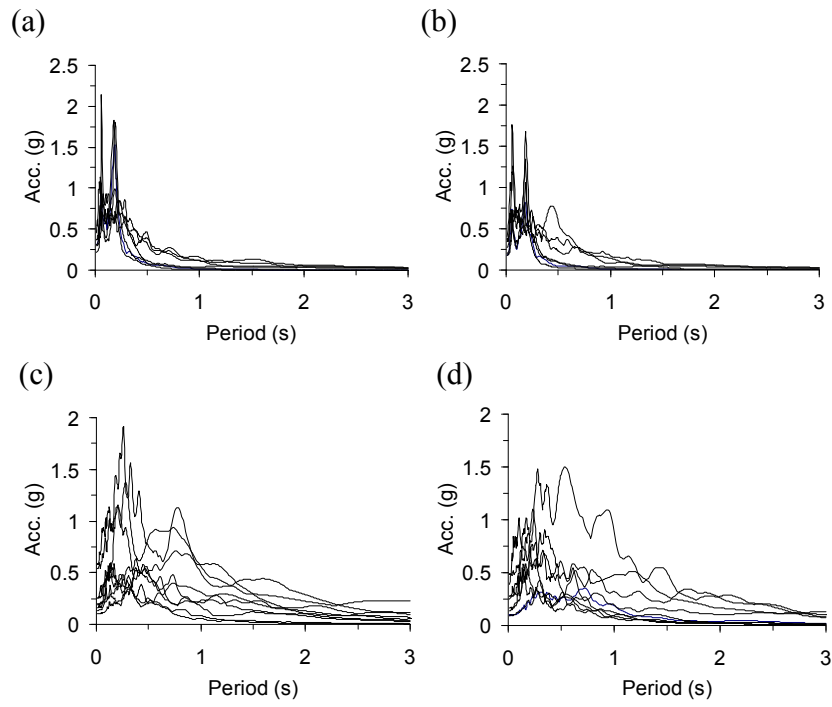


Fig. 6.

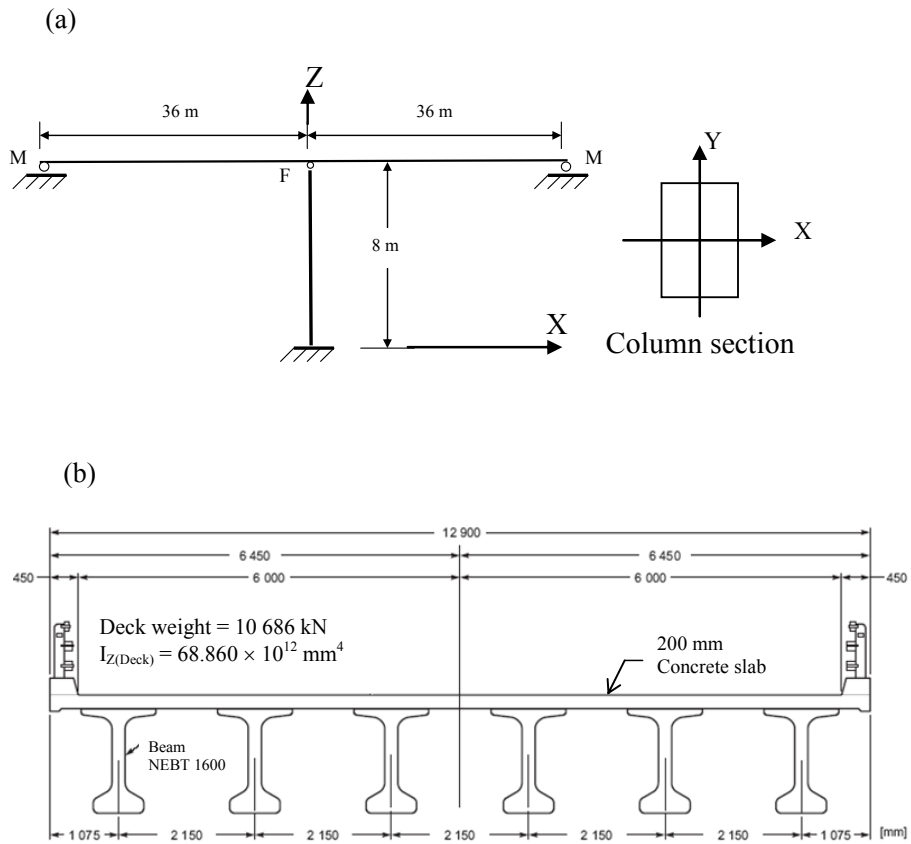


Fig. 7.

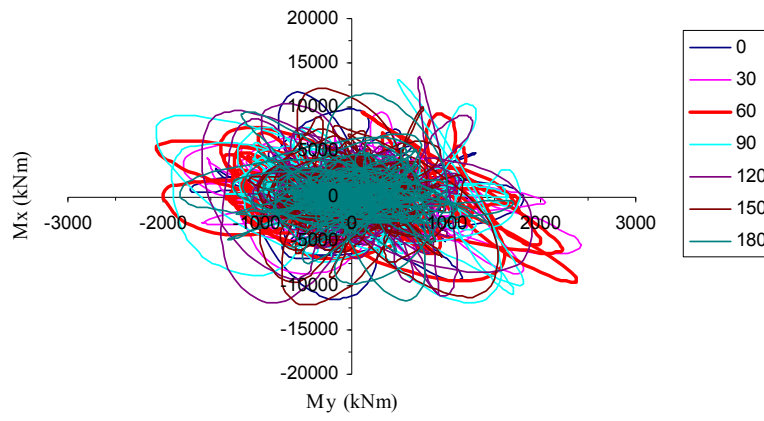


Fig. 8.

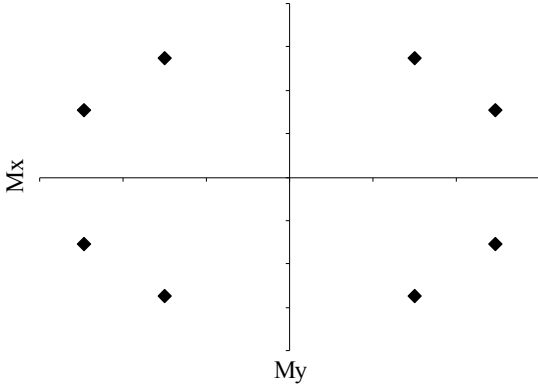


Fig. 9.

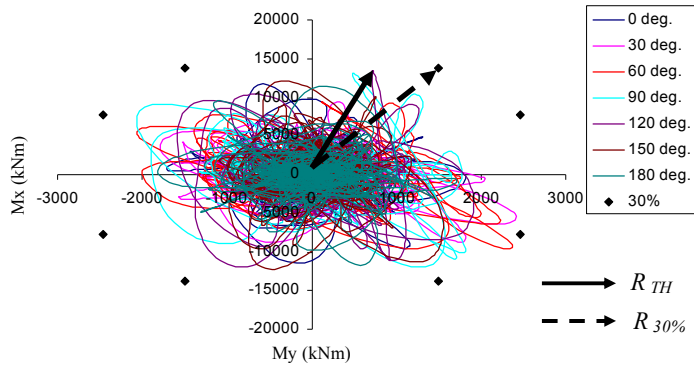
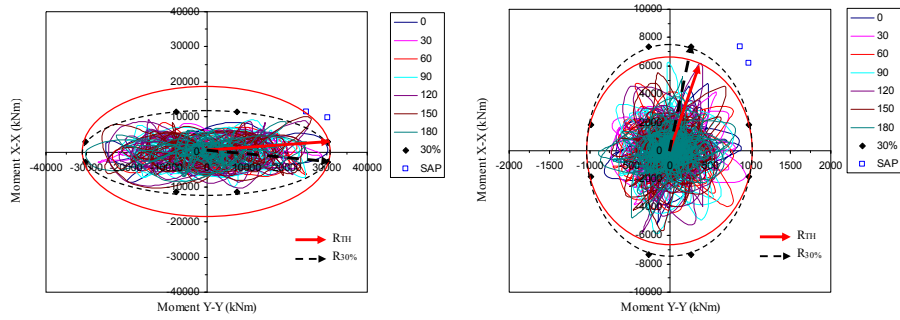
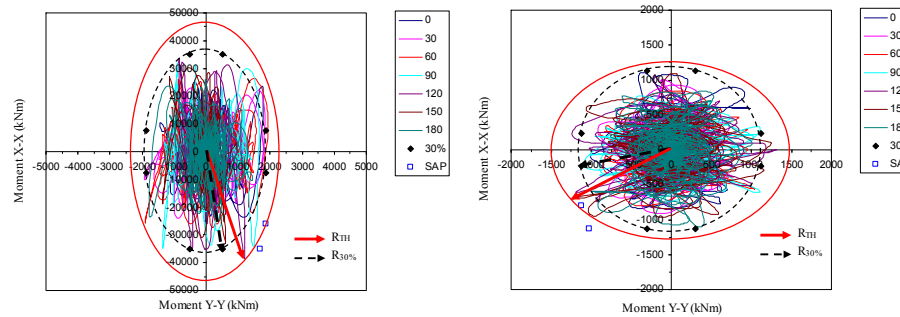


Fig. 10.



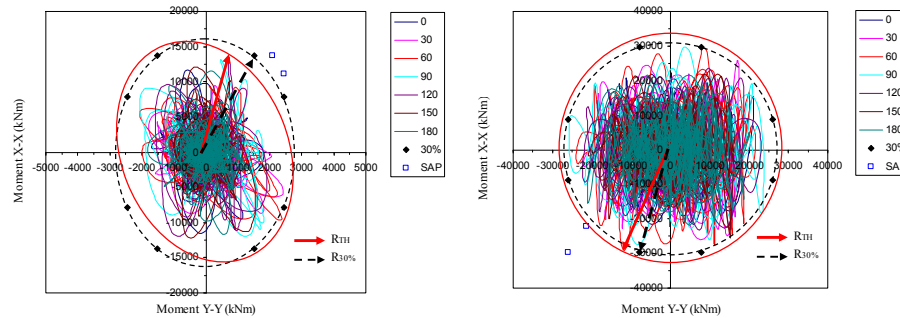
(a) DPCU model under MTL_6550 EQ

(b) DPRU model under SAG_SA EQ



(c) DPM model under SAG_EB EQ

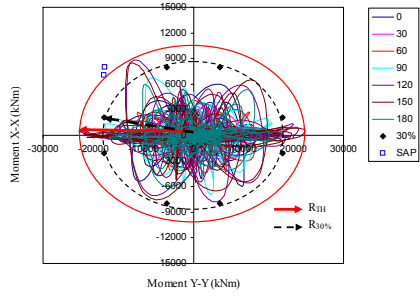
(d) DPCM model under NHN_BC EQ



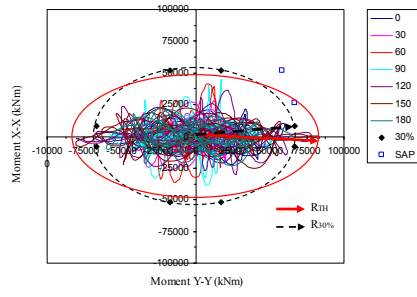
(e) BPRU model under SAG_CN EQ

(f) CPRU model under MTL_770 EQ

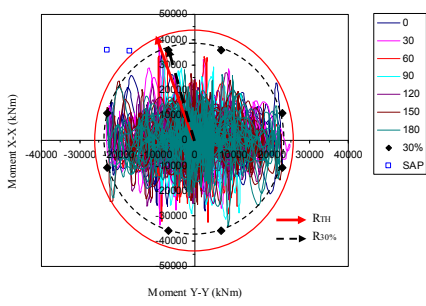
Fig. 11.



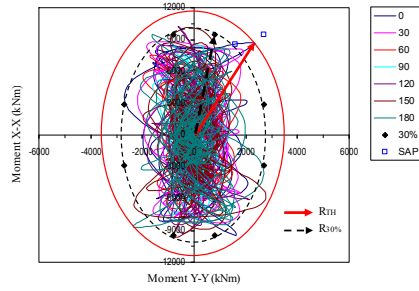
(a) DPCU model under WN_PKC EQ



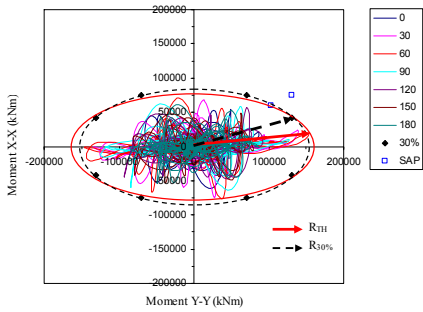
(b) DPRU model under V_6530 EQ



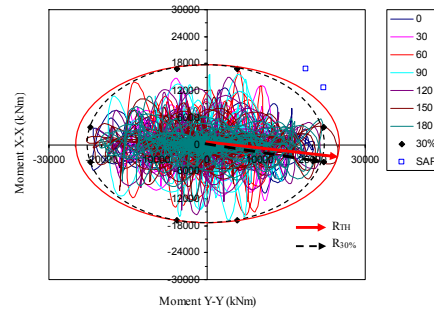
(c) DPM model under WW_OWHTL EQ



(d) DPCM model under V_7270 EQ



(e) BPRU model under N_CORR EQ



(f) CPRU model under PSW_OWHTL EQ

Fig. 12.

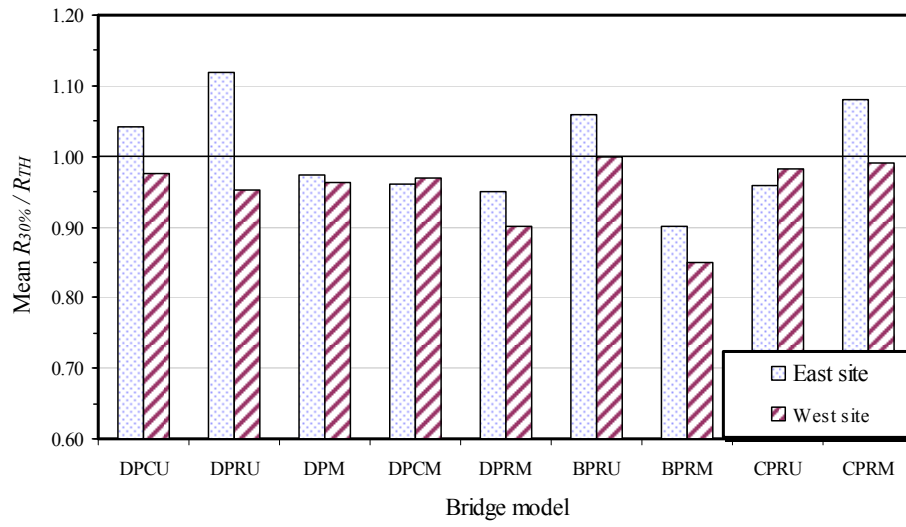


Fig. 13.

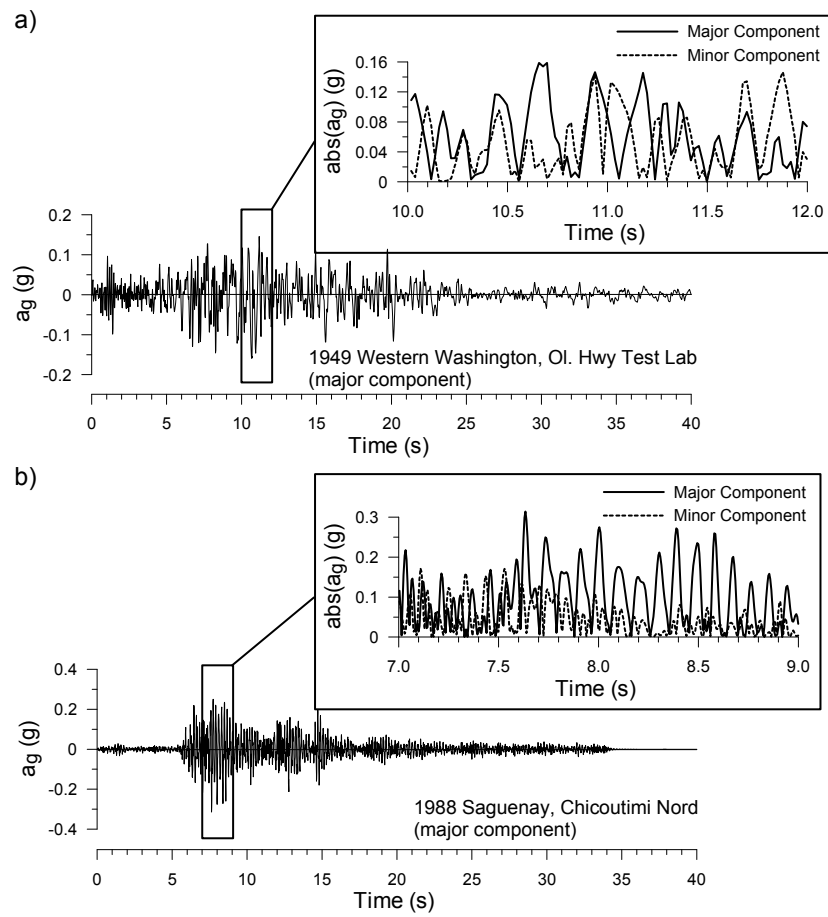


Fig. 14.

	M_x (kNm)	M_y (kNm)
R_1	0	100
R_2	100	0
$R_1 + 0.3 R_2$	30	100
$0.3 R_1 + R_2$	100	30
R_{SAP} (SAP output)	100	100

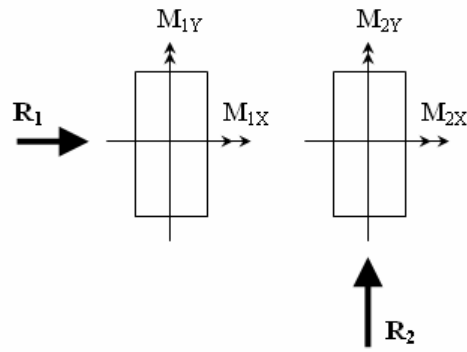


Fig. 15.

Table 1. Properties of the unscaled ground motion ensembles for eastern site.

Record No.	Date, Event	M_w	R (km)	Component	PGA (g)	PGV (m/s)
SAG_CN1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	43	Chicoutimi Nord, N124	0.131	0.025
SAG_CN2				Chicoutimi Nord N214	0.106	0.015
SAG_SA1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	64	Saint-André, NS 0°	0.156	0.018
SAG_SA2				Saint-André, EW 270°	0.091	0.009
SAG_EB1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	90	Les Eboulements, NS 0°	0.125	0.044
SAG_EB2				Les Eboulements, EW 270°	0.102	0.027
NHN_BC1	1985 Dec. 23, Nahanni	6.5	24	Bettlement Creek-S3,N270°	0.186	0.063
NHN_BC2				Bettlement Creek-S3,N360°	0.194	0.034
MTL_6301	Simulated,	6.0	30	Trial 2	0.444	0.128
MTL_6302	Montreal			Trial 3	0.399	0.122
MTL_65501	Simulated,	6.5	50	Trial 1	0.368	0.148
MTL_65502	Montreal			Trial 2	0.339	0.135
MTL_7701	Simulated,	7.0	70	Trial 1	0.271	0.134
MTL_7702	Montreal			Trial 3	0.308	0.129

Table 2. Properties of the unscaled ground motion ensembles for western site.

Record No.	Date, Event	M_w	R (km)	Component	PGA (g)	PGV (m/s)
WN_PKC1	1987 Oct. 01,	6.1	38	Pacoima-Kagel Can., EW 90°	0.158	0.077
WN_PKC2	Wattier-Narrows			Pacoima-Kagel Can., NS 0°	0.155	0.074
WW_OWHTL1	1949 Apr. 13,	6.9	26	Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 86°	0.280	0.171
WW_OWHTL2	Western Wash.			Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 356°	0.165	0.214
PSW_OWHTL1	1965 Apr. 20,	6.7	61	Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 266°	0.198	0.131
PSW_OWHTL2	Puget S. Wash.			Ol. Wash. Hwy. Test Lab., 176°	0.137	0.081
MH_SYGA1	1984 Apr. 24,	6.2	36	San Ysidro Gilroy #6, EW 90°	0.286	0.366
MH_SYGA2	Morgan Hill			San Ysidro Gilroy #6, NS 360°	0.219	0.113
N_CORR1	1994 Jan. 17,	6.7	41	Castaic-Old Ridge Rte, EW 90°	0.568	0.515
N_CORR2	Northridge			Castaic-Old Ridge Rte, NS360°	0.514	0.526
N_SPPV1	1994 Jan. 17,	6.7	58	San Pedro Palos Verdes, EW90°	0.095	0.064
N_SPPV2	Northridge			San Pedro Palos Verdes, NS 0°	0.101	0.055
LP_SFP1	1989 Sept. 17,	7.0	98	San-Francisco-Presidio, EW90°	0.199	0.335
LP_SFP2	Loma Prieta			San-Francisco-Presidio, NS 0°	0.100	0.133
V_65301	Simulated,	6.5	30	Trial 3	0.579	0.702
V_65302	Vancouver			Trial 4	0.387	0.309
V_72701	Simulated,	7.2	70	Trial 1	0.247	0.297
V_72702	Vancouver			Trial 4	0.252	0.384

Table 3. Arias intensity of the ground motion components along the principal directions.

East Site			West Site		
Component	Arias Intensity (m/s)	I_{o1}/I_{o2}	Component	Arias Intensity (m/s)	I_{o1}/I_{o2}
SAG_CN1	1.38	2.17	WN_PKC1	1.62	1.13
SAG_CN2	0.63		WN_PKC2	1.44	
SAG_SA1	1.54	2.01	WW_OWHTL1	2.90	1.04
SAG_SA2	0.77		WW_OWHTL2	2.80	
SAG_EB1	0.90	2.00	PSW_OWHTL1	2.35	1.05
SAG_EB2	0.45		PSW_OWHTL2	2.24	
NHN_BC1	1.50	2.00	MH_SYGA1	1.39	1.43
NHN_BC2	0.75		MH_SYGA2	0.98	
MTL_6301	1.29	1.16	N_CORR1	1.46	1.10
MTL_6302	1.11		N_CORR2	1.33	
MTL_65501	1.35	1.16	N_SPPV1	2.07	1.21
MTL_65502	1.17		N_SPPV2	1.71	
MTL_7701	1.80	1.10	LP_SFP1	1.67	1.55
MTL_7702	1.63		LP_SFP2	1.08	
			V_65301	1.81	1.17
			V_65302	1.55	
			V_72701	1.06	1.25
			V_72702	0.85	

Table 4. Characteristics of the bridge models.

Bridge Model	Bridge Type	Bent System	Column Cross-Section (m ²)	T _x (s)	T _y (s)
DPCU	Straight	Single Column	Circular (Ø 2.2 m)	0.764	0.338
DPRU	Straight	Single Column	Rectangular (1.4×2.8)	1.005	0.284
DPM	Straight	Wall-Type Column	Rectangular (0.8×10)	1.250	0.109
DPCM	Straight	Multi-Columns	Circular (Ø 1.2 m)	0.747	0.322
DPRM	Straight	Multi-Columns	Rectangular (0.8×1.6)	1.024	0.257
BPRU	Skewed	Single Column	Rectangular (1.5×3.0)	0.886	0.265
BPRM	Skewed	Multi-Columns	Rectangular (0.9×1.8)	0.714	0.233
CPRU	Curved	Single Column	Rectangular (1.6×3.2)	0.770	0.190
CPRM	Curved	Multi-Columns	Rectangular (1.0×2.0)	0.575	0.227

ANNEXE B – Article 2

Combination rule for the prediction of the seismic demand on columns of regular bridges under bi-directional earthquake components

Amar Khaled, Robert Tremblay, and Bruno Massicotte

Soumis à : Canadian Journal of Civil Engineering

Janvier 2010

Abstract:

A Percentage Rule for the prediction of interacting seismic responses of bridge columns under multi-directional earthquake components is derived for eastern and western Canada seismic regions. A total of 14 regular bridges with different geometrical properties were examined for the two sites. The new rule was developed by comparing the column longitudinal steel ratio required from response spectrum analysis with combination rules to the ratio determined from the results of linear dynamic time history analysis of the bridge structures under bi-directional ground motions. The required steel ratios were found to vary with the weighted percentages used in the combination rules, the ground motion characteristics and bridge properties. It was found that a 100%-20% combination rule is applicable for most bridges studied in eastern Canada. A 100%-40% rule is more appropriate for bridges located in western Canada. The results show that these rules need not be applied for regular straight bridges without skew but further investigation is needed before such a relaxation can be applied. Nonlinear dynamic time histories analysis of a two-span skewed bridge designed with the proposed Percentage Rule for eastern and western Canada showed that the columns would not experience excessive damage.

Key words: *Combination rule; Bridge column; Multi-directional earthquake components; Interacting seismic responses.*

Introduction

The prediction of the seismic effects of structures under the simultaneous action of two horizontal ground motion components can be achieved using the response spectrum dynamic analysis method. A unique response spectrum representation of the earthquake is usually adopted and input independently in each of the two orthogonal directions to compute the maximum seismic response in each direction. The two maximum responses are then combined to estimate the total critical response. For structural elements, such as bridge columns, whose responses depend on the interaction of several forces (e.g., axial force, shear and bending moments), advanced response-spectrum-based methods for combining the effects of ground motion components are available (Gupta and Singh 1977, Leblond 1980, Anastassiadis 1993, Menum and Der Kiureghian 2000). Although based on sound and rigorous principles, these advanced methods underlie complex theories and imply cumbersome calculations that are beyond the normal day-to-day design practice, especially for the common case of regular bridge structures.

Alternative simpler procedures for combining the effects of ground motion components have also been suggested. These methods are the Percentage Rule (Newmark 1975, Rosenblueth and Contreras 1977), the SRSS rule (Rosenblueth 1951), or the CQC3 method (Smerby and Der Kiureghian 1985, Lopez and Torres 1997, Menum and Der Kiureghian 1998). Among these simplified combination methods, the Percentage Rule has been widely accepted and is now prescribed in the majority of modern seismic codes for bridge and building structures.

In North American bridge design codes and regulations (e.g., CSA 2006, Imbsen 2006, ATC 2003, CALTRANS 2001, AASHTO 1996, 2009), the critical seismic response \bar{R} in bridge columns is obtained by combining the maximum responses \bar{R}_1 and \bar{R}_2 associated to each component of the ground motion earthquake using the two combinations:

$$[1] \quad \vec{R} = \vec{R}_1 + \alpha \vec{R}_2$$

$$[2] \quad \vec{R} = \alpha \vec{R}_1 + \vec{R}_2$$

where α is the weighted percentage defining the combination rule. That percentage represents the contribution of one component to the total seismic response when the response due to the other component reaches its maximum. A unique value $\alpha = 0.3$ is typically prescribed in codes, as suggested by Rosenblueth and Contreras (1977). This value of α does not account, however, for important factors such as the characteristics of the structure or the ground motions. Earlier studies related to the adequacy of the Percentage Rule (Wilson et al. 1995, Hernandez and Lopez 1998, Menum and Der Kiureghian 1998, Zaghlool et al. 2000, Lopez et al. 2001, Gao et al. 2004) revealed that the 30%-combination rule can either underestimate or overestimate the critical response by as much as 30% when compared to the exact response obtained from time history analyses. These studies were conducted mainly for single response quantities and the conclusions cannot be generalized to the case of multiple response quantities, where the critical combination of responses could only be identified with respect to a prescribed capacity surface. Furthermore, none of these studies addressed the issue of the effect of the structural system or the ground motion characteristics on the combination rule, even though it has been recognized that these factors can affect the ability of the combination rule to adequately predict the critical response (Rosenblueth and Contreras 1977).

A study on this topic was recently undertaken by the authors (Khaled et al. 2009) for two major Canadian cities having different seismic conditions: Montreal, Quebec, and Vancouver, British Columbia. Montreal is representative of many eastern North American cities located in

moderately active seismic zones such as Boston, New York and Ottawa, whereas Vancouver is representative of many Pacific Northwest cities also located in moderately active zone, such as Seattle, Portland, and Victoria. The study revealed the dependency of the weighted percentage of the combination rule to the relative intensities of the two orthogonal principal components of earthquake ground motions. It was found that a lower percentage for eastern Canada and a higher percentage for western Canada could yield more accurate results compared to the unique 30% value currently prescribed by the CSA S6 Canadian Highway Bridge Design Code (CSA 2006).

In this paper, the amount of column longitudinal reinforcement required when using three different weighted percentage α values in response spectrum analysis, namely 0%, 30% and 100%, is determined and compared to the steel ratios required from linear time history analysis under bi-directional seismic ground motions for various regular bridge structures. Straight and curved bridges, with two or four spans, and with and without a skew, were considered. All bridge columns were made of reinforced concrete with circular, rectangular or wall-type cross-sections. Variable column height was examined for the four-span bridges. The study is performed for the Montreal and Vancouver sites to capture the possible effects of the ground motion characteristics. Optimum weighted percentages that lead to the steel ratios required from time history analysis are determined for each bridge cases and sites to propose a simplified combination rule applicable to most situations examined. The adequacy of this rule is examined through nonlinear time history dynamic analyses for a two-span straight bridge with a skew angle, as commonly encountered in practice. This validation is performed for each of the two seismic regions of Canada.

Ground motion time histories

Selection of ground motion earthquake records

Two ensembles of strong ground motions, consisting of recorded historical events and simulated earthquakes (SIM) provided by G. Atkinson (personal communication, 2005), were used in this study and are presented in Tables 1 and 2. The first ensemble is representative of earthquakes occurring in eastern Canada for the Montreal site whereas the second is representative of seismic events anticipated in western part of the country where Vancouver is located. The selection of the representative earthquakes for the two chosen cities and the transformation of the horizontal components of the selected earthquakes into their principal directions (Penzien and Watabe 1975) are detailed in Khaled et al. (2009).

Scaling of the selected earthquake components

In a design context, the seismic hazard at a site is generally represented by a design spectrum developed for a specified level of probability of exceedance. The level of probability currently used in the CSA S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code is 10% in 50 years. A 2% in 50 years uniform hazard spectrum (UHS) has been recently adopted as the design basis in the National Building Code of Canada (NBCC 2005). This better reflects the actual level of protection against collapse provided by modern code provisions and results in a more uniform margin against collapse under severe but rare seismic events across the country (Heidebrecht 2003). This level has been used in this study as it is currently being considered for future editions of the CSA S6 Standard. Table 3 gives the 5% damped median UHS ordinates, as determined by

the Geological Survey of Canada (Adams and Halchuk 2003). The values at a period of 4.0 s were taken as half the ordinates at 2.0 s, as prescribed in NBCC 2005.

Selected ground motion time histories for input to the analyses were scaled to the 2%/50 year uniform hazard spectra. When scaling two orthogonal components of an earthquake ground motion, it is recommended to preserve the difference that exists between the two components (Bommer et al. 2003). Lopez et al. (2006) investigated the response spectra characteristics of the principal components of 97 earthquake records. They reported that the ratio of the minor to the major horizontal spectra varies between 0.63 and 0.81. A spectral ratio of 0.75, representing approximately the average of 0.63 and 0.81, was used in this study. Ground motions along the two principal components A and B were determined for each pair of records from historical earthquakes. For simulated motions, the two selected trials were assumed to correspond to the major and minor horizontal components. Loose spectral matching in the frequency domain was used to scale to the UHS the two orthogonal principal components A and B of each historical ground motion earthquake. The two resultant spectra were then separated by scaling up and down the response spectra of the major and the minor components by 1.125 and 0.844, respectively.

Bridge models

A total of nine generic concrete bridge models were developed among a set of several common prototype bridges provided by the Quebec Ministry of Transportation (QMT). The prototype bridges used to develop the generic bridge models are representative, in terms of characteristics, of a large number of bridge structures encountered in the Montreal and Vancouver highways. Only bridge models that comply with the requirements for “regular bridge” in terms of geometry and stiffness variations (CSA 2006, AASHTO 1996, 2009) were considered

in this study, as simplified combination rules such as the Percentage Rule are more likely to be used in conjunction with response spectrum analysis for the design of this type of bridges.

The bridge models were grouped into four categories, according to their geometrical characteristics: (a) category 1 consisting of single column straight bridge models, (b) category 2 consisting of single column skewed bridge models, (c) category 3 consisting of a single column curved bridge and a multi-column bridge with variable column heights, and (d) category 4 consisting of multi-span bridge models with various geometrical properties (curved alignment, variable column height, and skewed columns). Rectangular columns were considered for all bridge categories. Circular columns were examined for categories 1 and 4 bridges. The geometrical characteristics of the bridge models are summarized in Table 4 and Fig. 1 illustrates a single-column bent skewed bridge (Category 2) as well as a multi-span multi-column bent curved bridge with skewed columns (Bridge CBI-R, Category 4). The main longitudinal and transverse bridge directions 1 and 2 are defined in the figure for these two bridges, as well as the local X-Y coordinate system used for rectangular columns. In curved bridges, the columns with rectangular cross-sections are oriented such that the strong axis X is tangent to the arc (Figure 1). In bridges with variable column height, the two outermost columns, closest to the abutments, are 6 m tall whereas the height of the interior columns is 10 m.

For all bridges, the specified strength f'_c and modulus of elasticity E_c of the concrete were set equal to 35 MPa and 26 000 MPa, respectively, whereas a yield stress $f_y = 400$ MPa and a modulus of elasticity $E_s = 200\,000$ MPa, were assumed for the steel reinforcement.

Analysis and design procedures

Analysis procedure

Two series of elastic dynamic analyses were performed to assess the seismic demand on the bridge columns: response spectrum analysis and time history analysis. The analyses were performed with the computer program SAP2000 (CSI 2005). In modeling the structures, uncracked in-plane flexural and shear stiffness properties were specified for the bridge decks (EI_g and $5/6 GA_g$, respectively) whereas the bridge columns were assigned cracked-stiffness properties, i.e., $0.5 EI_g$ and $0.5(5/6) GA_g$ in the weak axis of the column, and $0.7 EI_g$ and $0.7(5/6) GA_g$ in the strong axis where less cracking is anticipated. E , I_g , G , and A_g are the Young's modulus of concrete, the moment of inertia, the shear modulus, and the area of the gross section, respectively. The resulting fundamental periods of vibration along the main longitudinal (T_1) and transverse (T_2) axes of the bridge models are given in Table 4. The analyses were carried out assuming a constant modal damping of 5% for all modes.

In the first series, elastic response spectrum analyses of the bridge models were performed using the design spectrum of Table 3. The design spectrum was input separately in the two orthogonal directions 1 (longitudinal) and 2 (transverse) of the bridge and the analysis was carried out independently in each of these directions. Modal superposition along each direction was done using the complete quadratic combination (CQC) method. The critical combined biaxial moments $\bar{R} = (M_X, M_Y)$ due to the two orthogonal components of the earthquake motion acting simultaneously were estimated using the combination rule given by [1] and [2] in which $\bar{R}_1 = (M_{1X}, M_{1Y})$ and $\bar{R}_2 = (M_{2X}, M_{2Y})$ are the maximum biaxial moments due to each component acting separately along directions 1 and 2, respectively, and M_X and M_Y are the

moments about the column local axes X and Y . Three values of the weighted percentage α were considered when using [1] and [2]: (a) $\alpha = 0$ (i.e., no combination), (b) $\alpha = 0.3$ (i.e., 30%-rule), and (c) $\alpha = 1.0$ (i.e., 100%-rule).

In the second analysis series, multiple linear modal time history analyses were carried out on the nine bridge models using the two orthogonal principal components A and B of the selected earthquakes as input. The response ellipses of biaxial moments (M_X , M_Y) were obtained by varying the input angle of the two orthogonal earthquake components for each model from 0 to 180° in 30° increments.

Design procedure

The columns of the bridge models were designed according to the requirements of the CSA S6-06 standard. Dead (D) and seismic (E) loads were combined using:

$$[3] \quad 1.25D + 1.0E$$

$$[4] \quad 0.8D + 1.0E$$

The required reinforcement ratio, ρ , was determined for a combination of responses (P , M_X , M_Y), where P is the axial load in the column and (M_X , M_Y) are the seismic induced biaxial moments \bar{R} given by [1] and [2]. Modern codes and regulations allow for the reduction of the elastic seismic demand for the design of structures by a force modification, or ductility factor, R , which accounts for the ability of the structure to withstand strong ground motions through inelastic response.

Accordingly, the critical combined biaxial moments were reduced by the appropriate reduction factors R prescribed in CSA S6-06: $R = 3.0$ for M_X and M_Y , for single or multiple ductile columns, and $R = 2.0$ and 3.0 for M_X and M_Y , for the wall-type piers.

The optimum amount of longitudinal steel reinforcement required at the column bases was determined through an automated design procedure using the computer program spColumnTM (StructurePoint 2009). The calculations accounted for force equilibrium and strain compatibility assuming a rectangular concrete stress block of $0.80f'_c$ (for $f'_c = 35\text{MPa}$), plane section deformations, and a maximum ultimate strain at the extreme concrete compression fibre $\varepsilon_c = 0.0035$, as prescribed in CSA S6-06. The required longitudinal steel was equally distributed along the perimeter of the column cross-sections with the centerline of the transverse reinforcing steel located 40 mm from the column faces. The longitudinal bar sizes and spacing were adjusted to meet the ductility requirements of CSA S6-06. The selected reinforcement ratio ρ and bar arrangement resulted in a bi-axial bending moment failure surface that encompassed and touched the most critical response vector \bar{R} determined from response spectrum analysis and combination rules or from the response ellipse obtained from time history analyses, as shown in Figure 2. For the response spectrum analysis results, the reinforcement ratios $\rho_{0\%}$, $\rho_{30\%}$, and $\rho_{100\%}$ were computed adopting the three combinations: (a) no combination, (b) 30%-rule, and (c) 100%-rule, respectively, as illustrated in Figure 2. The required reinforcement ratio from time history analysis, ρ_{TH} , was computed for each earthquake ground motion pair using the corresponding demand ellipse. Thereafter, the mean value of all ρ_{TH} values for a ground motion ensemble was computed for each bridge model and site. In the design, the lower limit for longitudinal reinforcement of 0.8% specified in CSA-S6 was omitted so that the demand-to-strength ratios could be evaluated without the possible bias due to minimum steel requirements.

Results and discussion

The column longitudinal reinforcement ratio was selected to examine the influence of the combination rule on column design. This parameter was used instead of the force demand because it represents the outcome of the design procedure and directly affects the seismic inelastic response of the bridges. Table 5 presents the required reinforcement ratios, ρ , for all bridge models at the two sites, as obtained from the three combination rules (0%, 30%, and 100%) and the time history analyses. For the three combination rules, the ratios between the steel required in Vancouver and Montreal are, respectively, 2.71, 2.68 and 2.60, on average, for all bridge models. For the design based on time history analysis results, that ratio is equal to 2.83, which is consistent with the response spectrum analysis results. These ratios are higher than the ratios between the spectral ordinates at the two sites for the period range of interest: 1.3 to 2.7 for periods between 0.12 s and 1.47 s. This was expected as the contribution of the gravity load to the flexural resistance is the same at the two sites and a greater increment in steel is needed to resist an increment in the design moments due to higher seismic loads. The results also show that the required column reinforcement ratios for the bridge at the Montreal site are below the lower limit of 0.8% specified in CSA-S6. That lower limit requirement is met for all bridges located in Vancouver.

For both sites, the computed value of $\rho_{0\%}$ and $\rho_{30\%}$ are nearly equal for the DPCU, DPRU, DPM, CPRU, and DPRI bridge models, the increase in steel being less than 4% among all cases when applying the 30%-rule (average increase = 1.7%). This difference is more pronounced in the case of the BPRU, BPM, CBI-C, and CBI-R bridge models with an average increase of 21% and 19% for Montreal and Vancouver, respectively. The corresponding maximum increases are 31% and 26%. In the latter group of bridge models, all columns are skewed (see Table 4),

whereas the DPCU, DPRU, DPM, CPRU, and DPRI models are all bridges with non skewed columns. This suggests that the skew angle θ of the bridge columns may influence the weighted percentage α that needs to be used in the combination rule. In Fig. 3, the required reinforcement ratios $\rho_{0\%}$, $\rho_{30\%}$, and $\rho_{100\%}$ are compared to ρ_{TH} for both sites in terms of the relative error given by:

$$[5] \quad Error = \left(\frac{\rho_{\%}}{\rho_{TH}} - 1 \right) \times 100 \quad (\%)$$

If ρ_{TH} is taken as the “exact” required reinforcement, the results indicate that the 30%-rule can either overestimate or underestimate the required reinforcement ratio at both sites. However, for 6 out of the 9 bridge models considered, the 30%-rule tends to overestimate the required reinforcement ratio for the Montreal site, whereas the reinforcement ratio is underestimated with the 30%-rule for 6 bridges in Vancouver. On the other hand, using the 100%-rule for design would be too conservative and result in excessive column reinforcement steel at both sites.

Influence of the skew angle on the combination rule

The above results suggest that the skew angle θ of the bridge column may influence the weighted percentage α . A second series of analyses and designs was therefore performed on additional skewed bridges of the BPRU type having different skew angles varying from 10° to 45° to evaluate this possible influence. Among the different bridge models with skewed columns (BPRU, BPM, CBI-C, and CBI-R), only the BPRU type was studied to avoid possible bias introduced by the other geometrical characteristics. These additional bridge models, identified herein as BPRU_ θ , have 2 spans and a single column with 1.2 m \times 2.4 m rectangular cross-

section. The analysis and design of these additional bridges were carried out as was done with the previous bridge models. The results are summarized in Table 6 and the required reinforcement ratio $\rho_{\%}$ is compared to ρ_{TH} for both sites in Fig. 4. Note that the values obtained for the DPRU model are also presented in the table and the figure for $\theta = 0^\circ$.

As was the case for the first series of bridges, the required reinforcement ρ_{TH} for the Montreal site is always less than the lower limit of 0.8 % specified in CSA S6-06. For Vancouver, the required steel ratios all exceed that minimum limit. In Fig. 4, it is clear that not combining the effects of R_1 and R_2 (100%-0%) results in less steel compared to the “exact” reinforcement ratios ρ_{TH} required from time history analyses. At both sites, the relative error generally increases when increasing the skew angle to reach approximately 30% in Montreal and 40% in Vancouver. For the Montreal site, the 30%-rule is appropriate for $\theta = 45^\circ$ but overestimates the required amount of steel for the other skew angles with a maximum relative error of 12.5% for $\theta = 30^\circ$. For Vancouver, the $\rho_{30\%}$ results underestimate the mean required ratios ρ_{TH} with relative errors generally increasing from 2.9% for a skew angle of 10° to 16.1% for $\theta = 45^\circ$. The results clearly show that the 100%-rule is overly conservative for the design of the columns of all skewed bridges studied, the relative errors increasing with θ at both sites: from 41 to 75% for Montreal and from 23 to 51% for Vancouver. Consequently, it can be concluded that the weighted percentage α , which defines the combination rule in Equations [1] and [2], not only depends upon the ground motion characteristics, as was initially pointed out by Khaled et al. (2010), but may also vary with the skew angle of the bridge columns. This is in agreement with the research by Maleki and Bisadi (2006) which showed a dependency of the Percentage Rule to the skew angle of single-span (no piers) skewed bridges.

Proposed weighted percentage α for skewed bridges

As shown in Table 4, the values of ρ_{TH} is comprised between $\rho_{0\%}$ and $\rho_{100\%}$ for all skewed bridges at both sites, which means that a minimum weighted percentage α between 0 and 100% is required for response spectrum analysis to meet the demand predicted from time history analysis. An indication of this required α value can be obtained by determining the percentage α that gives ρ_{TH} by linear interpolation between the α values associated to the steel quantities $\rho_{0\%}$, $\rho_{30\%}$, and $\rho_{100\%}$. Figure 5 describes the procedure for the two sites. In the figure, the $\rho_{0\%}/\rho_{TH}$, $\rho_{30\%}/\rho_{TH}$, and $\rho_{100\%}/\rho_{TH}$ ratios are used and the α value where $\rho\%/\rho_{TH}$ is equal to 1.0 is determined by linear interpolation. The procedure was also applied to the first series of bridges and all results are plotted in Fig. 6.

For the skewed bridges in Montreal, the optimum weighted percentage is approximately equal to 10% for $\theta = 10^\circ$ and 20° and then increases nearly linearly to reach 30% for $\theta = 45^\circ$. For the five bridges, the average is equal to 18%. Consistent values of 11% and 27% were found, respectively, for the BPRU and BPM bridges of the first series for which $\theta = 22^\circ$. A different trend is observed for the skewed bridges in Vancouver as the optimum weighted percentage remains approximately equal to 40% for all skew angle cases studied, including the BPRU and DPM bridges of the first series. The average value of α for these 7 bridges is 38%.

Proposed new combination rule for response spectrum analysis

The combination rule presented in [1] and [2] is an approximate method that aims at predicting the critical response of structural elements, such as bridge columns, under bidirectional orthogonal earthquake components. The results presented herein show that the weighted

percentage in the combination rule depends not only on the seismic characteristics at the site but also on the geometries of the bridge, particularly the column skew angle which is found to be the most important parameter. This parameter should therefore be included for an adequate prediction of the seismic demand on bridge columns.

For the straight bridges without skew built with a single circular column (DPCU model) or with multiple rectangular columns (DPRI), the reinforcement ratios $\rho_{0\%}$ exceed ρ_{TH} at both sites, suggesting that a design without combination would be sufficient. For the other straight bridges without skew studied (DPRU and DPM), Fig. 6 shows that α values of 30% and 100% would be needed, respectively, in Montreal and Vancouver to resist the demand predicted by time history analysis. For Montreal, however, the required reinforcement when using $\alpha = 30\%$ is less than 5% more than the steel with $\alpha = 0\%$ (Table 5). In Vancouver, the increase in longitudinal reinforcement from $\alpha = 0\%$ to $\alpha = 100\%$ is also relatively small (10.9% for the DPRU model and 2.3% for the DPM model).

For all other bridges in Montreal but the CPRU model (two-span curved bridge with a rectangular column), the optimum α value ranges between 10% and 30%, with an average value of 20%. For the CPRU bridge, $\alpha = 43\%$ would result in ratios $\rho = \rho_{TH}$. For all curved and skewed bridges studied for Vancouver, the 100-30% combination rule gives steel ratios below the amount of steel obtained from time history analysis. For these bridges, the optimum values of α in Fig. 6 vary between 28% and 47%, with a mean value of 39%.

The number of bridges studied for each configuration is too limited to propose detailed combination requirements for each case. The general trends that are observed can however be used to formulate simplified combination rules that can give designs that closely match the elastic

force demand from bi-directional time history analysis for most structures in each seismic region of the country. For eastern Canada, it is suggested to use $\alpha = 20\%$ except for horizontally curved bridges or bridges with a skew angle greater than 35° for which weighted percentages in the range of 40% would be more appropriate. For Western Canada, it is recommended to increase the current weighted percentage from 30% to 40% for all bridges. The results indicate that $\alpha = 0\%$ would probably be appropriate for straight bridges without skew located in both seismic regions, but the adequacy of such a major relaxation in the design provisions needs to be validated further through nonlinear analytical studies. An example of such validation is presented in the next section.

Validation of the proposed combination rule

The adequacy of the proposed combination rule is assessed through nonlinear dynamic time history analyses performed on two of the bridge models considered in this study, namely BPRU_30° located in Montreal (east site) and BPRU_45° located in Vancouver (west site). The geometry of these two bridge models is identical except for the skew angle. These two structures were selected as they represented the most critical cases with the largest relative error between the reinforcement ratio required when using the current 100-30% rule and ρ_{TH} in Fig. 4.

Design of the bridge columns

The two bridges were designed by combining the results of response spectrum analyses carried out along the two principal directions using $\alpha = 0.0$ (no combination), 0.3 (30%-rule), and 1.0 (100%-rule). The two bridges were also designed using the proposed combination rule, i.e., α

= 0.2 for the BPRU_30° model in Montreal and $\alpha = 0.4$ for the BPRU_45° model in Vancouver. A force modification factor $R = 3.0$ was used to determine the design bending moments about both local column axes. The required longitudinal reinforcement and transverse reinforcement for confinement in the base plastic hinge region of the columns were computed and detailed according to the CSA S6-06 requirements except for the 0.8% minimum longitudinal steel ratio requirement. The results of the design are summarized in Table 7. Imperial bar sizes were selected for these bridge models as those were found more appropriate for the design of the half-scale models that were built for a cyclic test program that was performed in a subsequent phase of this research project.

Nonlinear time history dynamic analyses

The nonlinear dynamic analyses were carried out using the OpenSees platform (Mazzoni et al. 2006). The bridge columns were modelled using 3D nonlinear beam-column elements with fibre discretization of the cross-section to distinguish between confined and unconfined concrete materials and reinforcing steel (Fig. 7a). Material stress-strain curves are specified for each fibre and the sectional stress-strain state of the column is obtained through the integration of the nonlinear uniaxial stress-strain response of the individual fibres assuming plane section behaviour. Three nonlinear beam-column elements, with five integration points along each element, were used to model the columns. The bridge deck was modelled using elastic beam-column elements.

The expected concrete and steel yield strengths were determined using probable to nominal strength ratios of 1.26 and 1.14 for the concrete compression strength and the reinforcing steel yield strength, respectively, as suggested by Novack and Szerszen (2003). Accordingly, a

probable f'_c value of 44.1 MPa and a probable f_y value of 455 MPa were specified in the analyses. Figure 7b shows the parabolic stress-strain relationship for normal strength concrete by Todeschini et al. (1964) that was adopted for the unconfined cover as well as the model for the confined concrete core by Mander et al. (1988). The stress-strain behaviour of the reinforcing steel (see Fig. 7c) was described using the nonlinear Giuffr -Menegotto-Pinto model with isotropic and kinematic hardening (Mazonni et al. 2006).

Nonlinear behaviour of the bridge models

Static nonlinear push-over analyses were first performed on the two bridge column models to estimate the values of the columns top lateral displacements at yield, $\Delta_{y,X}$ and $\Delta_{y,Y}$, along the local column axes X and Y. The bridge models were then subjected to the applicable ensemble of earthquake ground motions given in Tables 1 and 2 and the maximum horizontal displacements in both bridge principal directions, $\Delta_{max,1}$ and $\Delta_{max,2}$, as depicted from the displacement time histories, were determined for each bridge model and earthquake ground motion. The corresponding maximum displacements along the X and Y axes of the columns, $\Delta_{max,X}$ and $\Delta_{max,Y}$, were then computed. The results are presented in Table 8 and 9 for the two bridge models. Figure 8 illustrates typical results obtained from nonlinear time history analysis.

For each model, the peak displacement ductility demand parameters μ_X and μ_Y were determined with respect to the local axes of the column X and Y, respectively, using:

$$[6] \quad \mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

Statistics of the peak ductility demand are given in Table 10. When using the 100%-20% combination rule for Montreal and 100%-40% combination for Vancouver, the computed median displacement ductility demand in the X and Y directions is nearly equal to or lower than the design R value of 3.0. Along the X direction, the intended ductility was exceeded by only 10% and 9%, respectively, which is deemed acceptable as discussed below.

Duan and Chen (1999) related quantitative displacement ductility and strain demand limits to three damage levels, namely significant, repairable, and minimum, as detailed in Table 11. Seismic bridge design codes and regulations typically allow maximum displacement ductility factors in the range of $3 \leq \mu \leq 6$ (e.g., Imbsen 2006, CALTRANS 2001). These values are mainly intended to control the damage state of the bridge columns and maintain it at a repairable level following a seismic event (Priestley et al. 1996). This is in agreement with the values proposed by Duan and Chen (1999). For single column bents supported on fixed foundation, a limit of $\mu = 4.0$ is usually identified, thus slightly higher than the R value of 3.0 used in design. This limit is based on the expectation of significant damage associated with ductility demands exceeding 4.0. The median displacement ductility demand resulting from the proposed combination rule is less than 4.0 in all cases. Among all ground motions of each ensemble, the maximum demand exceeds by 14% in Montreal ($\mu_X = 4.54$ under the simulated motion MTL_770) and by 24% in Vancouver ($\mu_X = 4.96$ under the simulated motion V_6530). Greater ductility demand with median values in excess of 4.0 and maximum values above the 3.0-6.0 acceptable range would be expected at either site if lower weighted percentage α values were used.

The peak longitudinal strain demand in tension in the most critical longitudinal corner bar and the peak compression strain in the confined concrete fibre near the corner bar were examined to assess the performance of the structures. Median estimates of these demand parameters are

presented in Table 12 for the various combination rules. For the bridges designed with the proposed combination rules, the values of the ultimate concrete strain, ε_{cu} , for the confined concrete core are equal to 0.035 and 0.037 for Montreal and Vancouver, respectively. The median compression strain demand values are within the repairable damage level limits suggested by Duan and Chen (1999) in Table 11. This trend was observed in the column of both bridge models and for all the ground motions at both sites.

These results suggest that the two bridge models designed with the proposed combination rule would survive to the types of earthquakes expected in eastern and western sites without significant damage to the columns.

In Table 7, the longitudinal reinforcement ratio of the column of the BPRU_30° bridge model located in Montreal is equal to only 0.51%, i.e., less than two third the 0.8% minimum required by the CSA S6-06. Past studies have shown that circular columns with 0.5% reinforcement ratio have exhibited excellent ductile behaviour and were able to develop displacement ductility factors in excess of $\mu_{\Delta} = 10$ (Priestley et al. 1996, Priestley and Benzoni 1996). Such low minimum reinforcement ratios are also permitted for bridge columns in other design codes, as is the case in Japan. The results presented herein suggest that current CSA S6 minimum reinforcement ratio for columns could be lowered for eastern Canada without jeopardizing the seismic behaviour of bridge structures. Obviously, the possibility of relaxing this limit for rectangular bridge columns requires further investigation, including experimental bi-directional cyclic testing on large scale column models.

Conclusions and recommendations

The validity of the rule prescribed in current North American codes to predict the demand from the simultaneous action of two horizontal ground motion components is examined in this study. The required amount of column longitudinal reinforcement was determined for 14 regular bridge structures with different geometrical properties. The steel ratios were computed for the bending moment demand from response spectrum analysis using the combination rule with different values of the weighted percentage α (0, 0.3, and 1.0). These ratios were compared to those obtained from multiple elastic time history analyses to identify the bridge properties that influence the most the combination rule. Approximate optimum α values for design could be determined by linear interpolation between those results. Limited nonlinear dynamic time history analysis was performed to assess the adequacy of a proposed simplified combination rule. The study was performed for two sites with moderate seismicity levels in eastern and western North America. The design was based on site-specific 2% in 50 years uniform hazard spectra and the time history analyses were conducted with ensembles of representative historical and simulated seismic ground motions. The following conclusions were reached from this study:

- (i) When compared to the values required from time history bi-directional analysis, the column reinforcement ratios for bridges located in Montreal can be overestimated by as much as 13% by the 30%-rule specified in the CSA S6-06 code. For Vancouver, the required reinforcement ratio can be underestimated by as much as 16%. Using the 100%-rule was found to result in a conservative estimate of the required reinforcement ratio for all bridges studied at both sites.
- (ii) The required column reinforcement ratios for the bridges located in Montreal were significantly less than the lower limit of 0.8% specified in the CSA S6-06 code. In contrast,

the required reinforcement ratios for the same bridges in Vancouver exceeded this lower limit and were of the order of three times those obtained for Montreal.

- (iii) The optimum weighted percentage α was found to vary with the bridge geometrical properties and the ground motion characteristics. In particular, the combination rule for two-span straight bridges should account for the effect of the skew angle in Montreal and higher weighted percentage values were generally required in Vancouver compared to Montreal.
- (iv) For eastern Canada, a 100%-20% combination rule should lead to similar reinforcing steel ratios compared to linear time history analysis results, except for horizontally curved bridges or bridges with a skew angle greater than 35° for which a 100%-40% rule would be more appropriate. A 100%-40% combination rule should be used for western Canada. A weighted percentage $\alpha = 0\%$ was found to be appropriate in both seismic regions for straight bridges without a skew, but such a major relaxation in the seismic design provisions requires further validation before its implementation. Nonlinear dynamic time history analysis of a two-span skewed bridge structure designed according to the proposed combination rule revealed that the bridge columns would experience damage within the repairable range for both seismic regions of Canada.
- (v) The results of the nonlinear analyses also suggest that a column reinforcement ratio lower than the current CSA S6-06 specified minimum value does not have detrimental impact on the response for regular bridges located in eastern Canada. These results should be corroborated by cyclic tests of large scale rectangular bridge columns before the current code minimum reinforcement limit is reduced.

It is recommended that the adequacy of the proposed combination rule and the possibility of relaxing the specified minimum reinforcement ratio for eastern Canada be assessed further by means of nonlinear dynamic analysis and experimental studies, including bi-directional cyclic testing of large scale reinforced concrete bridge columns. This study was limited to a number of bridge structures that met the requirements for regular bridge structures prescribed in CSA S6 and AASHTO standards. The proposed combination rule and other conclusions of the study may not be applicable to other bridge structures. In particular, more state-of-the-art and rigorous methods such as nonlinear dynamic time history analysis or advanced response spectrum based methods should be used for more complex structures such as irregular bridges.

Acknowledgements

The financial support provided by the Ecole de Technologie Supérieure, Université du Québec, is gratefully acknowledged. The authors are grateful to Professor Gail Atkinson of the University of Western Ontario, for kindly providing representative ensembles of simulated strong-motion earthquake records.

References

Adams, J., and Halchuk, S. 2003. Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada. Geological Survey of Canada, Open File 4459.

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 1996. Standard specifications for highway bridges, Division 1-A, Seismic Design. Washington, D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2009. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st Edition, Washington, D.C.
- Anastassiadis, K., 1993. Directions sismiques défavorables et combinaisons défavorables des efforts, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, **512**, 83-97 (in French).
- ATC. 2003. Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. Applied Technology Council Redwood City, CA. Report No. ATC-49.
- Bommer, J. J., Acevedo, A. B., and Douglas, J. 2003. The Selection and scaling of real earthquake accelerograms for use in seismic design and assessment. 2003 International conference on seismic bridge design and retrofit for earthquake resistance, La Jolla, San Diego, CA. American Concrete Institute.
- CALTRANS. 2001. Seismic design criteria: SDC Version 1.2. California Department of Transportation, Sacramento, California.
- CSA. 2006. Canadian highway bridge design code. Standard CAN/CSA-S6, Canadian Standards Association, Rexdale, ON.
- CSI. 2005. SAP2000 - Integrated software for structural analysis and design. Computer & Structures, Berkeley, CA.
- Duan, L., and Chen, W.F. 1999. Seismic design methodologies and Performance-based criteria. *In Proceedings of the International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on*

Transportation Structures, National Center for Resources on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan.

Gao, X.A., Zhou, X.Y., and Wang, L. 2004. Multi-component seismic analysis for irregular structures. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC. Canadian Association of Earthquake Engineering, Paper No.1156.

Gupta, A. K., Singh, M. P., 1977. Design of column sections subjected to three components of earthquake, Nuclear Eng. and Design, **41**, 129-133.

Heidebrecht, A.C. 2003. Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. Canadian Journal of Civil Engineering, **30** : 241–254.

Hernandez, J.J., and Lopez, A. 1998. Discussion of : A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis, by Charles Menum and Armen Der Kiureghian. Earthquake Spectra, **14** : 713-715.

Imbsen, R.A. 2006. Recommended LRFD guidelines for the seismic design of highway bridges. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, TRC/Imbsen & Associates, Sacramento, CA. Report prepared as part of NCHRP Project 20-07, Task 193.

Khaled, A., Tremblay, R., and Massicotte, B. 2009. Effectiveness of the 30%-Rule at predicting the seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake components. Elsevier Engineering Structures (submitted January 2010).

Leblond, L., 1980. Calcul sismique par la méthode modale: Utilisation des réponses pour le dimensionnement, Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, **380**, 119-127 (in French).

- Lopez, O.A., and Torres, R. 1997. The critical angle of seismic incidence and the maximum structural response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **26** : 881-894.
- Lopez, O.A., Chopra, A. K., and Hernandez, J. J. 2001. Evaluation of combination rules for maximum response calculation in multicomponent seismic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **30** : 1379-1398.
- Lopez, O.A., Hernandez, J.J., Bonilla R., and Fernandez, A. 2006. Response spectra for multicomponent structural analysis. *Earthquake Spectra*, **22**(1): 85-113.
- Maleki, S., and Bisadi, V., 2006. Orthogonal effects in seismic analysis of skewed bridges, *ASCE J. Bridge Engrg.*, **11** (1), 122-130.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **114**(8) : 1804-1826.
- Menem, C., and Der Kiureghian, A., 2000. Envelopes for seismic response vectors. I: Theory, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, **126** (4), 467-473.
- Menem, C., and Der Kiureghian, A. 1998. A replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, **14** : 153-163.
- NBCC. 2005. National Building Code of Canada, 12th ed. Canadian Commission on Building and Fire Codes, Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- Newmark, N. M. 1975. Seismic design criteria for structures and facilities. *In Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Trans-Alaska Pipeline System*, Ann Arbor, MI.
- Nowak, A.S., and Szerszen, M.M. 2003. Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part1- Statistical models for resistance. *ACI Structural Journal*, **11**(3): 377 – 382.

- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., et al. 2006. OpenSees Command Language Manual. Open System for Earthquake Engineering Simulation., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkley. Available on <http://opensees.berkley.edu>
- Penzien, J., and Watabe, M. 1975. Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **3**: 365-373.
- Priestley, M. J. N., and Benzoni, G. 1996. Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios. *ACI Structural Journal*, **93**(4): 474 – 485.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley and Sons, New York.
- Rosenblueth, E., and Contreras, H. 1977. Approximate design for multicomponent earthquakes. *Journal of Engineering Mechanics Division., ASCE, EM5* , **103** : 895-911.
- Rosenblueth, E. 1951. *A Basis for Aseismic Design*. Doctoral Thesis, University of Illinois, Urbana, IL.
- Smerby, W., and Der Kiureghian, A. 1985. Modal combination rules for multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **13** : 1-12.
- StructurePoint, 2009. *spColumn: Design and investigation of concrete column sections, StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design*, Skokie, IL.
- Todeschini, C.E., Bianchini, A.C., and Kesler, C.E. 1964. Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels. *ACI Journal, Proceedings*, **61**(6) : 701-716.
- Wilson, E. L., Suharwardy, I., and Habibullah, A. (1995). A clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis, *Earthquake Spectra*, **11** (4), 659-666.

Zaghlool S.B., Carr J.A., and Moss J.P. 2000. Inelastic behaviour of three-Dimensional structures under concurrent seismic excitation. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 2001.

Table 1. Selected ground motions ensemble for east site (Montreal).

Record No.	Date, Event	M_w	R (km)	Component	PGA (g) Unscaled	PGA (g) Scaled
SAG_CN1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	43	Chicoutimi Nord, N124	0.131	0.344
SAG_CN2				Chicoutimi Nord N214	0.106	0.239
SAG_SA1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	64	Saint-André, NS 0°	0.156	0.299
SAG_SA2				Saint-André, EW 270°	0.091	0.203
SAG_EB1	1988 Nov. 25, Saguenay	5.7	90	Les Eboulements, NS 0°	0.125	0.358
SAG_EB2				Les Eboulements, EW 270°	0.102	0.242
NHN_BC1	1985 Dec. 23, Nahanni	6.5	24	Bettlement Creek-S3, N270°	0.186	0.298
NHN_BC2				Bettlement Creek-S3, N360°	0.194	0.216
MTL_6301	Simulated, Montreal	6.0	30	Trial 2	0.522	0.444
MTL_6302				Trial 3	0.470	0.399
MTL_65501	Simulated, Montreal	6.5	50	Trial 1	0.409	0.368
MTL_65502				Trial 2	0.377	0.339
MTL_7701	Simulated, Montreal	7.0	70	Trial 1	0.301	0.271
MTL_7702				Trial 3	0.342	0.308

Table 2. Selected ground motions ensemble for west site (Vancouver).

Record No.	Date, Event	M _w	R (km)	Component	PGA (g) Unscaled	PGA (g) Scaled
WN_PKC1	1987 Oct. 01, Wattier-Narrows	6.1	38	Pacoima-Kagel Can., EW 90°	0.158	0.456
WN_PKC2				Pacoima-Kagel Can., NS 0°	0.155	0.303
WW_OWHTL1	1949 Apr. 13, Western Wash.	6.9	26	Olymp. Wash. Hwy. Test Lab., 86°	0.280	0.460
WW_OWHTL2				Olymp. Wash. Hwy. Test Lab., 356°	0.165	0.282
PSW_OWHTL1	1965 Apr. 20, Puget S. Wash.	6.7	61	Olymp. Wash. Hwy. Test Lab., 266°	0.198	0.466
PSW_OWHTL2				Olymp. Wash. Hwy. Test Lab., 176°	0.137	0.362
MH_SYGA1	1984 Apr. 24, Morgan Hill	6.2	36	San Ysidro Gilroy #6, EW 90°	0.286	0.431
MH_SYGA2				San Ysidro Gilroy #6, NS 360°	0.219	0.245
N_CORR1	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	41	Castaic-Old Ridge Rte, EW 90°	0.568	0.514
N_CORR2				Castaic-Old Ridge Rte, NS360°	0.514	0.358
N_SPPV1	1994 Jan. 17, Northridge	6.7	58	San Pedro Palos Verdes, EW90°	0.095	0.425
N_SPPV2				San Pedro Palos Verdes, NS 0°	0.101	0.316
LP_SFP1	1989 Sept. 17, Loma Prieta	7.0	98	San-Francisco-Presidio, EW90°	0.199	0.350
LP_SFP2				San-Francisco-Presidio, NS 0°	0.100	0.269
V_65301	Simulated, Vancouver	6.5	30	Trial 3	0.579	0.579
V_65302				Trial 4	0.387	0.387
V_72701	Simulated, Vancouver	7.2	70	Trial 1	0.247	0.247
V_72702				Trial 4	0.252	0.252

Table 3. 2% / 50 year uniform hazard spectral ordinates, S (g), for class C site.

Period (s)	East Site (Montreal)	West Site (Vancouver)
0.1	0.65	0.80
0.15	0.71	0.95
0.2	0.69	0.96
0.3	0.50	0.84
0.4	0.39	0.74
0.5	0.34	0.66
1.0	0.14	0.34
2.0	0.048	0.18
4.0	0.024	0.09

Table 4. Characteristics of the bridge models.

Bridge model	Type	Bent system	Number of spans	Column height (m)	Column cross-section (m)	T ₁ (s)	T ₂ (s)
Category 1							
DPCU	Straight	Single column	2	6.0	Circular : Ø 1.2 m	1.47	0.35
DPRU	Straight	Single column	2	6.0	Rectangular : 1.2×2.4	0.81	0.26
DPM	Straight	Wall-type	2	6.0	Rectangular: 0.8×6.0	0.90	0.12
Category 2							
BPRU	*Skewed	Single column	2	6.0	Rectangular : 1.2×2.4	0.81	0.24
BPM	*Skewed	Wall-type	2	6.0	Rectangular: 0.8×6.0	0.93	0.12
Category 3							
CPRU	†Curved	Single column	2	6.0	Rectangular: 1.6×2.8	0.49	0.20
DPRI	Straight	Multi-columns	4	6.0 / 10.0	Rectangular: 1.2×2.4	0.63	0.30
Category 4							
CBI-C	*Skewed/Curved	Multi-columns	5	6.0 / 10.0	Circular : Ø 1.8 m	0.63	0.59
CBI-R	*Skewed/Curved	Multi-columns	5	6.0 / 10.0	Rectangular: 1.2×2.4	0.79	0.53

* Skew angle, $\theta = 22^\circ$ for BPRU and BPM bridge models; $\theta = 18^\circ$ for CBI-C and CBI-R bridge models.

† Radius = 90 m.

Table 5. Computed required column reinforcement ratios for the generic bridge models.

Bridge	Montreal site				Vancouver site			
	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}
Category 1								
DPCU	0.61	0.61	0.64	0.56	1.81	1.81	1.92	1.68
DPRU	0.54	0.56	0.67	0.56	1.56	1.60	1.75	1.75
DPM	0.41	0.43	0.50	0.43	1.25	1.25	1.28	1.28
Category 2								
BPRU	0.52	0.63	0.90	0.56	1.51	1.75	2.43	1.80
BPM	0.35	0.46	0.74	0.45	0.99	1.25	1.96	1.28
Category 3								
CPRU	0.45	0.45	0.56	0.47	1.00	1.03	1.16	1.06
DPRI	0.44	0.44	0.48	0.40	1.01	1.04	1.11	0.97
Category 4								
CBI-C	0.61	0.73	1.02	0.71	1.54	1.84	2.65	1.82
CBI-R	0.59	0.66	0.86	0.64	1.59	1.80	2.50	1.96

Note: ρ_{TH} is the mean of the values obtained from all ground motions of the ground motion ensemble.

Table 6. Computed required column reinforcement ratio for different skew angles θ and sites.

Bridge	Montreal site				Vancouver site			
	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}	$\rho_{0\%}$	$\rho_{30\%}$	$\rho_{100\%}$	ρ_{TH}
BPRU_0°	0.54	0.56	0.67	0.56	1.56	1.60	1.75	1.75
BPRU_10°	0.54	0.60	0.79	0.56	1.56	1.70	2.15	1.75
BPRU_20°	0.52	0.63	0.90	0.56	1.51	1.75	2.43	1.80
BPRU_30°	0.48	0.63	0.96	0.56	1.36	1.70	2.60	1.80
BPRU_35°	0.38	0.60	0.98	0.56	1.26	1.65	2.71	1.80
BPRU_45°	0.40	0.56	0.98	0.56	1.07	1.51	2.71	1.80

Note: ρ_{TH} is the mean of the values obtained from all ground motions of the ground motion ensemble.

Table 7. Summary of the bridge column designs.

Bridge column/Site	α (%)	Long. reinf. ratio (%)	Long. reinf. [†]	Transv. reinf. ^{††}
BPRU_30°/Montreal	0	0.41	42 - #6	#6 @ 90 mm
	20	0.51	52 - #6	#6 @ 90 mm
	30	0.57	32 - #8	#6 @ 90 mm
	100	0.94	42 - #9	#6 @ 90 mm
BPRU_45°/Vancouver	0	0.97	34 - #10	#6 @ 80 mm
	30	1.54	44 - #11	#6 @ 80 mm
	40	1.61	32 - #14	#6 @ 90 mm
	100	2.62	52 - #14	#6 @ 90 mm

[†] Uniformly distributed around the perimeter of the column (#6 = 284 mm²; #8 = 510 mm²; #9 = 645 mm²; #10 = 819 mm²; #11 = 1006 mm²; #14 = 1452 mm²).

^{††} Spacing given is in the base plastic hinge region, spacing is 180 mm elsewhere.

Table 8. Computed yield (Δ_y), maximum (Δ_{\max}), and minimum (Δ_{\min}) lateral displacements for bridge model BPRU_30° (Montreal site).

α (%)	Along X-axis			Along Y-axis		
	Δ_y (mm)	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)	Δ_y (mm)	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)
0	8.5	56.0	26.1	8.0	32.0	19.0
20	11.0	50.0	26.3	10.0	28.7	17.8
30	11.0	50.0	26.5	10.0	29.3	16.8
100	15.5	48.8	25.7	14.5	24.8	15.6

Table 9. Computed yield (Δ_y), maximum (Δ_{\max}), and minimum (Δ_{\min}) lateral displacements for bridge model BPRU_45° (Vancouver site).

α (%)	Along X-axis			Along Y-axis		
	Δ_y (mm)	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)	Δ_y (mm)	Δ_{\max} (mm)	Δ_{\min} (mm)
0	18.0	120.1	88.8	16.0	47.7	37.1
30	24.0	93.3	75.3	20.0	39.5	32.1
40	26.0	93.0	72.4	20.0	39.1	33.3
100	33.0	106.3	60.4	24.0	38.6	23.0

Table 10. Statistics of the peak ductility demand (median and maximum values) for the two bridge models and various combination rules.

BPRU_30° (Montreal site)			
α (%)	Median (50 th percentile) values		Maximum values
	Ductility demand μ_X	Ductility demand μ_Y	μ_{max} .
0	4.11	3.10	6.59
20	3.29	2.30	4.54
30	2.82	2.00	3.79
100	1.99	1.19	2.46

BPRU_45° (Vancouver site)			
α (%)	Median (50 th percentile) values		Maximum values
	Ductility demand μ_X	Ductility demand μ_Y	μ_{max} .
0	5.33	2.45	6.84
30	4.00	1.75	5.06
40	3.28	1.68	4.96
100	2.38	1.33	3.98

Table 11. Damage levels and corresponding displacement ductility demand and concrete strain limits (After Duan and Chen 1999).

Damage level	Displacement ductility	Concrete strain
Significant	4 ~ 6	ε_{cu}
Repairable	2 ~ 4	Larger (0.005, $2/3 \varepsilon_{cu}$)
Minimum	1 ~ 2	Larger (0.004, $1/3 \varepsilon_{cu}$)

ε_{cu} = Ultimate concrete compression strain

Table 12. Median value of the peak longitudinal strains in the confined concrete (ϵ_{cc}) and reinforcing steel (ϵ_s) for the two bridge models for various combination rules.

α (%)	BPRU_30° (Montreal site)		BPRU_45° (Vancouver site)	
	ϵ_{cc}	ϵ_s	ϵ_{cc}	ϵ_s
0	0.0082	0.0361	0.0128	0.0504
20	0.0071	0.0315	--	--
30	0.007	0.0306	0.009	0.042
40	--	--	0.009	0.0364
100	0.0051	0.0168	0.0069	0.0309

Figures captions

Figure 1. (a) Elevation (along Z-axis) and plan view of bridge model BPRU; (b) Plan view of bridge model CBI-R.

Figure 2. Design procedure using: (a) no-combination, (b) 30%-combination rule, and (c) 100%-combination rule.

Figure 3. Comparison between $\rho_{\%}$ and ρ_{TH} for: (a) Montreal; (b) Vancouver.

Figure 4. Comparison between $\rho_{\%}$ and ρ_{TH} for the BPRU_ θ bridge model for: (a) Montreal; (b) Vancouver.

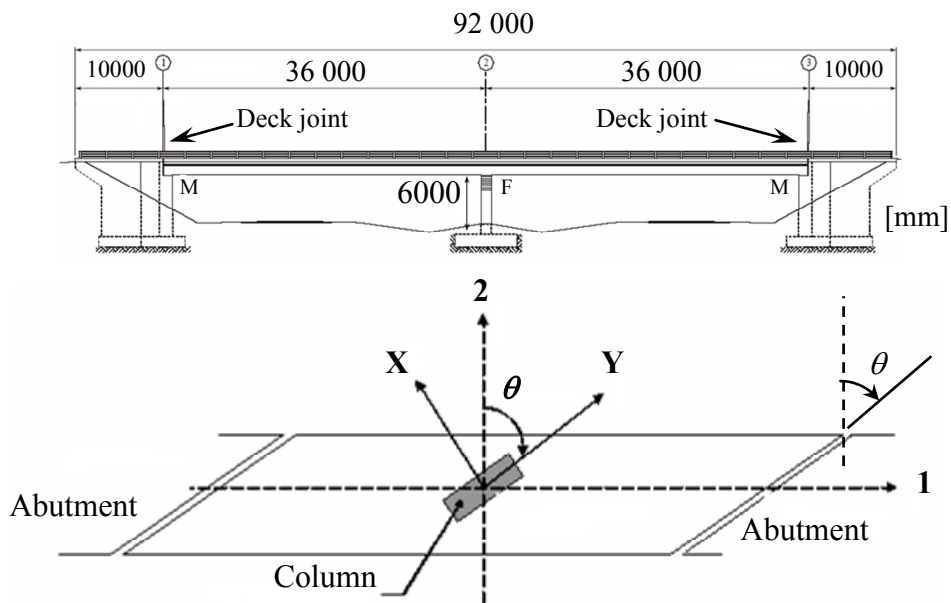
Figure 5. Determination of the optimum weighted percentage α for the skewed bridges in Montreal and Vancouver.

Figure 6. Optimum weighted percentage α for the various bridge models.

Figure 7. (a) Typical fibre discretization of a rectangular bridge column; (b) Stress-strain relationships for confined and unconfined concrete, and (c) Stress-strain model for the reinforcing steel.

Figure 8. Responses of the BPRU_30° bridge column designed with the 20%-rule under the principal components of the 1988 Saguenay earthquake (SAG_CN): (a) orbital displacement of the column top, (b) Stress-strain response in a corner longitudinal bar, (c) Stress-strain response in the concrete cover, and (d) Stress-strain response in the concrete core.

(a)



(b)

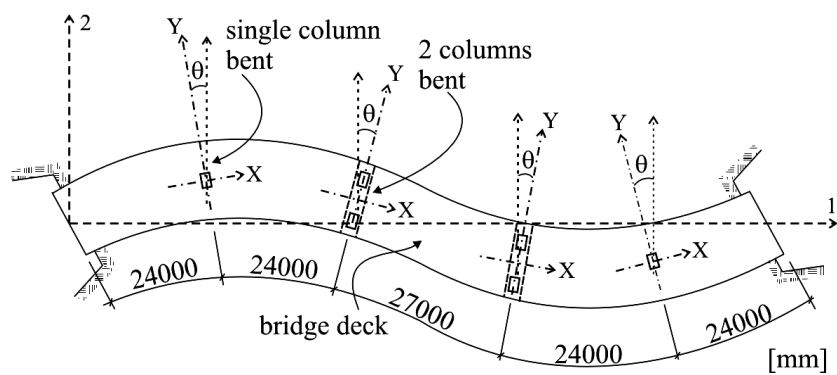


Figure 1.

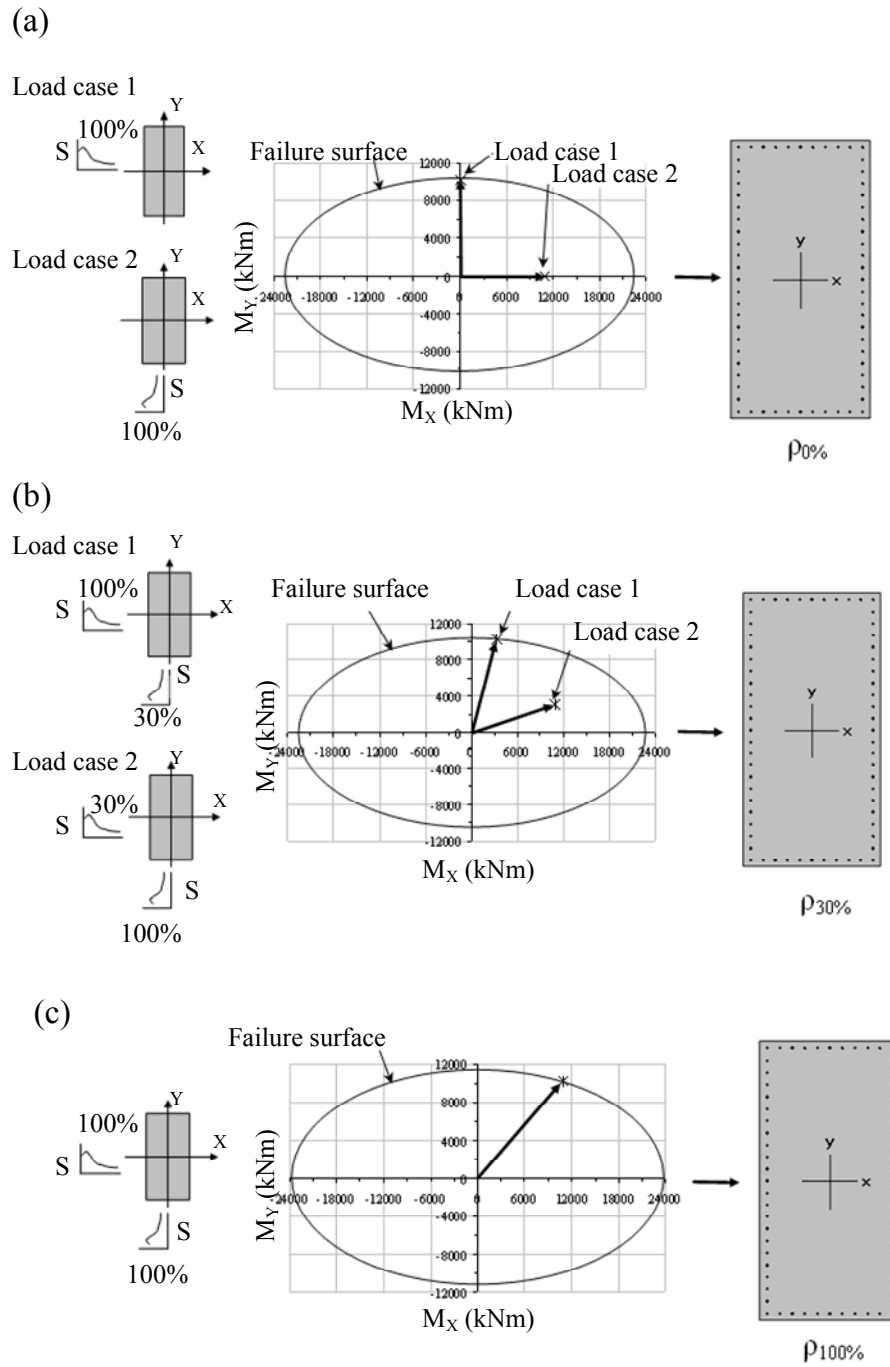
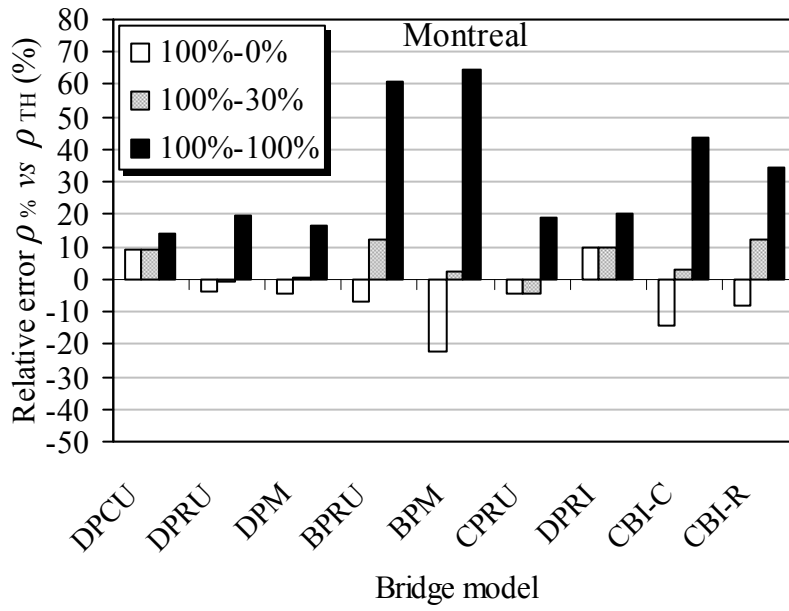


Figure 2.

(a)



(b)

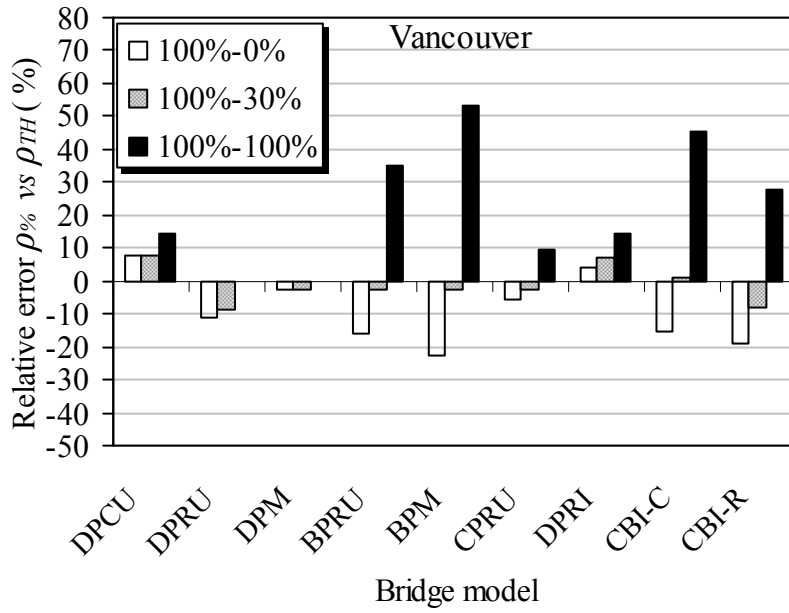


Figure 3.

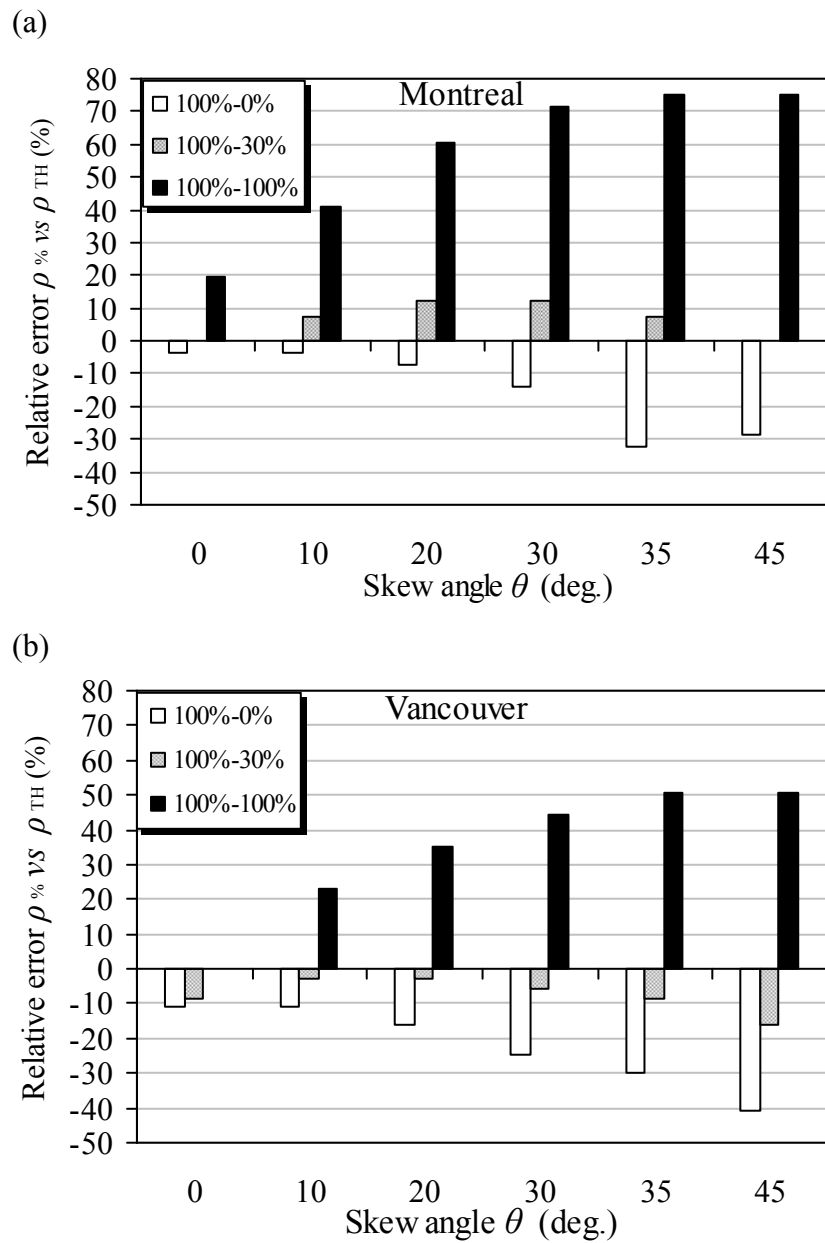


Figure 4.

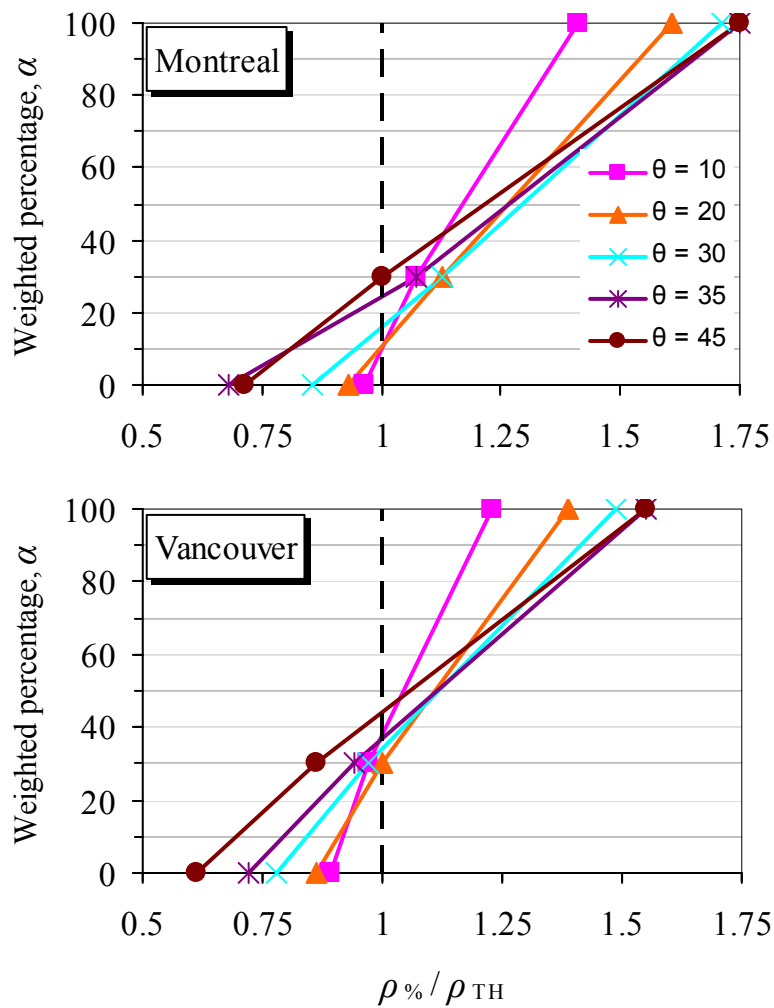


Figure 5.

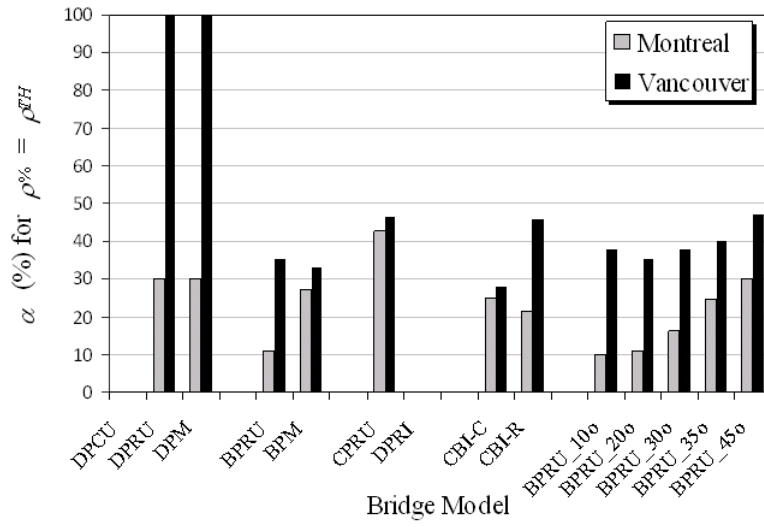
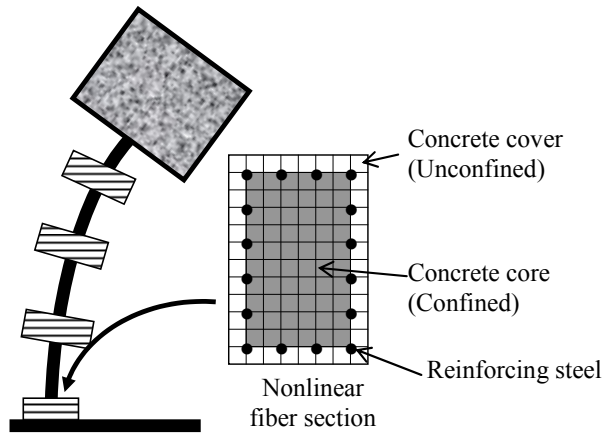
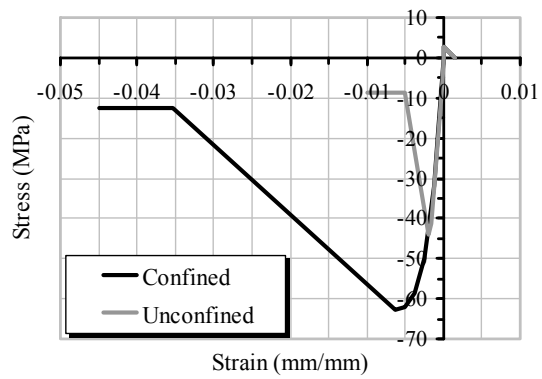


Figure 6.

(a)



(b)



(c)

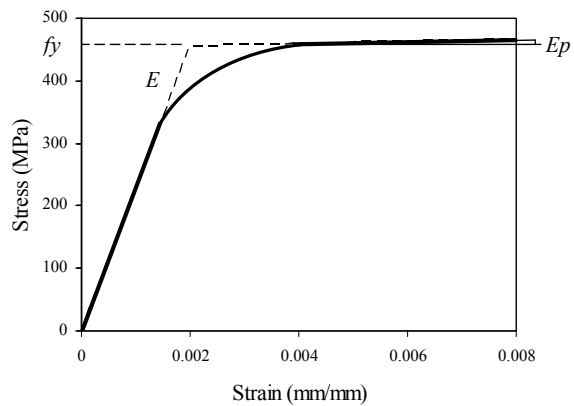
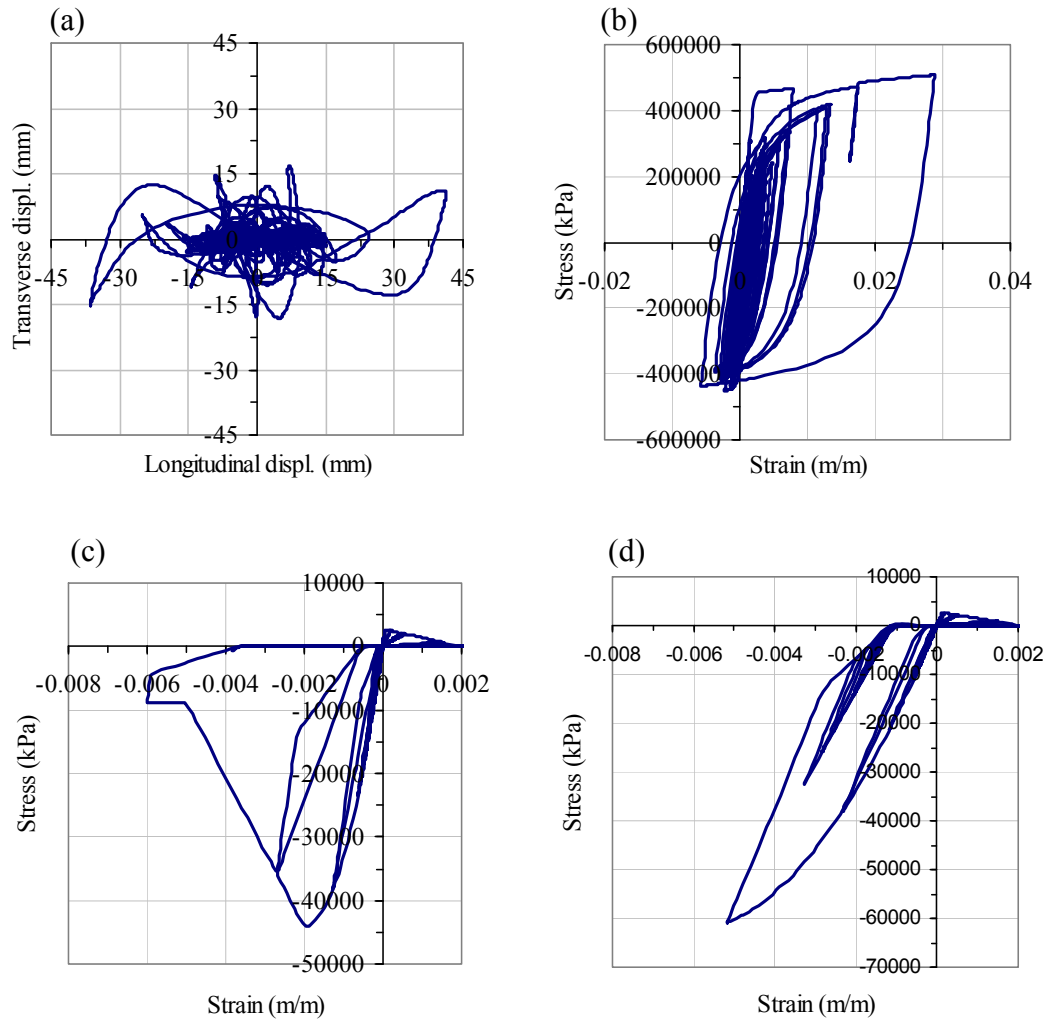


Figure 7.

**Figure 8.**

ANNEXE C – Article 3

Cyclic testing of large-scale rectangular bridge columns under bi-directional earthquake components

Amar Khaled, Bruno Massicotte, and Robert Tremblay

Soumis à : ASCE Bridge Engineering

Avril 2010

ABSTRACT

Bi-directional cyclic testing was performed on four half-scale reinforced concrete rectangular bridge column specimens to examine the need to account for bi-directional seismic loading in design for earthquakes expected in eastern and western regions of North America. The prototype structures are common two-span, skewed bridge structures designed according to the seismic provisions of CSA-S6-06. The column specimens are 1.2 m x 0.6 m in cross-section and 3.0 m tall, with axial loads varying between 4.5 to 9.3% $A_g f'_c$. Two specimens were designed for Montreal, Qc, Canada (East site) using 0% and 30% combination rules, resulting in longitudinal steel ratios of 0.41% and 0.57%. Two specimens represented column part of bridges located in Vancouver, BC, Canada (West site), with longitudinal steel ratios of 0.97% and 1.72% resulting from the application of 0% and 40% combination rules. Site specific cyclic displacement test protocols were developed from time history analysis of the bridge structures. For both sites, the combination rule used in design had no significant influence on the inelastic cyclic response of the columns. The columns designed for the Montreal site exhibited satisfactory inelastic cyclic performance even if they had longitudinal reinforcement ratio less than the current CSA S6 limit of 0.8%. For all specimens, the height of the plastic hinge region was approximately equal to the smaller column dimension, rather than the larger one as currently specified in CSA S6.

Key words: Axial load, bi-directional, bar buckling, curvature, cyclic, ductility, earthquake, plastic hinge, spalling, yielding.

INTRODUCTION

In North American bridge design codes and regulations (e.g. CSA 2006, ATC 2003, AASHTO 2009), the percentage rule (Rosenblueth and Contreras 1977) is usually prescribed to estimate the critical seismic demand in bridge columns, under the simultaneous action of two horizontal ground motion components. The critical seismic demand \bar{R} is obtained by combining the maximum responses \bar{R}_1 and \bar{R}_2 associated to each component of the ground motion using the two combinations:

$$\bar{R} = \bar{R}_1 + \alpha \bar{R}_2 \quad (1)$$

$$\bar{R} = \alpha \bar{R}_1 + \bar{R}_2 \quad (2)$$

In Eqs. 1 and 2, α is the weighted percentage defining the combination rule. A unique value $\alpha = 0.3$ is typically prescribed in codes, as suggested by Rosenblueth and Contreras (1977). This approach is currently specified in CSA S6 (CSA 2006a) code for the design of bridge structures in Canada.

Using a unique value of 0.3 for α may not permit, however, to properly account for the influence of factors such as the characteristics of the structure or the ground motions on the seismic force demand on bridge columns. Studies have been recently completed by the authors to examine these possible effects on the combination rule for two major Canadian cities with different seismic conditions: Montreal, Quebec, and Vancouver, British Columbia (Khaled et al. 2010a, 2010b). In these studies, regular bridges with different geometrical properties were

designed and examined for the two sites. New combination rules were derived such that the amount of longitudinal steel required is the same as that needed to resist the bi-axial bending moment combinations obtained from bi-directional linear time history analysis. These combination rules vary with the bridge properties and ground motion characteristics. For instance, it was found that 20% and 40% combination rules would be more appropriate than the 30% rule for regular bridges in eastern and western Canada, respectively. Nonlinear dynamic time history analysis of a two-span skewed bridge designed with these proposed rules for eastern and western Canada showed that the columns would not experience excessive damage under bi-directional earthquake ground motions (Khaled et al. 2010b). It was also shown that the simultaneous action of bi-directional ground motions need not be considered for regular straight bridges without skew.

Bridge design codes also specify limits to longitudinal reinforcement ratios ρ_l for concrete bridge columns. In Canada, it is stipulated in CSA S6-06 that:

$$0.8\% \leq \rho_l \leq 6\% \quad (3)$$

In Eq. 3, $\rho_l = A_{sl} / A_g$, A_{sl} is the area of the longitudinal reinforcement, and A_g is the gross cross-section area of the column. While the upper limit is intended to avoid congestion, extensive shrinkage cracking, and to permit anchorage of the longitudinal reinforcement in columns, the lower limit is essentially prescribed to avoid brittle flexural failure modes. Others concerns related to potential seismic performance of columns with low longitudinal reinforcement ratios are presented and discussed by Priestley et al. (1994). This lower limit varies significantly

between codes. For instance, in the American bridge design code (AASHTO 2009), a lower limit of 1% is specified whereas the lower limit is 0.8% in New Zealand. Limits as low as 0.3% and 0.5% are respectively prescribed in Europe and Japan (Priestley et al. 1994). There is also a large difference between the lower limit prescribed for rectangular columns and wall-type piers. For wall-type piers, the lower limits in CSA S6 and AASHTO regulations are 0.25% and 0.5%, respectively. Priestley et al. (1994) tested a large-scale circular column with longitudinal steel ratio of 0.5% under unidirectional cyclic inelastic lateral displacements. Although this is less reinforcement compared to the CSA, AASHTO and New Zealand limits, excellent ductile behaviour of the column was reported with a displacement ductility factor in excess of 10 before shear failure eventually occurred.

In this paper, the seismic behavior of bridge columns designed for an eastern (Montreal) and western (Vancouver) Canadian sites is investigated through bi-directional cyclic testing on large-scale rectangular R/C bridge columns. Four half-scale specimens were considered with different reinforcing steel ratios resulting from the combination rule used in the design: (a) the first two specimens were designed for the eastern site using 0% (no combination) and 30% rules, resulting in reinforcing steel ratios of 0.41% and 0.57%; and (b) the last two specimens were designed for the western site using 0% and 40% rules, resulting in reinforcing steel ratios of 0.94% and 1.72%. The main objective of this test program was to investigate the appropriateness of the new combination rules proposed by Khaled et al. (2010b) for eastern and western Canada. The first two specimens were also used to investigate the seismic behaviour of rectangular bridge columns with low longitudinal steel ratios. The test data and observations are used to formulate seismic design recommendations.

SELECTION AND DESIGN OF TEST SPECIMENS

Bridge prototypes

Four common-type slab-on-girder concrete bridges were considered as prototypes in this study. All bridges consisted of regular 2 equal spans continuous concrete skewed bridges with a superstructure supported on two abutments and a single column bent having a rectangular cross-section of 1.2 m × 2.4 m, as shown in Fig. 1. At the column, the bridge girders are supported on bearing units that are fixed in both principal axes 1 and 2 and free to rotate about both axes. At the abutments, the girders are free longitudinally and restrained transversally (axes 1 and 2 respectively). The columns are 6 m tall, from the top of the footing to the point of horizontal fixity of the bearing units. The minimum height-to-width ratio of the columns is therefore equal to 2.5, which corresponds to the minimum in CSA S6 below which the support must be designed as a wall. The four prototype bridges were divided into two sets: the first set, located in Montreal (eastern site), comprised two bridges (P1 and P2) having a skew angle of 30°, whereas the second set, located in Vancouver (western site), consisted of two bridges (P3 and P4) having a skew angle of 45°. These skew angles represented the most critical cases at each of the two sites in terms of bi-directional seismic demand, as per previous analytical studies by the authors (Khaled et al. 2010(b)).

The columns of the bridge prototypes were designed and detailed in accordance with the seismic requirements of CSA S6-06. The bridges were assumed to be built on rock sites (Soil Profile Type 1), with a site coefficient, S , equal to 1.0. An importance factor, I , equal to 1.0 was also considered. The periods of the bridges along both directions 1 and 2, T_1 and T_2 , were equal to 0.81 and 0.26 s for Bridges P1 and P2 and to 0.81 and 0.24 s for Bridge P3 and P4. Elastic response spectrum analysis of the bridge prototypes was performed using the site specific 2% in

50 years Uniform Hazard Spectra adopted in the 2005 National Building Code of Canada (NRCC 2005) and presented in Table 1. Analyses were first performed independently in each of the two orthogonal directions 1 and 2. The critical combined seismic response $\vec{R} = (M_X, M_Y)$, due to the two orthogonal components of the earthquake motion acting simultaneously, was then estimated using the combination rule of Eqs. 1 and 2, where $\vec{R}_1 = (M_{1X}, M_{1Y})$ and $\vec{R}_2 = (M_{2X}, M_{2Y})$ are the maximum biaxial moments due to each component acting separately along the orthogonal directions 1 and 2, and M_X and M_Y are the moments about the bridge column local axes X and Y .

For each site, two values of α were considered: $\alpha = 0$ (no combination) and $\alpha = 0.3$ (30%-combination rule) for P1 and P2, and $\alpha = 0$ and 0.4 for P3 and P4, respectively. The 0% value at both sites was selected to evaluate if bridge columns designed independently in each direction (no combination) would exhibit satisfactory seismic performance. The 30% value for Bridge P2 exceeds the 20% value that had been proposed for eastern Canada from previous studies (Khaled et al. 2010(b)). The main reason for this choice was to have test specimens for the Montreal site with large enough differences in the steel content so that disparities in behaviour could be more easily observed in the tests. Another reason was to assess the benefit that results from the application of the current 30% combination rule in CSA S6. Finally, it was believed that the response associated with the proposed 20% rule could be estimated by interpolation of the results obtained when using the 0% and 30% rules. For Bridge P4, the 40% rule used in design corresponds to the recent proposal by the authors. If needed, the performance anticipated had a 30% rule been used was to be obtained by interpolation.

The bridges were assumed to be located in CSA S6 Seismic Performance Zones 3 or 4, in which case full capacity design is enforced, i.e., the columns must be designed with a pre-defined ductile yield mechanism forming prior to any other failure mode. Flexural hinging at the column

base was selected to dissipate energy, and earthquake effects were reduced by a force modification factor $R = 3.0$, as specified for single ductile reinforced concrete columns. Dead (D) and seismic (E) loads were combined using the following two load combinations: $1.25 D + 1.0 E$ and $0.8 D + 1.0 E$. In CSA S6, the two different dead load factors are specified to account for seismic vertical response effects.

The required amount of longitudinal steel reinforcement of the columns was determined through an automated design procedure using the computer program spColumnTM (StructurePoint 2009). For all prototypes, the column reinforcement was uniformly distributed along the perimeter of the column cross-section with a maximum o/c spacing of 200 mm and a concrete cover of 40 mm for the transverse reinforcement. The specified compressive strength f'_c and modulus of elasticity E_c of the concrete were taken equal to 35 MPa and 26000 MPa, respectively, whereas a yield strength $f_y = 414$ MPa and a modulus $E_s = 200\,000$ MPa were assumed for the rebar. The required longitudinal reinforcement ratio, ρ_l , was determined for the most critical combination of responses (P, M_x, M_y), where P is the axial load on the column; and (M_x, M_y) are the biaxial moments \bar{R} given by [1] and [2]. For all columns, the axial load P was equal to $5.95\% f'_c A_g$, where A_g is the column gross sectional area, and the most critical seismic combination was given by [1] with M_y being the dominant bending moment. The resulting longitudinal reinforcement designs are described in Table 2. Imperial bar sizes were selected to ease the scaling process required for the test specimens, as described later. Given the geometry of the columns cross-section and minimum CSA-S6 requirements for maximum bar spacing, the factored resistance of the columns exceeded the required factored strength by 39%, 36%, 30% and 23% for Specimen S1 to S4, respectively.

In CSA S6, plastic hinge regions in columns extend from the top of the foundation up to the greatest of 450 mm, 1/6 the clear column height (1000 mm for the columns studied), and the maximum cross-section dimension of the columns (2400 mm for the columns studied). The latter governed for the prototype bridge columns. Transverse reinforcement in the plastic hinge region is designed: (a) to provide minimum confinement to the column core such that the column core can support the gravity loads under inelastic cyclic demand associated with the ductility intended in design after spalling of the concrete cover, (b) to prevent longitudinal reinforcement buckling for large strains, and 3) to develop the required horizontal shear resistance. In CSA S6, the total cross-sectional steel area, A_{sh} , of transverse confinement reinforcement in any direction in the plastic hinge region is the greater of:

$$A_{sh} = 0.30 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (4)$$

$$A_{sh} = 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right], \text{ where } \left[0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \geq 1.0 \quad (5)$$

where s is the vertical spacing of transverse reinforcement, h_c , is the dimension of the column measured perpendicular to the direction of the tie bars to outside of peripheral hoop (1120 or 2320 mm), A_c is the area of the column core measured out-to-out of the transverse reinforcement, P_f is the largest factored axial load, i.e., $1.25 P$, and $\phi_c = 0.75$. For the columns studied, the A_g/A_c ratio is small (1.11) and the Eq. 5 governed in all cases with the term in brackets equal to 1.0, leading to $A_{sh} = 0.01 s h_c$. The spacing s must not exceed 0.25 times the minimum column dimension (300 mm), 6 times the diameter of the longitudinal bars and 150 mm, which translated

into 114 mm for Column P1 (#6 longitudinal bars, $d = 15.9$ mm) and 150 mm for the other columns (#8 and greater longitudinal bars, $d \geq 25.4$ mm). As required for bridge compression components and recommended in the Commentary on the bridge seismic provisions (CSA 2006b), the ties and cross-ties forming the transverse reinforcement must also be arranged such that every alternate longitudinal bar is supported by the corner of a tie or by a cross-tie and that no bar is more than 150 mm clear from such a support. The selected transverse reinforcement is described in Table 2. A closer spacing than the maximum permitted value was selected such that the required A_{sh} value could be attained with the minimum number of hoops and cross-ties needed to laterally support the longitudinal steel. Further detail on steel detailing is given in the description of the test specimens below, including ratios between supplied and required confinement steel.

According to CSA S6 capacity design requirements, the design shear force is the force associated to the attainment of 1.3 times the flexural nominal resistance of the columns at the column base. For shear resistance, the contribution of the concrete in CSA S6 is reduced linearly from a maximum to zero when the axial load is increased from zero to $0.10 f'_c A_g$. In spite of this reduction, the columns as detailed for the core confinement and longitudinal bar support had sufficient factored shear resistance and no additional transverse steel was needed.

Test specimens

The test specimens S1, S2, S3 and S4 are half-scale representations of the columns of the bridge prototypes P1, P2, P3 and P4, respectively, and the geometry and steel reinforcement of the column specimens were determined from strict application of similitude requirements for reduced scale specimens (Harris and Sabnis 1999). The scaling parameters obtained from

dimensional analysis are presented in Table 3. To obtain representative results in the inelastic range, the decision was made to use the same conventional concrete and steel materials as in the prototype structures, resulting in a scaling factor for stresses equal to 1.0. The length scale factor $S_L = 2.0$ was selected to meet limitations on space, lifting capacity, and loading capacity of the laboratory. That scaling factor, together with the use of imperial bar sizes, permitted to easily reproduce the number, cross-section area, and layout for the longitudinal and transverse reinforcing bars of the prototype columns. Furthermore, 10 mm aggregate size representing half the size typically used in construction was available for the construction of the specimens.

The geometry and steel reinforcement for the test specimens are presented in Figure 2 and Table 2. All the column specimens had the same overall dimensions, i.e., 600 mm x 1200 mm in cross-section. The columns were slightly taller than 3 m to provide for the connection of the transverse loading beams used to transfer the load from the horizontal structural actuators. The footings of the test specimens were designed to reproduce realistic foundation conditions, with proper development length for the longitudinal reinforcement, while providing stiff anchorage to the laboratory strong floor. The numbers of longitudinal bars in the specimens were kept the same as in their prototype counterparts but the bar diameters were reduced by half. This resulted in exact replica for columns S1 and S2 and slight variations for the other two specimens: -3% for S3 and +7% for S4.

The closely spaced transverse reinforcement was used over the 1200 mm long plastic hinge region above the foundation top and was extended into the foundation over a depth of 600 mm, i.e., half the maximum column dimensions, as required in CSA S6. As shown in the specimen cross-sections illustrated in Fig. 2, this reinforcement included #3 peripheral and overlapping hoops that were arranged together with cross-ties having the same bar size to provide lateral

support to every other longitudinal bar. The cross-ties were provided with one 135° seismic hook and one 90° standard hook. As indicated, the minimum number of longitudinal bars was selected to minimize the number of ties and crossties and reduce the congestion. The horizontal centerline spacing of the longitudinal bars was therefore kept equal, or close to 100 mm, corresponding to the 200 mm limit specified in CSA S6 for actual column sizes. This resulted in clear distances varying from 78 to 91 mm between bars for Specimens S2 to S4, slightly exceeding the 75 mm (150 mm for the prototype) limit. The clear spacing was less than 75 mm for Specimen S1. Figure 3 shows the detail of the reinforcement for Specimen S4 during construction. When using nominal properties, the cross-section of transverse reinforcement supplied across the large dimension for confinement varied between 1.06 and 1.07 times the A_{sh} value required from Eq. 5. Across the short direction, the supplied to required transverse steel ratio was 1.11 for Specimens S2 and S4, 1.25 for Specimen S3, and 1.67 for Specimen S1.

CONSTRUCTION AND PREPARATION OF TEST SPECIMENS

The four test specimens were constructed in two phases. Specimens S1 and S2 representative of the bridges located in Montreal (eastern site) were prepared in Phase 1, while Phase 2 included Specimens S3 and S4 representative of the bridges located in Vancouver (western site). The construction procedure was the same for all specimens. The formwork of the footing was first constructed and the reinforcement cages of the footing and the column were assembled and installed as shown in Fig. 3. The concrete mix was supplied by a local contractor and the placement was done using a pump. This was done in two stages, starting with the footing. After curing of the footing concrete was completed, the formwork of the column was put in place and the concrete of the column was poured. Once the construction was completed, it was realized that

the cross-ties had not been alternated end for end in the vertical direction (Fig. 3b), as required in CSA-S6 and initially planned. The specimens were tested in this condition.

Material properties

For each specimen, a total of 9 concrete cylinders were tested to measure the concrete properties of the columns at 7 and 28 days, as well as at the day of testing. Three cylinders were tested at each time. For each bar size, six coupons were also tested to measure the mechanical properties of the steel reinforcement. The average test results are presented in Table 4 and 5 for the concrete and steel, respectively. All measured properties met the specified values except for Specimen S3 for which the concrete strength at the day of testing reached only 23.4 MPa, which is only 67% of the specified strength. No explanation could be obtained for this discrepancy. Despite this lower capacity, it was decided to proceed with the test of the specimen, given that the axial load on the column was low and the concrete strength should then have limited effect on the overall seismic behaviour of the column. Table 6 gives the ratio between the transverse reinforcement as supplied and the value of A_{sh} determined from Eq. 5 with the measured material properties. As a result of its lower concrete strength, Specimen S3 had excessive confinement steel compared to the other specimens. The transverse steel in Specimen S1 was below and above the CSA S6 values for bending about the strong and weak axes, respectively. Specimens S2 and S4 had confinement steel within 10% of the required values.

CYCLIC LOADING PROTOCOL AND TEST SETUP

Bi-directional seismic loading protocol

Cyclic loading protocols used to evaluate the seismic performance of structures are generally applied in the form of displacement-prescribed loading histories that range from the simplest monotonically increasing displacement to sophisticated multi-axis displacement histories. Various bi-directional displacement-prescribed testing protocols have been adopted and used to simulate multi-directional earthquake response for R/C column testing (Maruyama et al. 1984, Wong et al. 1993, Bousias et al. 1995, Taylor et al. 1996, Qiu et al. 2002). These take the form of imposed displacement paths that follow cross, diagonal, square, rectangular, clover leaf, circular, or elliptical patterns. Results of these studies showed that the general performance of the columns and the evolution of damage are highly dependent on the imposed displacement path.

In this study, bi-directional displacement-prescribed cyclic protocols were developed based on the results of nonlinear time-history analyses of the bridge prototypes under ensembles of eastern and western earthquakes (Khaled et al. 2010b). As illustrated in Figs. 4a&b for one particular case at the East and West sites, respectively, the computed column top orbital displacement histories from the analyses under both eastern and western earthquakes generally followed a “butterfly-type” path, rather than the commonly adopted paths, particularly under large displacement amplitudes. A simplified history is illustrated in Fig. 4c, with combined displacements along column axes X and Y when the column moves from peak to peak along Direction X and half-cycle along Direction Y when peak displacement has been reached in Direction X. This behaviour is mainly attributed to the differences in the bridge fundamental periods along both principal structure directions, which is a common feature for two-span bridge structures. It was also observed that eastern ground motions typically impose smaller

displacement demand compared to ground motions in western Canada. Two displacement protocols were therefore developed to reproduce the average orbital displacement histories observed under each type of earthquakes.

The first one simulating eastern earthquakes (Fig. 5(a)) was applied to Specimens S1 and S2, whereas the second one simulating western earthquakes (Fig. 5(b)) was applied to specimens S3 and S4. Each loading protocol is composed of two loading stages: (a) a first loading stage based on the displacement demand imposed by design level ground motions, as obtained from analysis, and (b) a second loading stage based on the displacement demand imposed by the ground motions scaled by a factor of 2.0. The later can be thought as an extreme case that was incorporated to account for the unavoidable uncertainty in predicting ground motions and ground motion demand on structures and better understand the influence of the combination rules used in design on the column's residual strength and failure mechanism. In the figure, the North-South and East-West directions referred to the orientation of the test specimens in the laboratory, as discussed in the next section.

Test setup

Testing of the columns specimens was conducted in the Hydro-Québec Structural Engineering Laboratory at Ecole Polytechnique of Montreal. The specimen footing was tied down to the strong floor using pre-tensioned high-strength bars. The test columns were subjected to a constant gravity load and a simultaneous displacement-prescribed loading in the two orthogonal directions using five high performance structural actuators as illustrated in Fig. 6.

During the test, gravity load was applied using 2-1000 kN vertical actuators symmetrically located on either side of the test specimens. The actuators were connected to the strong floor at their base and to a 4-hinge steel frame sitting on top of the column specimens (see Fig. 6). One actuator was displacement controlled to maintain the position of the steel frame whereas the second one was load controlled to impose the required vertical load in the specimen. The steel frame was designed to move without transferring any bending or in-plane torsional moment to the column during the application of the prescribed lateral displacements. In the test, a constant axial load of 1570 kN was applied, including the weight of the steel frame. Based on measured concrete strengths, this axial load corresponded to 4.7, 5.0, 9.3 and 5.3% $A_g f'_c$ for Specimens S1 to S4, respectively. Almost no variation in the axial load applied by the two vertical actuators was observed throughout the whole duration of the tests (Fig. 7).

In the laboratory, the three horizontal degrees of freedom at the column top were controlled using three horizontal actuators: 2-500 kN actuators imposing East-West displacements inducing column bending about weak (Y) axis and 1-1500 kN actuator imposing North-South displacements inducing column bending about strong (X) axis. The three actuators were located 3 m above the top of the footing. They were reacting against a 10 m tall, L-shaped reaction wall and were connected to the top of the column specimens through stiff horizontal steel beams, as shown in Fig. 6. In-plane torsional rotation was kept equal to zero during the tests, such that the response under the combination of the bending moments about both principal directions due to prescribed bi-directional displacement histories could be examined. Signs and directions of the applied displacements with reference to the orientation of the test specimens in the laboratory are indicated in Fig. 5.

Prior to applying the bi-directional cyclic displacement history, the gravity load was applied and a monotonically increasing lateral displacement was first induced according to the sequence shown Fig. 8. This initial sequence was used to estimate experimentally the yield displacement in both directions by monitoring the tensile strain in the corner longitudinal bars. In each direction, the displacement was increased until the bar strain reached the steel yield strain. The average of the two opposite displacements in each direction (North-South and East-West) was then used as the yield displacement to establish the ductility demand.

Instrumentation

The specimens were instrumented to monitor their seismic performance, including: (a) spread of yielding in the column and the footing, (b) curvature in the plastic hinge region, and (c) extent of damage and the remaining capacity of the columns. A typical instrumentation layout is shown in Fig. 9. The 4 vertical corner steel bars were instrumented with 10 strain gages (SGs) each located at 5 different height positions. The curvature over the plastic hinge region was obtained using 6 linear variable differential transformers (LVDTs) on each side of the columns, while 6 wire-type transducers (WDTs) were used to measure the longitudinal and transverse displacements at the top and mid-height of the column. In addition, the footing was provided with LVDTs to monitor the deformations and movements of the footing during the test. The applied vertical and lateral loads were measured by load-cells built-in the structural actuators.

EXPERIMENTAL RESULTS AND DISCUSSION

General observations

Specimens S1 (0%-rule; $\rho_l = 0.41\%$) and S2 (30%-rule; $\rho_l = 0.57\%$)

Figure 10 and 11 show the state of damage of the four specimens at the seismic design level and at the end of testing, respectively. Specimens S1 and S2 developed flexural horizontal cracks. Cracking was first observed at a lateral displacement of approximately $\Delta_{E-W}=2.5\text{mm}$ and $\Delta_{N-S}=2.0\text{ mm}$, corresponding to displacement ductility $\mu_{E-W}=0.5$ and $\mu_{N-S}=0.5$. During the first excursion up to $\Delta_{E-W}=13.5\text{ mm}$ and $\Delta_{N-S}=8.0\text{ mm}$, further flexural cracks formed and propagated over a height of 1200 mm from the foundation top on all four faces of the two columns. At $\Delta_{E-W}=22.5\text{ mm}$ and $\Delta_{N-S}=12.0\text{ mm}$ ($\mu_{E-W}=5.0$ and $\mu_{N-S}=3.0$), corresponding to the design level eastern seismic demand, minor crushing of the concrete was observed at the N-S corner at the base of Specimen S1, whereas additional flexural cracks developed over a height of approximately 1600 mm on the North and South faces (bending about strong axis) of Specimen S2. Figures 10(a) and (b) show the columns condition at this stage for Specimen S1 and S2, respectively.

Beyond the seismic design level, Specimens S1 and S2 experienced spalling of the concrete cover at the base of the columns at $\Delta_{E-W}=27\text{ mm}$ and $\Delta_{N-S}=16\text{ mm}$. Spalling was mainly confined to the S-W and S-E corners for Specimen S1 and in the N-W, N-E and S-W corners for Specimen S2. Extensive spalling and crushing of the concrete occurred when imposing further displacement cycles: at $\Delta_{E-W}=31.5\text{ mm}$ and $\Delta_{N-S} = 20\text{ mm}$ for Column S1 and at $\Delta_{E-W}=36.1\text{ mm}$ and $\Delta_{N-S}=24.3\text{ mm}$ for Column S2. Concrete spalling extended from column bases up to heights approximately equal to 300 and 400 mm for Specimens S1 and S2, respectively.

During the first cycle at $\Delta_{E-W}=40.5$ mm and $\Delta_{N-S}=32.0$ mm, corresponding to $\mu_{E-W}=9.0$ and $\mu_{N-S}=8.0$, the peripheral hoops in the plastic hinge region of Specimen S1, horizontally bent outward leading to the buckling of the unsupported longitudinal bars located next to the N-E corner bar along the East face of the column. This was followed by fracture of that longitudinal bar when reloaded in tension. During the last cycle, seven additional longitudinal bars fractured: two along the East face, one along the North face, and the four corner bars. The lateral load in the E-W (weak) direction dropped to 181 kN, corresponding to 77% of the peak lateral load measured earlier in the test. Testing of Specimen S1 was halted at midway in the last cycle since the column was considered to have failed when the lateral load in either direction dropped below 80% of its maximum value. Except for the corner bars, only the laterally unsupported bars located near the corners along the East and North faces fractured. Figure 11(a) shows the column condition at the end of testing.

Similar damage was observed for Specimen S2 at $\Delta_{E-W}=60.5$ mm and $\Delta_{N-S}=52.0$ mm ($\mu_{E-W}=11.0$ and $\mu_{N-S}=10.0$), with buckling of the unsupported longitudinal bars followed by the fracture of two unsupported bars located near the corners: one on the East face and one on the West face of the column. The lateral load in the E-W (weak) direction then dropped to 167 kN, which was approximately 65% of the measured maximum load and the test was stopped. Figure 11(b) shows the column condition at the end of testing. Fracture of the corner bars did not occur.

Specimens S3 (0%-rule; $\rho_l = 0.94\%$) and S4 (40%-rule; $\rho_l = 1.72\%$)

Flexural cracking perpendicular to the columns axis was observed in the first cycle at lateral displacements $\Delta_{E-W}=4.0$ mm and $\Delta_{N-S}=3.7$ mm, for Specimen S3, and $\Delta_{E-W}=6.3$ mm and $\Delta_{N-S}=5.4$ mm, for specimen S4, corresponding to $\mu_{E-W}=\mu_{N-S}=0.5$. In the last excursion up to $\Delta_{E-W}=12.6$ mm

and $\Delta_{N-S}=10.9$ mm, additional flexural cracks formed and propagated on all faces of the two columns over a height of 1000 mm from the bottom. At $\Delta_{E-W}=16.8$ mm and $\Delta_{N-S}=14.5$ mm, incipient concrete spalling was observed at the S-E and S-W corners of Specimen S3, along with additional flexural cracks extending over 1600 mm height on the North and South faces of the column. For Specimen S4, concrete spalling was not observed until the second cycle at $\Delta_{E-W}=25.2$ mm and $\Delta_{N-S}=14.5$ mm. That spalling was confined to the N-W corner region. At displacements $\Delta_{E-W}=50.4$ mm and $\Delta_{N-S}=21.9$ mm ($\mu_{E-W}=6.0$ and $\mu_{N-S}=3.0$), corresponding to design demand level for western earthquakes, significant concrete spalling took place at the S-W and S-E corners of Specimen S3, exposing the transverse reinforcing bars at these locations (Fig. 10(c)). The spalling extended over 400 mm from the base of the column. At the same displacements, Specimen S4 suffered less damage with somewhat minor spalling limited to the S-W, S-E and E-N corners, as can be seen in Fig. 10(d).

Beyond the seismic design level, the concrete cover in the plastic hinge region of Specimen S3 completely spalled off on all faces over a height of 400 mm at $\Delta_{E-W}=67.2$ mm and $\Delta_{N-S}=36.3$ mm. At that stage, the lateral resistance in the E-W (weak) direction began to degrade. In the last cycle of displacements $\Delta_{E-W}=84.0$ mm and $\Delta_{N-S}=50.8$ mm ($\mu_{E-W}=10.0$ and $\mu_{N-S}=7.0$), all unsupported longitudinal bars on the East face of the column buckled. This was followed, in the first cycle at $\Delta_{E-W}=92.4$ mm and $\Delta_{N-S}=58.0$ mm ($\mu_{E-W}=11.0$, $\mu_{N-S}=8.0$), by the fracture of two laterally unsupported longitudinal bars located along the East face of the column, next to the N-E corner. At this stage, the lateral load in the E-W direction dropped to 291 kN, corresponding to 75% of the measured peak load and the test was stopped. Figure 11(c) shows the column condition at the end of testing.

Similar damage was observed beyond the west seismic design level for Specimen S4. Buckling of three laterally unsupported longitudinal bars located along the East face of the column was observed $\Delta_{E-W}=92.4$ mm and $\Delta_{N-S}=58.0$ mm ($\mu_{E-W}=7.3$ and $\mu_{N-S}=5.2$). Upon application of two more cycles at $\Delta_{E-W}=101.6$ mm and $\Delta_{N-S}=67.2$ mm ($\mu_{E-W}=8.0$, $\mu_{N-S}=6.0$), two laterally unsupported longitudinal bars on the East face fractured, following the buckling of all the unsupported longitudinal bars on the East and North faces of the column (Fig. 12(a)). The lateral load in the E-W direction had then reduced to approximately 70% of the measured peak lateral load and testing was halted. Figure 11(d) shows the column condition at the end of testing.

Overall behaviour and failure mode

The performance of all specimens was nearly similar and was found to be excellent, particularly at the seismic design level. Damage was not significant and was limited to well-distributed flexural cracking, except for specimen S3 for which spalling of the concrete cover was also observed at that stage. This difference can be attributed to the lower concrete strength in Specimen S3 (67% of the specified concrete strength). The four tested specimens failed in flexure, as expected. Flexural cracks were distributed over approximately 1000 to 1300 mm (1/3 to 1/2 of the column height). Damage was confined to the bottom region of the columns: over 400 mm for Specimens S2 to S4 and over approximately 300 mm for Specimen S1, which had the smallest diameter longitudinal bars. For all specimens, the response near ultimate was dominated by flexural capacity limited by failure of tensile longitudinal reinforcing bars near the base of the columns, as shown in Fig. 12(b). In all cases, longitudinal bar fracture occurred in

laterally unsupported longitudinal bars that had previously buckled during compression cycles Fig. 12(a). In Specimen S1, fracture of the four corner bars was also observed, as shown in Fig. 12(b). Inspection of this specimen showed that buckling of those bars had occurred at the end of the test, despite the fact that $s/d_b = 4.7$ for these bars, smaller than the CSA S6 limit of 6.0. This may be attributed to the limited flexural capacity of this small bar size (#3) resisting the outward pressure imposed by the concrete core. As indicated, hoops bent outward due to the lateral force induced by the unsupported longitudinal bars when buckling. In Specimen 3 (Fig. 12c), this behaviour resulted in a gap between the core and the hoop, allowing the corner bars to buckle parallel to the long face of the column. In that case, fracture did not occur. No fracture of cross-ties was observed, and concrete spalling was limited to the concrete located outside of the longitudinal bars. Overall, the transverse reinforcement as supplied, including the cross-ties that were not alternated end for end as required, was still effective in providing confinement to the concrete core and restraining the longitudinal bars from buckling up to high ductility beyond the design level.

Load-displacement hysteretic responses

The entire lateral load–displacement hysteretic responses in the E-W (weak) and N-S (strong) directions for Specimens S1 to S4 are presented in Figs. 13(a) through 13(d), respectively. In these figures, three levels of ductility are reported: the first one corresponds to the ductility at estimated yielding, the second one to the ductility at the seismic design level, and the last one to the ultimate ductility reached at the end of testing. Also included in these figures are the nominal lateral load capacities of the specimens, V_n (dashed lines), that were determined individually in each direction assuming 0.0035 limit strain in the concrete, measured material properties, and a

resistance factor equal to unity. The nominal capacities are presented in Table 7, along with the measured peak lateral loads recorded during the tests.

The lateral force-displacement responses for the four specimens show wide and stable loops indicating the ability of the columns to efficiently dissipate the energy fed into them by the bi-directional earthquake ground motions. Degradation of the lateral force between cycles was small up to the ultimate ductility. Among the four specimens, the lowest and highest measured bi-directional ductility levels at failure, i.e., when the lateral load dropped below 80% of the peak values, were $\mu_{E-W} = 8.0$ and $\mu_{N-S} = 6.0$, for Specimen S4, and $\mu_{E-W} = 11.0$ and $\mu_{N-S} = 10.0$ for Specimen S2, respectively. As discussed below, no correlation exists between these extremes and the combination rules used in design and the longitudinal reinforcement ratios.

Specimens S1 and S2, respectively designed using the 0% and 30% combination rules for the East site, exhibited very similar hysteretic behaviour, as can be seen in Figs. 13(a) & (b). Columns S1 and S2 were able to sustain bi-directional displacement ductility levels $\mu_{E-W}=9.0$ and $\mu_{N-S}=8.0$, and $\mu_{E-W}=11.0$ and $\mu_{N-S}=10.0$, respectively, before failure. Buckling and fracture of the corner bars contributed to the lower ductility of Specimen S1, as these bars play a major role in the column flexural strength. Both specimens exhibit pinched hysteretic response and the phenomenon seems to be more pronounced for specimen S2. This is attributed to the ratio between the applied axial load and yield strength of the longitudinal bars, $P/A_{sf}f_{yl}$. For Specimen S1, this ratio is equal to 1.2, as determined based on measured material properties, indicating that all longitudinal bars that were stretched upon column bending in a given cycle were forced to yield back in compression when the applied bending moment reduced close to zero in every cycle. Cracks that had formed in a given loading excursion were therefore nearly entirely closed immediately after unloading such that the specimen exhibited greater stiffness and strength

rapidly after reversing the imposed lateral displacements. For Specimen S2, $P/A_s f_{yl} = 0.8$ and the longitudinal bars that are stretched the most during a loading excursion only yield back in compression, together with crack closing, after sufficient bending moment is applied in the opposite direction, leading to more severe pinching behaviour extending into the opposite displacement quadrant for this specimen.

Specimen S3 and S4 were designed for the West site using respectively the 0% and 40% combination rules. Both specimens also exhibit very similar hysteretic behaviour, as shown in Figs.13(c) and 13(d). Columns S3 and S4 sustained bi-directional displacement ductility of respectively $\mu_{E-W}=11.0$ and $\mu_{N-S}=8.0$, and $\mu_{E-W}=8.0$ and $\mu_{N-S}=6.0$ before failure. The load-deformation curves indicate that the specimen with the higher vertical steel reinforcement ratio has higher lateral load capacity but a lower displacement capacity. When compared to Specimens S1 and S2, Specimens S3 and S4 have lower $P/A_s f_{yl}$ ratios that are equal to 0.51 and 0.28, respectively. Closing of cracks and yielding in compression of bars that have yielded in tension in a previous half-cycle therefore require higher rotational demand in the opposite direction, resulting in greater pinching. This behaviour can be observed for strong axis bending under N-S displacements as the stiffness tends to reduce and the development of yielding in the tension reinforcement and attainment of peak resistance is delayed upon reloading as the $P/A_s f_{yl}$ ratio decreases. This trend extends to Specimens S1 and S2, confirming the correlation between pinched response and axial load to axial yield capacity of the longitudinal reinforcement. About weak axis bending, the hysteresis is characterized by a steep unloading segment as the resistance about weak axis reduces when the X (N-S) displacement reaches its maximum along segments 1-2 and 3-4 in Fig. 4c. However, the trends noted for strong axis bending also exists as more pronounced pinching is observed when the $P/A_s f_{yl}$ ratio is decreased.

Curvature distribution and height of plastic hinge

Curvatures were calculated using the LVDT data obtained at peak displacements in the last cycle before failure. The average strain over each gauge length was computed by dividing the measured displacement by the corresponding gauge length. The curvatures were calculated assuming a linear strain profile between each pair of LVDTs placed on both sides of the E-W (weak) and N-S (strong) directions. In Fig. 14(a) to 14(d), the height of the plastic hinge region, L_p , can be estimated by determining the point of intersection between the measured curvature envelope along the column base and the vertical line representing the curvature at yield. The latter corresponds to the point at first yielding of the longitudinal bars. The resulting L_p values are presented in Table 8. The plastic hinge length was also estimated using the expression from Priestley et al. (1996):

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{yl} d_{bl} \geq 0.044 f_{yl} d_{bl} \quad (6)$$

In this equation, L is the length of the member between the critical section and the point of contra-flexure (= 3000 mm for the specimens studied herein), d_{bl} is the longitudinal bar diameter (mm), and f_{yl} is the yield strength of the longitudinal bars (MPa). Values of d_{bl} and f_{yl} are given in Tables 2 and 5, respectively. The computed L_p values are shown in Fig. 14 (dashed lines) and presented in Table 8 for comparison. In all cases, the height of the plastic hinge region from LVDT measurements is smaller than the height over which cracking was observed (1000-1300 mm). Very consistent values were obtained, regardless of the cross-section dimensions or the longitudinal bar size. If the 220 mm value obtained in the N-S direction for Specimen S3 is

excluded, the average L_p value is equal to 490 mm. This compares well with two of the three values specified in CSA S6, i.e., 450 mm and one sixth of the column height (500 mm), but is much smaller than the third CSA S6 value which is the maximum cross-sectional dimension of the column (1200 mm). It is also observed that the height of the plastic hinge region corresponds to the smallest cross-sectional dimension of the columns (600 mm). For these columns, the product of the curvature and the depth of the section is larger for weak axis bending, and cracking was therefore governed by bending about this axis. The measured L_p values also compare well with the hinge lengths obtained with Eq. 6. These values are also very close to the column height over which extensive damage was observed in the tests, i.e., between 300 mm and 400 mm.

Combination rules and lower limit on longitudinal reinforcement ratio

The observed behaviour up to and beyond the design demand level show that the α value considered in design did not have any significant impact on the bi-axial inelastic deformation capacity of columns. In addition, the columns were able to achieve their predicted nominal flexural capacities up to the last cycle before the first occurrence of bar fracture. This is illustrated in Figure 15 where the measured resistance in that last cycle is compared to the predicted nominal strength ellipse for each specimen. In the figure, the imposed displacement path during the cycle can be identified by the points 1 to 4 from Fig. 4c, and these points are also indicated on the typical weak axis bending hysteresis given in the figure. As shown, the measured resistance reaches the nominal strength ellipse at points 1 and 3, when both displacements in X and Y are increased to reach their maximum simultaneously, as well as at points 2 and 4 after complete reversal of the horizontal displacement producing strong axis bending. This specimen response was measured at ductility much greater than that anticipated when using a force

modification factor $R=3.0$ in design. This additional ductility capacity contributed to the satisfactory performance achieved by the columns designed with the 0% combination rule in both eastern and western Canada.

The satisfactory performance of Specimens S1 and S2 with longitudinal reinforcement ratios of 0.41 and 0.57% also suggests that the current CSA S6 lower limit of 0.8%, could be reduced. Priestley et al. (1994) indicated that values lower than 0.8% could be used for circular (0.5%) and rectangular (0.75%) columns, provided that the column has a flexural resistance equal to, or greater than two times the cracking moment of the cross-section, M_{cr} . This provision aims at ensuring that flexural cracking will be distributed over a sufficient length along the column height and thus avoiding the development of high local curvatures with excessive reinforcement tensile strains. The factored flexural resistance to cracking moment ratio, M_r/M_{cr} , of the specimens examined in this study varied from 2.05 (Specimen S1) to 4.71 (Specimen S4) and flexural cracking was well distributed over a height of 1000-1300 mm in all cases. On this basis, it can be concluded that the minimum longitudinal steel ratio for rectangular bridge columns could be safely reduced and that a limit of 0.5% would be appropriate, provided that $M_r/M_{cr} \geq 2.0$.

CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

The need for combination rules to account for seismic demand from the simultaneous action of bi-directional horizontal ground motion earthquake components and the current CSA S6 lower limit of 0.8% on the longitudinal reinforcement ratio for bridge columns were examined through bi-directional cyclic tests on four identical half-scale reinforced concrete rectangular bridge column specimens. The prototype structures were regular common two-span, skewed bridge

structures designed according to CSA S6-06, and the study focused on the demand from earthquakes expected in eastern and western Canada. The column specimens were 1.2 m x 0.6 m in cross-section and 3.0 m tall. The axial load ratios ranged from 4.5 to 9.3% $A_g f'_c$ due to variations in the strength of the concrete used. Two specimens were designed for Montreal, Qc (East site) using 0% and 30% combination rules, resulting in longitudinal steel ratios of 0.41% and 0.57%. Two specimens reproduced columns part of bridges located in Vancouver, BC (West site), with steel ratios of 0.97% and 1.72% as obtained when applying the 0% and 40% combination rules. Site specific cyclic displacement test protocols were developed from time history seismic analysis of the bridge structures. The following conclusions can be made from this test program:

1. All columns exhibited satisfactory inelastic cyclic bi-directional response up to high ductility levels varying between 6.0 and 11.0. Under the design level seismic demand, damage was limited to minor concrete spalling, and well-distributed flexural cracking extending over approximately 1/3 of the column height. All specimens failed in flexure by tension fracture of longitudinal reinforcing bars near the base of the columns, at displacement demand significantly beyond the design level.
2. The CSA S6 requirements for minimum transverse reinforcement and centerline spacing of the longitudinal reinforcing bars led to proper confinement of the concrete core. Buckling of the longitudinal bars was controlled beyond the design demand level but eventually occurred, causing bar fracture and failure of the specimen. Buckling and fracture of the corner bars, although observed at large displacements, may not be considered as a desirable response for columns subjected to bi-axial loading. If required,

this behaviour could be prevented by prescribing additional restraint to prevent buckling to occur parallel to the column faces and more stringent transverse reinforcement requirements when small longitudinal bar sizes are used.

3. For both eastern and western Canada, the increase in longitudinal reinforcement ratios resulting from combining the seismic design loads did not have any significant positive impact on the inelastic cyclic response of the column specimens, even if such additional reinforcement was required based on elastic time history seismic analysis. For the bridges studied, this was attributed to the reserve ductility capacity of the columns. Future studies could examine if a relaxation of the combination rule could equally apply to other bridges.
4. The bridge columns designed for eastern Canada exhibited satisfactory inelastic cyclic performance in spite of the fact that their longitudinal steel ratios were less than the 0.8% minimum value specified in CSA S6. The test results suggest that the limit could be lowered to 0.5%, provided that $M_r/M_{cr} \geq 2.0$, as recommended in previous studies to ensure minimum distribution of the flexural cracks.
5. For all specimens, the height of the plastic region was found to approximately correspond to the smallest dimension of the column cross-section, rather than the larger one as currently specified in CSA S6. For these columns, the product of the curvature and the depth of the section was larger for weak axis bending, suggesting that this parameter be considered when estimating the length of the plastic hinge region of rectangular columns.

This study was limited to only one prototype bridge typology and one column cross-section size. The seismic demand for soft rock or stiff soil ground conditions only was examined. Further investigation is needed to examine the impact of varying these parameters on the conclusions

presented herein. The test program indicates that rectangular bridge columns with low axial load ratios of approximately $5\% A_g f'_c$ may possess excessive capacity to withstand design level earthquake ground motions when designed according to current CSA S6 seismic provisions. The possibility of relaxing these provisions should also be examined in future studies.

ACKNOWLEDGEMENTS

The experimental program was sponsored by the Quebec Ministry of Transportation. The project was also part of Canadian Seismic Research Network activities under the Strategic Network Grant Program of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC). The financial support provided to the first author by the École de Technologie Supérieure, Université du Québec, is gratefully acknowledged.

REFERENCES

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2009. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. 1st ed., Washington, DC.
- Bousias, SN, Verzeletti, G, Fardis, MN, and Gutierrez, E. 1995. Load-Path Effects in Column Biaxial Bending with Axial Force, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.121, No. 5, 596-605.
- CSA. 2006a. CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
- CSA. 2006b. CSA S6.1-06, Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.

Harris, HG and Sabnis, GM. 1999. Structural modeling and experimental techniques. 2nd Ed, Boca Raton Editor, CRC press.

Khaled, A; Tremblay, R; and Massicotte, B. 2010a. Effectiveness of the 30%-rule at predicting the seismic demand on bridge columns subjected to bi-directional earthquake motions. Eng. Struct., Elsevier. Submitted January 2010.

Khaled, A; Tremblay, R; and Massicotte, B. 2010b. Combination rule for the prediction of the seismic demand on columns of regular bridges under bi-directional earthquake components. Canadian Journal of Civil Engineering. Submitted January 2010.

Maruyama, K, Ramirez, H, and Jirsa, JO. 1984. Short RC columns under bilateral load histories, Journal of Structural Engineering, Vol.110, No.1, 120-137.

National Research Council of Canada (NRCC). 2005. National Building Code of Canada. 12th ed., Ottawa, ON.

Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. 1996. Seismic design and retrofit of bridges, New York, NY: John Wiley and Sons, 1996.

Priestley, M.J.N., Seible F., and Benzoni, G. 1994. Seismic performance of circular columns with low longitudinal steel ratios. Report No. SSRP-94/08, Structural Systems Research, University of California, San Diego, La Jolla, CA.

Qiu, F, Li, W, Pan, P, and Qian, J. 2002. Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading, Engineering Structures, Vol. 24, 419-428.

Rosenblueth E, Contreras H. 1977. Approximate Design for Multicomponent Earthquakes, J. Eng. Mech. Div. of ASCE; EM5, 103 (5): 895-911.

StructurePoint. 2009. spColumn: Design and investigation of concrete column sections. StructurePoints productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL.

Taylor, AW, El-Bahy, A, Stone, WC, and Kunnath, S. 1996. Effect of load path on seismic damage to RC bridge columns, 11th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1897.

Wong, YL, Paulay T, and Priestley, MJN. 1993. Response of circular reinforced concrete columns to multi-directional seismic attack, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 2, 180-191.

Table 1. 2% / 50 year uniform hazard spectralordinates, S_a (g), for Class C soil.

Period (s)	Montreal (East Site)	Vancouver (West Site)
0.1	0.65	0.80
0.15	0.71	0.95
0.2	0.69	0.96
0.3	0.50	0.84
0.4	0.39	0.74
0.5	0.34	0.66
1.0	0.14	0.34
2	0.048	0.18
4	0.024	0.09

Table 2. Column designs.

Columns	P1/S1	P2/S2	P3/S3	P4/S4
Combination rule	100%-0%	100%-30%	100%-0%	100%-40%
<i>Prototypes</i>				
Required ρ_l (%)	0.41	0.57	0.97	1.61
Long. Rebar [†]	42 - #6	32 - #8	34 - #10	32 - #14
Transv. Reinf. ^{††}	#6 @ 90 mm	#6 @ 90 mm	#6 @ 80 mm	#6 @ 90 mm
<i>Specimens</i>				
Supplied ρ_l (%)	0.41	0.57	0.94	1.72
Long. Rebar [†]	42 - #3	32 - #4	34 - #5	32 - #7
Transv. Reinf. ^{††}	#3 @ 45	#3 @ 45 mm	#3 @ 40 mm	#3 @ 45 mm

[†] Uniformly distributed around the perimeter of the column section (#3: $A = 71 \text{ mm}^2$; #4: $A = 129 \text{ mm}^2$; #5: $A = 199 \text{ mm}^2$; #6: $A = 284 \text{ mm}^2$; #7: $A = 387 \text{ mm}^2$; #8: $A = 510 \text{ mm}^2$; #10: $A = 819 \text{ mm}^2$; #14: $A = 1450 \text{ mm}^2$).

^{††} Spacing in base plastic hinge region. Spacing above plastic hinge: 180 mm (prototype); 90 mm (specimen).

Table 3. Scaling factors for testing specimens.

Variable	Scaling Factor
Length	S_L
Displacement	S_L
Stress	1.0
Strain	1.0
Elastic Modulus	1.0
Curvature	$(S_L)^{-1}$
Force	$(S_L)^2$
Bending Moment	$(S_L)^3$

Table 4. Average measured concrete compressive strength, f'_c (MPa).

Specimen	S1	S2	S3	S4
f'_c at 7 days	26.6	26.6	9.0	30.7
f'_c at 28 days	42.7	42.7	17.3	39.4
f'_c at day of testing	46.5	43.2	23.4	41.1

Table 5. Measured average steel properties.

Bar Size	Yield Strength f_y (MPa)	Ultimate Stress f_u (MPa)	Ultimate strain (%)
# 3	433	568	12
# 4	476	610	11
# 5	451	629	18
# 7	456	639	19

Table 6. Supplied to required A_{sh} ratios based on measured material properties at day of testing.

Specimen	S1	S2	S3	S4
$h_c = 1160$ mm	0.84	0.91	1.65	0.95
$h_c = 560$ mm	1.31	0.94	1.95	0.99

Table 7. Computed and measured lateral capacities of the tested specimens.

Specimen	Computed nominal capacity V_n (kN)		Measured max. lateral force V (kN)					
	E-W (Weak)	N-S (Strong)	E-W (Weak)			N-S (Strong)		
			-	+	Average	-	+	Average
S1	265	520	-237	244	241	-489	495	492
S2	310	626	-259	268	264	-626	611	619
S3	403	782	-384	394	389	-761	745	753
S4	624	1184	-546	524	535	-1070	896	983

Table 8. Measured and estimated potential plastic hinge lengths, L_p .

Specimen	Yield curvature (1/m)	L_p from measurements (mm) E-W / N-S	L_p from Priestley et al. (1996) (mm)
S1	0.0015	474 / 625	331
S2	0.0018	450 / 425	378
S3	0.0030	510 / 220	398
S4	0.0043	500 / 450	463

FIGURES CAPTIONS

Figure 1. Overall dimensions of the bridge prototype.

Figure 2. Details of the test specimens (dimensions in mm).

Figure 3. Reinforcement in the plastic hinge region of Specimen S4: (a) View of the short side; (b) View of the long side.

Figure 4. Development of the bi-directional displacement test protocol: (a) Computed column top displacement history of bridge P1 under the Nov.25, 1988 Saguenay Earthquake, Saint-André; (b) Computed column top displacement history of bridge P1 under the Apr. 13, 1949 Western Washington Earthquake; (c) Simplified displacement demand.

Figure 5. Displacement-prescribed cyclic loading: (a) For specimens S1 and S2; (b) For specimens S3 and S4.

Figure 6. Test setup.

Figure 7. Applied axial load to Specimen S4.

Figure 8. Loading sequences for the estimation of the yield displacement.

Figure 9. Typical instrumentation layout: (a) On the small face of the column; (b) On corner reinforcing bar; (dimensions in mm).

Figure 10. State of damage of columns at design level demand: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

Figure 11. State of damage of columns at the end of testing: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

Figure 12. Close-up view of the plastic hinge regions at failure: (a) Spalling of cover concrete and buckling of unsupported longitudinal bars; (b) Specimen S1 after removing of spalled concrete; (c) Specimen S3 after removing of spalled concrete.

Figure 13. Lateral load-displacement response for: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

Figure 14. Curvature distribution along plastic hinge of: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

Figure 15. Nominal demand and measured resistances of test specimens: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; and (d) Specimen S4.

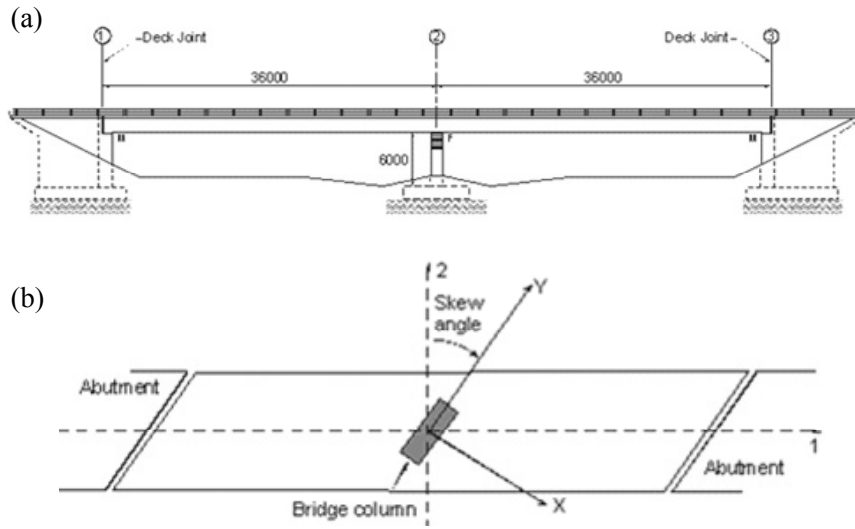


Figure 1. Overall dimensions of the bridge prototype.

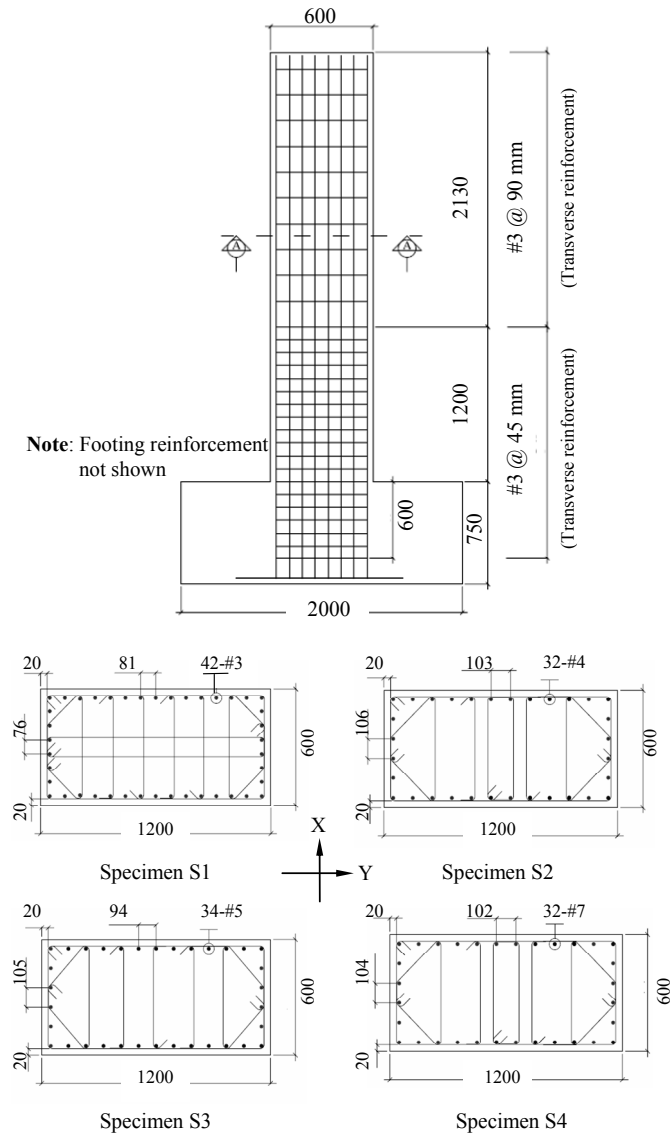


Figure 2. Details of the test specimens (dimensions in mm).

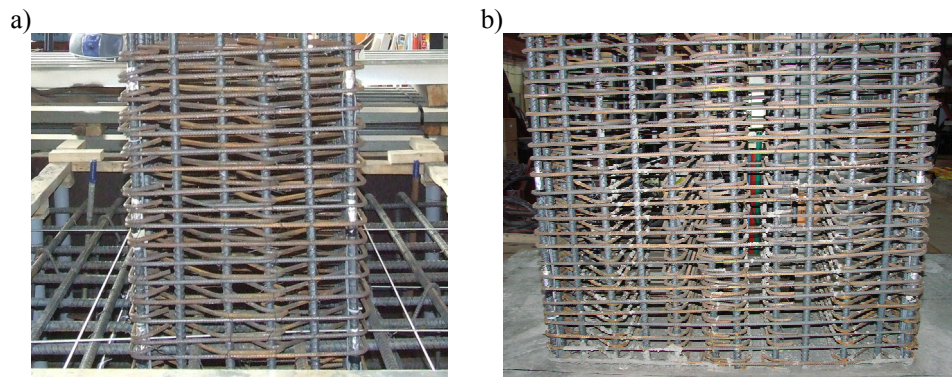


Figure 3. Reinforcement in the plastic hinge region of Specimen S4: (a) View of the short side; (b) View of the long side.

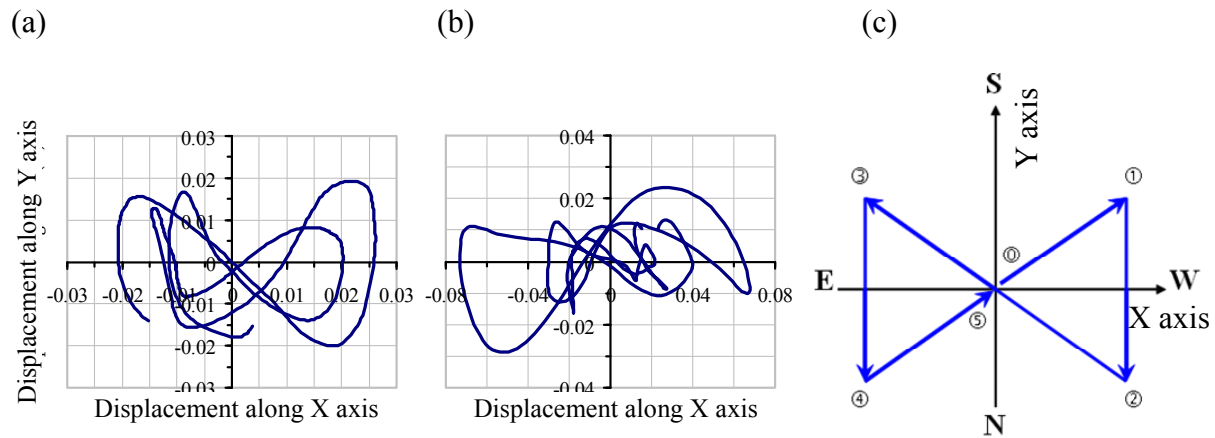
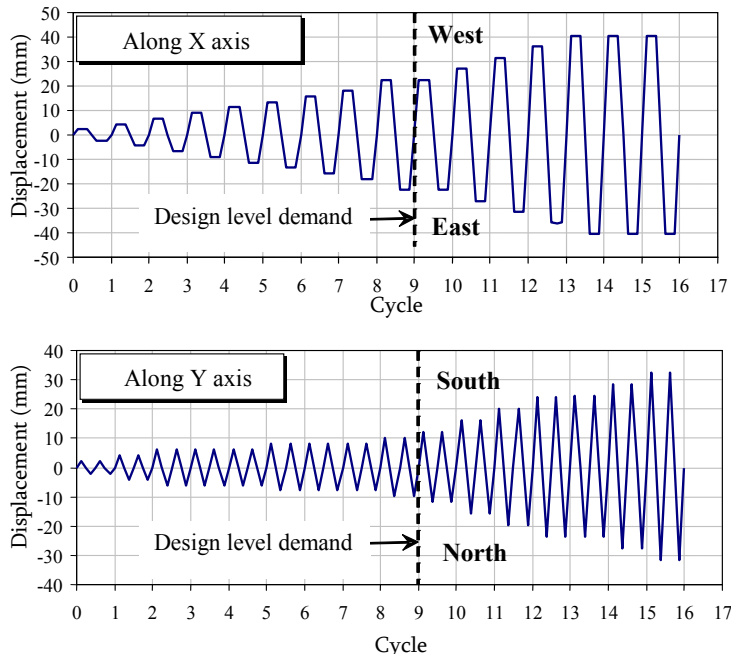


Figure 4. Development of the bi-directional displacement test protocol: (a) Computed column top displacement history of bridge P1 under the Nov.25, 1988 Saguenay Earthquake, Saint-André; (b) Computed column top displacement history of bridge P1 under the Apr. 13, 1949 Western Washington Earthquake; (c) Simplified displacement demand.

(a)



(b)

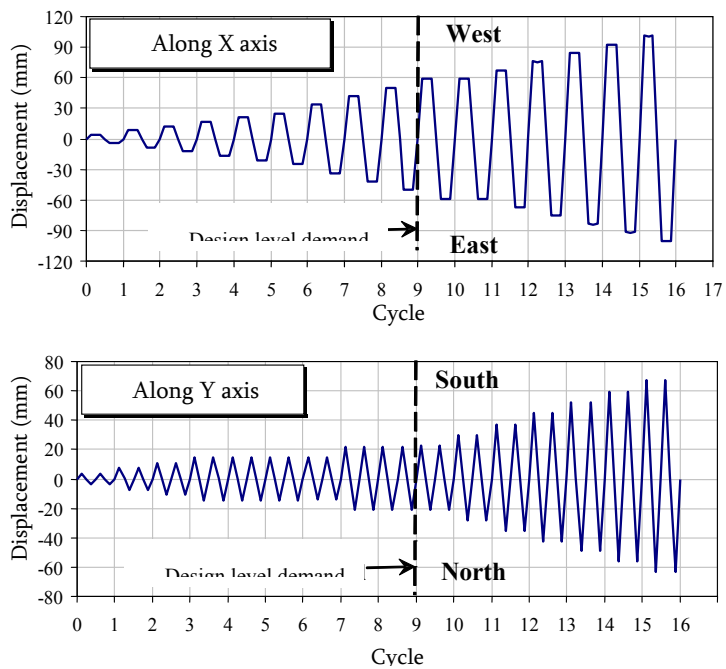


Figure 5. Displacement-prescribed cyclic loading: (a) For specimens S1 and S2; (b) For specimens S3 and S4.

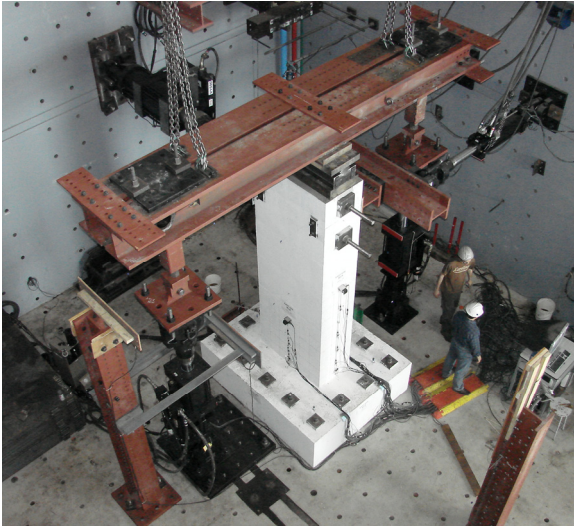


Figure 6. Test setup.

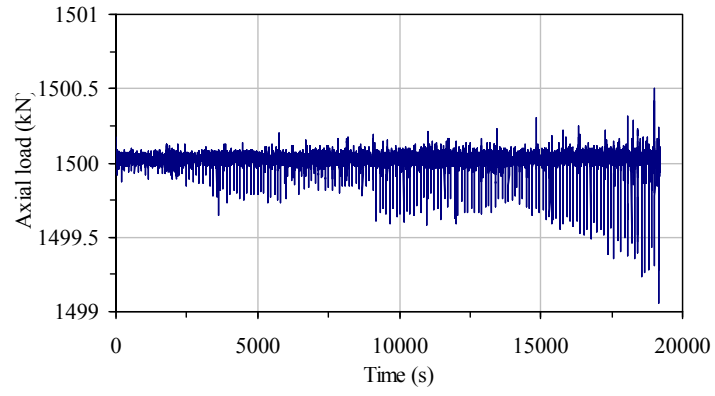


Figure 7. Applied axial load to Specimen S4.

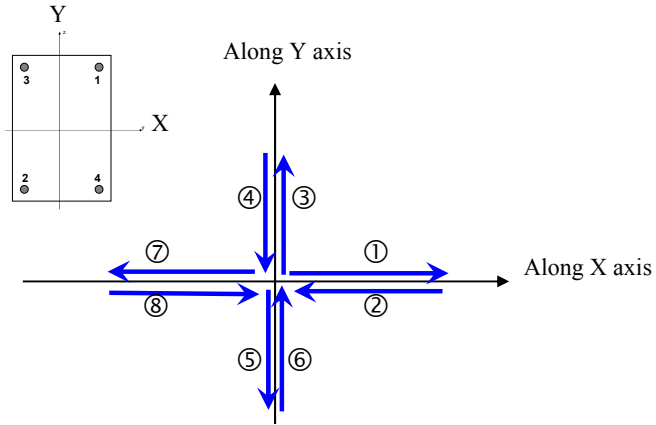


Figure 8. Loading sequences for the estimation of the yield displacement.

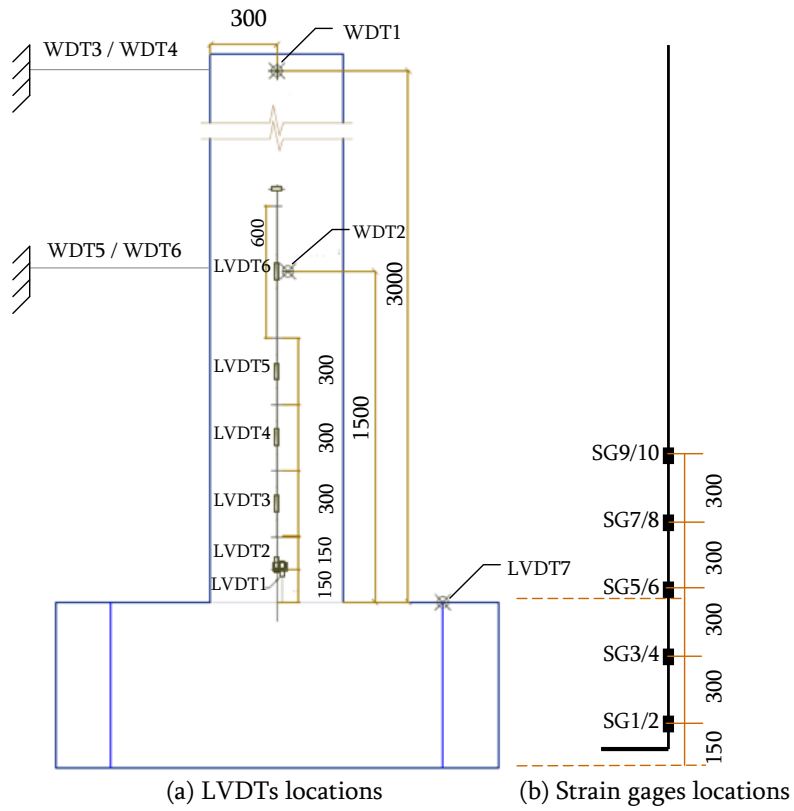
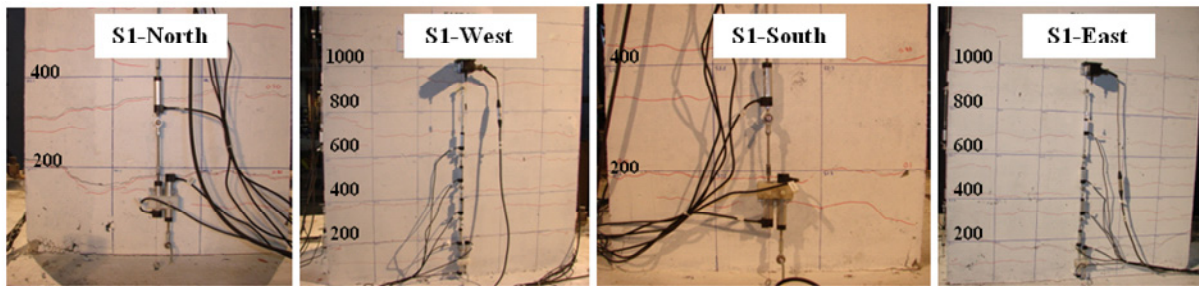
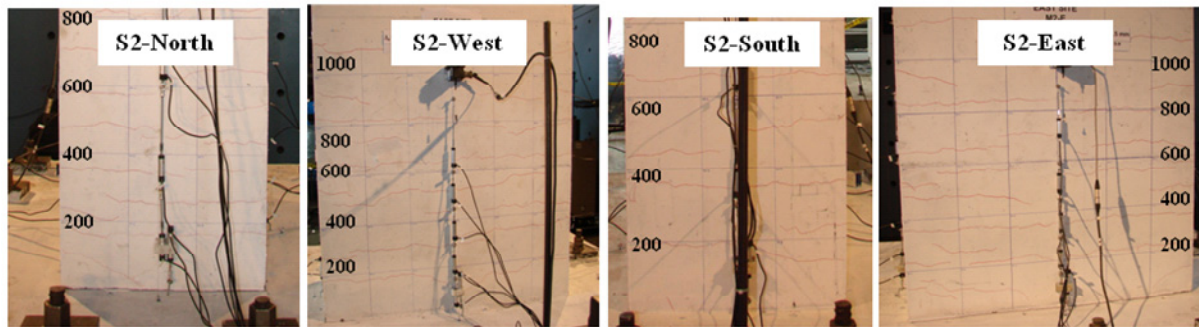


Figure 9. Typical instrumentation layout: (a) On the small face of the column; (b) On corner reinforcing bar; (dimensions in mm).

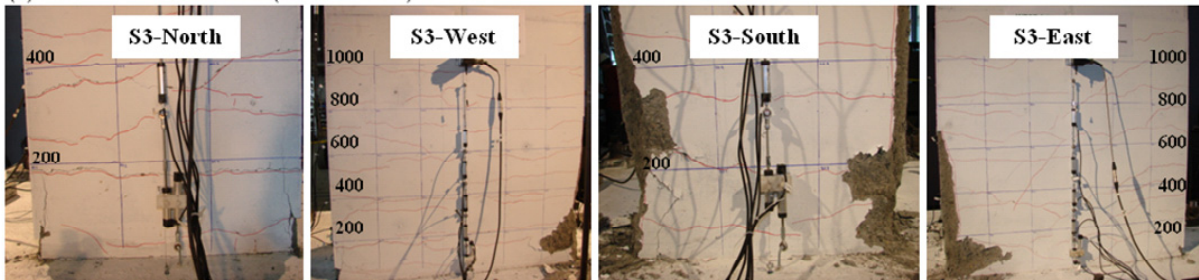
(a)



(b)



(c)



(d)

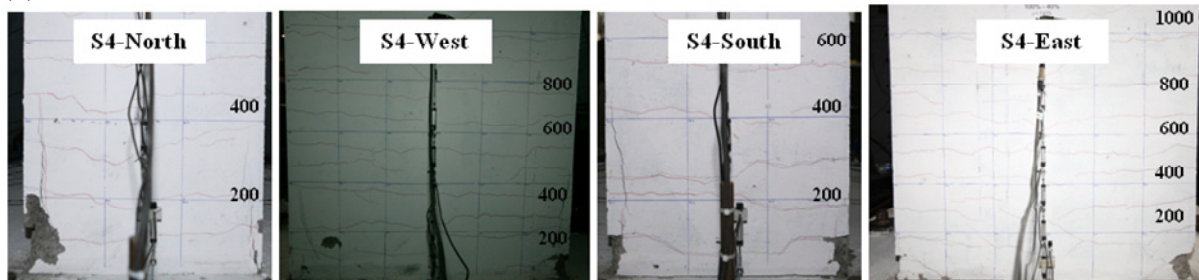


Figure 10. State of damage of columns at design level demand: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

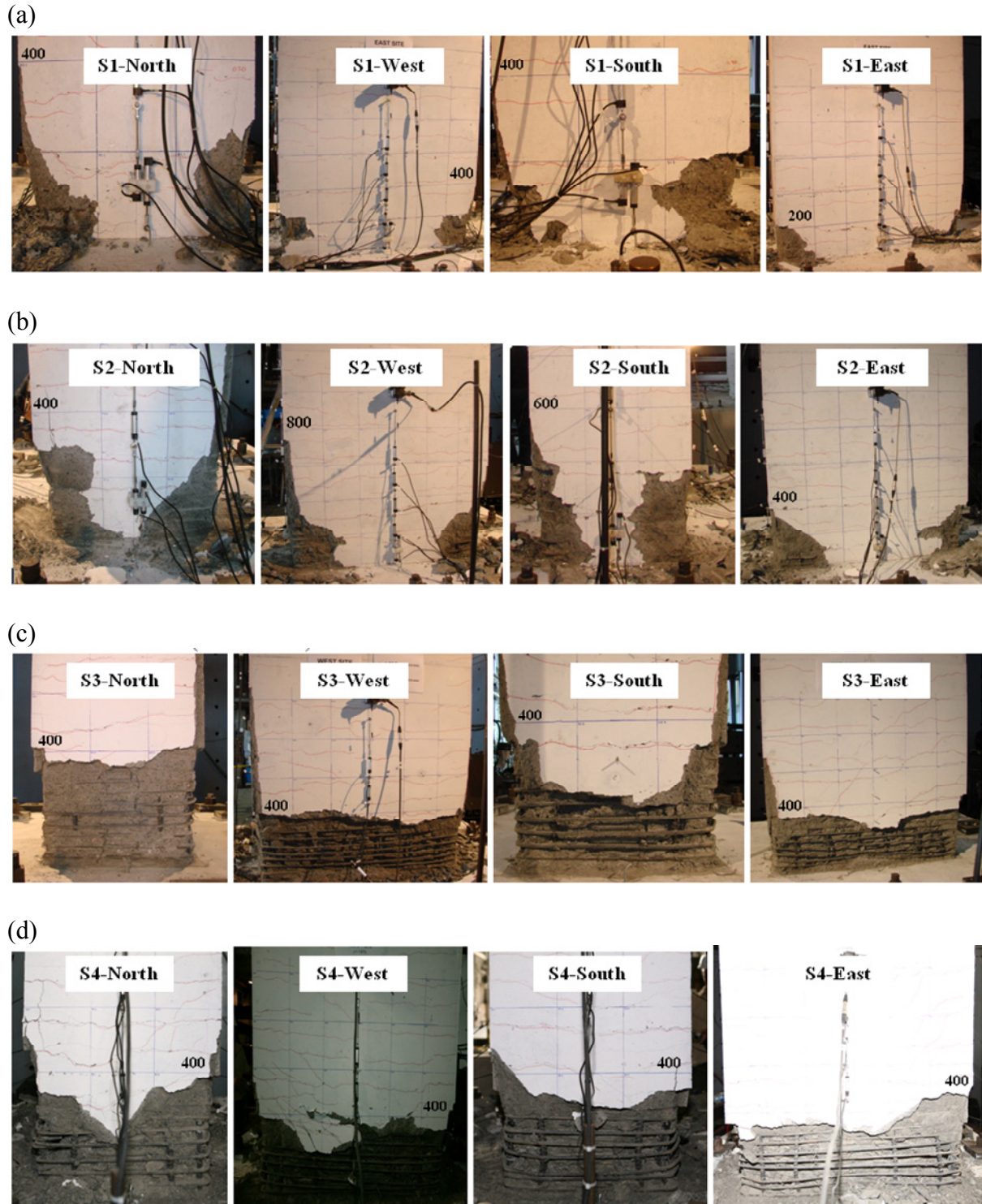
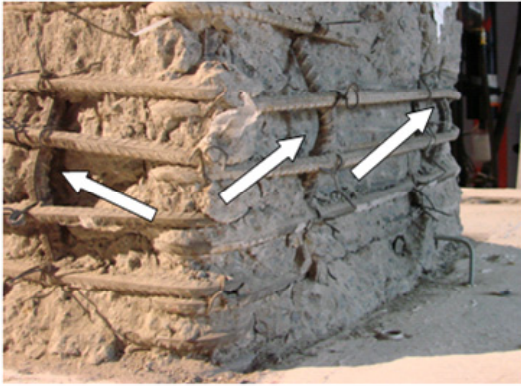


Figure 11. State of damage of columns at the end of testing: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

(a)



(b)



(c)



Figure 12. Close-up view of the plastic hinge regions at failure: (a) Spalling of cover concrete and buckling of unsupported longitudinal bars; (b) Specimen S1 after removing of spalled concrete; (c) Specimen S3 after removing of spalled concrete.

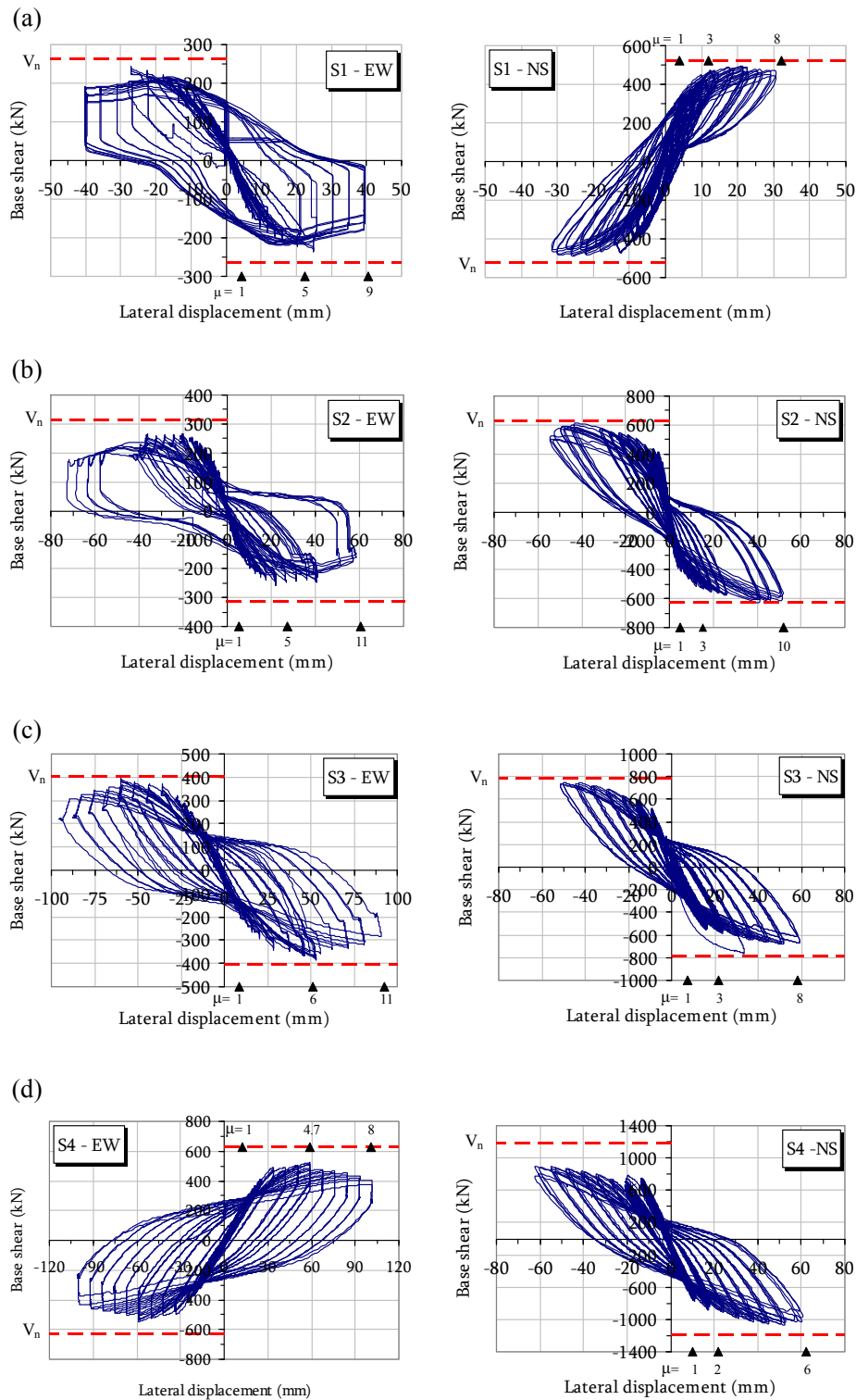


Figure 13. Lateral load-displacement response for: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

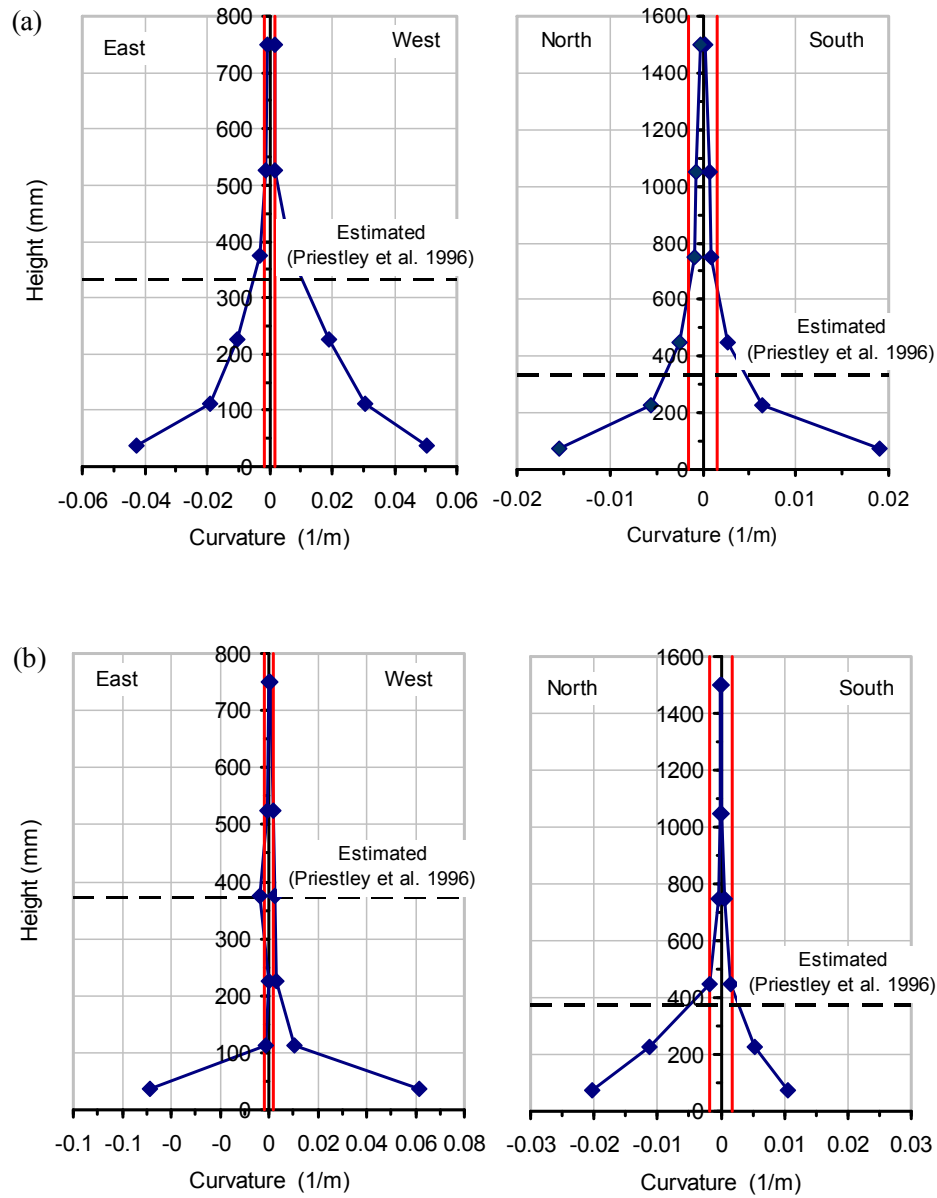


Figure 14. Curvature distribution along plastic hinge of: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

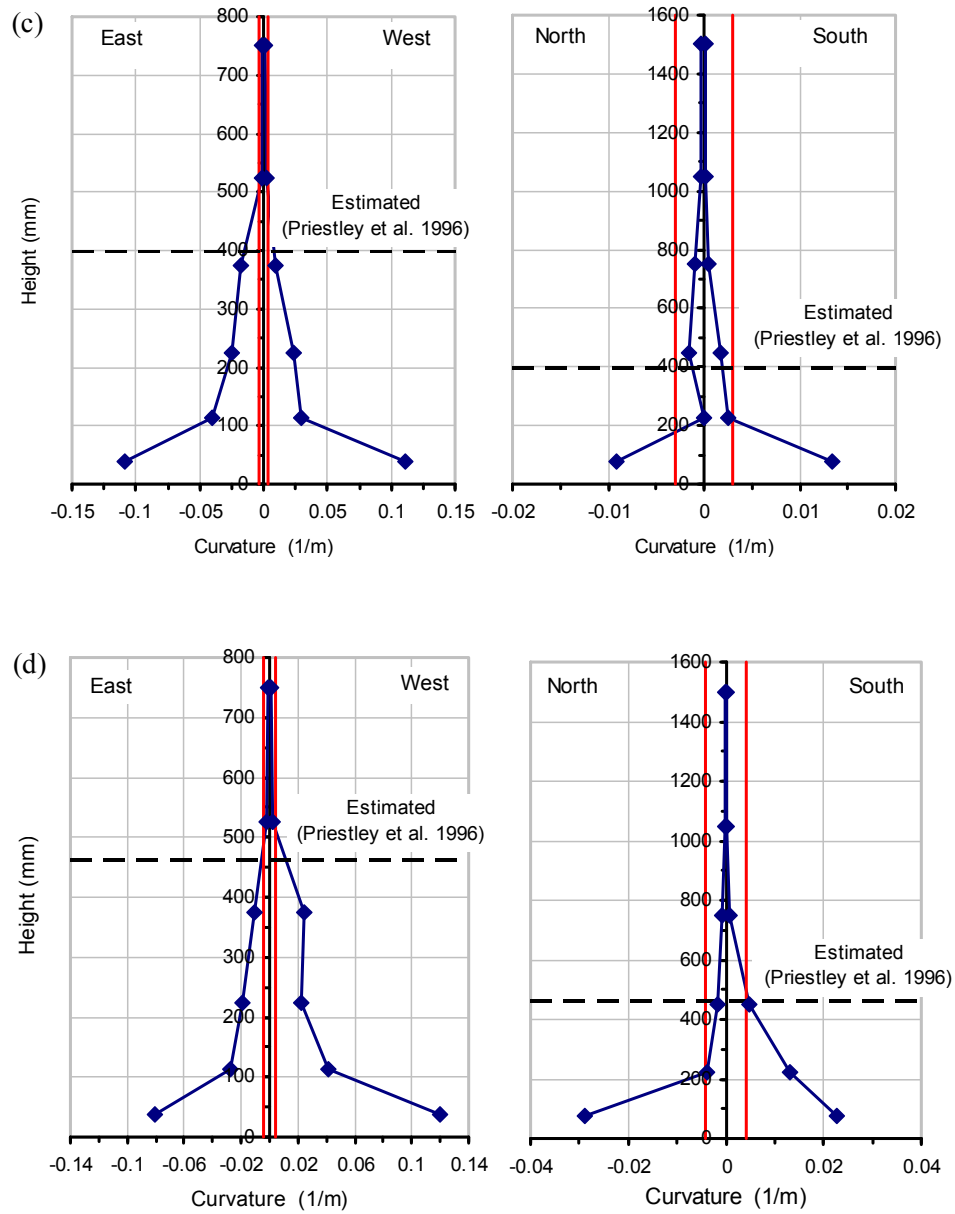


Figure 14 (Cont'd). Curvature distribution along plastic hinge of: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; (d) Specimen S4.

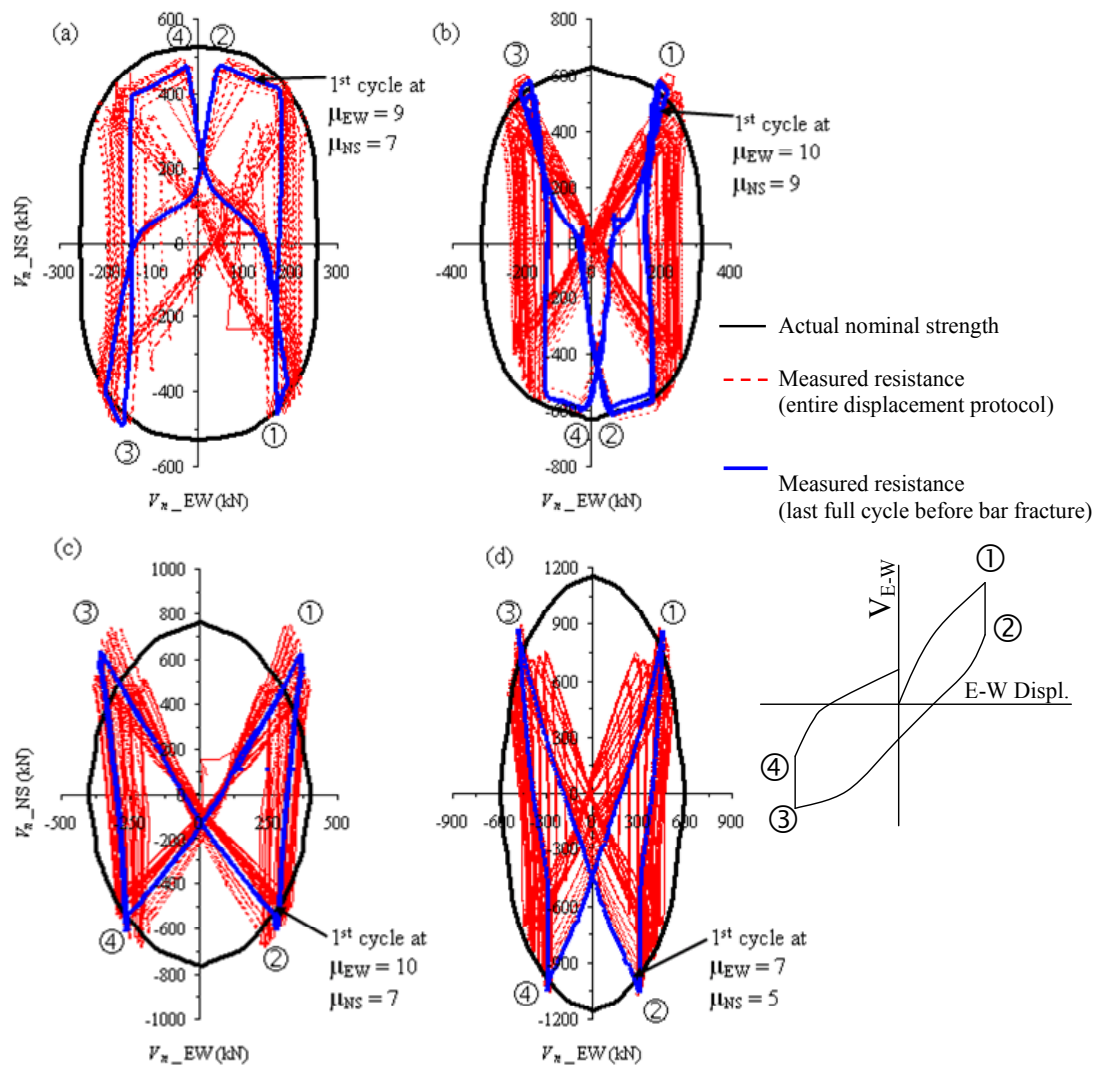


Figure 15. Nominal demand and measured resistances of test specimens: (a) Specimen S1; (b) Specimen S2; (c) Specimen S3; and (d) Specimen S4.