

Titre: Estimation des demandes sismiques en déplacements élastiques et inélastiques au Québec et au Canada - Application aux ponts

Auteur: Chehrazade Oustad

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Oustad, C. (2013). Estimation des demandes sismiques en déplacements élastiques et inélastiques au Québec et au Canada - Application aux ponts [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/1243/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1243/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ESTIMATION DES DEMANDES SISMQUES EN DÉPLACEMENTS ÉLASTIQUES ET
INÉLASTIQUES AU QUÉBEC ET AU CANADA - APPLICATION AUX PONTS

CHEHRAZADE OUSTAD

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ESTIMATION DES DEMANDES SISMIQUES EN DÉPLACEMENTS ÉLASTIQUES ET
INÉLASTIQUES AU QUÉBEC ET AU CANADA - APPLICATION AUX PONTS

présenté par : OUSTAD Chehrazade

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

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

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme ROY Nathalie, Ph.D., membre

À mes parents,

À mes frères et soeurs,

À mon fiancé

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d’abord à remercier mon directeur de recherche, le professeur Najib Bouaani pour son encadrement, ses conseils et sa disponibilité tout au long de ce travail.

Je remercie également les professeures Sanda Koboevic et Nathalie Roy qui ont respectivement accepté d’être présidente et membre du jury et pour le temps qu’elles ont consacré à l’évaluation de ce travail.

Je tiens à remercier Abdelaziz Samrani, Poulad Daneshvar, Armin Sadeghian pour leur précieuse aide ainsi que tous mes camarades du bureau C-229 qui ont apporté une ambiance de travail agréable.

Je tiens aussi à remercier le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) ainsi que le Réseau Canadien pour la Recherche Parasismique (RCRP) pour leur soutien financier.

Finalement, je tiens à remercier particulièrement mes proches qui m’ont apporté un soutien sans précédent.

RÉSUMÉ

Le nord-est du continent américain est situé en plein milieu d'une plaque tectonique. Néanmoins, on y recense fréquemment des secousses sismiques de magnitudes significatives. De plus, étant donné la forte densité de population, ce territoire est considéré à risque sismique important. Il n'existe que très peu de données sismiques historiques relatives à l'aléa sismique nord-est américain et le mécanisme lié à leurs secousses reste mal connu. Malgré tout, des infrastructures sont constamment construites et ou rénovées considérant ce risque sismique afin d'être sécuritaire. L'objectif principal de la recherche présentée dans ce mémoire est d'estimer les demandes sismiques en déplacements élastiques et inélastiques au Québec et au Canada.

Tout d'abord, une revue de littérature a présenté l'enjeu des recherches en génie parasismique au Canada et les mesures contenues dans le code des ponts en vigueur (CSA-S6-06). L'étude de deux méthodes de dimensionnement différentes, basées sur les déplacements, a permis d'identifier les ingrédients dépendant du séisme appliqué afin d'être évalué dans un contexte sismique de l'est du Canada. La revue de littérature a permis de constater que plusieurs codes dans le monde, excepté le code canadien, limitent les déplacements résiduels.

Un travail de recherche a permis de caractériser la demande en déplacements élastiques des secousses sismiques de l'est et de l'ouest du Canada. Les séismes historiques de l'est du Canada ont été filtrés et corrigés. Les spectres de demande en déplacements élastiques issus de ces séismes ont été générés à l'aide des logiciels SeismoSignal (version 5.0.0) et Rspec (Bouaanani 2005). Cela a permis de constater que les corrections apportées aux accélérogrammes n'avaient que très peu d'influence sur les déplacements lorsque l'on travaille dans des périodes fondamentales de vibration de 0.02 à 10s. Bien que cette analyse a permis de mettre en relief certaines tendances, compte tenu du faible nombre de séismes historiques,

nous avons naturellement effectué une étude plus complète sur des séismes simulés. La base de données utilisée est celle issue des accélérogrammes générés à l'aide des équations de prédiction des mouvements au sol développées par Atkinson (2009). Les spectres de réponse en déplacements élastiques issus de cette base de données ont été construits pour différents niveaux d'amortissements visqueux variant de 5 à 30%. Pour être analysés et caractérisés, ces spectres ont été regroupés par familles.

Le développement de spectres de déplacements élastiques a plusieurs utilités. L'une d'elles est de développer des coefficients permettant d'obtenir directement le spectre de déplacement ou d'accélération élastique à un amortissement donné à partir du spectre de déplacement ou d'accélération élastique développé pour 5%. Ce coefficient est couramment appelé facteur de correction d'amortissement. Certaines formulations existent dans la littérature, c'est pourquoi il nous a semblé intéressant de les vérifier pour les séismes simulés étudiés. Les spectres de réponses en déplacements élastiques ont été calculés pour des amortissements de 10, 15, 20, 25 et 30% à l'aide de ces équations puis comparés aux spectres développés à l'aide du logiciel Rspec (Bouaanani 2005). Étant donné la grande marge d'erreur, plus de 30% en moyenne, une nouvelle formulation a été développée réduisant ainsi considérablement l'erreur.

Une étude des spectres en déplacements inélastiques maximums et résiduels a été effectuée. Ces spectres ont été générés en utilisant la base de données des séismes simulés. L'étude des déplacements inélastiques a d'abord été faite en fonction de la période initiale, puis de la période effective. L'effet du coefficient de réduction de force sismique a été évalué. Il en résulte qu'il joue un rôle très important dans les déplacements inélastiques maximaux. La demande en déplacements résiduels est environ trois fois plus petite que celle en déplacements inélastiques maximums. Cependant, les déplacements résiduels n'en sont pas moins négligeables et leur contrôle semble important dans un contexte sismique est canadien. Une étude de la sensibilité du facteur de réduction sur les déplacements résiduels montre que

ceux-ci jouent un rôle beaucoup plus important pour les structures soumises aux séismes de l'ouest du Canada que pour celles soumises aux séismes de l'est.

Un dernier chapitre a été consacré à des applications au cas des ponts. Une première étude a été concentrée sur le facteur de réduction d'amortissement. Un pont a donc été évalué à l'aide de la méthode de dimensionnement directe basée sur les déplacements (Priestley 1996) en utilisant les facteurs de réduction d'amortissement existants et la formule développée. À titre de référence, la méthode préconisée par le code des ponts canadien (CSA-S6-06) a également été traitée. Une autre méthode de dimensionnement basée sur les déplacements a également été utilisée pour l'analyse du pont : la méthode du spectre de plastification. Cette méthode requiert un ingrédient important, le coefficient $R - \mu - T$. Les coefficients introduits par Miranda et Bertero (1994) et Nassar et Krawlinkler (1991) ont simplement été utilisés. Une deuxième étude s'est consacré à l'étude des déplacements inélastiques maximums et résiduels d'un pont modélisé par un système bilinéaire avec amortisseur visqueux. Il en résulte que l'amortisseur visqueux réduit considérablement les déplacements aussi bien inélastiques maximaux que résiduels.

ABSTRACT

The northeastern part of the American continent is located in the middle of a tectonic plate. Nevertheless, ground motions of significant magnitude occur frequently in this region. Being densely populated, the area is associated with considerable seismic risk. There is very little historical seismic data corresponding to the Eastern North American seismic hazard and the underlying earthquake mechanisms remain unclear. Nevertheless, the infrastructures are constantly built and renovated considering no harm from the seismic risk. The main objective of the research presented in this thesis is to estimate elastic and inelastic seismic displacement demands in Quebec and Canada.

First, a literature review presented the objectives of research in earthquake engineering in Canada and the measures prescribed in the current Canadian Highway Bridge Code (CSA-S6-06). The study of two different displacement-based design methods, permitted identification of the ingredients depending on the applied ground motion records, to be evaluated in the seismic context of eastern Canada. The literature review showed that several codes in the world, except the Canadian Code, set a limit for residual displacement.

A performed research led to characterization of elastic displacement demands of earthquakes in eastern and western Canada. The historical records in eastern Canada were filtered and corrected. The elastic displacement spectra of these ground motions were generated using SeismoSignal (version 5.0.0) and RSpec (Bouaanani 2005). It was found that the corrections to accelerograms had very little influence on the displacements when working with fundamental periods of vibration ranging between 0.02 and 10 s. Although this analysis was performed to highlight certain trends, given the low number of historical earthquakes, we naturally made a comprehensive study of simulated earthquakes. The database used is the set of accelerograms generated using the ground motion prediction equations developed by

Atkinson (2009). The elastic displacement spectra from this database were generated for different levels of viscous damping ranging from 5 to 30%. To be analyzed and characterized, these spectra were grouped by families.

The development of elastic displacement spectra has many usages. One of them is to develop coefficients to directly obtain the spectrum of elastic displacement or acceleration of a certain damping level from the elastic displacement or acceleration spectrum generated for 5% damping. This ratio is commonly called damping adjustment factor. Some equations exist in the literature, which is why it seemed interesting to verify them against simulated earthquakes studied. The response spectra of elastic displacements were calculated for damping levels of 10, 15, 20, 25 and 30% using these equations and then compared to spectra developed using RSpec software (Bouaanani 2005). Given the large margin of error, more than 30% on average, a new formulation has been developed significantly reducing the error.

A study of displacement spectra concerning maximum inelastic displacements and residual displacements was performed. These spectra were generated using the database of simulated earthquakes. The study of inelastic displacements was first performed on the basis of the initial period and next considering the effective period. The effect of the reduction coefficient of seismic force was evaluated. The results showed that it plays a very important role in the maximum inelastic displacement. The demand for residual displacements is about three times smaller than that of maximum inelastic displacements. However, the residual displacements are not of lower significance and having them under control seems to be important in the seismic context of eastern Canada. A study of the sensitivity of the residual displacement to the reduction factor shows that this factor plays a much more important role for structures subjected to earthquakes in western Canada than those subject to earthquakes in the east.

A final chapter is devoted to applications to bridges. A first study focused on the damping

reduction factor. A bridge was studied using the direct displacement-based design method (Priestley 1996) considering the existing damping reduction factors and the developed equation. As a reference, the method recommended by the Canadian bridge code (CSA-S6-06) was also addressed. Another displacement-based design method was also used for the analysis of the bridge: The Yield Point Spectrum method. This method requires an important ingredient, the $R - \mu - T$ coefficient. The coefficients introduced by Miranda and Bertero (1994) and Nassar and Krawinkler (1991) have simply been used. A second study is devoted to the study of inelastic displacement and maximum residual displacement of a bridge modeled by a bilinear system with viscous damper. It was found that the viscous damper significantly reduces maximum inelastic displacements as well as residual displacements.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	viii
TABLE DES MATIÈRES	xi
LISTE DES TABLEAUX	xiv
LISTE DES FIGURES	xv
LISTE DES SYMBOLES	xxii
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique	2
1.3 Objectifs de recherche	2
1.4 Méthodologie	3
1.5 Plan du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Introduction	6
2.2 Contexte sismique du Canada	6
2.2.1 Les zones sismiques au Canada	6
2.2.2 Les séismes historiques au Canada	9
2.2.3 Les séismes synthétiques à l'étude	10

2.3	Conception parasismique selon le code canadien CAN/CSA-S6-06	12
2.3.1	Normes de calcul	14
2.3.2	Méthode de la charge uniforme : CU	15
2.3.3	Méthode spectrale unimodale : MU	16
2.3.4	Méthode spectrale multimodale : MM	17
2.4	Méthodes de dimensionnement basées sur la performance	17
2.4.1	Méthodes simplifiées basées sur l'évaluation du déplacement	17
2.4.2	Méthode du spectre de plastification(YPS)	18
2.4.3	Méthode DDBD ("Direct Displacement-Based Design")	20
2.5	Les déplacements résiduels	28
2.6	Conclusion	31
CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX ÉLAS-		
TIQUES DES SÉISMES HISTORIQUES		33
3.1	Introduction	33
3.2	Filtres et corrections de la ligne directrice	33
3.3	Caractérisation des spectres de réponse en déplacements élastiques	34
3.4	Conclusions	39
CHAPITRE 4 CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX ÉLAS-		
TIQUES DES SÉISMES SIMULÉS		42
4.1	Introduction	42
4.2	Séismes simulés utilisés	43
4.3	Evaluation de la validité coefficient de réduction d'amortissement spectral	52
4.4	Développement d'un nouveau coefficient de réduction d'amortissement	57
4.5	Conclusions	62
CHAPITRE 5 CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX INÉLAS-		
TIQUES DES SÉISMES ARTIFICIELS		65

5.1	Introduction	65
5.2	Systèmes étudiés et analyses dynamiques	67
5.2.1	Modèles bilinéaires utilisés	67
5.2.2	Analyses dynamiques	67
5.3	Résultats et discussions	69
5.3.1	Demandes en déplacements inélastiques	69
5.3.2	Demandes en déplacements résiduels	74
5.4	Conclusions	84
CHAPITRE 6 APPLICATION AUX PONTS		85
6.1	Introduction	85
6.2	Application du coefficient de réduction d'amortissement	85
6.2.1	Description de la structure	85
6.2.2	Réponse sismique longitudinale du pont selon le code CSA-S6-06	86
6.2.3	Réponse sismique longitudinale à l'aide de la méthode DDBD	86
6.2.4	Réponse sismique longitudinale à l'aide de la méthode de plastification	96
6.3	Étude des déplacements résiduels sur un modèle de pont avec amortisseur visqueux	98
6.4	Conclusions	102
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS		104
7.1	Principales conclusions	104
7.2	Perspectives de recherche	105
RÉFÉRENCES		106

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Paramètres à utiliser dans l'équation 2.14	19
Tableau 4.1	Séismes simulés regroupés par familles pour l'est et l'ouest du Canada.	43
Tableau 4.2	Etude des différentes formulation de facteur de réduction d'amortissement	56
Tableau 4.3	Coefficients à utiliser pour l'équation 4.3 pour l'Est et l'Ouest du Canada	58
Tableau 6.1	Caractéristiques du tablier et d'une pile.	86
Tableau 6.2	Périodes effectives.	95
Tableau 6.3	Rigidités effectives et cisaillements à la base.	96
Tableau 6.4	Pont avec amortisseur visqueux.	98

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Zones et aléa sismique du Canada [adapté de la comission géologique du Canada 2010]	7
Figure 2.2	Accélérogrammes de a) El Centro et b) Nahanni	9
Figure 2.3	Spectres de déplacement à 5%	12
Figure 2.4	Spectre d'accélération pour le site de Montréal avec $I = S = 1$	14
Figure 2.5	Linéarisation à un système équivalent [adapté de Priestlet et al. 2007] .	21
Figure 2.6	Energie d'hystérèse et de déformation	24
Figure 2.7	Cycles d'hystérèse	25
Figure 2.8	Déplacements résiduels dans le sens : a) longitudinal, b) transversal [tiré de http://www.eqclearinghouse.org]	29
Figure 3.1	(a) Déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W = 4.9$ et $R_E = 105$ km, composante X); (b) Déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W = 4.9$ et $R_E = 105$ km, composante Y) (c) Spectres de déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W = 4.9$ et $R_E = 105$ km, composante X, composante Y et moyenne)	35

- Figure 3.2 Spectre de réponse en déplacement élastique pour un amortissement de 5% : (a) Cap-Rouge $M_W=4.9$ et $R_E=105$ km ; (b) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=48.9$ km ; (c) Saguenay $M_W=5.9$ et $R_E=109.7$ km ; (d) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=57.5$ km ; (e) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=58.7$ km ; (f) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=59.7$ km ; (g) Rivière-du-loup $M_W=4.7$ et $R_E=14.8$ km ; (h) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=63.3$ km ; (i) Nahanni $M_W=6.8$ et $R_E=6.8$ km ; (j) Miramichi $M_W=4.9$ et $R_E=4.8$ km ; (k) Val-des-bois $M_W=5.2$ et $R_E=47.3$ km ; (l) Nahanni $M_W=4.3$ et $R_E=5.6$ km 37
- Figure 3.3 Spectre de réponse en déplacements élastiques pour un amortissement de 5% : (a) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (b) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (c) $M_W \leq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (d) $M_W \geq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (e) $M_W \leq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (f) $M_W \geq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (g) $M_W \leq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (h) $M_W \geq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (i) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \geq 90$; (j) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \geq 90$ 40
- Figure 3.4 Spectre de réponse en déplacements élastiques pour des amortissements de 5, 10 15 20 et 30% : (a) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (b) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (c) $M_W \leq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (d) $M_W \geq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (e) $M_W \leq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (f) $M_W \geq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (g) $M_W \leq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (h) $M_W \geq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (i) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \geq 90$; (j) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \geq 90$. . . 41
- Figure 4.1 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissements de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w=6.0$, $R_H=15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w=6.0$, $R_H=30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w=7.0$, $R_H=25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w=7.0$, $R_H=100$ km) 46

Figure 4.2	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) WS-1 ($M_w=6.5$, $R_H=12$ km) ; (b) WS-2 ($M_w=6.5$, $R_H=30$ km) ; (c) WS-3 ($M_w=7.5$, $R_H=25$ km) ; (d) WS-4 ($M_w=7.5$, $R_H=100$ km).	47
Figure 4.3	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w=6.0$, $R_H=15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w=6.0$, $R_H=30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w=7.0$, $R_H=25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w=7.0$, $R_H=100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w=6.5$, $R_H=12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w=6.5$, $R_H=30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w=7.5$, $R_H=25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w=7.5$, $R_H=100$ km).	48
Figure 4.4	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% pour l'Est	49
Figure 4.5	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% pour l'Ouest	50
Figure 4.6	Définition de la Période en coin, T_C	51
Figure 4.7	Périodes en coin pour l'est du Canada	52
Figure 4.8	Périodes en coin pour l'ouest du Canada	53
Figure 4.9	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w=6.0$, $R_H=15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w=6.0$, $R_H=30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w=7.0$, $R_H=25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w=7.0$, $R_H=100$ km)	59
Figure 4.10	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) WS-1 ($M_w=6.5$, $R_H=12$ km) ; (b) WS-2 ($M_w=6.5$, $R_H=30$ km) ; (c) WS-3 ($M_w=7.5$, $R_H=25$ km) ; (d) WS-4 ($M_w=7.5$, $R_H=100$ km).	60

Figure 4.11	Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) est du Canada ; (b) ouest du Canada	61
Figure 4.12	Erreur dans l'estimation du spectre de réponse en déplacement amorti à 20% pour : (a) ES-1 ; (b) ES-2 ; (c) ES-3 ; (d) ES-4	63
Figure 4.13	Erreur dans l'estimation du spectre de réponse en déplacement amorti à 20% pour : (a) WS-1 ; (b) WS-2 ; (c) WS-3 ; (d) WS-4	64
Figure 5.1	Déplacement résiduel d'un SDL (période de vibration $T = 1.29$ s, coefficient de modification de réponse $R = 8$) sous l'effet du séisme de Imperial Valley (1940) à El Centro.	66
Figure 5.2	Modèle hystérétique bilinéaire	68
Figure 5.3	Déplacements spectraux inélastiques exprimés en fonction de la période initiale T_i pour $R = 2$: (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	71
Figure 5.4	Déplacements spectraux inélastiques moyens normalisés pour $R = 2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période initiale T_i : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	73

- Figure 5.5 Déplacements spectraux inélastiques moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période effective T_e : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km). 75
- Figure 5.6 Déplacements spectraux résiduels exprimés en fonction de la période initiale T_i pour $R = 2$: (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km). 77
- Figure 5.7 Déplacements spectraux résiduels moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période initiale T_i : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km). 79
- Figure 5.8 Déplacements spectraux résiduels moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période effective T_e : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km). 80

Figure 5.9	Coefficient de déplacements résiduels B_r : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	82
Figure 5.10	Coefficient de déplacements résiduels C_r : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	83
Figure 6.1	Pont étudié : (a) Vue en élévation , (b) Section de la pile, (c) Tablier et Pile	87
Figure 6.2	Spectres des déplacements amortis à l'aide du facteur de réduction d'amortissement (Montréal)	94
Figure 6.3	Spectre de plastification de Montréal à $\mu = 1.36$	97
Figure 6.4	Modélisation du pont avec amortisseur visqueux [adapté de Dion (2010)]	99
Figure 6.5	Déplacements inélastiques du pont avec amortisseur visqueux : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	100
Figure 6.6	Déplacements résiduels du pont avec amortisseur visqueux : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).	101

Figure 6.7	Comparaison des déplacements du pont étudié avec et sans amortisseur visqueux	102
------------	--	-----

LISTE DES SYMBOLES

A_c : section brut de béton confiné
 A_g : section brut du béton
 C_e : coefficient de confinement
 C_r : coefficient de déplacement résiduel
 c : distance à l'axe neutre
 d_{bl} : diamètre des armatures longitudinales
 f'_c : contrainte en compression du béton
 f'_c : force en compression du béton confiné
 f_l : contrainte de confinement latérale
 f_y : contrainte limite élastique de l'acier
 H : hauteur de la pile
 K_{eff} : rigidité effective
 L_P : longueur de la rotule plastique
 M_{eff} : masse effective
 S_a : accélération spectrale élastique
 S_d : déplacement spectral élastique
 S_{RDR} : coefficient de déplacement résiduel
 s : espacement des bars transversales
 T_{eff} : période effective
 δ_d : déplacement cible
 δ_{sys} : déplacement du système
 ε_{su} : valeur ultime de déformation des armatures
 $\varepsilon_{ls,c}$: contrainte en compression
 ϕ_{ls} : contrainte de tension limite de l'acier
 μ : ductilité

ρ_v : ratio volumétrique des armatures transversales de la pile

ξ_{eq} : facteur d'amortissement équivalent

Δ_r : déplacement résiduel

Δ_{mr} : déplacement résiduel maximum

Δ_m : déplacement inélastique maximum

Δ_y : déplacement limite élastique

γ : coefficient résiduel

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte

À travers le monde, les tremblements de terre sont violents et imprévisibles. Ils sont responsables de nombreux cas de décès et sont également la cause d'importants dégâts matériels et économiques. On peut nommer, à titre d'exemple, le cas du séisme de Haïti le 12 janvier 2010 qui a causé un bilan de plus de 300 000 morts, 300 000 blessés et qui a laissé plus 1.2 million de sans abris.

Le Canada, quant à lui, se situe dans une zone où l'activité sismique est importante. À l'ouest du Canadien a lieu chaque année environ 1000 secousses. La région de la côte Pacifique est la plus touchée. Au cours des 70 dernières années, plus de 100 séismes de magnitude 5 ou plus ont été recensés. Ces tremblements de terre sont essentiellement dus à l'interaction des plaques. L'est canadien est situé dans une région stable de la plaque de l'Amérique du Nord et l'activité sismique y est modérée. Chaque année, se produisent environ 450 séismes, dont 4 en moyenne de magnitude supérieure à 4. Les causes de secousses ne sont pas encore très bien connues. Il est possible que l'activité sismique soit liée à des champs de contraintes régionaux, puisque les séismes qui ont été recensés sont concentrés dans les zones de faiblesse de la croûte terrestre. Ainsi, la modélisation des effets des séismes sur quelque structure que ce soit est un impératif en constante amélioration.

Au Québec, les ponts sont un maillon très important de l'infrastructure routière. En effet, le Québec est une province parcourue par un bon nombre de cours d'eau et de nombreux ponts ont été construits pour pouvoir les franchir. De plus, la plupart de ces ponts ont été construits avant l'entrée en vigueur de normes parasismiques modernes. Ils n'ont pas été dimensionnés pour supporter des tremblements de terre, ou alors de manière insuffisante. Par

conséquent, un certain nombre d'entre eux ont une sécurité aux séismes insuffisante, si on se base sur les critères de dimensionnement parasismique actuels. Par ailleurs, les coûts et délais de reconstruction sont très importants, donc plutôt que d'être détruits et construits à nouveau, des moyens techniques sont envisagés pour réhabiliter certains ponts.

1.2 Problématique

Depuis les deux dernières décennies, des méthodes simplifiées de dimensionnement basées directement sur l'évaluation la performance de la structure sont développées. Ces méthodes donnent plus de flexibilité à l'ingénieur pour atteindre les objectifs de performance et d'économie. Une de ces méthodes consiste à évaluer directement les déplacements admissibles des structures étudiées. L'estimation des demandes en déplacements élastiques est indispensable à ce type de dimensionnement. Le manque de données relatif à cet ingrédient à l'est du Canada est la raison de l'inutilisation de cette méthode.

Ainsi, ce projet de recherche a pour ambition de contribuer à l'établissement de certaines données permettant de rendre cette méthode applicable à l'est de Canada.

De plus, lors de la conception ou de la réhabilitation sismique des structures, les codes de dimensionnement parasismique canadiens en vigueur se basent sur la vérification de la réponse maximale. Les déplacements résiduels ne sont considérés qu'en second plan. Afin de vérifier l'effet des déplacements inélastiques sur une structure soumise à l'aléa sismique est canadien l'étude de spectres en déplacements inélastiques maximaux et résiduels a été effectuée.

1.3 Objectifs de recherche

L'objectif principal de ce projet est d'estimer les demandes sismiques en déplacements élastiques et inélastiques au Québec et au Canada.

Il s'agira en premier lieu de déterminer la demande en déplacements élastiques pour l'aléa

sismique canadien. La demande spectrale en déplacements inélastiques, maximums et résiduels, devra ensuite être analysée en considérant un contexte sismique canadien. Finalement, le dernier objectif est de déterminer l'utilité d'établir ou non des critères d'admissibilité des déplacements résiduels dans un contexte d'aléa sismique est canadien. Pour ce faire, les déplacements plastiques maximums de systèmes à un seul degré de liberté devront être calculés. Puis la sensibilité des déplacements résiduels à l'effet des séismes aux hauts contenus fréquentiels typique de l'aléa sismique du Québec sera étudiée. Et enfin, l'effet de l'ajout d'un système de protection parasismique sur les déplacements résiduels sera étudié.

1.4 Méthodologie

Afin d'atteindre ces objectifs, il faudra en premier lieu effectuer une revue de littérature afin de comprendre la problématique de façon détaillée. Une recherche avancée concernant l'activité sismique au Canada sera faite. Cela devra conduire à récupérer les données sismiques historiques et simulés de la zone d'étude. En parallèle, plusieurs articles et sujets reliés aux différentes méthodes de dimensionnement basées sur les déplacements feront l'objet de recherche afin de bien cerner la problématique. Une recherche détaillée sur les ingrédients dépendant du type de séisme auquel la structure est soumise devra être effectuée dans le but de cerner les composants susceptibles d'être erronés en présence des séismes Nord Est Américains (séismes différents des séismes de l'ouest). Des recherches en matière de déplacements résiduels devront également être effectuées pour connaître les exigences des autres codes en vigueur.

Par la suite, les spectres de déplacements élastiques des séismes historiques et simulés seront calculés. À l'aide des spectres développés, un ingrédient indispensable à la méthode de dimensionnement directe basée sur les déplacements, le facteur de correction d'amortissement sera étudié. Celui-ci dépendant fortement de l'aléa sismique.

La génération des spectres de déplacements inélastiques maximums et résiduels devra être faite pour les séismes simulés en fonction de deux paramètres importants : le facteur de

réduction de force et la période (initiale et effective). Des applications aux ponts devront être faites pour mettre en lumière l'utilité des spectres générés.

1.5 Plan du mémoire

Ce rapport s'articule en quatre parties consistant en une revue de littérature, une étude sur les spectres linéaires de réponse sismique, une caractérisation de la demande en déplacements spectraux, une étude de l'implication des coefficients de réductions d'amortissement des spectres de réponse en déplacement à travers un exemple et enfin une dernière partie présente une étude de la demande en déplacements résiduels.

La revue de littérature présente la problématique générale liée aux tremblements de terre et à leurs effets sur les constructions de génie civil. Elle détaille la conception parasismique des ponts, selon le code canadien CSA-S6-06, présente un état de l'art des méthodes de dimensionnement basées sur les déplacements et ainsi que des recherches effectuées en matière de déplacement résiduel.

Le second chapitre expose une caractérisation des déplacements spectraux issus des séismes historiques de l'est du Canada.

Le troisième chapitre donne une caractérisation des déplacements spectraux issus des séismes simulés de l'est et de l'ouest du Canada. De plus, les spectres de déplacements élastiques générés pour différents amortissements sont comparés aux spectres de déplacements élastiques obtenus en utilisant les coefficients de réduction d'amortissements existant dans la littérature. Enfin, une nouvelle équation plus proche des résultats attendus est proposée.

Le quatrième chapitre caractérise les spectres de déplacements inélastiques maximums et résiduels. Il pose en outre le problème de l'importance du contrôle des déplacements résiduels pour l'est du Canada.

Le dernier chapitre étudie des applications aux ponts. Une première étude se consacre sur l'implication des coefficients de réductions d'amortissement et la seconde sur les déplacements inélastiques d'un pont avec amortisseurs visqueux.

Pour finir, une conclusion résume les principaux résultats obtenus et dégage des pistes de recherche qui permettraient d'élargir ce sujet de recherche.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Ce mémoire débute par une revue de littérature qui met en contexte la problématique de la conception et la réhabilitation des ponts au Canada et en particulier au Québec. Toute conception parasismique dépend en premier lieu de l'activité sismique de la région concernée. C'est pourquoi une première partie sera consacrée à l'étude sismique de la région du Canada. Il s'agira, en particulier, d'identifier et de quantifier les zones sismiques considérées comme étant les plus à risques. Par la suite, la conception parasismique des ponts, selon le code canadien CSA-S6-06, sera étudiée. Un rappel concernant les importantes modifications apportées par rapport aux anciennes éditions sera notamment fait. Enfin, un état de l'art sur les méthodes de dimensionnement basées sur les déplacements sera présenté en comparaison à la méthode actuelle proposée par le code canadien des ponts CSA-S6-06.

2.2 Contexte sismique du Canada

2.2.1 Les zones sismiques au Canada

Un séisme est une libération soudaine d'énergie potentielle accumulée dans les roches par le mouvement relatif des plaques tectoniques. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, pour retrouver un équilibre, l'écorce terrestre se réorganise. Cela donne naissance à des ondes sismiques ; celles-ci se propagent jusqu'à atteindre la surface de la terre la faisant vibrer.

Chaque année sont enregistrées, au Canada, de nombreux séismes dont l'intensité varie en fonction de la région. Ces régions sont divisées en zones sismiques, c'est-à-dire en zones où l'on recense une concentration importante d'épicentres historiques. Dans le but de calculer de

façon probabiliste les mouvements du sol et déterminer des zones sismiques, l'aléa sismique est représenté sur une carte, voir figure 2.1. (Ressources naturelles Canada 2011).

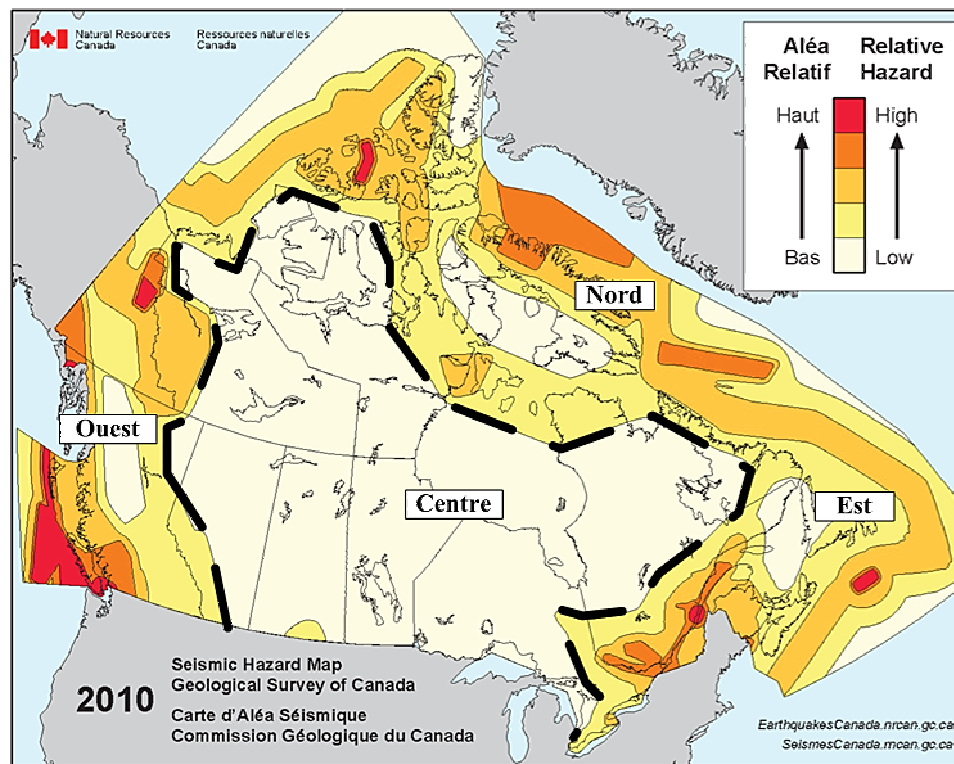


Figure 2.1 Zones et aléa sismique du Canada [adapté de la comission géologique du Canada 2010]

Les données recueillies et analysées lors d'un séisme sont de l'ordre de trois. L'une des plus importantes est l'accélération au sol, elle est enregistrée à l'aide de sismographes. Puis, par intégrations successives, les vitesses et déplacements sont calculés. Les deux autres sont le contenu fréquentiel et la durée du séisme.

L'évaluation de l'aléa sismique sur un site donné consiste à déterminer le mouvement du sol le plus violent susceptible de se produire dans une région selon une probabilité donnée. Au Canada, l'aléa sismique est défini dans le code nationale du bâtiment par des valeurs de l'accélération spectrale à des périodes de 0,2, 0,5, 1,0 et 2,0 secondes. L'accélération spectrale est une mesure du mouvement du sol qui tient compte de l'énergie des secousses soutenues

pour une période donnée. Cette mesure est utilisée car elle est un meilleur indicateur des dommages potentiels que l'accélération maximale du sol.

On distingue quatre zones sismiques au Canada : le Centre, le Nord, l'Est et l'Ouest tel que délimité dans la figure 2.1.

– Le centre :

Le centre est délimitée à l'ouest par des grandes plaines et à l'est par des grands lacs. C'est une région constituée de roches dures (bouclier canadien) qui présente très peu de risque sismique . Le séisme le plus important a été enregistré à une magnitude de 5.5 près de la frontière Canado-Américaine le 15 mai 1909. (Ressources Naturelles Canada (2011))

– Le Nord :

C'est une région très peu peuplée qui représente un risque sismique faible. Néanmoins, c'est une zone très active avec notamment les séismes de Nahanni les 5 Octobre et 23 Décembre 1985 de magnitudes respective de 6.6 et 6.9. Les accélérographes de ce tremblement de terre sont très utilisés en génie parasismique pour représenter les séismes est canadiens car leurs contenus fréquentiels sont très proches de ceux de la région de l'Est.(Horner et al (1987),Ressources Naturelles Canada (2011))

– L'Ouest :

C'est la zone sismique la plus active au Canada. Six des dix plus importants tremblements de terre survenus au Canada ont eu lieu dans l'Ouest, dont le plus grand séisme de l'histoire du Canada, de magnitude 8.1. Il a eu lieu le long de la faille de la Reine-Charlotte le 22 Août 1949.Cette activité vient directement des mécanismes de la tectonique des plaques : subduction, glissement, collision, divergence.(Ressources Naturelles Canada (2011))

– L'Est :

Cette zone est située au milieu de la plaque de l'Amérique du Nord, loin des phénomènes

de tectonique des plaques. Bien que l'Est soit une zone à sismicité modérée, le risque sismique est considéré important en raison de sa forte densité de population.

2.2.2 Les séismes historiques au Canada

Pour évaluer la performance parasismique des ponts au Québec, deux types d'enregistrement sismiques peuvent être utilisés : des séismes historiques et des séismes synthétiques. Les séismes de l'Est du Canada sont caractérisés un contenu fréquentiel et énergétique important en hautes fréquences, comparativement aux séismes de l'Ouest, et par une faible atténuation des ondes sismiques, voir figure 2.2. Les plus utilisés pour le calcul parasismique au Québec sont les séismes de Miramichi (1982), Nahanni (1985) et celui du Saguenay (1988).

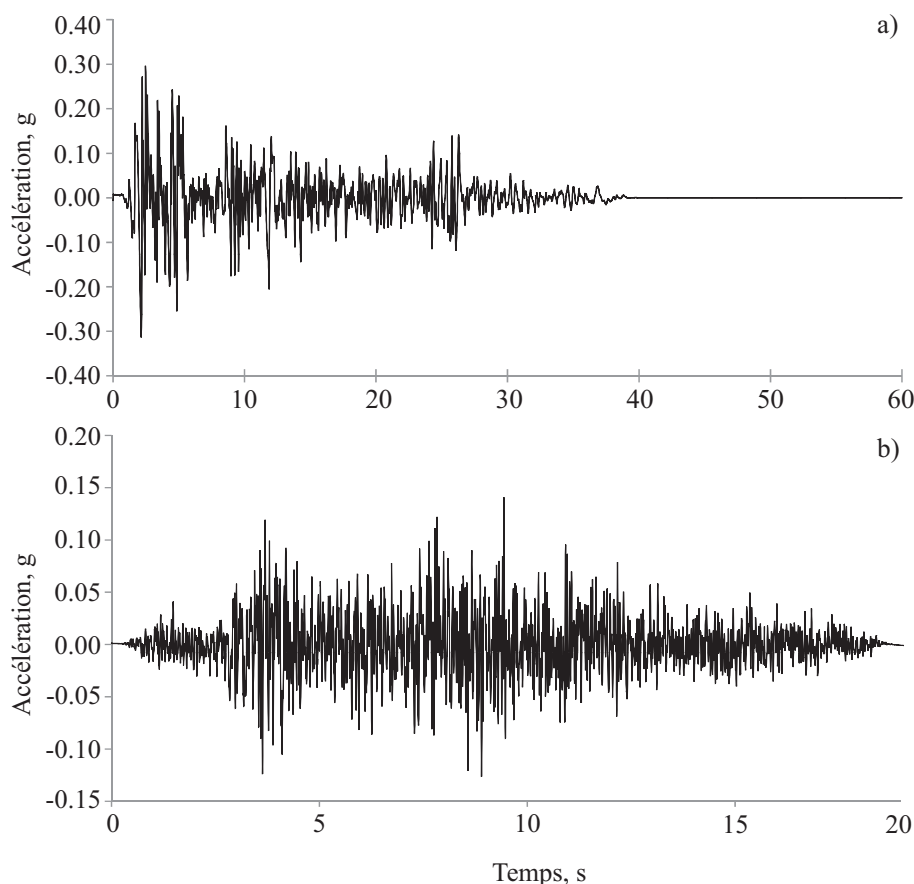


Figure 2.2 Accélérogrammes de a) El Centro et b) Nahanni

Une série de séismes ont secoué la région de Miramichi, au centre-nord du Nouveau-Brunswick. Le séisme du 9 Janvier 1982, avec une magnitude de 5.7 a été le plus important à avoir affecté les Maritimes depuis 1929. D'après Geological Survey of Canada (1988) il est du à une manifestaion de faille de poussée peu profonde à l'intérieure d'une nappe rocheuse chevauchant un socle plus ancien.

La région de Nahanni, au Nord-Ouest du Canada, a été touchée par un tremblement de terre de magnitude 6.6 le 5 octobre 1985, et un autre de magnitude 6,9, le 23 décembre 1985. Les sismologues s'accordent à dire que les secousses proviennent d'une rupture de faille. (Horner et al., 1987). Les accélérogrammes enregistrés présentent un contenu fréquentiel élevé typique de l'Est canadien. C'est pourquoi, bien que le séisme de Nahanni n'ait pas eu lieu dans l'Est du Canada, les accélérogrammes de Nahanni sont fréquemment utilisés comme tel par les sismologues et ingénieurs.

Le séisme du 25 Novembre 1988 au Saguenay est le plus fort d'Amérique de l'Est depuis une cinquantaine d'années (Comission géologique du Canada(2011)). Il a été localisé à environ 40 km au sud de Chicoutimi, QC. Le contenu fréquentiel et énergétique de ce séisme est typique de l'Est canadien, important en hautes fréquences.

2.2.3 Les séismes synthétiques à l'étude

Étant donné le peu de données historiques et afin de généraliser le comportement sismique spécifique à chaque zone sismique, sismologues et ingénieurs ont développé numériquement des enregistrements artificiels. Les séismes synthétiques utilisés dans ce rapport sont ceux issus de la base de données des séismes générés par Atkinson (2009). Ils sont basés sur les équations de prédiction des séismes développées par Atkinson et al. (2006). Celles-ci peuvent prédire les mouvements sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada. Le modèle a été développé à partir du spectre de réponse d'accélération horizontale de pointe et de la vitesse horizontale de pointe pour des sites de catégorie A (selon le CNBC 2005). En amplifiant les enregistrements obtenus pour le site A, il est possible de tenir compte des effets de profilés de sol de

catégories B, C, D et E. Ainsi, une banque d'accélérogrammes a été générée et classée en deux catégories : la première comprends les accélérogrammes représentatifs des séismes Nord Est Américain (ENA) et la seconde Nord Ouest Américain (WNA). Les accélérogrammes sont également répertoriés en sous-catégories de magnitudes et de distances à l'hypocentre. Ce découpage représente huit familles, quatre pour l'Est et quatre pour l'Ouest :

- (i) ES 1 : $M_w = 6$, $R_H = 15$ km
- (ii) ES 2 : $M_w = 6$, $R_H = 30$ km
- (iii) ES 3 : $M_w = 7$, $R_H = 25$ km
- (iv) ES 4 : $M_w = 7$, $R_H = 100$ km
- (v) WS 1 : $M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km
- (vi) WS 2 : $M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km
- (vii) WS 3 : $M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km
- (viii) WS 4 : $M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km

La figure 2.3 présente les spectres de déplacement pour un amortissement de 5% calculés à partir des accélérogrammes issus de la base de données de Atkinson (2009) à l'aide du logiciel RSpec (Bouaanani 2005). Il est noter que les spectres de réponse des séismes simulés grâce aux méthodes stochastiques sont, en principe, valides à des périodes jusqu'à 2 à 3 secondes. Au delà de ces périodes, la validité des amplitudes n'est pas assurée. Une large plage de périodes est cependant utilisée dans le reste de document afin d'illustrer les tendances.

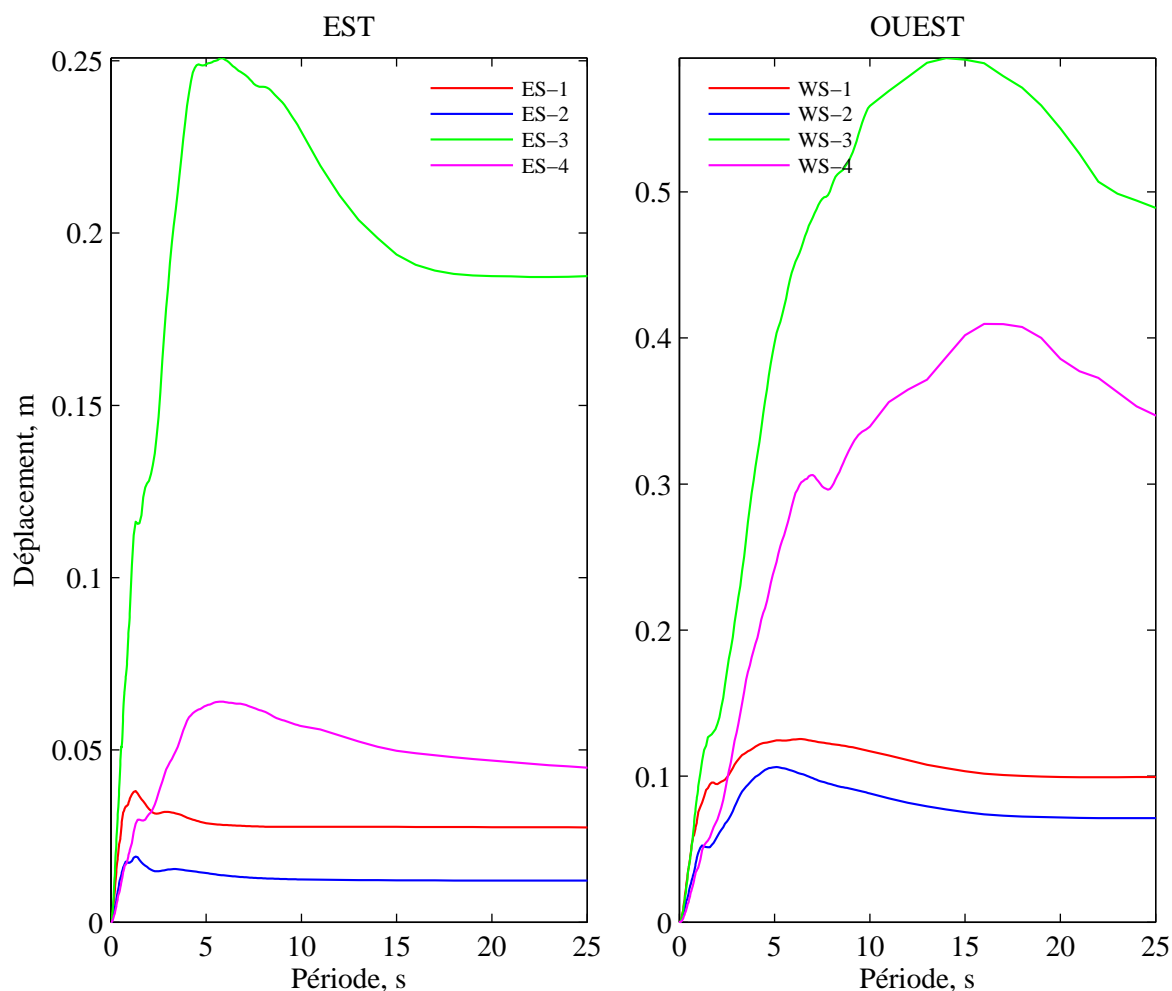


Figure 2.3 Spectres de déplacement à 5%

2.3 Conception parasismique selon le code canadien CAN/CSA-S6-06

L'expérience en matière de tremblements de terre a permis de prendre conscience de la vulnérabilité des ponts conçus dans les années 80. On peut citer, à titre d'exemple, les séismes survenus en Californie, celui de San Fernando en 1971 ou encore Northridge en 1994, qui ont causé la mise hors service de nombreuses structures de type pont. Afin d'éviter de tels dégâts, le code canadien a subi des modifications depuis les éditions 1988 et 2000 à l'édition en vigueur depuis 2006. Les principaux changements se trouvent au niveau des méthodes de calculs qui

sont plus précises, de l'augmentation des charges sismiques et au niveau de la considération du comportement ductile (coefficient R) et de l'apparition des systèmes d'isolation parasismique.

La norme décrite par le code canadien pour le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06) prévoit l'utilisation immédiate des ponts après un séisme mineur ou modéré et empêche leur effondrement après un séisme majeur (période de retour de 1000 ans). Toutefois, les ponts sont classifiés par leur zone de rendement sismique (ZRS) qui est caractérisée par deux paramètres : l'importance et la sismicité au site, notés respectivement I et S . Le premier peut être divisé en trois catégories d'importance : les ponts de secours, les ponts d'urgence et les autres ponts. Après un séisme majeur, un pont d'urgence doit être ouvert à toute circulation immédiatement après le séisme de calcul tandis qu'un pont d'urgence doit permettre le passage des véhicules de sécurité et de défense. La sismicité au site est un paramètre lié à l'accélération horizontale du sol et peut varier de 0 à 0,40. Il existe deux types de conception parasismique : la première est dite traditionnelle, sans isolateurs sismiques et la seconde est avec isolateurs parasismiques. Ici, seul le premier type est considéré.

Dans le code, CAN/CSA-S6-06, le chapitre 4 est dédié au calcul parasismique. Selon le type de pont, son importance et suivant sa localisation, des méthodes différentes sont prescrites. Celles-ci sont valables sous l'hypothèse que la structure reste élastique que l'amplitude de la sollicitation est faite sur la base du coefficient de réponse sismique élastique C_{sm} . De plus, les déformations découlant des calculs élastiques sont considérées comme étant une bonne approximation des déformations réelles subies par la structure. Pour obtenir les efforts relatifs au mode de déformation inélastique, les efforts sont divisés par le coefficient de modification de réponse R . Des analyses indépendantes dans les deux directions principales de l'ouvrage doivent être effectuées. Par la suite, les effets obtenus sont combinés afin de tenir compte de la possibilité qu'ils aient lieu simultanément lors du séisme (100% transversal - 30% longitudinal et 30% transversal - 100%longitudinal).

2.3.1 Normes de calcul

Toute évaluation ou conception parasismique de ponts nécessite l'utilisation d'un spectre de calcul. La norme CAN/CSA-S6-06 définit ce spectre par un coefficient de réponse sismique élastique C_{sm} dont l'amplitude est proportionnelle à l'accélération. Le coefficient C_{sm} est défini par l'équation 2.1 et est illustré dans la figure 2.4.

$$C_{sm} = \frac{1.2AIS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5AI \quad T_m \leq 4.0 \text{ s} \quad (2.1)$$

$$= \frac{3AIS}{T_m^{4/3}} \quad T_m > 4.0 \text{ s} \quad (2.2)$$

où A est le coefficient d'accélération qui dépend de la zone sismique, T_m la période de la structure au mode m considéré.

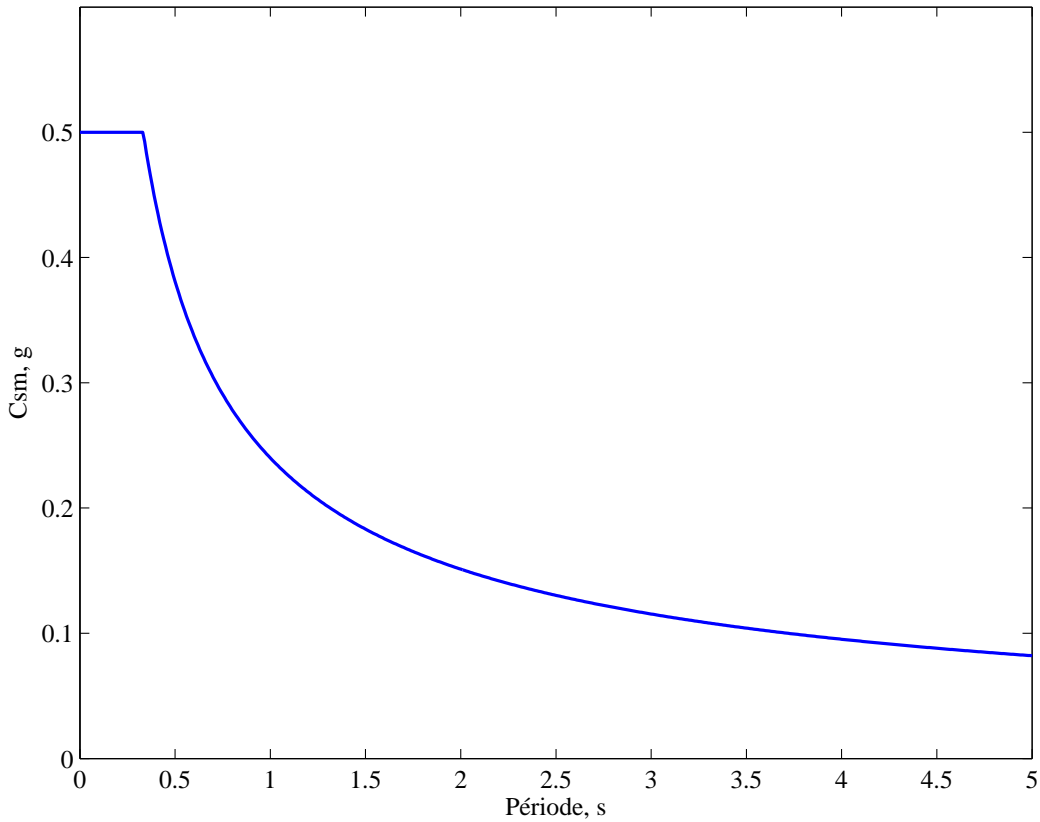


Figure 2.4 Spectre d'accélération pour le site de Montréal avec $I = S = 1$

Les spectres de réponse sont obtenus en considérant une série d'oscillateurs viscoélastiques dont les périodes propres de vibration varient en fonction du type de structures étudiées. Chacun des oscillateurs est soumis à une force représentative de l'action sismique. La réponse en fonction de la période forme le spectre de réponse élastique. Étant donné les irrégularités des accélérogrammes mesurés au cours des séismes et parfois au manque de données, l'enveloppe d'un ensemble de spectre correspondants aux accélérogrammes enregistrés sur des sites ayant les mêmes propriétés au niveau de la nature du sol sera considéré comme le spectre de réponse.

L'Eurocode 8 se base sur les travaux de Newmark pour définir un spectre en déplacement. Celui-ci est obtenu en appliquant l'équation 2.3.

$$S_D(T) = S_a(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (2.3)$$

Cette équation est valable pour une période propre inférieure à 4 s. Au delà de cette période, le spectre est prolongé par une décroissance linéaire entre le plateau du spectre et le déplacement maximal au niveau du sol. Puis à partir de 10 s, le déplacement est défini constant.

2.3.2 Méthode de la charge uniforme : CU

La méthode statique équivalente, ou encore appelée méthode de la charge uniforme est à appliquer aux ponts réguliers d'importance normale ou aux ponts d'urgence situés dans une zone sismique faible ou modérée. La charge sismique $P_e = C_{sm} \cdot W / L$ est uniformément répartie sur toute la longueur du tablier. W étant le poids total du tablier et L sa longueur. Le coefficient C_{sm} est calculé par rapport au mode fondamental de la structure. Dans la direction longitudinale, la rigidité sera prise égale à la somme des rigidités des éléments résistants aux charges horizontales. Dans la direction transversale, la rigidité est définie par l'équation 2.4.

$$K = \frac{p_0 L}{V_{s,max}} \quad (2.4)$$

où p_0 est une charge uniforme quelconque et $V_{s,\max}$ la flèche maximale sous la charge p_0 .

2.3.3 Méthode spectrale unimodale : MU

La méthode unimodale doit être appliquée aux ponts réguliers d'importance normale située dans une zone sismique importante ou aux ponts irréguliers d'importance modérée. Cette méthode est basée selon l'hypothèse que le comportement dynamique de la structure est dicté par son premier mode de vibration. De plus, la forme du premier mode est prise égale à la déformée de la structure. Celle-ci, est obtenue en calculant la déformée issue d'une charge horizontale uniforme quelconque (p_0) appliquée au tablier de la structure.

La période fondamentale est obtenue en égalant l'énergie de déformation totale maximale emmagasinée par la structure à l'énergie cinétique totale maximale de la structure oscillante.

L'intensité de la force sismique p_e est définie par l'équation 2.5.

$$p_e = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} W(x) V_s(x) \quad (2.5)$$

où β et γ sont respectivement définis par les équations 2.6 et 2.7.

$$\beta = \int_0^L W(x) V_s(x) dx \quad (2.6)$$

$$\gamma = \int_0^L W(x) V_s^2(x) dx \quad (2.7)$$

La période fondamentale de vibration du pont est alors définie par l'équation 2.8.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} \quad (2.8)$$

où

$$\alpha = \int V_s(x) dx \quad (2.9)$$

2.3.4 Méthode spectrale multimodale : MM

Lorsque la structure a un comportement dynamique qui ne peut pas être approchée par un seul mode, le code CSA-S6-06 préconise d'utiliser la méthode spectrale multimodale. Elle consiste à superposer la contribution des premiers modes de vibration. Cette méthode se caractérise par un spectre de calcul, on prendra le spectre $C_{sm} = f(T)$ défini précédemment. De plus, la norme stipule qu'il faut considérer un nombre de modes dont la somme des masses modales représente au moins 90% de la masse totale de l'ouvrage. En ce qui concerne la combinaison des contributions modales, celle-ci doit être faite selon la méthode quadratique complète (CQC) lorsque la différence entre les périodes est supérieure à 10%, sinon la somme des valeurs absolues des valeurs modales est préconisée.

2.4 Méthodes de dimensionnement basées sur la performance

2.4.1 Méthodes simplifiées basées sur l'évaluation du déplacement

La méthode basée sur la performance, ou autrement appelée dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la structure et pas sur la sollicitation. En fait, la sollicitation sismique élastique est dès le départ réduite en fonction de la ductilité globale de la structure. Cela permet, d'une certaine manière, de prendre en considération les déformations plastiques de la structure.

Pour estimer la réponse d'une structure soumise à une action sismique, la majorité des codes de parasismique préconise des méthodes de conception basées sur les forces, tel que vu dans le paragraphe précédent. Néanmoins, de nouvelles méthodes simplifiées basées sur la performance sismique sont de plus en plus répandues depuis quelques années. L'utilisation de ces méthodes permet à la structure d'être dimensionnée ou évaluée en imposant un déplacement limite cible. L'intérêt de cette partie sera porté particulièrement sur deux méthodes simplifiées de conception basée sur l'évaluation du déplacement ; à savoir, la méthode du spectre de plastification dite "Yield Point Spectrum"(YPS) ainsi que la méthode dite directe

de conception basée sur les déplacements (DDBD).

2.4.2 Méthode du spectre de plastification(YPS)

Lorsqu'il s'agit de donner une représentation de l'étude de la réponse d'une structure sous l'effet de mouvements sismiques, la solution communément utilisée par la majorité des codes parasismiques est la construction d'un spectre de réponse maximale, en déplacement, en vitesse ou plus fréquemment en accélération. Ce spectre caractérisé pour un séisme donné est fonction de la période fondamentale de la structure. Du spectre élastique construit est déduit le spectre inélastique à ductilité constante. Il est obtenu en divisant par le spectre élastique par le facteur de réduction sismique (R). La méthode du spectre de plastification, "*Yield Point Spectra*" en anglais est une méthode de dimensionnement basée sur les déplacements plastiques. Elle nécessite, comme son nom l'indique, la construction d'un spectre de plastification correspondant à la ductilité du système étudié. Il s'agit d'un spectre de réponse sismique représentant le coefficient de force sismique C_y en fonction du déplacement limite élastique u_y à une ductilité fixée μ , tel que définie à l'équation 2.10. Cette méthode a été développée par Asheim et Black (2000).

$$C_y^\mu = \frac{F_y}{mg} = \frac{ku_y}{mg} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \frac{u_y}{g} \quad (2.10)$$

où F_y est la force sismique, m la masse du système oscillant et g l'accélération de pesanteur.

Dans ce rapport, seuls les spectres de plastification approximatés seront utilisés, c'est à dire les spectres construits à partir des données du spectre du code des ponts CAN/CSA-S6-06 et non pas à partir d'une secousse sismique donnée. Les variables C_y et u_y représenteront les variables du spectre de plastification approximaté tel que décrivent les équations 2.11,2.12.

$$C_y^\mu = \frac{Sa_{\text{code}}^\mu}{g} \quad (2.11)$$

$$u_y^\mu = \frac{Sa_{\text{code}}^\mu}{\omega^2} \quad (2.12)$$

Deux ingrédients importants sont à maîtriser pour pouvoir utiliser cette méthode. Le premier est le déplacement limite élastique ; celui-ci est déterminé par les propriétés intrinsèques du matériau. Le second est le facteur de réduction de force. En effet, pour passer du spectre YPS élastique construit à partir du spectre d'accélération du code CAN/CSA-S6-06 aux spectres inélastiques, il est nécessaire de faire intervenir un facteur de réduction de forme, cité dans la littérature sous le nom de facteur $R - \mu - T$. Les facteurs utilisés par la suite sont ceux développés par les chercheurs Nassar et Krawlinkler (1991), équation 2.13 et Miranda et Bertero (1994), équation 2.15. Le but sera ainsi de commenter la validité de ces facteurs.

$$R = [c(\mu - 1) + 1] \frac{1}{\bar{c}} \quad (2.13)$$

avec

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (2.14)$$

où a et b sont des paramètres de rigidité post-plastification α . Le tableau 2.1 présente les valeurs de a et b proposées par Nassar et Krawlinkler (1991).

Tableau 2.1 Paramètres à utiliser dans l'équation 2.14

α	a	b
0%	1.00	0.42
2%	1.01	0.37
10%	0.80	0.29

Pour un profilé de sol de type C et D, Miranda et Bertero (1994) propose un coefficient de réduction de force R :

$$R = \frac{\mu - 1}{\Phi} \quad (2.15)$$

avec

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

De plus, la méthode YPS est fondée sur une hypothèse importante : le comportement non

linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté est expliqué par la réponse du système à un seul degré de liberté équivalent. Ainsi, la ductilité en déplacement de toute structure est supposée égale à la ductilité du système à un seul degré de liberté équivalent.

Elle peut être résumée en cinq étapes comme cité ci-dessous.

- (i) Déterminer le déplacement cible correspondant à la performance souhaitée : Δ_t**
- (ii) Estimer le déplacement à la limite élastique et en déduire la ductilité : Δ_y and μ (Eq. 2.17)**
- (iii) Construire le spectre de plastification à la ductilité μ fixée en utilisant le spectre du code CAN/CSA-S6-06**
- (iv) Déterminer le coefficient de force plastique C_y correspondant au déplacement limite élastique Δ_y**
- (v) Calculer le cisaillement à la base : V_y Eq. 2.18**

$$\mu = \frac{\Delta_t}{\Delta_y} \quad (2.17)$$

$$V_y = C_y W \quad (2.18)$$

où W est le poids sismique.

2.4.3 Méthode DDBD ("Direct Displacement-Based Design")

La méthode DDBD est une méthode simplifiée pour l'évaluation de la réponse inélastique des structures. Elle permet d'éviter l'analyse dynamique directe non linéaire, longue et très coûteuse (Chopra 1999). La méthode de conception basée sur les forces consiste à construire le spectre de réponse inélastique afin de déterminer les forces agissant sur la structure. Par la suite, les déformations occasionnées par ces forces sont comparées aux déformations ad-

missibles. Si le critère d'admissibilité n'est pas respecté, une autre analyse doit être effectuée jusqu'à tant qu'elle soit respectée. La méthode DDBD basée sur les déplacements permet de prendre le déplacement cible comme point de départ.

Des précurseurs dans le dimensionnement des ponts par la méthode directe DDBD sont Calvi et Kingsley (1995). Ils sont parmi les premiers chercheurs à avoir proposé une procédure, celle-ci se base sur le concept de linéarisation équivalente introduite par Sibata et Sozen (1976), illustrée par la figure 2.5. Par la suite, d'autres chercheurs ont proposés des procédures améliorées de cette méthode. On peut citer les travaux de Kowalsky (2000), Dwairi et Kowalsky (2006) qui ont écrit des guides d'utilisation avec un ensemble d'exemples d'applications aux ponts types. Priestley et al. (2007) a quant à lui, avec l'aide d'autres chercheurs, écrit un livre décrivant toute la méthodologie du DDBD et plus récemment encore Suarez et Kowalsky (2010).

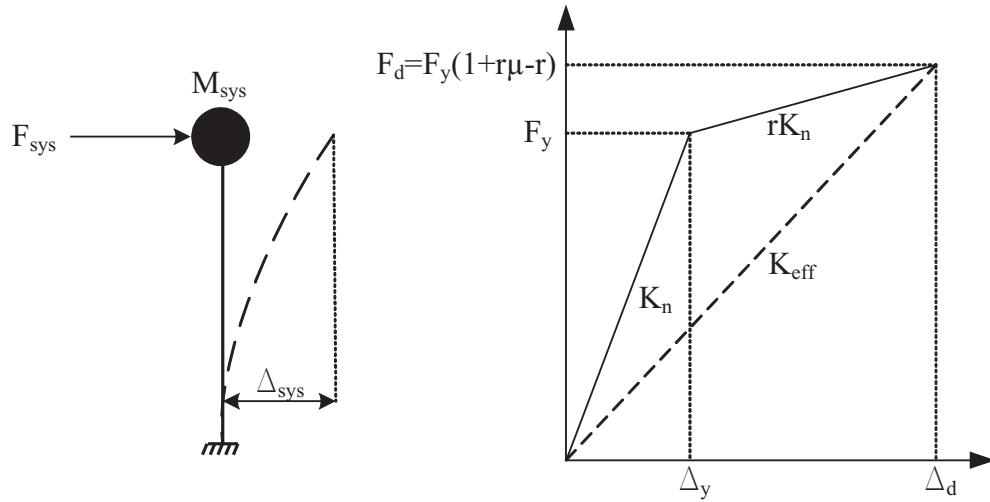


Figure 2.5 Linéarisation à un système équivalent [adapté de Priestley et al. 2007]

La méthode DDBD consiste à estimer la réponse de systèmes inélastiques par des systèmes linéaires équivalents à un seul degré de liberté caractérisés par les équations 2.19, 2.20 et 2.21.

$$\Delta_{\text{sys}} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i} \quad (2.19)$$

$$M_{\text{eff}} = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \Delta_i}{\Delta_{\text{sys}}} \quad (2.20)$$

$$K_{\text{eff}} = \frac{4 \pi^2 M_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}^2} \quad (2.21)$$

Cette approximation est liée à l'énergie d'hystérèse absorbée. La méthodologie du DDBD peut être globalement résumée par les étapes suivantes :

(i) Déterminer un profil de déplacement cible : Δ_{di}

(ii) Estimer le déplacement limite élastique et en déduire la ductilité :

Δ_y et μ (équation 2.17)

(iii) Estimer le coefficient d'amortissement équivalent : ξ_{eq}

la partie suivante propose un état de l'art des équations approximant

le coefficient d'amortissement équivalent.

(iv) Réduire le spectre de déplacement à un coefficient d'amortissement

ξ_{eq} en utilisant le facteur de réduction d'amortissement η :

En déduire la période effective T_{eff}

(v) Déterminer les masse et rigidité effectives : M_{eff} et K_{eff}

(Equations 2.20 & 2.21)

Distribuer le cisaillement à la base (V_b) proportionnellement au profil de

déplacement supposé à l'aide de l'équation 2.22.

$$V_{b,\text{tot}} = \Delta_d K_{\text{eff}} \quad (2.22)$$

Les divergences entre les différents auteurs se situent particulièrement au niveau de la méthodologie pour estimer le profil déplacement cible de la structure. Cette étape constitue donc un maillon important dans la méthode DDBD. De plus, bien qu'existante depuis quelques années, cette méthode n'est toujours pas présente dans les codes de conception parasismique actuels des ponts (Eurocode 8, AASHTO 2009, CSA-S6-06). La méthode en capacité existe néanmoins dans certains codes (Eurocode 8, AASHTO 2009) même si une vérification à l'aide d'analyses non linéaires est exigée. Kappos (2012) explique que cette méthode n'est pas adaptée à tous les ponts, certains ne pouvant pas être contrôlés par les déplacements. De plus, il semblerait que les ponts situés dans des zones où les déplacements maximum décrits par les spectres de conception sont trop faibles ne peuvent pas être utilisés dans la mesure où il serait plus petit que le déplacement limite élastique.

Etat de l'art sur les coefficients d'amortissements équivalents ξ_{eq} à utiliser dans la méthode DDBD

L'estimation du coefficient visqueux équivalent (ξ_{eq}) est une phase très importante dans la méthode DDBD.

Ainsi, comme décrit dans les étapes du DDBD, l'amortissement équivalent permet de relier le déplacement maximum et la période effective d'un système inélastique à une ductilité donnée. Ce concept d'amortissement équivalent a été introduit par Jacobson (1930). Il a proposé de remplacer les systèmes inélastiques avec des mécanismes d'amortissement complexes par des oscillateurs élastiques caractérisés par un amortissement visqueux. Il établit alors un critère d'équivalence entre les systèmes inélastiques et élastiques soumis à un même niveau de déformation imposée. Il évalue donc la solution en régime permanent d'un système à un degré de liberté en égalant l'énergie dissipée par ce système à l'énergie dissipée par la réponse à un cycle sinusoïdal d'un système linéaire avec un amortissement visqueux équivalent. Ainsi, ξ_{eq} est égal au rapport de l'énergie dissipée par l'énergie totale introduite dans le système comme décrit dans l'équation 2.23 et l'illustre la figure 2.6.

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{4\pi} \frac{E_h}{E_d} \quad (2.23)$$

où E_h dénote l'énergie d'hystérèse, E_d est l'énergie de déformation et ξ_0 l'amortissement matériel visqueux inhérent à la structure.

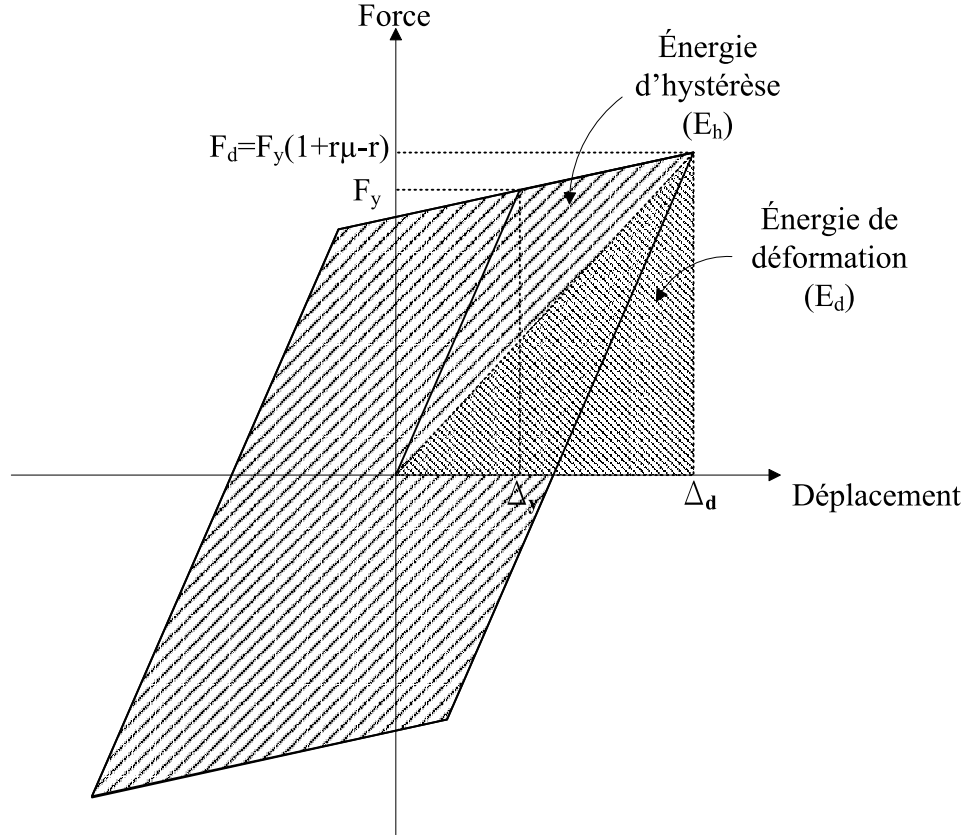


Figure 2.6 Energie d'hystérèse et de déformation

Il existe différentes formulations du coefficient d'amortissement équivalent. Celles-ci utilisent l'approche de Jacobson (1930) et dépendent de deux ingrédients essentiels : le choix de l'accélérogramme et du cycle d'hystérèse. Six cycles d'hystères sont couramment utilisés : le cycle élastique parfaitement plastique, figure 2.7(a), (Otani (1981)) caractérise généralement les systèmes d'isolation. Le cycle bilinéaire, (Otani (1981)) figure 2.7(b) est un modèle utilisé pour représenter le comportement des structures de type pont sismiquement isolé. Les

deux modèles de Takeda, Loeding et al. (1998), figure 2.7(c) et(d) "étroit" et "large" représentent respectivement la réponse ductile à des structures de type piles de ponts ou murs en béton renforcé et des ossatures en béton renforcé. Le modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood (1943),figure 2.7(e) représente le comportement ductile des structures en acier et le "flag-shaped", ou encore drapeau figure 2.7(f) permet de représenter des structures post-contraintes.

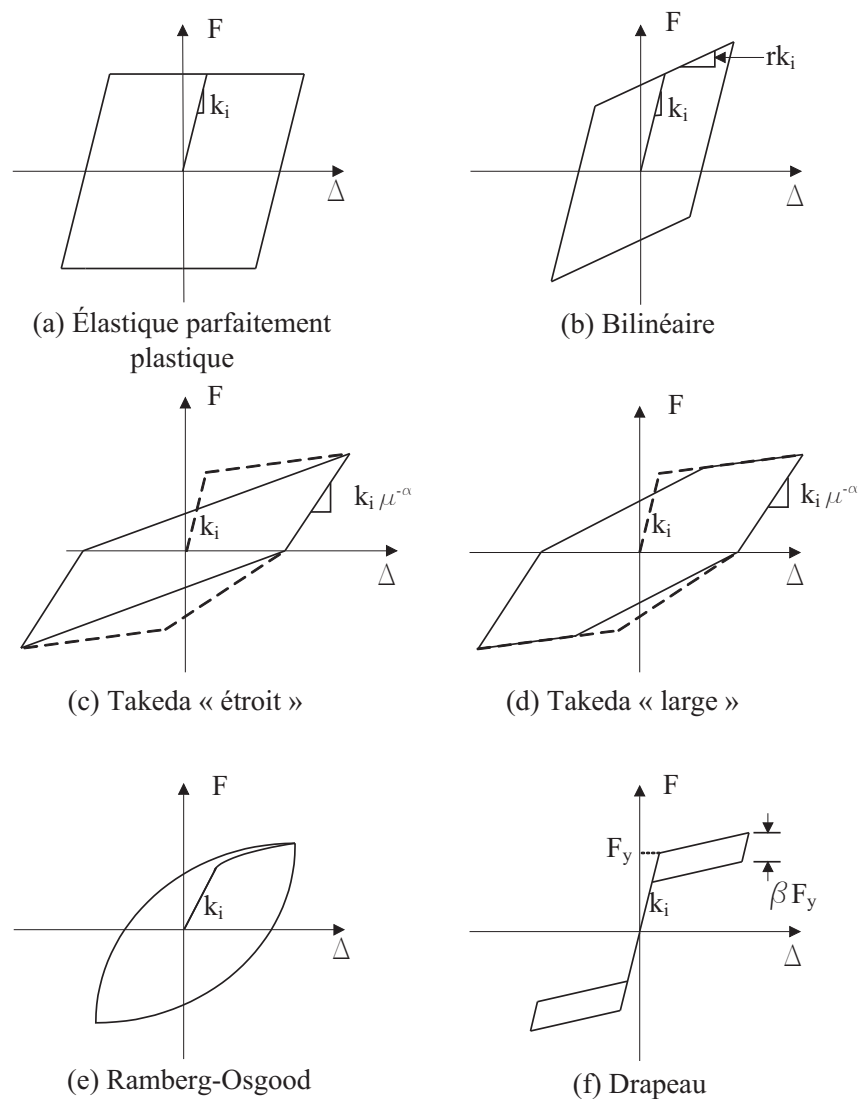


Figure 2.7 Cycles d'hystérèse

Hudson(1965) a évalué l'amortissement équivalent en étudiant plusieurs cycles d'hystérèse différents. Il conclut que, pour une courbe d'hystérèse bilinéaire, le coefficient d'amortissement visqueux est inférieur à 15.9% et que pour la plupart des autres courbes il est inférieur à cette valeur. En assimilant l'énergie dissipée par un système inélastique à un système linéaire équivalent, il établit l'équation 2.24. Pour ce faire, huit exemples de tremblements de terre ont été utilisés pour chaque réponse (linéaire et non linéaire), et la moyenne a été prise en compte. Cette formulation semble poser problème pour les systèmes à périodes très courtes, et pour les systèmes ayant un cycle d'hystérèse différent de celui utilisé (exemple béton précontraint).

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \frac{\mu - 1}{\mu^2} \quad (2.24)$$

où ξ_0 est le coefficient d'amortissement élastique et μ la ductilité du système

Gulkan et Sozen (1974) ont soumis deux cadres en béton renforcé à un chargement sinusoïdal. Les cadres sont supposés agir comme des systèmes à un degré de liberté. Le coefficient d'amortissement a été évalué en considérant que l'énergie apportée par le mouvement à la base, horizontal et uniaxial, est entièrement dissipée par un système élastique associé avec un amortissement visqueux de substitution, comme le montre l'équation 2.25. Le terme de gauche représente l'énergie apporté et le terme de droite est l'énergie dissipée par l'amortisseur imaginaire multipliée par le coefficient d'amortissement.

$$m \int \ddot{x}_g \dot{x} dt = -\xi_{eq} \left(2m\omega_n \int \dot{x}^2 dt \right) \quad (2.25)$$

où \ddot{x}_g est l'accélération au sol, ξ_0 le coefficient d'amortissement élastique et \dot{x} la vitesse de la masse.

En faisant la moyenne de tous les coefficients d'amortissement équivalents évalués, il obtient la formulation suivante :

$$\xi_{eq} = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (2.26)$$

où ξ_0 représente le coefficient d'amortissement élastique et μ la ductilité du système.

Iwan et Gates (1979) utilisent une approche statistique pour obtenir des périodes effectives et coefficients d'amortissement optimums. Ils ont effectué des analyses transitoires pour plusieurs systèmes à un seul degré de liberté ayant des périodes naturelles comprises dans l'intervalle $[0.4s; 4s]$ soumis à 12 tremblements de terre différents. Il obtient la valeur empirique suivante pour le coefficient d'amortissement équivalent :

$$\xi_{eq} = \xi_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.371} \quad (2.27)$$

où ξ_0 est le coefficient d'amortissement élastique et μ la ductilité du système

Chopra et Goel (1999) ont utilisé l'approche de Jacobson(1930) avec les modèles hystériques de Takeda et celui d'un système bilinéaire.

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{2}{\pi} \frac{(\mu - 1)(1 - r)}{\mu(1 + r\mu - r)} \quad (2.28)$$

où ξ_0 est le coefficient d'amortissement élastique, μ la ductilité du système et r le ratio de la courbe de réponse post-élastique.

Kwan(2003) utilise la même approche que Jacobson (1930). Pour tenir compte du comportement physique du système, il développe des formules empiriques qui dépendent du comportement hystérique de chaque système ainsi que de leur période associée.

Il a étudié des systèmes à un degré de liberté en faisant varier les caractéristiques suivantes

- Quinze périodes différentes variant de 0.1s à 1.5s
- Six modèles de comportement hystériques (élastoplastique, bilinéaire élastique, Takeda, hyper-élastique)
- Un coefficient d'amortissement visqueux $\xi_0 = 0.05$
- Quatre ductilités $\mu = [2, 3, 6, 8]$

$$\xi_{eq} = \frac{2C_2}{\pi} \left(\frac{T_{eq}}{T_n} \right)^2 \frac{\mu - 1}{\mu^2} + 0.55 \left(\frac{T_{eq}}{T_n} \right)^2 \xi_0 \quad (2.29)$$

où ξ_0 est le coefficient d'amortissement élastique, μ et T_n respectivement la ductilité et période naturelle du système, T_{eq} la période du système équivalent à un degré de liberté et C_2 le coefficient de réduction.

La formulation de Priestley et al. (2007), équation 2.30 est caractéristique du comportement des piles de ponts.

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \frac{\mu - 1}{\mu\pi} \quad (2.30)$$

où μ est la ductilité du système.

2.5 Les déplacements résiduels

L'évaluation de l'endommagement des structures après un tremblement de terre est très complexe. Il en va de la responsabilité de l'ingénieur de déterminer si une structure est suffisamment sécuritaire pour pouvoir assurer sa fonction. C'est pourquoi évaluer et prévoir les propriétés structurales d'une structure après un tremblement de terre est primordial. Après des mouvements sismiques, la structure se déforme. Lorsque les déplacements de la structure dépassent leur limite élastique, les matériaux subissent des déformations plastiques permanentes déformations résiduelles, voir figure 2.8. Les ponts ont beaucoup été affectés par ces déplacements résiduels, on peut citer l'exemple du Chili et la Nouvelle Zélande.

Plusieurs paramètres influencent les déplacements résiduels. Certaines études montrent que le comportement hystérétique d'une structure a une influence sur les déplacements résiduels. D'après les études de Riddell et Newmark (1979), Mahin et Bertero(1981), Pampanin et al. (2002), Ruiz-Garcia et Miranda (2006), les déplacements résiduels calculés pour des systèmes à un seul degré de liberté ayant un comportement d'hystérèse avec dégradation de la rigidité sont, en moyenne, plus petits que ceux n'ayant pas de comportement avec dégradation de la rigidité. De plus, il semblerait qu'ils soient plus sensibles au comportement hystérétique que les déplacements maximums (Pampanin et al. (2002), Dazio (2004)).



Figure 2.8 Déplacements résiduels dans le sens : a) longitudinal, b) transversal [tiré de <http://www.eqclearinghouse.org>]

De plus, plusieurs recherches ont été effectuées concernant l'influence du coefficient de résistance sur les déplacements résiduels. Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la demande en résistance élastique et la résistance limite élastique du système. Ruiz-Garcia et Miranda (2005) ont étudié plus précisément la dépendance du coefficient résiduel

γ , correspondant au rapport entre le déplacement résiduel et le déplacement maximum, et du coefficient de résistance. Il en résulte que pour des systèmes élastoplastiques à un degré de liberté, la moyenne des γ croît avec l'augmentation du coefficient de résistance, pour des coefficients de résistance inférieurs à 3. Cependant, pour des systèmes à coefficients de résistances compris entre 3 et 6, les déplacements résiduels sont, en moyenne, égaux à la moitié du pic inélastique de déplacement ($\gamma = 0.5$) et indépendant de la période du système. Ruiz-Garcia et Miranda (2005, 2006) se sont intéressés à la dépendance du ratio de déplacement résiduel C_r de systèmes à 1 DDL sur le coefficient de résistance. Ils concluent que pour des systèmes élastoplastiques ayant une période propre de vibration inférieure à 0.5 s, la moyenne des coefficients C_r est très sensible au coefficient de résistance. Pour les systèmes à période supérieure à 1 s, une sensibilité est observée pour des coefficients de résistance inférieurs à 3. Pour des coefficients de résistance supérieurs à 3, les déplacements résiduels deviennent, en moyenne, égaux à la moitié de la demande en déplacement élastique, soit $C_r = 0.5$.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur l'influence de la nature du site sur les déplacements résiduels. D'après Kawashima et al. (1998), la moyenne des coefficients résiduels S_{RDR} ne dépend pas de la nature du site. Ruiz-Garcia et Miranda (2005), quant à eux, ont étudié la dépendance du coefficient de déplacement résiduel C_r à la magnitude du tremblement de terre et à la distance entre le site et la faille. Ils concluent qu'il n'y a pas de dépendance significative entre ces paramètres. D'après Fu et Menun (2006), les fortes impulsions en vitesse peuvent amener d'importants déplacements résiduels.

Définition des niveaux de performance :

Afin de définir un niveau de performance sismique, des limites dans le déplacement résiduel ont été proposées dans plusieurs documents différents. La majorité s'adresse aux structures de type bâtiment.

Dans le rapport technique de la SEAOC (1995), cinq niveaux de performances sont différenciés : complètement opérationnel, opérationnel, sécuritaire, effondrement proche et effondrement. Dans le rapport de la FEMA 273 (1997), quatre niveaux sont définis : opérationnel,

occupation immédiate, sécuritaire, effondrement possible.

Kawashima et al. (1998) a présenté les exigences concernant la conception des ponts au Japon en matière de déplacement résiduel. Celui-ci est limité à 1% la hauteur de la pile de pont. Si cette limite est dépassée, le pic de demande en ductilité est réduit ou la rigidité postélastique est augmentée. La JSCE (2000) évalue le déplacement résiduel à l'aide de la formule suivante :

$$\Delta_R = C_R(\mu_R - 1)(1 - r)\Delta_y \quad (2.31)$$

où r dénote du facteur bilinéaire, défini comme étant le rapport entre la rigidité post-élastique et la rigidité élastique.

2.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté l'enjeu des recherches en génie parasismique au Canada. Il a permis de mettre en relief deux grandes zones à risque : l'Est canadien à haut contenu fréquentiel lié à des champs de contraintes du bouclier canadien et l'Ouest au bas contenu fréquentiel dont la cause provient de la tectonique des plaques. De plus, les séismes historiques et simulés qui seront utilisés dans ce mémoire ont été présentés.

Dans cette revue de littérature on a pu prendre connaissance des exigences du code des ponts en vigueur, CSA-S6-06, en ce qui concerne l'aspect parasismique. Suivant l'importance et la régularité du pont, une méthode de conception différente est exigée. La méthode de la charge uniforme a été présentée ainsi que les méthodes dynamiques unimodales et multimodales.

Ensuite, deux méthodes de conceptions basées sur les déplacements ont été développées : la méthode du spectre de plastification (YPS) et la méthode de dimensionnement direct basée sur les déplacements. A travers ces deux méthodes ont été expliqué les différences entre une conception basée sur les forces, préconisée par le code CSA-S6-06 et basée sur les déplacements.

Enfin, la problématique du déplacement résiduel a été abordée. Même si le code CSA-S6-06 ne spécifie aucune restriction concernant les déplacements résiduels d'autres codes limitent ce type de déplacements.

CHAPITRE 3

CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX ÉLASTIQUES DES SÉISMES HISTORIQUES

3.1 Introduction

Dans ce chapitre les données sismiques historiques représentatives de l'est du Canada sont analysées. La base de données d'accélérogrammes historiques se constituent de 76 enregistrements composantes X et Y confondues. Il s'agit des séismes de : Miramichi 1982 (5 sites), Nahanni 1986 (5 sites), Saguenay 1988 (10 sites), Cap-Rouge 1997 (3 sites), Rivière-du-Loup 2005 (6 sites), Val-des-bois 2010 (8 sites).

3.2 Filtres et corrections de la ligne directrice

Les accélérogrammes recueillis lors à la suite d'un séisme ne représentent pas exactement la secousse sismique. Les erreurs peuvent provenir de différentes causes, d'après Boore et Bommer (2005) elles proviennent essentiellement de :

- l'utilisation des accélérographes analogues. Ceux-ci fonctionnent à l'aide d'un pendule dont la fréquence de vibration peut modifier le signal enregistré.
- l'erreur lors de la numérisation des signaux
- le choix de conditions initiales nulle, cela influe les vitesses et déplacements (constantes d'intégration)

Pour ces raisons, tous les accélérogrammes étudiés ont été filtrés de 0.1 à 50 Hz (correspondant à des périodes situées entre 0.02 et 10 s en utilisant des filtres passe-bandes à l'aide du logiciel SeismoSignal, Seismosoft (2010)). De plus, lorsqu'il était nécessaire, certaines corrections de la ligne directrice ont été apportées.

La figure 3.1 présente les déplacements de deux enregistrements du séisme du Cap Rouge. On distingue en rouge les déplacements de l'enregistrement sans modification aucune et en noir les déplacements après avoir été filtrés. Les composantes non filtrés des figures 3.1 (a) et (b) montrent d'emblée que les déplacements ont besoin d'être filtrés et corrigés. Ainsi, après avoir été filtrés les déplacements oscillent bien autour de zéro. Les figures 3.1 (c) et (d) présentent les spectres de déplacement calculés pour les deux enregistrements étudiés dans les figures 3.1 (a) et (b). On remarque dans la figure 3.1 (c) que le filtre a un effet important dans le spectre de réponse en déplacement, notamment pour des périodes fondamentales comprises entre 3 et 10 s. Néanmoins cet effet n'est pas toujours vérifié comme l'illustre la figure 3.1 (d) où les déplacements spectraux du signal non modifié est presque confondu à celui du signal filtré.

3.3 Caractérisation des spectres de réponse en déplacements élastiques

Une première approche a d'abord été utilisée pour caractériser les spectres de réponse en déplacement élastiques historiques. Celle-ci se base essentiellement sur une caractérisation de l'allure des courbes. Daneshvar et Bouaanani (2012) explique que les séismes historiques de l'est du Canada pourrait être divisés en trois familles basées sur l'allure des courbes spectrales.

La figure 3.2 présente l'allure des spectres de réponse en déplacements élastiques calculés à partir d'un échantillon de 12 séismes provenant de la base de données des séismes historiques traités.

Il en ressort essentiellement 3 allures de spectres de réponse en déplacements élastiques. La première tendance comprend les figures 3.2(a), 3.2(d), 3.2(g) et 3.2(j). Elle montre un déplacement maximum dans un intervalle de périodes courtes, environ à 1 s puis la demande en déplacement décroît jusqu'à se stabiliser et tendre vers une constante.

La seconde tendance est mise en relief par les figures 3.2(b), 3.2(e) et 3.2(h). Elle correspond à un accroissement de la demande en déplacement jusqu'à de hautes périodes, entre 9 et 10 s.

La dernière allure pourrait être représentée par les figures 3.2(c) et 3.2(i). Elle montre une

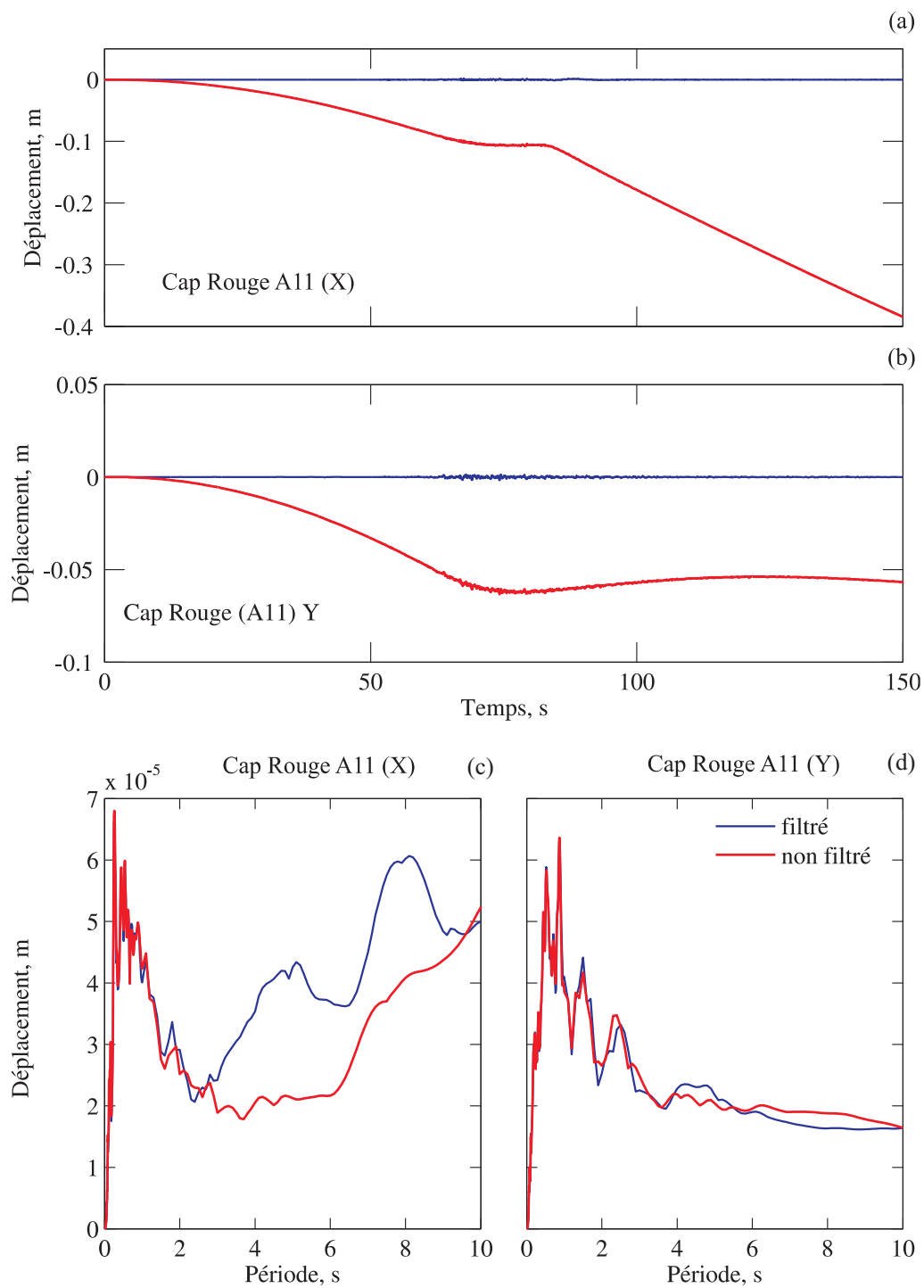


Figure 3.1 (a) Déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W=4.9$ et $R_E=105$ km, composante X) ; (b) Déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W=4.9$ et $R_E=105$ km, composante Y) (c) Spectres de déplacements élastiques pour un amortissement de 5% filtré et non filtré (Cap-Rouge $M_W=4.9$ et $R_E=105$ km, composante X, composante Y et moyenne)

demande maximum en déplacement à un intervalle de périodes intermédiaire autour de 2 s, puis une décroissance vers une constante non atteinte à 10 s.

Néanmoins, certaines figures ne correspondent à aucune des 3 tendances citées précédemment, notamment la figure 3.2(k), ce qui rend la caractérisation des séismes historiques selon l'allure des spectres difficile.

Ainsi, une seconde approche a été abordée dans le but de caractériser les secousses sismiques historiques. Il s'agit d'un regroupement par familles selon le couple (M_W, R_E) , c'est à dire en fonction de la magnitude du moment sismique M_W et de la distance épacentrale R_E .

Ainsi, on distingue 10 familles de séismes historiques :

1. $M_W \leq 5.5$ et $R_E \leq 10$: cela comprend tous les séismes de Miramichi et un séisme de Nahanni Slide Mountain.
2. $M_W \leq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$: on retrouve 2 séismes de Rivière-du-Loup Sainte-Mathilde et Saint-Simeon et d'un séisme de Nahanni Battlement Creek.
3. $M_W \leq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$: il s'agit d'un séisme de Rivière-du-Loup Rivière Ouelle et d'un séisme de séismes de Val-des-Bois Ottawa (OT002).
4. $M_W \leq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$: on retrouve 3 séismes de Rivière-du-Loup St-Roch, La Malbaie, Misère et tous les séismes de Val-des-bois excepté OT002.
5. $M_W \leq 5.5$ et $R_E \geq 90$: cela comprend 3 séismes de Cap-Rouge St-Roch, Rivière Ouelle, Misère.
6. $M_W \geq 5.5$ et $R_E \leq 10$: il s'agit d'un séisme de Nahanni Iverson
7. $M_W \geq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$: on retrouve un séisme de Nahanni Battlement Creek.
8. $M_W \geq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$: on retrouve un séisme du Saguenay Chicoutimi Nord.
9. $M_W \geq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$: il s'agit d'un séisme du Saguenay St André du Lac.

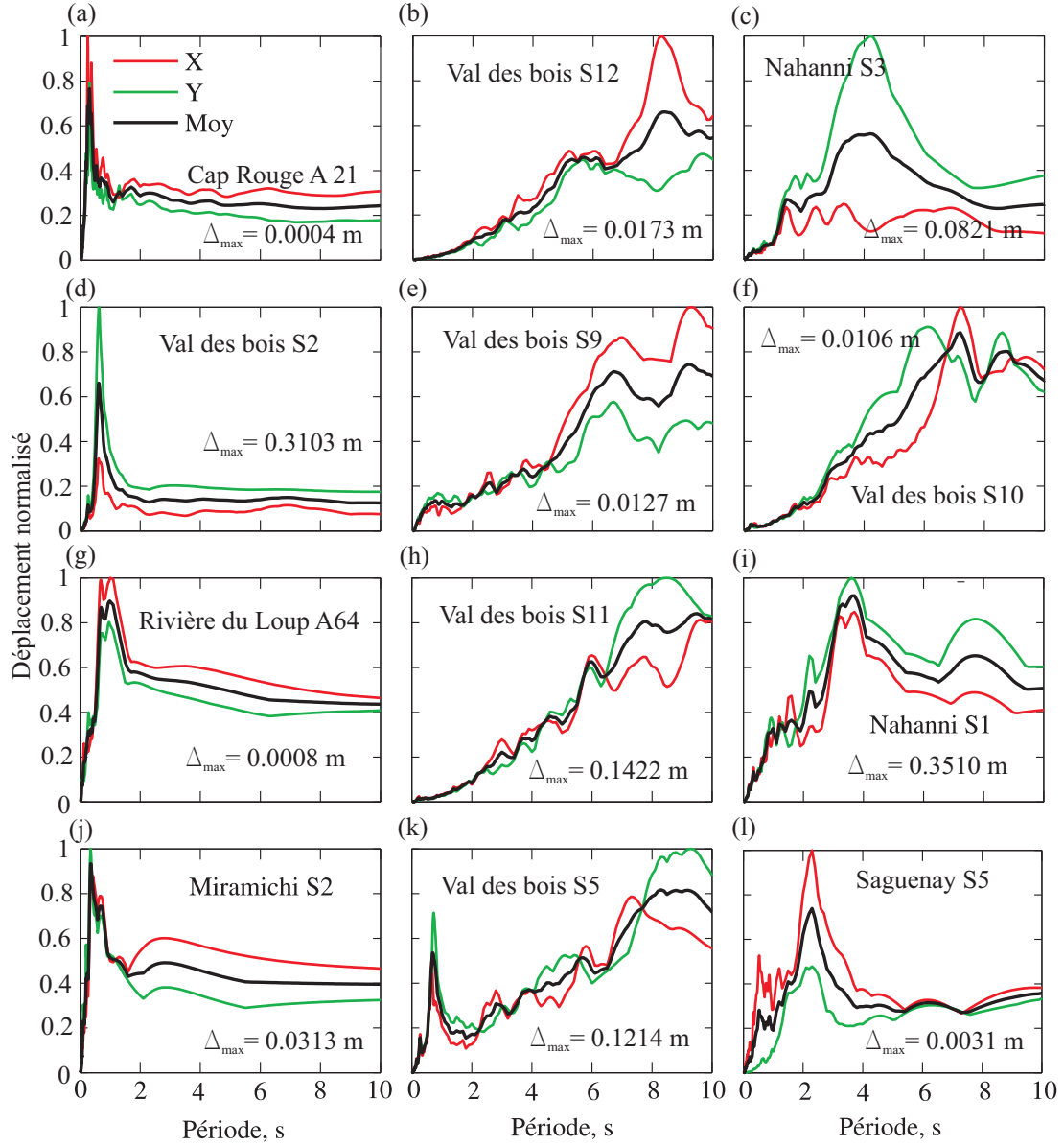


Figure 3.2 Spectre de réponse en déplacement élastique pour un amortissement de 5% : (a) Cap-Rouge $M_W = 4.9$ et $R_E = 105$ km ; (b) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 48.9$ km ; (c) Saguenay $M_W = 5.9$ et $R_E = 109.7$ km ; (d) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 57.5$ km ; (e) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 58.7$ km ; (f) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 59.7$ km ; (g) Rivière-du-loup $M_W = 4.7$ et $R_E = 14.8$ km ; (h) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 63.3$ km ; (i) Nahanni $M_W = 6.8$ et $R_E = 6.8$ km ; (j) Miramichi $M_W = 4.9$ et $R_E = 4.8$ km ; (k) Val-des-bois $M_W = 5.2$ et $R_E = 47.3$ km ; (l) Nahanni $M_W = 4.3$ et $R_E = 5.6$ km

10. $M_W \geq 5.5$ et $R_E \geq 90$: cela comprend tous les séismes du Saguenay excepté Chicoutimi Nord et St André du Lac.

La figure 3.3 représente les spectres de réponse en déplacement élastique à un amortissement $\xi = 5\%$ pour l'ensemble des accélérogrammes de notre base de données des séismes historiques triés en fonction des 10 familles caractérisées précédemment. On remarque d'emblé le peu d'accélérogrammes caractérisant les familles, en particulier les familles 1, 2, 6, 7, 8 et 9 montrées par les figures 3.3(a), (b), (c), (d), (f) et (h).

La figure 3.4 montre les spectres de réponse en déplacement élastique moyen à des amortissements de 5, 10, 15, 20 et 30%.

Les remarques suivantes ont été observées :

Pour les familles de magnitude $M_W \leq 5.5$,

- les familles 2, 3 et 5, figures 3.4 (c), (e), et (i) ont des allures très semblables caractérisées par une croissance aux alentours de 1 s, suivie d'une décroissance jusqu'à 2 s, puis une deuxième croissance vers un maximum de déplacement entre 7 et 9 s convergeant vers un plateau non atteint à 10 s. La famille 1, 3.4 (a) a une allure similaire pour des périodes différentes, c'est à dire que les deux croissances successives se font respectivement à 2 et 7 s.
- la famille 5, figures 3.4 (g) a un comportement différent. On ne distingue qu'une seule croissance pour une période intermédiaire de 4 s puis une décroissance vers un plateau.

Pour les familles de magnitude $M_W \geq 5.5$

- les familles 6, 7 et 8 illustrées aux figures 3.4 (b), (d), et (f) ont des allures similaires caractérisées par une croissance aux alentours de 1 s, suivie d'une décroissance vers un plateau jusque 4 s environ, puis on observe une nouvelle croissance divergente pas forcément atteinte à 1 s.

- la famille 10, figure 3.4 (j) a un comportement semblable aux précédentes pour les courtes périodes, et diffère par la suite, on ne distingue pas vraiment de décroissance divergente
- La famille 9, figure 3.4 (h) a une allure similaire à la figure 3.4 (g) les courbes croissent jusqu’à une période intermédiaire de 3.6 s puis décroît vers un plateau.

Les spectres de réponse en déplacement élastique moyens doivent être évalués en fonction du nombre d’accélérogrammes utilisés pour leur constructions. Étant donné le nombre insignifiant d’accélérogrammes caractérisant les familles 1, 2, 6, 7, 8 et 9, aucune conclusion ne pourra être apportées aux figures 3.4(a), (b), (c), (d), (f), (h).

3.4 Conclusions

Dans ce chapitre, une base de données de 76 enregistrements de séismes historiques caractéristiques des secousses sismiques de l’est du Canada a été étudié.

Afin de caractériser les spectres de réponse en déplacements élastiques des séismes historiques, une première étape a consisté à étudier l’effet du filtrage et de la correction de la ligne directrice. Ainsi l’impact peut être très différent d’un accélérogramme à un autre. Pour certains, l’effet se fait grandement ressentir alors que pour d’autres il n’y a aucun impact.

Pour chaque accélérogramme, des filtres passe-bandes ont été utilisés pour filtrer le signal dans un intervalle de fréquences allant de 0.1 à 50 Hz.

La seconde étape a consisté à classifier les données selon deux approches. Tout d’abord, les accélérogrammes ont été regroupés par allure générale de leur spectre et globalement, trois tendances se démarquent. Puis une classification selon le couple (M_W, R_E) a été adoptée.

Étant donné le manque de données en ce qui concerne les séismes de l’Est du Canada, on se propose d’étudier des séismes simulés.

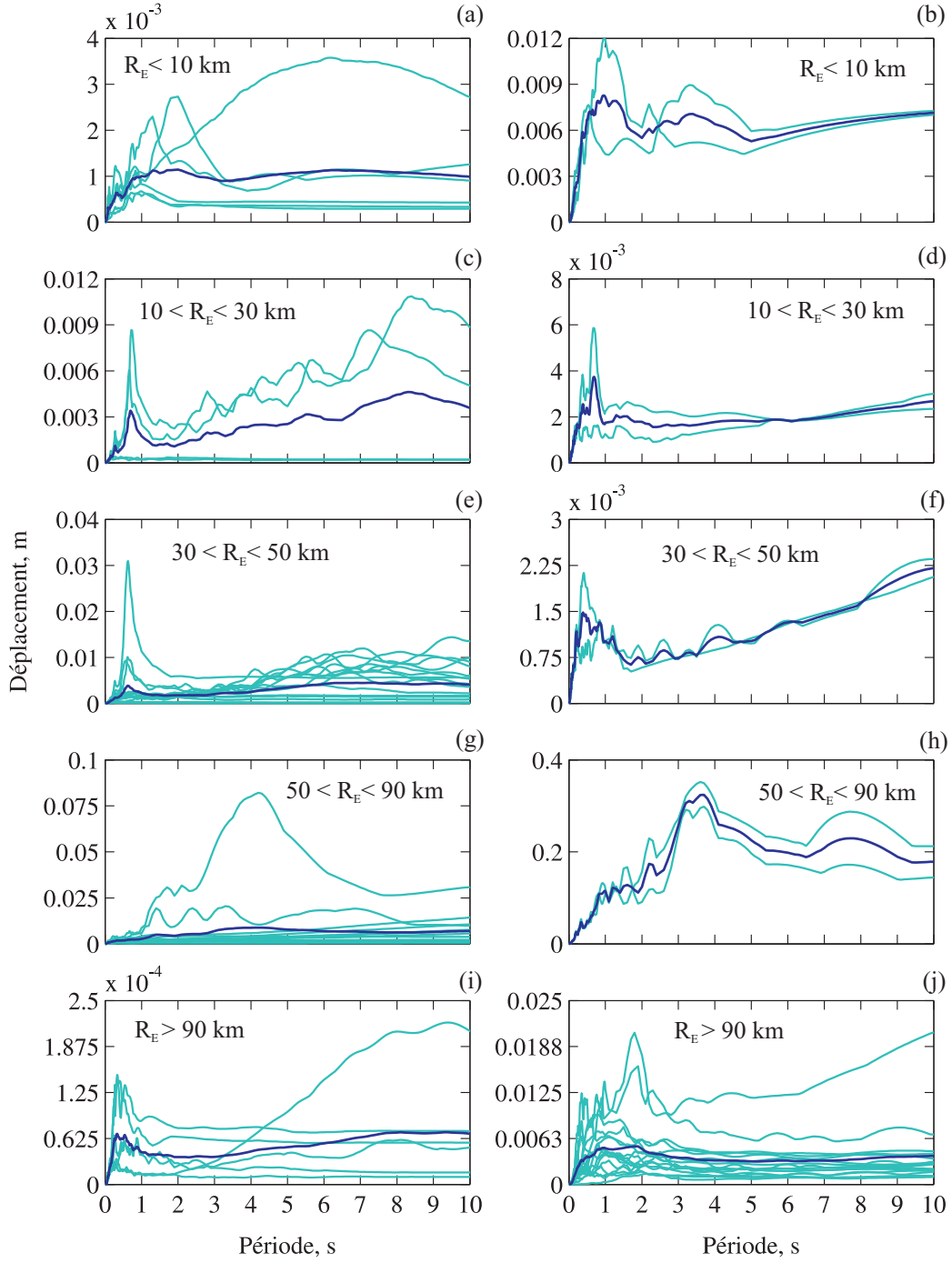


Figure 3.3 Spectre de réponse en déplacements élastiques pour un amortissement de 5% : (a) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (b) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (c) $M_W \leq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (d) $M_W \geq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (e) $M_W \leq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (f) $M_W \geq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (g) $M_W \leq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (h) $M_W \geq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (i) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \geq 90$; (j) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \geq 90$

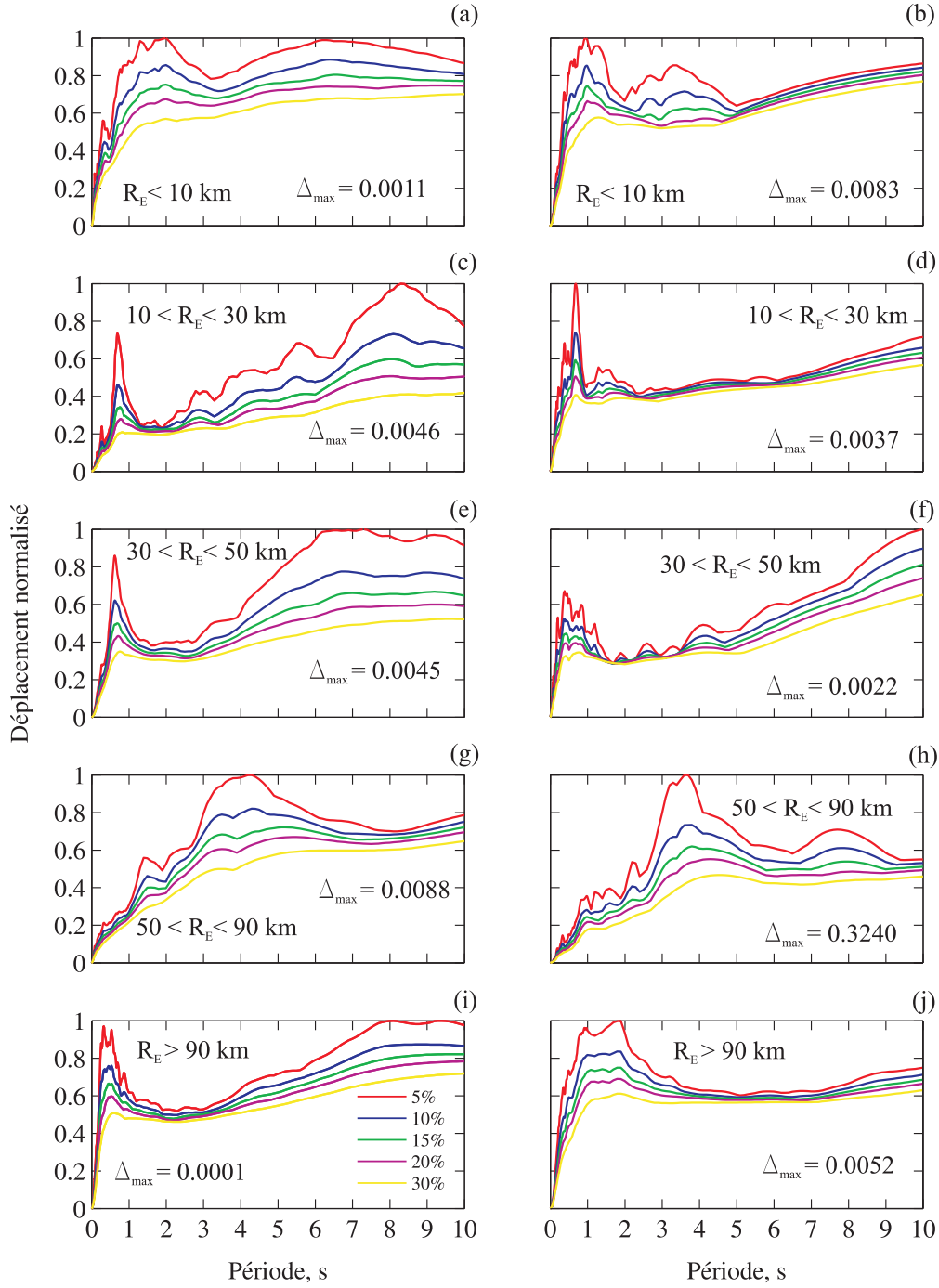


Figure 3.4 Spectre de réponse en déplacements élastiques pour des amortissements de 5, 10 15 20 et 30% : (a) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (b) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \leq 10$; (c) $M_W \leq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (d) $M_W \geq 5.5$ et $10 \leq R_E \leq 30$; (e) $M_W \leq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (f) $M_W \geq 5.5$ et $30 \leq R_E \leq 50$; (g) $M_W \leq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (h) $M_W \geq 5.5$ et $50 \leq R_E \leq 90$; (i) $M_W \leq 5.5$ et $R_E \geq 90$; (j) $M_W \geq 5.5$ et $R_E \geq 90$

CHAPITRE 4

CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX ÉLASTIQUES DES SÉISMES SIMULÉS

4.1 Introduction

Les spectres de réponse en accélération ou en déplacement des systèmes à un degré de liberté (SDL) pour un amortissement de 5%, sont très utilisés dans le domaine de la conception parasismique. Cependant, dans certains cas, il est nécessaire de considérer un spectre de réponse calculé à d'autres valeurs d'amortissement. Il existe plusieurs procédures permettant de calculer les spectres de déplacements pour un amortissement donné. Dans ce chapitre, les deux techniques suivantes seront explorées :

- Soumettre des SDLs caractérisés par un amortissement donné ξ aux accélérogrammes simulés décrits plus loin pour obtenir directement les spectres de déplacement élastiques correspondant à l'amortissement ξ grâce à des analyses temporelles.
- Développer des facteurs de réduction d'amortissement η permettant d'obtenir un spectre des déplacements élastiques correspondant à un amortissement donné ξ en réduisant le spectre des déplacements correspondant à 5 %.

De nombreux chercheurs ont développé de tels facteurs de réduction d'amortissement, notamment Newmark et Hall (1973,1982), Kawashima et Aizawa (1986), Bommer et al.(2000), Lin et Chang (2003) ou encore Faccioli (2009). Dans ce chapitre, la performance de plusieurs formulations disponibles dans la littérature sera évaluée en tenant compte des spécificités de l'aléa sismique au Canada, en particulier à l'est du pays. Une formulation adaptée à ce contexte sismique sera également présentée et validée.

4.2 Séismes simulés utilisés

La banque des séismes simulés utilisés dans le cadre de ce projet comprend 360 accélérogrammes générés par Atkinson (2009) en se basant sur des modèles stochastiques adaptés pour le contexte sismique du Canada (Atkinson et Boore 1995; Atkinson et Boore 2006; Motazedian and Atkinson 2005). Ces accélérogrammes peuvent être utilisés pour représenter l'aléa sismique de l'est et de l'ouest du Canada en prenant les combinaisons adéquates de magnitude M_w , de distance hypocentrale R_H , de distance à la faille R_F et du type de sol tel que défini par le CNBC (2005), i.e. site de catégorie A, C, D ou E. Le tableau 4.1 présente une classification des accélérogrammes par familles ES-1 à ES-4 pour l'est du Canada et WS-1 à WS-4 pour l'ouest du Canada suivant leur magnitude, distance hypocentrale et distance à la faille.

Tableau 4.1 Séismes simulés regroupés par familles pour l'est et l'ouest du Canada.

	Est du Canada				Ouest du Canada			
	ES-1	ES-2	ES-3	ES-4	WS-1	WS-2	WS-3	WS-4
Nombre de séismes	45	45	45	45	45	45	45	45
Mag. (M_w)	6.0	6.0	7.0	7.0	6.5	6.5	7.5	7.5
R_H (km)	15.0	30.0	25.0	100.0	12.0	30.0	25.0	100.0
Min. R_F (km)	10.7	16.9	13.8	41.6	8.4	13.2	10.2	30.2
Max. R_F (km)	17.0	30.7	25.8	100.2	13.0	31.1	26.3	100.4

Les spectres de déplacement élastiques des séismes décrits plus haut ont été calculés considérant des coefficients d'amortissement de 5 %, 10 %, 15 %, 20 %, 25 % et 30 %. L'utilitaire RSpec (Bouaanani 2005) a été utilisé à cette fin. Afin de mieux comparer les demandes en déplacements élastiques entre l'est et l'ouest du Canada, de même qu'à l'intérieur de chaque famille de séismes ES-1 à ES-4 et WS-1 à WS-4, les spectres correspondant à chaque famille de séismes sont normalisés par rapport au déplacement spectral maximum obtenu pour cette famille. De plus, bien que la validité des modèles sismiques ayant servi à générer les accélérogrammes artificiels est limitée aux basses périodes, généralement en deçà de 5 s, les demandes en déplacements élastiques sont illustrées également pour de très hautes périodes

allant jusqu'à 50 s afin d'évaluer la tendance.

Les figures 4.1 et 4.2 présentent les moyennes des spectres des déplacements élastiques exprimés en fonction de la période. Tout d'abord, on remarque que les spectres des déplacements inélastiques moyens ont une même allure pour une magnitude donnée. Ainsi, on peut relever quatre types d'allure de spectres de déplacements élastiques : (i) celle correspondant aux séismes des familles ES-1 et ES-2 [Fig. 4.1 (a) et (b)], (ii) celle correspondant aux séismes des familles ES-3, ES-4, [Fig. 4.1 (c) et (d)] ; (iii) celle correspondant aux séismes des familles WS-1 et WS-2 [Fig. 4.2 (a) et (b)] et (iv) celle correspondant aux séismes des familles WS-3 et WS-4 [Fig. 4.2 (c) et (d)] .

On note également, à l'est du Canada :

- Pour les familles ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) et ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) [Figs 4.1(a) et (b)], les déplacements spectraux croissent jusqu'à un maximum de déplacement obtenu à une période de 1.3 s puis décroissent en se stabilisant vers un plateau atteint à partir de 10 s environ.
- Pour les familles ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) et ES-2 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) [Figs 4.1(c) et (d)], les déplacements spectraux croissent jusqu'à un maximum de déplacement obtenu autour de 6 s puis décroissent lentement en se stabilisant vers un plateau atteint à partir de 15 s environ.

Pour l'ouest on a :

- Pour les familles WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) et WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) [Figs 4.2(a) et (b)], les déplacements spectraux élastiques moyens croissent jusqu'au maximum de déplacement obtenu aux alentours de 7 s puis décroissent en se stabilisant vers un plateau atteint à partir de 20 s environ.
- Pour les familles WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) et WS-2 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km) [Figs 4.2(c) et (d)], les déplacements spectraux élastiques moyens augmentent rapidement jusqu'à un maximum de déplacement obtenu autour de 15 s puis décroissent lentement en se stabilisant vers un plateau atteint à partir de 50 s environ.

La figure 4.3 illustre les spectres de déplacements élastiques moyens pour toutes les familles de ES-1 à ES-4 pour l'est et de WS-1 à WS-4 pour l'ouest, en fonction de la période initiale variant de 0 à 10 s.

On constate une très grande différence entre les déplacement de l'est et de l'ouest, ces derniers étant beaucoup plus importants. D'après cette configuration, on distingue trois types d'allures différentes selon les familles : (i) ES-1 et ES-2 [Figs. 4.3 (a) et (c)], (ii) ES-3, ES-4, WS-1 et WS-2 [Figs. 4.3 (e), (g), (b) et (d)]. Globalement, l'allure est la même, c'est à dire que pour de petites périodes l'amplitude des déplacements augmente jusqu'à un déplacement maximum, puis diminue jusqu'à un plateau qui peut ne pas être atteint à 10 s.

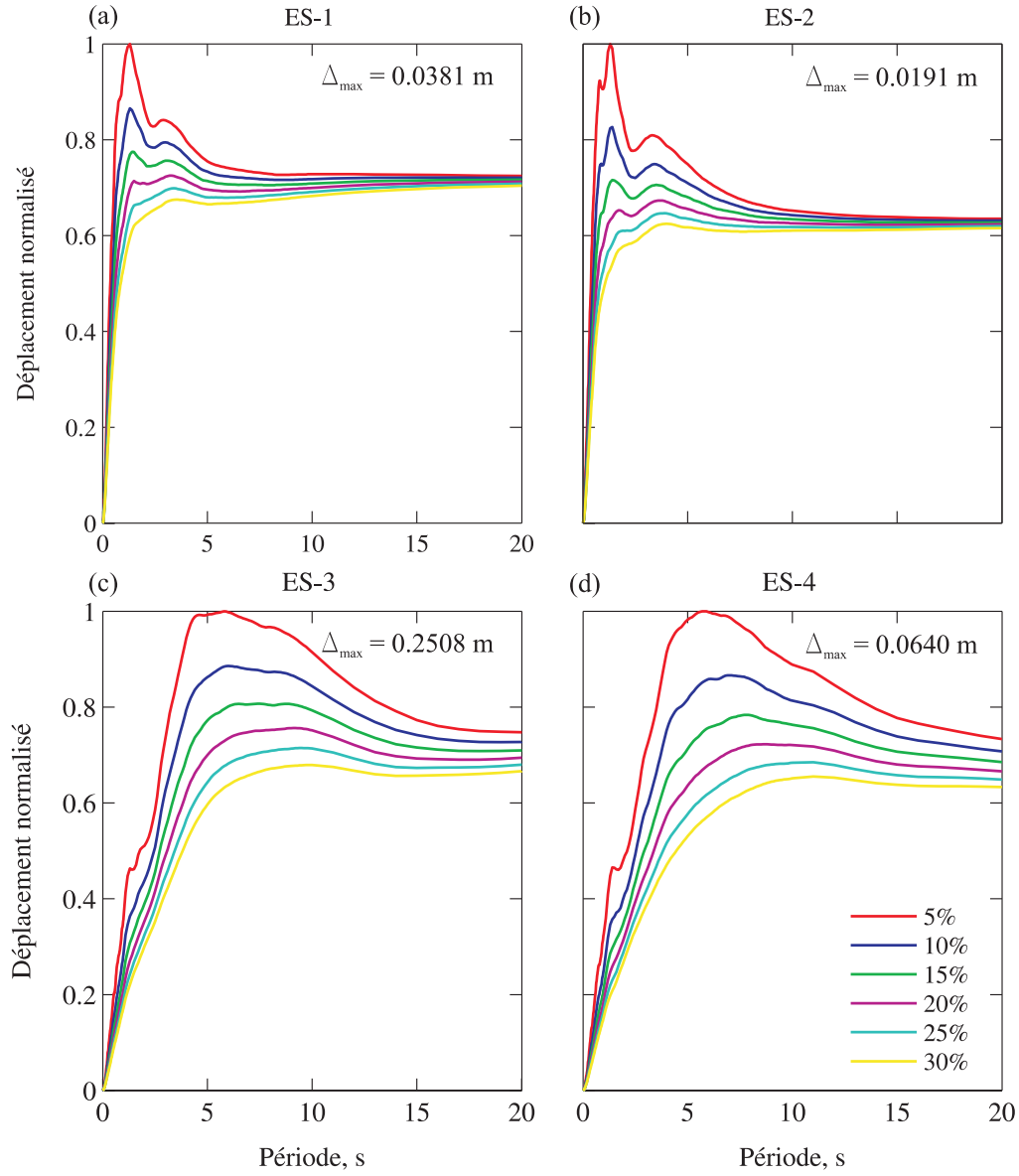


Figure 4.1 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km)

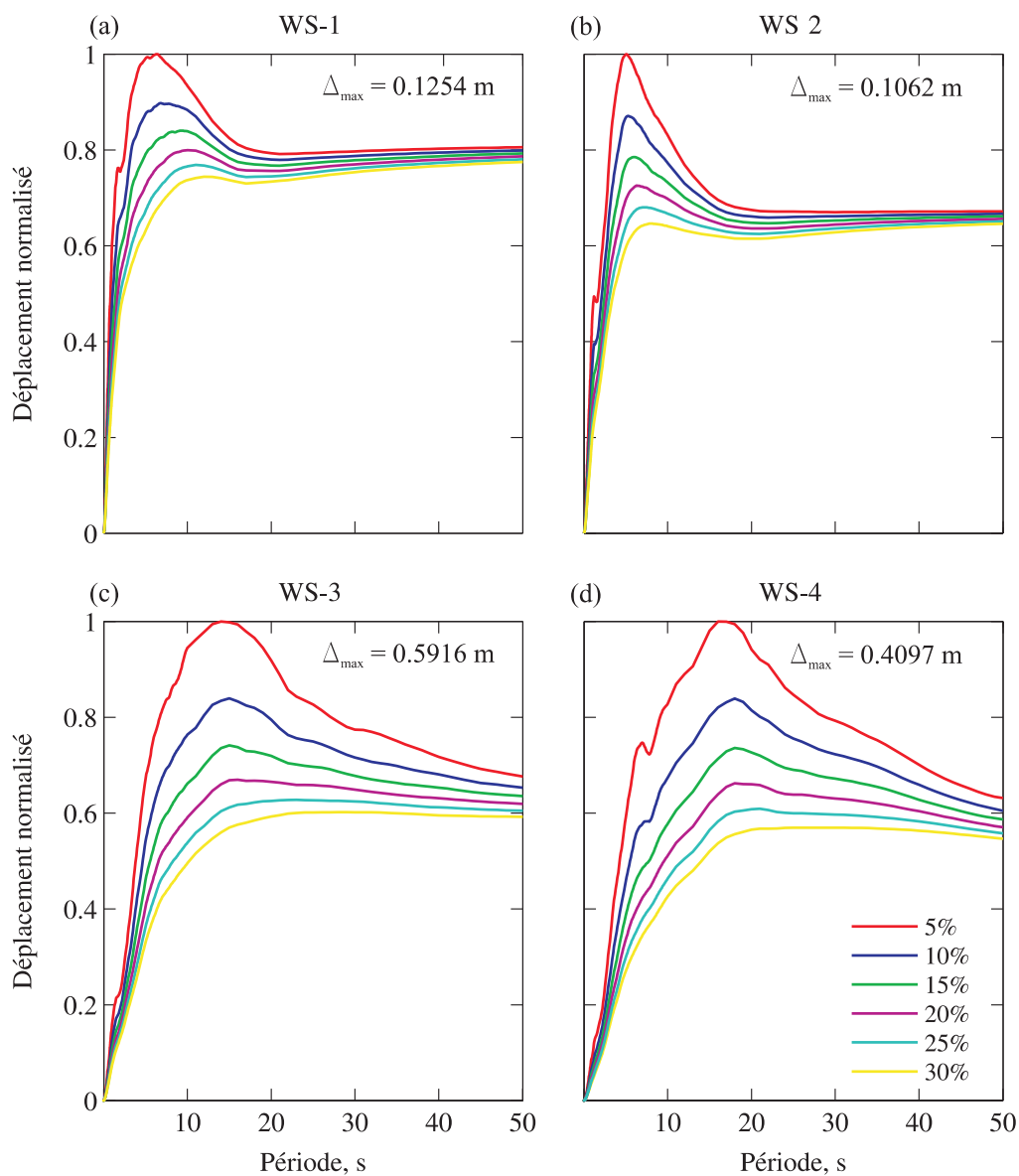


Figure 4.2 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (b) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (c) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (d) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

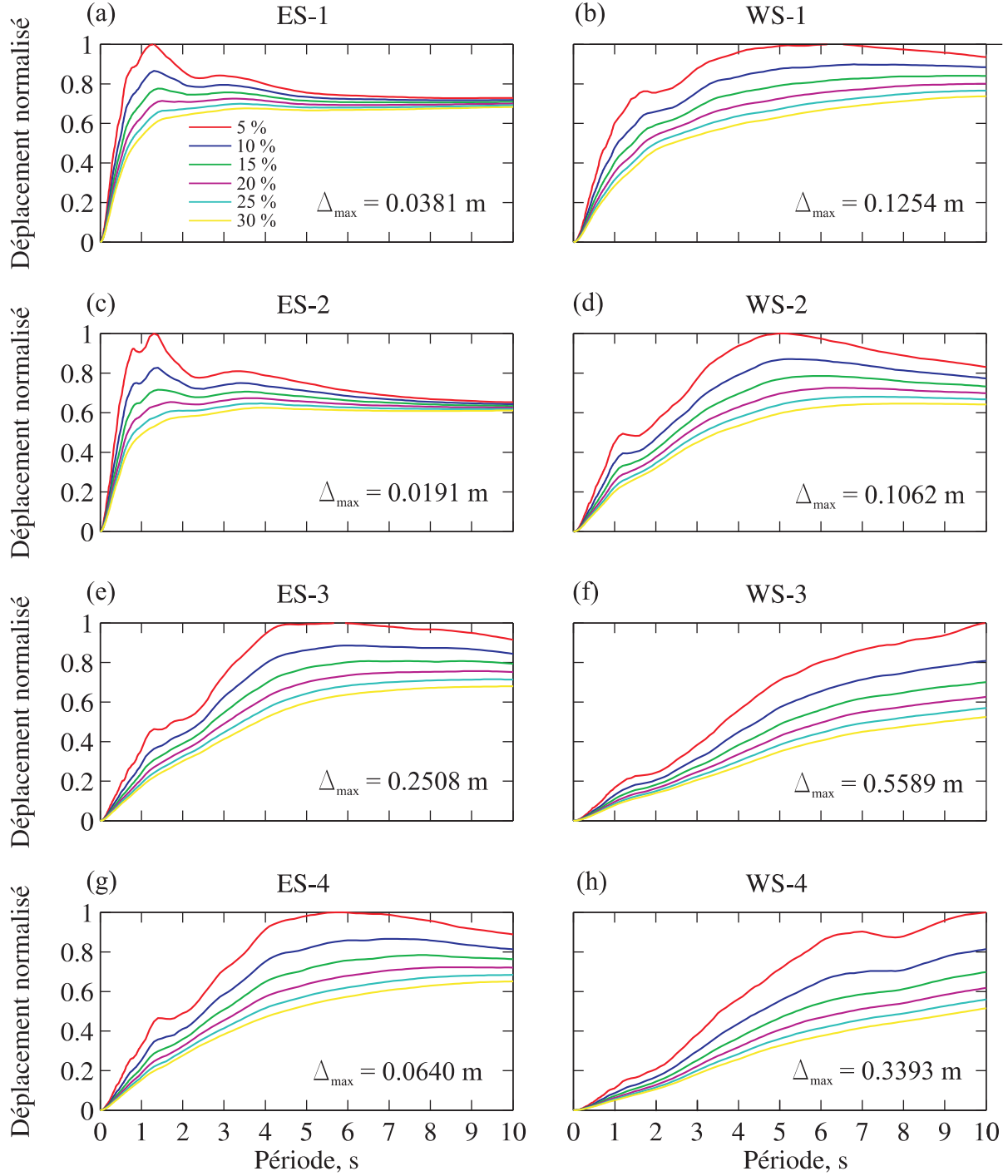


Figure 4.3 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

Afin d'établir une forme plus générale, les moyennes respectives des spectres de l'est et de l'ouest du Canada ont été calculées et tracées dans les figures 4.4 et 4.5. Pour l'est [Fig 4.4] on observe un maximum des déplacements à une période comprise entre 5 s et 6 s, pour un amortissement de 5%, le déplacement maximum est de 8.9 cm. Pour l'ouest [Fig 4.5], le maximum de déplacement est atteint à 10 s, il est égal à 27.6 cm pour un amortissement de 5%.

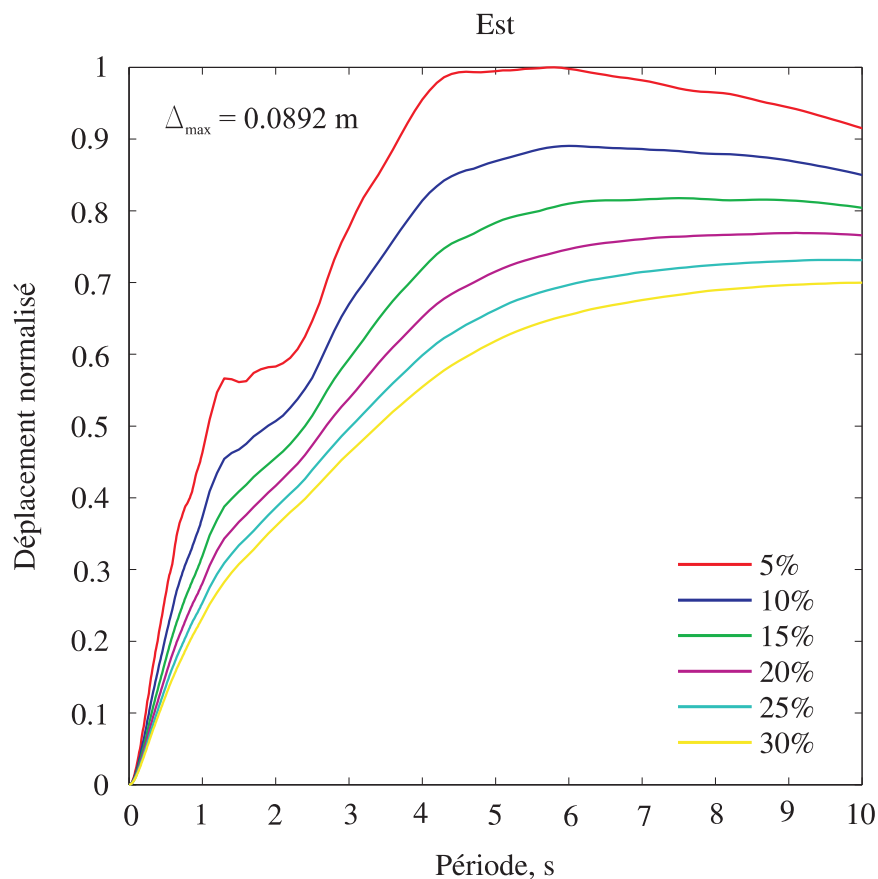


Figure 4.4 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% pour l'Est

Au Canada, les codes de conceptions du bâtiment et des ponts ne prévoient pas de spectres de déplacements lissés correspondant à chaque région. Les pseudo-spectres d'accélération sont cependant fournis. Il est alors possible de convertir le spectre d'accélération en spectre de déplacement en utilisant l'équation 4.1.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (4.1)$$

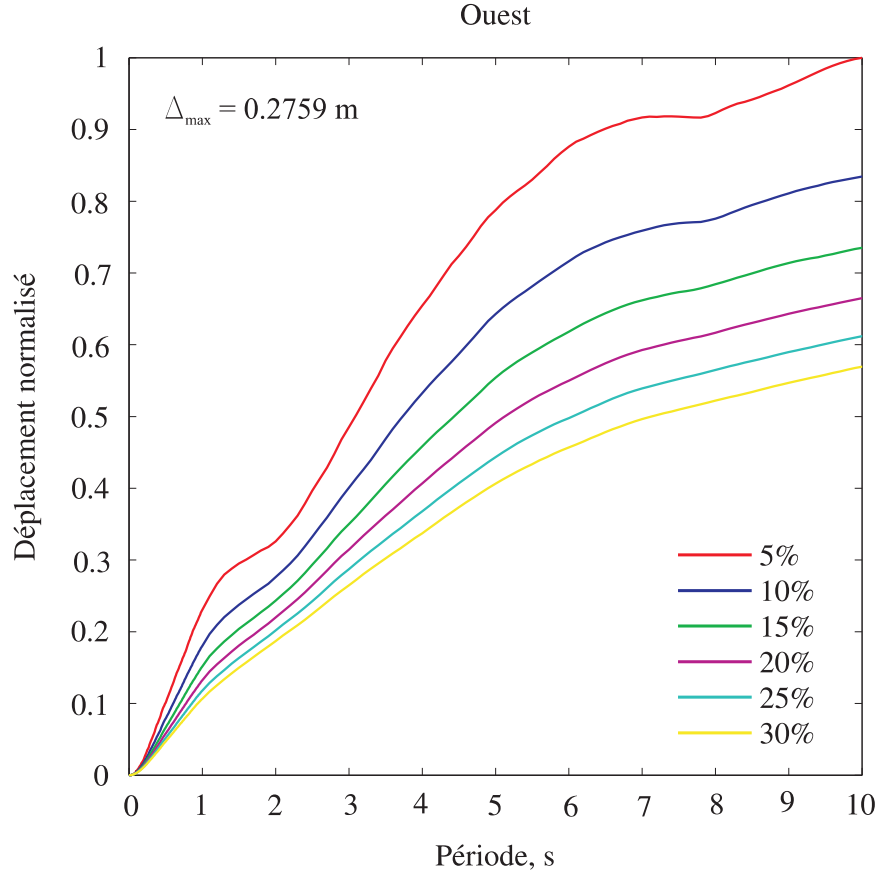


Figure 4.5 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% pour l'Ouest

Cependant, d'après Faccioli et al. (2004) et Priestley et al. (2007) cette équation n'est valide que jusque 4s. Cette période limite est la période définie dans l'Eurocode 8 (2004) sous le nom de période en coin, T_C . Étant donné le contexte particulier de l'est canadien, les périodes en coin ont été calculées à partir de la base de données des séismes simulés de Atkinson (2009). Elles ont été définies telle que l'illustre la figure 4.6.

Pour chaque famille et pour des niveaux d'amortissement égaux à 5, 10, 15, 20, 25 et 30%, des périodes en coin ont été calculées et comparées dans les figures 4.7 et 4.8. L'amortissement a un impact dans le calcul de la période en coin : plus le système est amorti, plus la période en

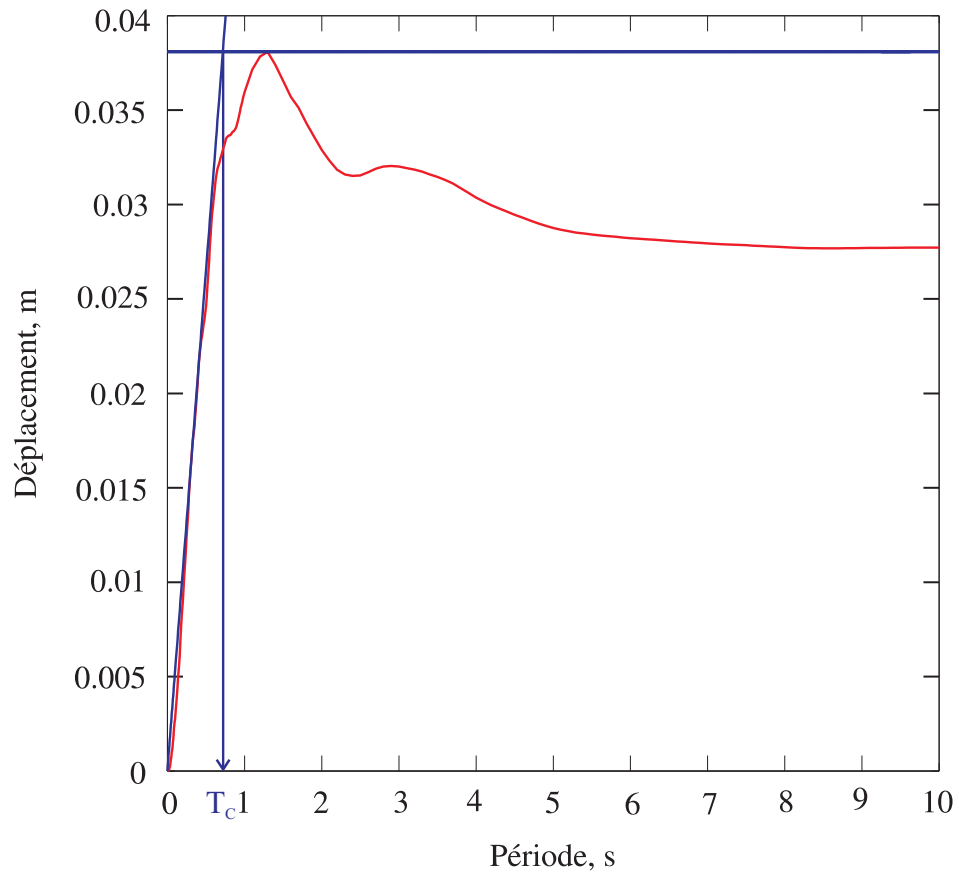


Figure 4.6 Définition de la Période en coin, T_C

coin est grande. Cela est valable aussi bien pour les séismes de l'est et de l'ouest du Canada. On peut également remarquer que la période en coin augmente fortement à mesure que la magnitude augmente. En effet, pour les séismes de magnitude $M = 6$, ES-1 et ES-2, T_C est tourne autour de 0.8s, alors que pour $M = 7$, ES-3 et ES-4, elle tourne autour de 4 s.

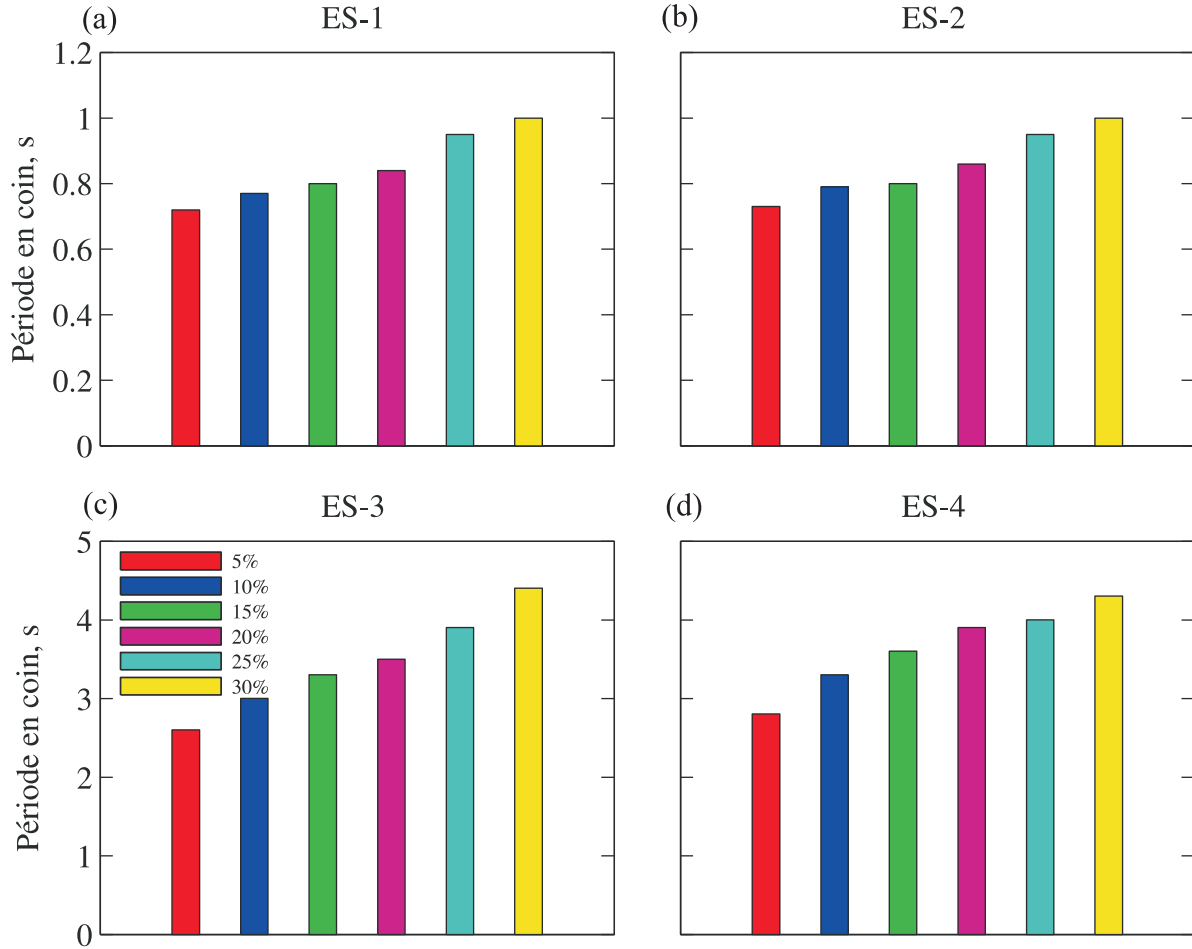


Figure 4.7 Périodes en coin pour l'est du Canada

4.3 Evaluation de la validité coefficient de réduction d'amortissement spectral

Dans cette partie, il s'agit d'évaluer la performance des différentes formulations du facteur de réduction spectral dans la prédiction des spectres de réponse en déplacement calculés plus

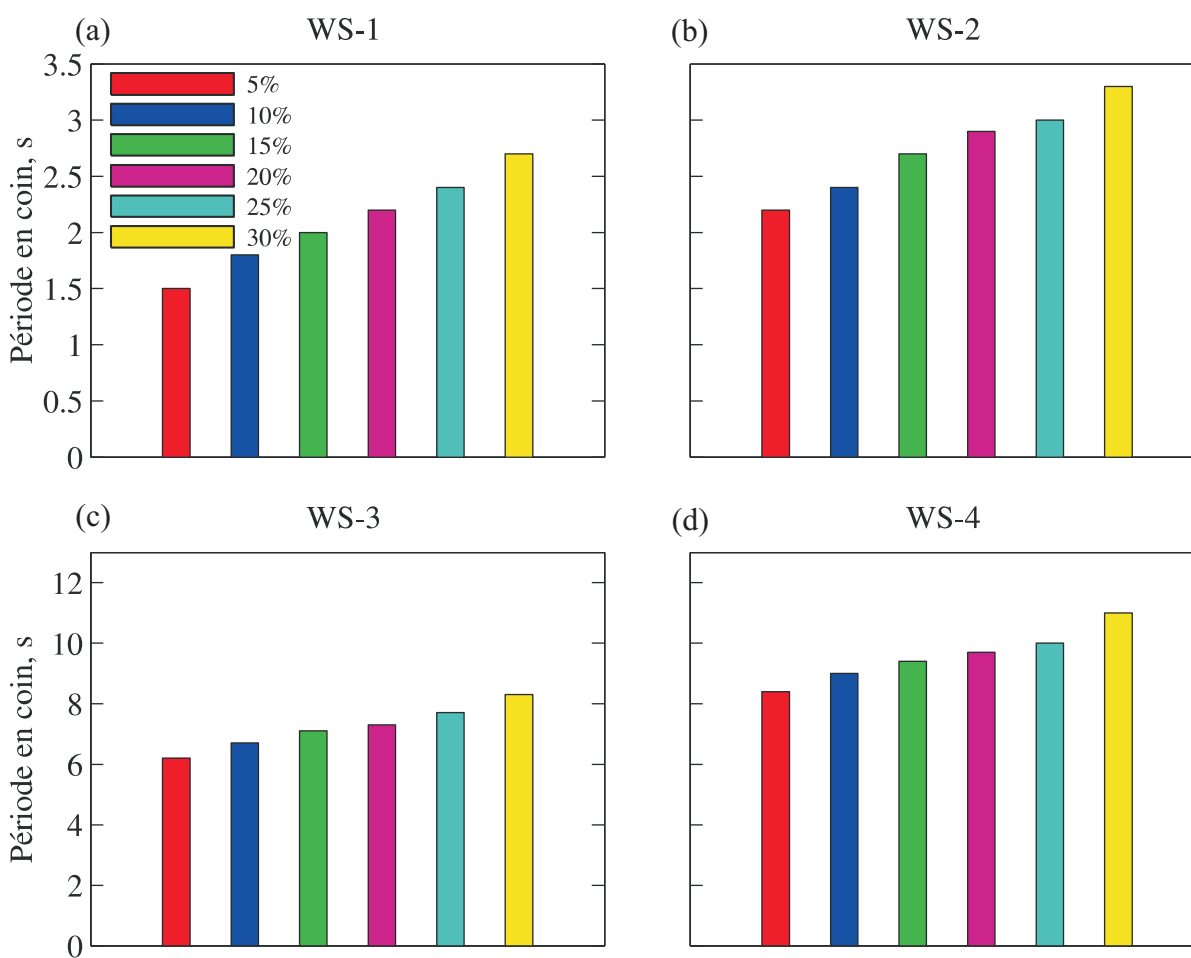


Figure 4.8 Périodes en coin pour l'ouest du Canada

haut. Le coefficient de réduction d'amortissement est calculé comme suit

$$\eta(T, \xi) = \frac{S_d(T, \xi)}{S_d(T, 5\%)} \quad (4.2)$$

où $S_d(T, 5\%)$ et $S_d(T, \xi)$ sont les spectres de réponse élastique en déplacement pour un système à un seul degré de liberté pour des amortissements respectifs de 5% et ξ , déterminés à la période T . Une brève revue des différentes formulations de coefficient de réduction d'amortissement utilisé dans ce chapitre est présentée par la suite et est résumée dans le tableau 4.2.

Newmark et Hall(1973, 1982)ont travaillé sur la réponse spectrale des composantes horizontales et verticales de 14 tremblements de terre ayant eu lieu avant 1973 en Californie. Leur équation du coefficient de réduction d'amortissement a été obtenue en faisant la moyenne des accélérographes étudiés. Elle a été adoptée dans plusieurs guides d'utilisation et codes parasismiques pour l'évaluation et la réhabilitation des structures existantes, tels que ATC-40 (1996), FEMA-73 (1997), FEMA-356 (2000), UBC (1997) et IBC (2000).

L'équation proposée par Kawashima et Aizawa (1986) dérive de l'analyse de deux composantes orthogonales horizontales de 103 enregistrements pris entre 1966 et 1978. Ce coefficient est recommandé dans le guide Caltrans (2006).

L'ancienne version de l'Eurocode 8, EC8 (1994), inclut un coefficient de correction d'amortissement obtenu en utilisant les enregistrements sismiques représentatifs des importants tremblements de terre européens. Puis, dans l'édition 2004 de l'Eurocode 8, EC8 (2004), cette équation a été modifiée par l'équation de Bommer et al. (2000). Leur recherche consista en l'étude de spectral des déplacements de systèmes à un seul degré de liberté soumis à 364 enregistrements représentatifs des forts séismes européens. Leur équation a été validée pour des périodes fondamentales comprises entre 0.2 et 6 s, des magnitudes $4.0 \leq M_s \leq 7.5$ et des distances $R \leq 200$ km.

Lin et Chang (2003) ont quant à eux, étudié la réponse spectral en déplacement de systèmes à un degré de liberté dont l'amortissement varie entre 2 et 50% et dont les périodes

de vibration varient de 0.01 à 10 s. Ils ont effectué 1053 analyses temporelles à l'aide de 102 accélérographes enregistrés aux États-Unis. Ceux-ci ont été choisis pour des intervalles de PGA ("Peak Ground Accélération") compris entre 0.025 g et 1.6 g, des magnitudes de 5.5 à 7.5 et des distances à l'épicentre de 0.1 à 180 km.

L'équation proposée par Faccioli (2010) est à quelque chose prêt l'équation de Bommer (2000). En effet, pour une période de vibration inférieure à 7 s elle est identique, et change à partir de là. Cette équation vient de l'analyse de plusieurs spectres moyens calculés à partir des séismes récents produits en Italie, en Grèce et au Japon. Le séisme de Chi-Chi de 1999 à Taïwan a été également pris en compte. La méthode de Levenberg-Macquart a été utilisée pour les régressions non linéaires.

AASHTO recommande une équation simplifiée du coefficient de réduction d'amortissement pour calculer la demande en déplacement des systèmes amortis à un coefficient autre que 5 %.

Les équations citées dans le tableau 4.2 ont été testées en utilisant les accélérographes générés par Atkinson (2009) décrits plus haut. Pour avoir des précisions quant à la validité des équations, celle-ci ont été comparées pour des périodes comprises entre 0.0 to 10.0 s.

Les figures 4.12 et 4.12 montrent l'erreur commise en calculant le spectre de réponse en déplacements élastiques moyens directement à partir des équations de réduction d'amortissement couramment utilisées dans la littérature et en utilisant les spectres prédits.

Ainsi,

- Pour le groupe ES-1/ES-2, si la structure a une période équivalente plus petite que 1 s, l'équation de Faccioli serait la plus appropriée, avec une erreur inférieure à 5 % ;
- Pour ES-3/ES-4, l'équation de Lin et Chang (2003) est la plus éloignée du coefficient de réduction d'amortissement attendu. Les équations de AASHTO (2010), Faccioli (2009), Kawashima et Aizawa (1986) donnent de meilleurs résultats, mais l'erreur peut at-

Tableau 4.2 Etude des différentes formulation de facteur de réduction d'amortissement

Source	Expression	
Newmark et Hall (1973)	$\eta = 1.309 - 0.194 \ln(100\xi)$	$\xi \leq 20\%$
Kawashima et Aizawa (1986)	$\eta = \frac{1.5}{0.4\xi + 1} + 0.5$	$0.05 \leq \xi \leq 0.1$
Lin et Chang (2003)	$\eta = 1 - \frac{aT^{0.30}}{(T+1)^{0.65}}$	$a = 1.303 + 0.436 \ln \xi$
Eurocode 8 (1994)	$\eta = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5}$	
Eurocode 8 (2004)	$\eta = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5}$	$\xi > 55\%$
Faccioli (2009)	$\eta = \begin{cases} \eta_0 = \left(\frac{0.10}{0.05 + \xi} \right)^{0.5} & \text{for } T < 7 \text{ s} \\ \frac{1}{18} [(1 - \eta_0) T + 25\eta_0 - 7] & \text{for } 7 \text{ s} < T < 25 \text{ s} \end{cases}$	
AASHTO (2010)	$\eta = \left(\frac{0.05}{\xi} \right)^{0.3}$	

teindre jusqu'à 20 %. Pour les systèmes à courtes périodes, la meilleure approximation d'un spectre amorti est sans doute obtenue en utilisant l'équation de Faccioli (2009). Pour les systèmes aux plus longues périodes, il n'y a pas de différences significatives d'approximation en utilisant l'équation de AASHTO (2010), Faccioli (2009), Kawashima et Aizawa (1986) ou encore celle de Newmark et Hall (1973).

- Pour WS-1/WS-2, les équations de AASHTO (2010), Kawashima et Aizawa (1986) ainsi que celle de Newmark et Hall (1973) donne une erreur d'approximation aux alentours de 10% pour des périodes fondamentales de vibration comprises entre 2 to 5 s alors que les équations de Lin et Chang (2003) et de JPN (2001) donnent plus de 40 % d'erreur.
- En ce qui concerne le dernier groupe, WS-3/WS-4, toutes les équations citées dans le tableau 4.2 donne des résultats proches des spectres calculés (autour de 10% d'erreur) mis à part pour l'équation de Lin et Chang (2003).

4.4 Développement d'un nouveau coefficient de réduction d'amortissement

Les erreurs décrites dans le paragraphe précédent montrent que les équations existantes manquent de précision pour correspondre aux spectres de réponse en déplacement calculés en utilisant les accélérogrammes générés par Atkinson (2009). On note notamment une erreur plus importante en ce qui concerne les séismes de l'est du Canada. C'est pourquoi, l'équation 4.3 ont été développées. Les coefficients a, b, c, d, e et f sont divisés en deux groupes, selon la période : les systèmes dont la période fondamentale équivalente de vibration est inférieure à 1 s et ceux dont la période est comprise entre 1 to 5 s. Les figures 4.9 et 4.10 comparent les déplacements calculés et ceux prédis par l'équation 4.3. Celle-ci a été développée par des régressions non linéaires. L'équation est fortement inspirée par le format de l'équation proposée par Lin et Chang (2003). En effet, de nombreuses formes d'équations plus simples ont été testées, mais ne donnaient pas de résultats suffisants. En modifiant les paramètres du

coefficient développé par Lin et Chang (2003) une meilleure approximation des déplacements amortis a été obtenue.

$$\eta = a - \frac{(b + c \ln \xi) T^d}{(T + e)^f} \quad (4.3)$$

Tableau 4.3 Coefficients à utiliser pour l'équation 4.3 pour l'Est et l'Ouest du Canada

Family	Intervalles de période, s	coefficient					
		a	b	c	d	e	f
ES-1/ES-2	[0 ; 1]	1.234	0.992	0.246	2.02	0.013	2.18
	[1 ; 5]	-1.032	0.691	0.232	8.16	0.028	8.71
ES-3/ES-4	[0 ; 1]	1.084	0.941	0.265	22.73	0.001	22.87
	[1 ; 5]	-0.546	-1.067	0.366	1.20	0.352	1.35
WS-1/WS-2	[0 ; 1]	1.030	0.915	0.281	18.12	0.004	18.35
	[1 ; 5]	-3.098	-3.482	0.272	2.32	0.025	2.33
WS-3/WS-4	[0 ; 1]	1.021	0.939	0.286	18.20	0.005	18.42
	[1 ; 5]	-1.193	-1.520	0.324	13.59	0.011	13.66

Cette équation a été généralisée à la moyenne des déplacements de l'Est et de l'Ouest canadien. Les résultats obtenus sont présentés par les équations 4.4 et 4.5 et illustrés dans la figure 4.11. De plus, l'équation 4.4 sera celle utilisée dans le chapitre 6.

$$\eta = 1.436 - \frac{(1.291 + 0.278 \ln \xi) T^{0.42}}{(T + 0.060)^{0.52}} \quad (4.4)$$

$$\eta = 1.058 - \frac{(0.937 + 0.271 \ln \xi) T^{14.87}}{(T + 0.004)^{15.02}} \quad (4.5)$$

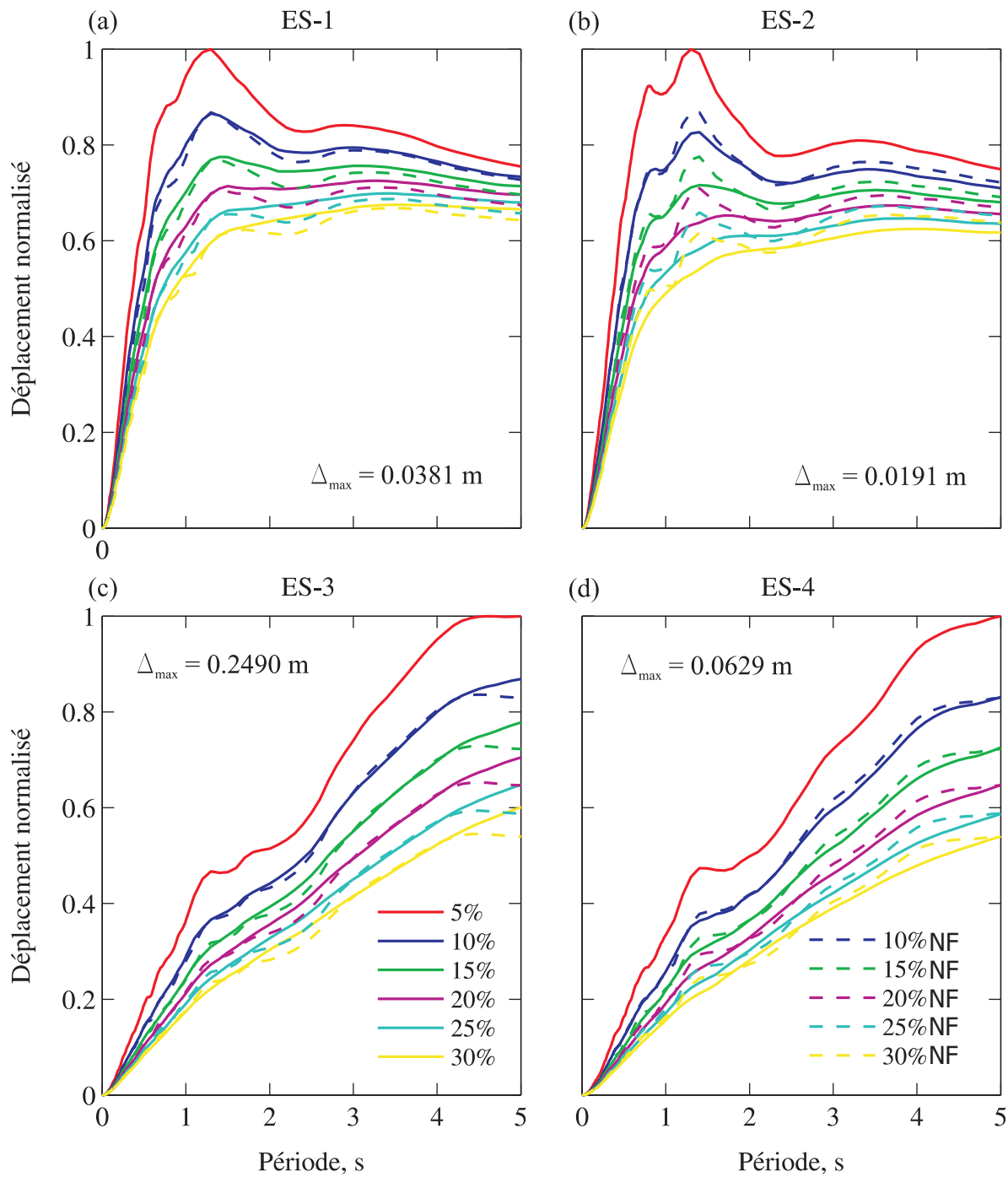


Figure 4.9 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km)

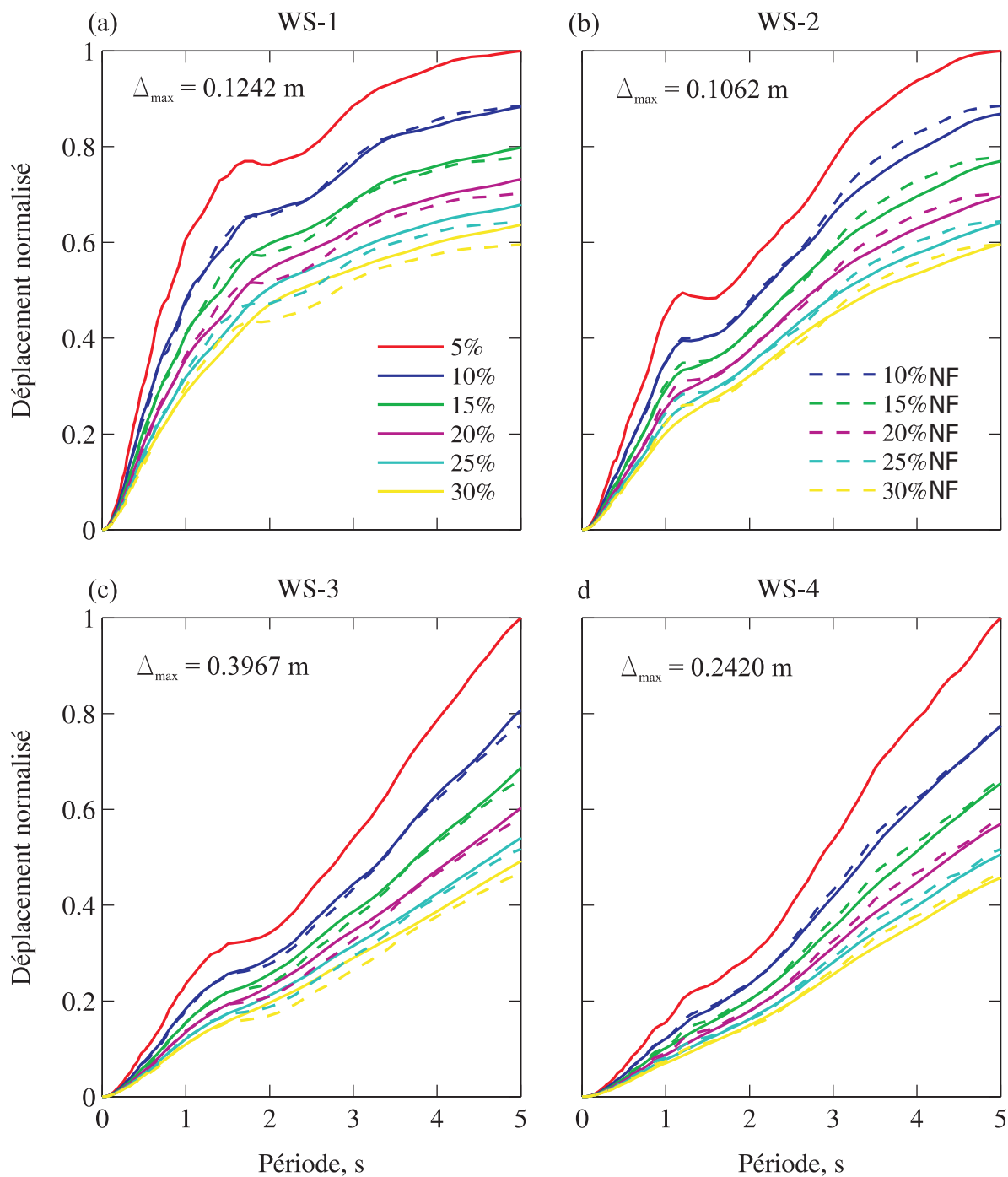


Figure 4.10 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (b) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (c) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (d) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

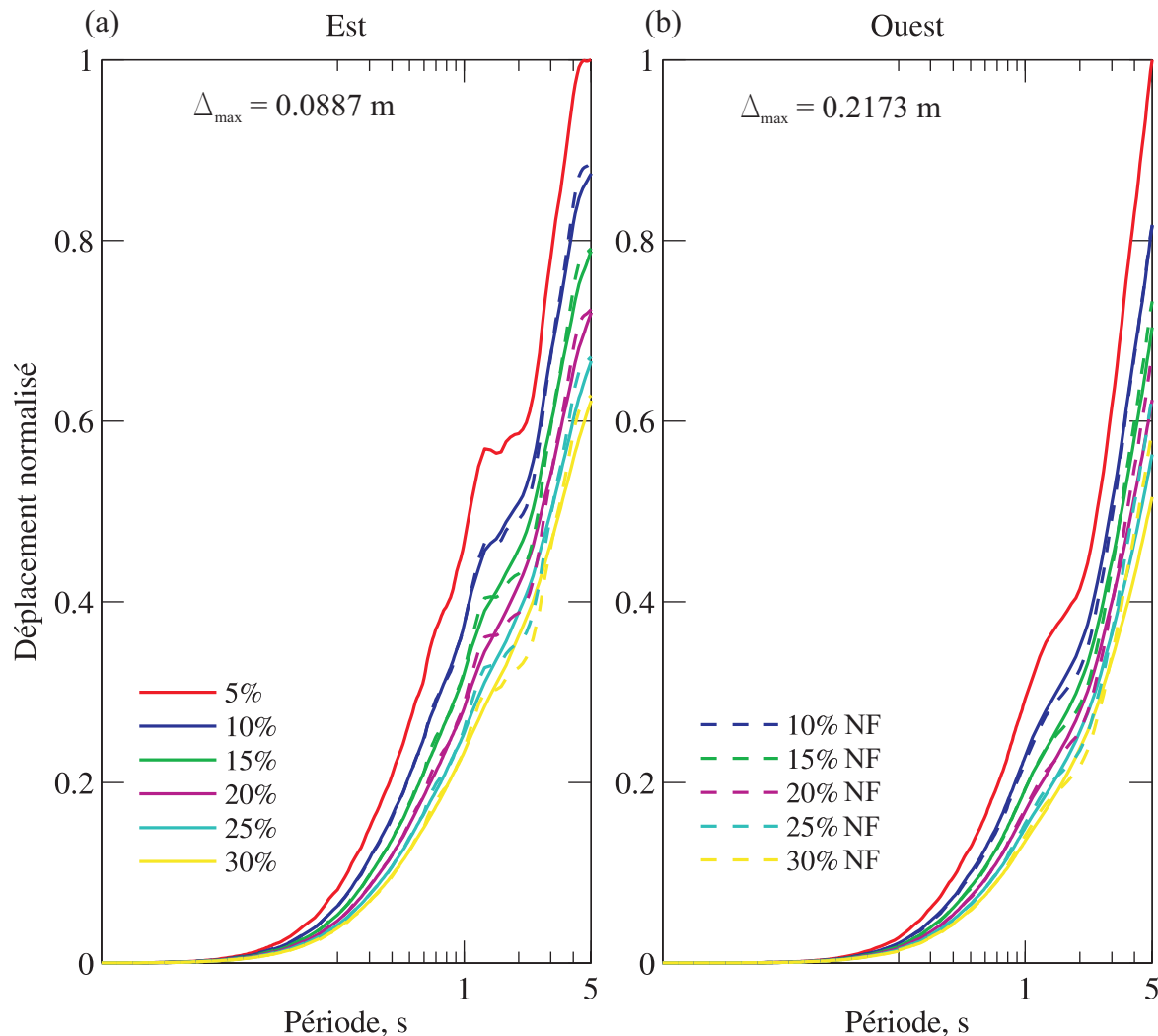


Figure 4.11 Déplacements spectraux élastiques moyens normalisés obtenus avec la nouvelle formulation pour des amortissement de 5, 10, 15, 20, 25 et 30% : (a) est du Canada ; (b) ouest du Canada

L'erreur commise en calculant le spectre de réponse en déplacements élastiques moyens à l'aide des équations de réduction d'amortissement couramment utilisées dans la littérature ainsi que les équations développées plus haut a été évaluée. Les figures 4.12 et 4.13 montrent l'erreur pour l'approximation du spectre de déplacement amorti à 20%. Seul cet amortissement a été représenté pour ne pas encombrer le chapitre. Ainsi, l'équation 4.3 donne des résultats qui oscillent autour de 0, l'erreur maximale étant de 10%, on obtient donc des résultats satisfaisants par rapport aux équations précédentes dont l'erreur excédait 20% pour

l'équation la plus proche du résultat attendu.

4.5 Conclusions

Dans ce chapitre, les déplacements spectraux élastiques moyens ont été caractérisés. Cette caractérisation a permis de montrer les différences notables de déplacements en ce qui concerne les séismes de l'est et de l'ouest du Canada.

À partir de ces spectres de déplacements élastiques moyens, une étude des coefficients de réduction d'amortissement existants a été effectuée. On en a conclut que les formulations existantes n'étaient pas validées pour les séismes de l'est du Canada, donnant plus 30% d'erreur. Une nouvelle formulation a été développée et sera testée dans le chapitre 6.

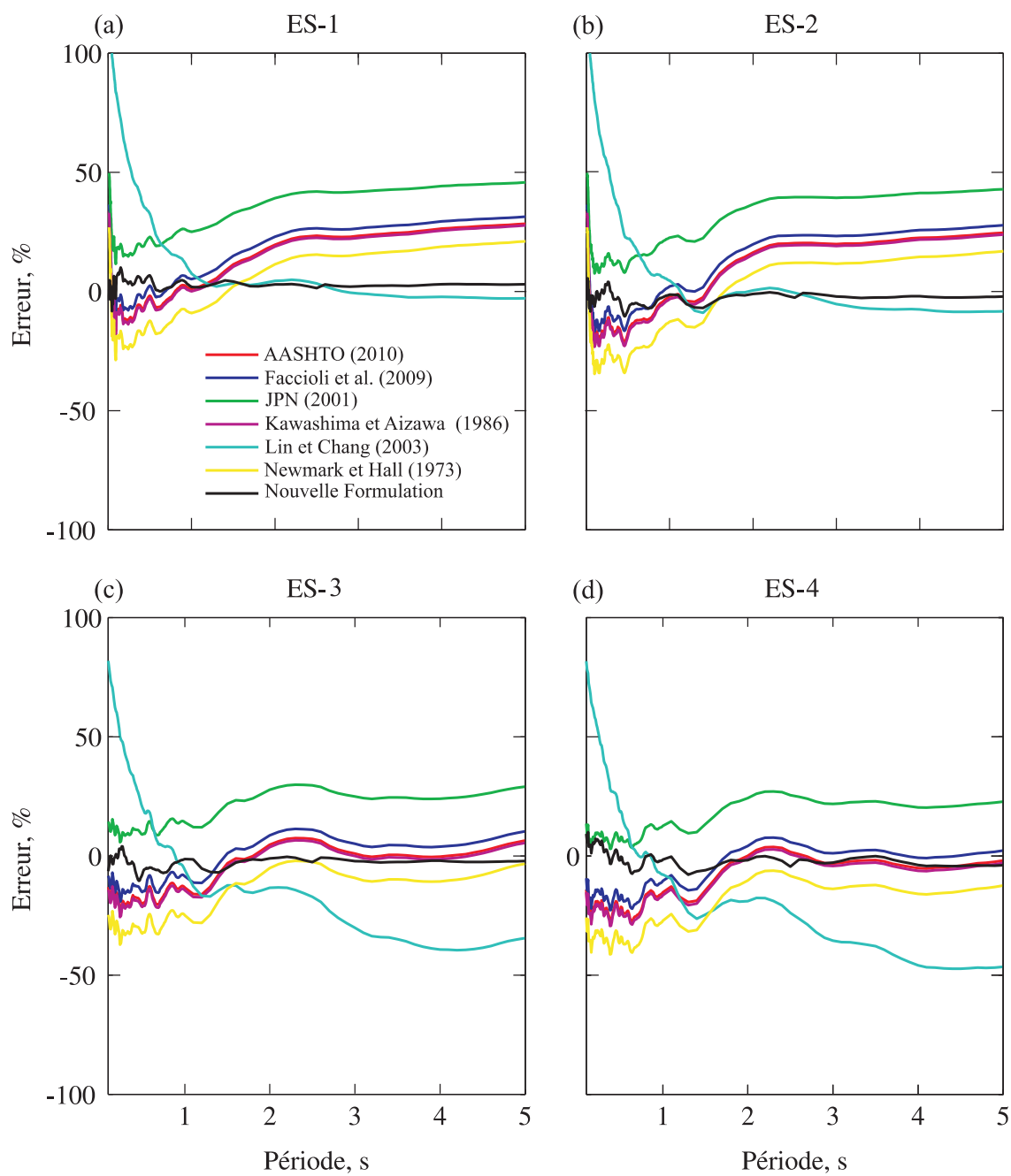


Figure 4.12 Erreur dans l'estimation du spectre de réponse en déplacement amorti à 20% pour : (a) ES-1 ; (b) ES-2 ; (c) ES-3 ; (d) ES-4

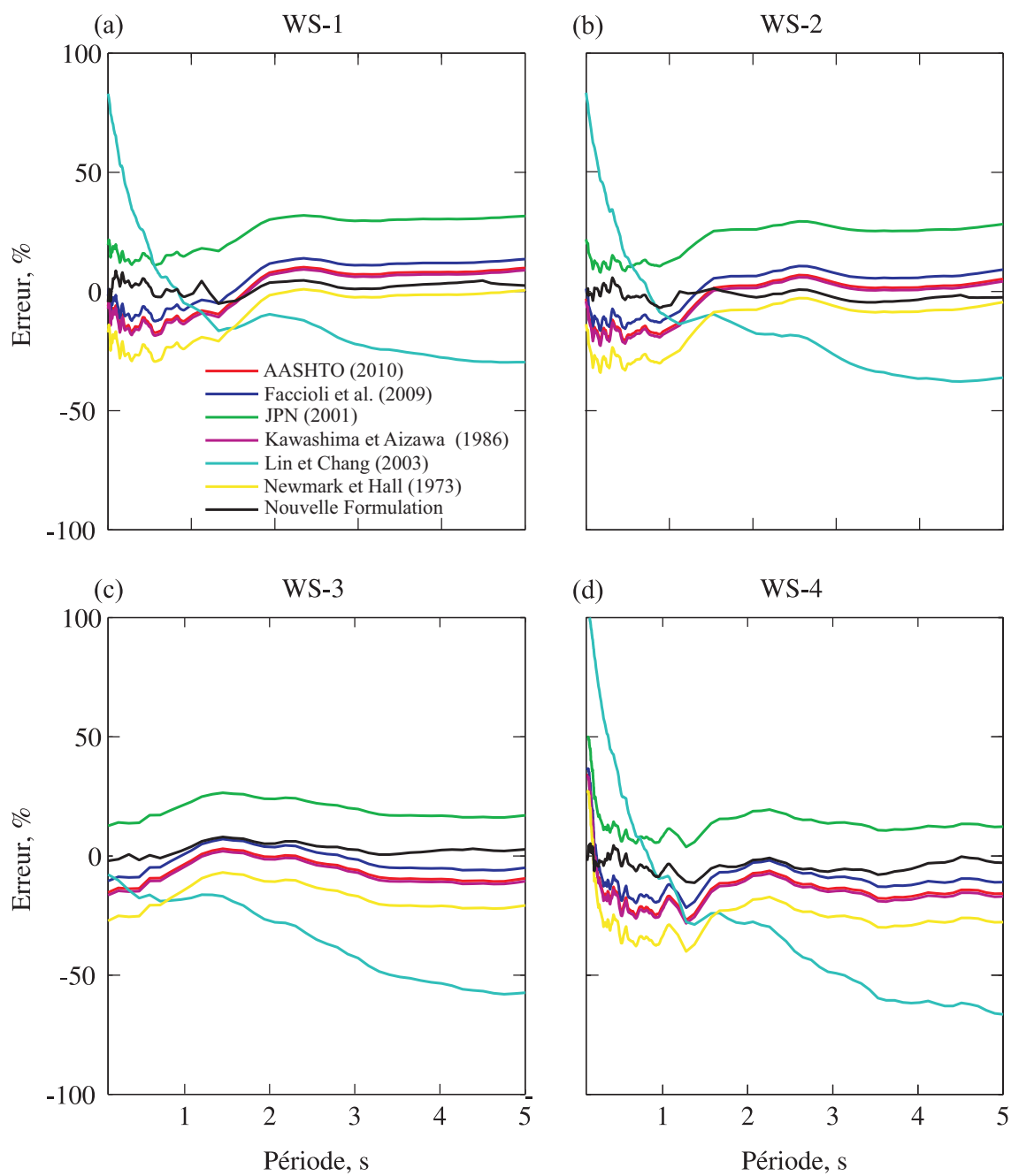


Figure 4.13 Erreur dans l'estimation du spectre de réponse en déplacement amorti à 20% pour : (a) WS-1; (b) WS-2; (c) WS-3; (d) WS-4

CHAPITRE 5

CARACTÉRISATION DES DÉPLACEMENTS SPECTRAUX INÉLASTIQUES DES SÉISMES ARTIFICIELS

5.1 Introduction

Les structures soumises à d'importants tremblements de terre peuvent subir des déformations permanentes. Les déplacements résiduels correspondant sont déterminés d'une part par les caractéristiques de la structure, essentiellement sa masse et son comportement hystérétique et d'autre part par le type de séisme (intensité, contenu fréquentiel, durées, etc.). À titre d'exemple, la figure 5.1 montre le déplacement résiduel d'un système à un degré de liberté (SDL) obtenu sous l'effet du séisme de Imperial Valley (1940) à El Centro.

En général, les déplacements résiduels ne sont considérés qu'en second plan dans la conception parasismique, les déplacements maximaux étant privilégiés. Il est cependant très important de considérer les déplacements résiduels et de veiller à ce qu'ils ne dépassent pas le seuil acceptable qui permet à la structure d'être réparée. Ce seuil d'acceptabilité peut varier selon le type de structure étudiée et des critères de performance adoptés lors du dimensionnement initiale ou de l'évaluation sismique. Ainsi, lorsque l'on parle de réhabilitation des ponts, le contrôle des déplacements maximaux peut être aussi important que celui des déplacements résiduels tel que décrit dans le chapitre 2.

Le présent chapitre étudie les déplacements résiduels obtenus des analyses non linéaires de SDL soumis aux 360 accélérogrammes de la base de données des séismes artificiels générés par Atkinson (2009) et décrite dans le chapitre 2. Une attention particulière est consacrée à la comparaison des effets régionaux des séismes, i.e. Est vs. Ouest canadien.

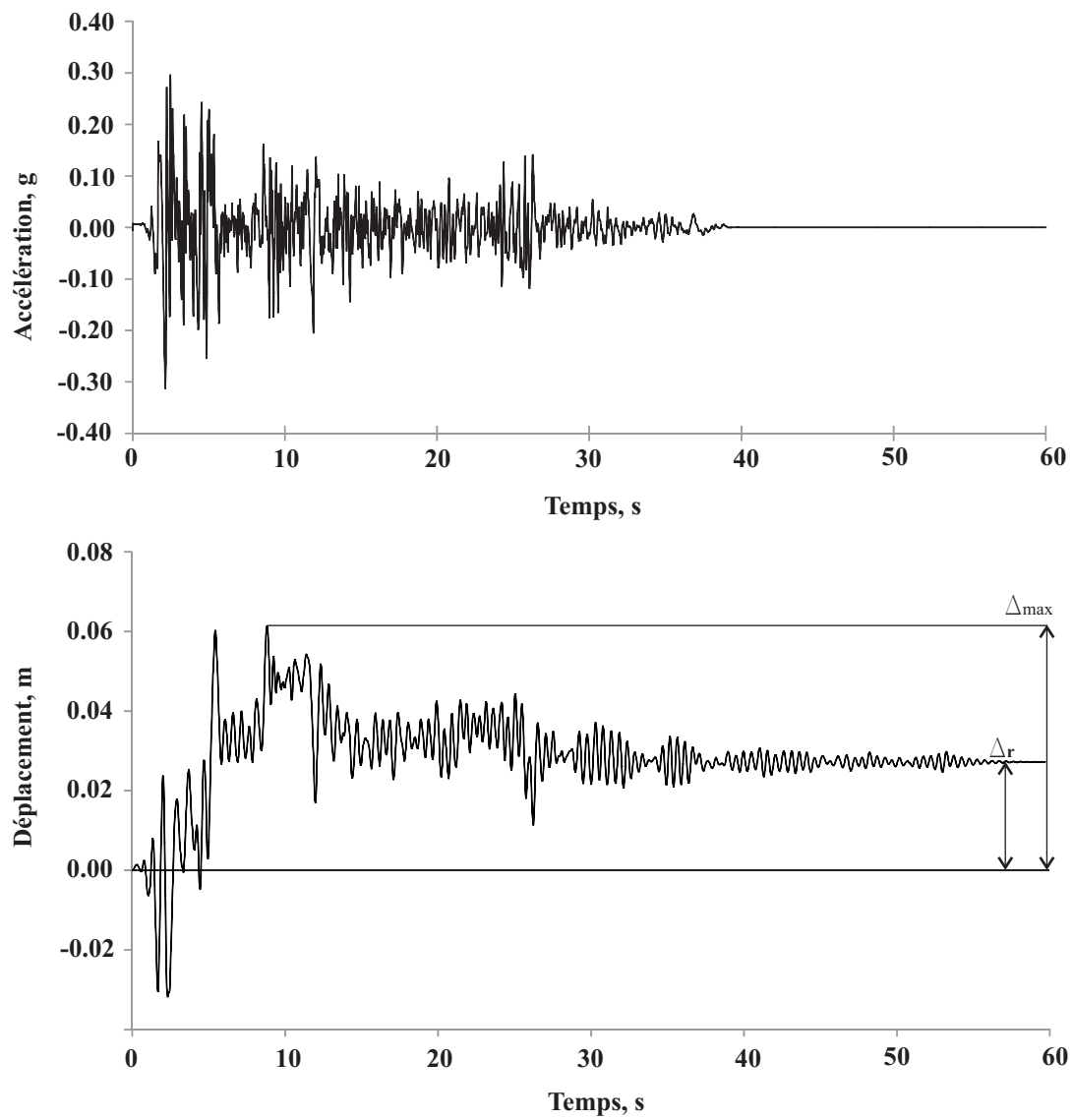


Figure 5.1 Déplacement résiduel d'un SDL (période de vibration $T = 1.29$ s, coefficient de modification de réponse $R=8$) sous l'effet du séisme de Imperial Valley (1940) à El Centro.

5.2 Systèmes étudiés et analyses dynamiques

5.2.1 Modèles bilinéaires utilisés

Les réponses inélastiques étudiées dans ce chapitre sont celles de SDLs ayant un comportement bilinéaire tel qu'illustré dans la figure 5.2. Pour chaque SDL, un tel comportement est décrit par

- une force limite élastique F_y et le déplacement correspondant Δ_y
- une force limite ultime F_u et le déplacement correspondant Δ_u
- une rigidité initiale K_i
- un facteur post-élastique α définissant la rigidité post-élastique αK_i
- une rigidité effective ou sécante K_e
- un amortissement visqueux équivalent ξ_e
- une masse M .

Le facteur de modification de force et la ductilité du système bilinéaire sont donnés par

$$R = \frac{F_u}{F_y}; \quad \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (5.1)$$

La période de vibration d'un système bilinéaire peut être calculée de deux manières, en utilisant la rigidité initiale K_i , ou la rigidité effective K_e . Ces deux périodes seront désignées, respectivement, par période initiale, notée T_i , et période effective, notée T_e . Elles sont données par

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_i}}; \quad T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (5.2)$$

5.2.2 Analyses dynamiques

Les réponses dynamiques nonlinéaires de deux cents systèmes bilinéaires dont la période T_i varie entre 0.05s et 10s ont été déterminées pour chaque accélérogramme de la base de

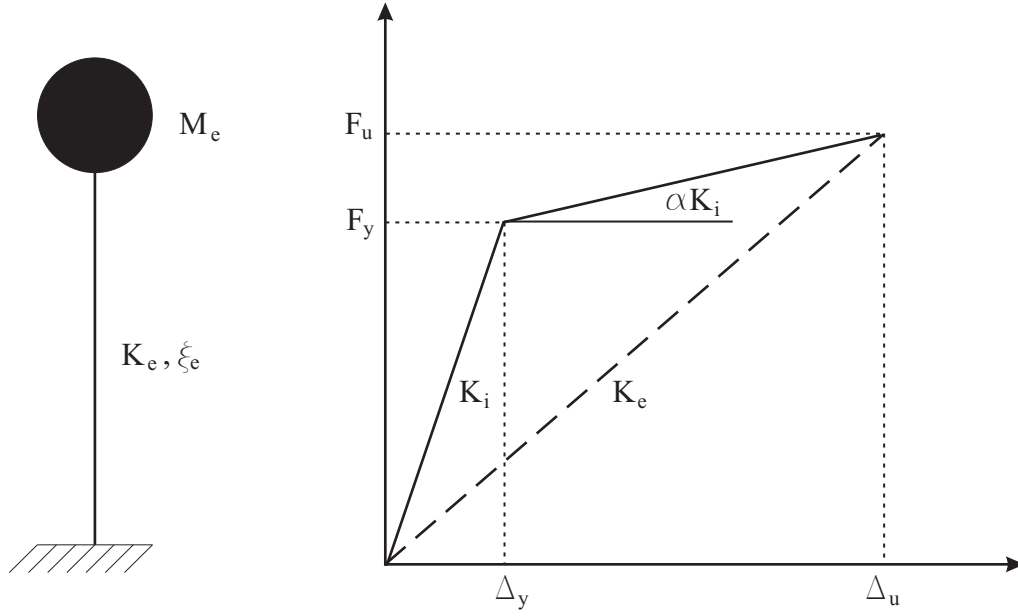


Figure 5.2 Modèle hystérétique bilinéaire

données des séismes artificiels et chaque coefficient de modification de force R considéré. Pour chaque système, une analyse dynamique linéaire a d'abord été effectuée afin de déterminer le déplacement élastique maximum Δ_{emax} . Par la suite, les analyses dynamiques non linéaires des systèmes bilinéaires caractérisés par des facteurs de modification de force R égaux à 2, 4, 6 et 8 ont été réalisées pour obtenir les déplacements inélastiques maximums Δ_{imax} et les déplacements résiduels Δ_r correspondant à chaque système. Afin d'obtenir des déplacements résiduels stables, la durée de tous les accélérogrammes considérées a été augmentée de trois fois la durée initiale de chaque séisme en ajoutant des zéros. À partir de ces résultats, la ductilité μ et les coefficients de déplacement résiduel B_r et C_r ont été calculés en utilisant

$$\mu = \frac{\Delta_{\text{imax}}}{\Delta_y}; \quad B_r = \frac{\Delta_r}{\Delta_{\text{imax}}}; \quad C_r = \frac{\Delta_r}{\Delta_{\text{emax}}} \quad (5.3)$$

Les spectres des déplacements inélastiques et résiduels ont été déterminés en considérant les périodes initiales T_i et effectives T_e . Dans ce dernier cas, l'équation (5.2) a été utilisée avec

la rigidité effective

$$K_e = K_i \frac{R}{\mu} = K_i R \frac{\Delta_y}{\Delta_u} \quad (5.4)$$

Les analyses ont été effectuées en utilisant le logiciel d'éléments finis ADINA (2011) couplé à un programme MATLAB (2011) permettant de faciliter le traitement des résultats.

5.3 Résultats et discussions

Pour alléger le texte, seuls les résultats correspondant à un facteur post-élastique $\alpha = 0.10$ sont présentés dans ce qui suit. Bien que la validité des modèles sismiques ayant servi à générer les accélérogrammes artificiels est limitée aux basses périodes, généralement en deçà de 5 s, les demandes en déplacements inélastiques sont illustrées également pour des hautes périodes allant jusqu'à 10 s afin d'évaluer la tendance.

5.3.1 Demandes en déplacements inélastiques

La figure 5.3 montre les spectres des déplacements inélastiques obtenus pour un facteur de modification de force $R=2$ sous l'effet des accélérogrammes artificiels décrits aux chapitres 2 et 4, ainsi que les moyennes par famille ES-1 à ES-4 et WS-1 à WS-2, définies précédemment. Ces spectres sont exprimés en fonction de la période initiale T_i . Les résultats confirment, d'abord, qu'à l'instar des demandes en déplacements élastiques, les demandes en déplacements inélastiques sont plus faibles à l'est du Canada. Comme précédemment, il ressort que la distance hypocentrale a une grande influence sur les déplacements inélastiques. Ainsi, on remarque par exemple qu'à l'est du Canada, pour une magnitude $M_w=7$ et une distance hypocentrale $R_H=25$ km, i.e. famille ES-3, les déplacements inélastiques sont de l'ordre de 0.5 m [Fig. 5.3 (e)], alors que pour la même magnitude et une distance plus grande $R_H = 100$ km, i.e. ES-4, ils sont de l'ordre de 0.1 m [Fig. 5.3 (g)], soit environ 5 fois plus petits. À l'ouest du Canada, pour une magnitude $M_w=7.5$ et une distance hypocentrale $R_H=25$ km, i.e. famille WS-3, les déplacements inélastiques sont de l'ordre de 0.4 m [Fig. 5.3 (f)], alors que pour la même magnitude et une distance plus grande $R_H = 100$ km, i.e. WS-4, ils sont de l'ordre de

0.2 m [Fig. 5.3 (h)], soit environ 2 fois plus petits.

La figure 5.4 présente les moyennes des spectres des déplacements inélastiques exprimés en fonction de la période initiale T_i pour différents facteurs de modification de force R de 2, 4, 6 et 8. Afin de mieux comparer les demandes en déplacements inélastiques entre l'est et l'ouest du Canada, de même qu'à l'intérieur de chaque famille de séismes ES-1 à ES-4 et WS-1 à WS-4, les spectres correspondant à chaque famille de séismes sont normalisés par rapport au déplacement spectral maximum obtenu pour cette famille. On remarque d'abord que les spectres des déplacements inélastiques moyens ont une même allure pour une magnitude donnée. Trois types d'allure des spectres des déplacements inélastiques sont notamment relevés : (i) celle correspondant aux séismes des familles ES-1 et ES-2 [Fig. 5.4 (a) et (c)], (ii) celle correspondant aux séismes des familles ES-3, ES-4, WS-1 et WS-2 [Fig. 5.4 (e), (g), (b) et (d)], et (iii) celle correspondant aux séismes des familles WS-3 et WS-4 [Fig. 5.4 (f) et (h)]. On observe également qu'à l'est du Canada :

- Pour les familles ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) et ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) : Le maximum des déplacements spectraux inélastiques moyens se produit à des périodes initiales T_i entre 1 s et 2 s. Les déplacements spectraux convergent ensuite vers un plateau bien établi à $T_i = 10$ s. L'impact du facteur de modification de force est visible pour $1 \text{ s} \leq T_i \leq 4 \text{ s}$. Cet impact est presque inexistant avant et après cet intervalle de périodes initiales.
- Pour les familles ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) et ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km), Les déplacements spectraux inélastiques moyens croissent jusqu'à environ $T_i = 5$ s, pour décroître lentement vers un plateau sans que la convergence soit atteinte à $T_i = 10$ s. L'effet du facteur de modification de force est visible à partir d'environ $T_i = 3$ s.

À l'ouest du Canada :

- Pour les familles WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) et WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) : Le maximum des déplacements spectraux inélastiques moyens se produit entre environ

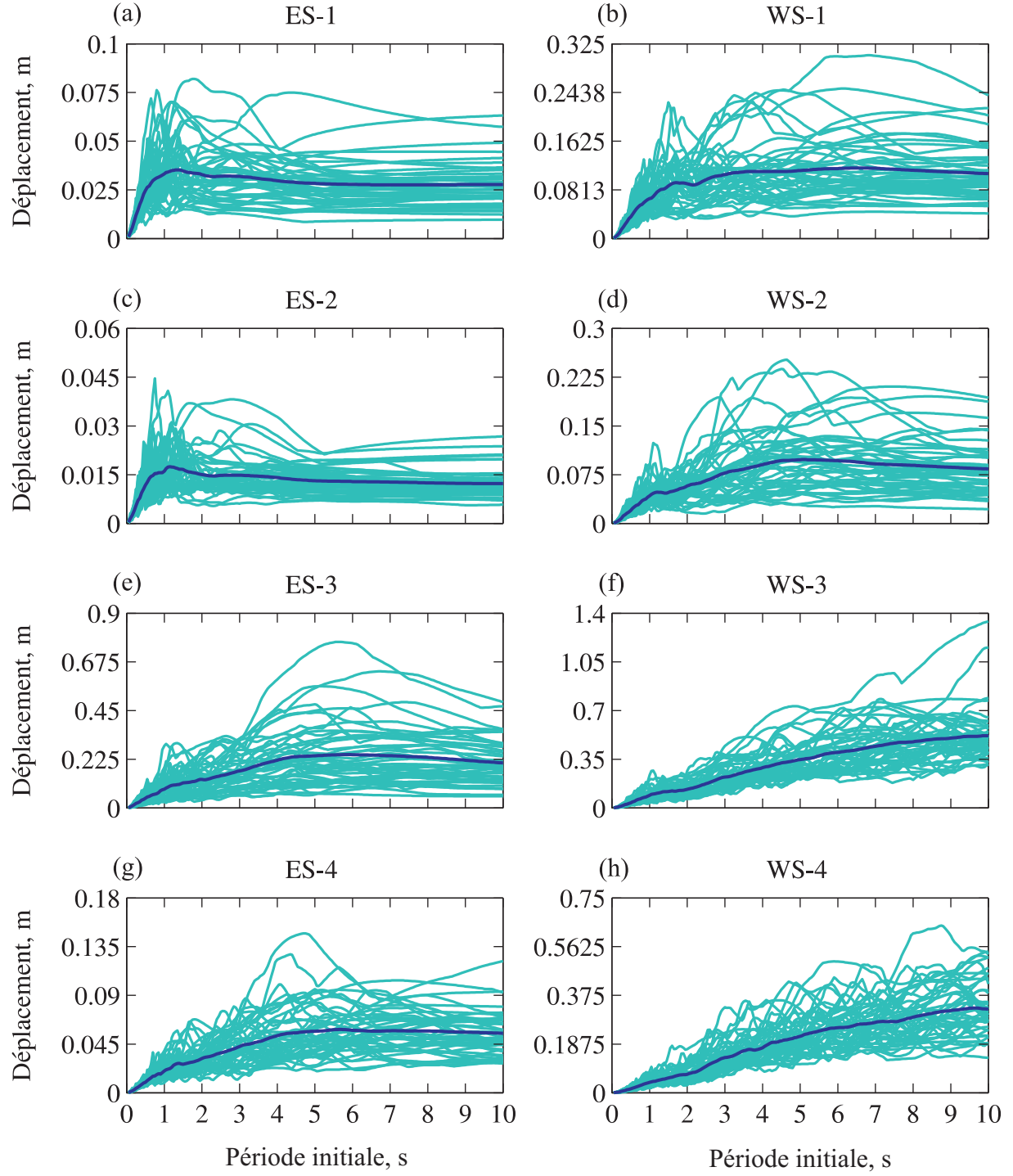


Figure 5.3 Déplacements spectraux inélastiques exprimés en fonction de la période initiale T_i pour $R = 2$: (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

$T_i = 5$ s et $T_i = 7$ s. Les déplacements spectraux décroissent ensuite lentement vers un plateau sans que la convergence soit atteinte à $T_i = 10$ s. Le facteur de modification de force a un effet notable seulement à partir d'une période $T_i = 3$ s environ.

- Pour les familles WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) et WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km) : Les déplacements spectraux inélastiques moyens augmentent presque linéairement jusqu'à $T_i = 10$ s. Le facteur de modification de force n'a presque aucune influence sur l'intervalle de périodes considéré.

Les demandes en déplacements inélastiques présentés précédemment ont été exprimés en fonction des périodes initiales T_i des systèmes étudiés. Il est important d'exprimer ces demandes aussi en fonction des périodes effectives [Eq. (5.2)] qui tiennent compte de la non-linéarité des modèles. La figure 5.5 montre les moyennes des spectres normalisés exprimés en fonction de la période effective T_e pour différents facteurs de modification de force R de 2, 4, 6 et 8. Si les nouveaux spectres ont la même allure que ceux exprimés en fonction des périodes initiales, ils présentent cependant les différences principales suivantes : (i) les maximums des déplacements se produisent à des périodes effectives plus ou moins décalés par rapport aux période initiales, et (ii) l'effet du facteur de modification de force est plus marqué. On constate notamment qu'à l'est du Canada :

- Pour les familles ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) et ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) : Le maximum des déplacements spectraux inélastiques moyens se produit à des périodes effectives T_e entre 1 s et 2 s. Les déplacements spectraux convergent ensuite vers un plateau bien établi à $T_i = 10$, s. L'impact du facteur de modification de force est visible pour $0 \text{ s} \leq T_i \leq 6 \text{ s}$. Cet impact est presque inexistant après cet intervalle de périodes initiales.
- Pour les familles ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) et ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km), Les déplacements spectraux inélastiques moyens croissent jusqu'à environ $T_i = 8$ s, pour décroître lentement vers un plateau sans que la convergence soit atteinte à $T_i = 10$ s. L'effet du facteur de modification de force est visible sur toute la plage de périodes

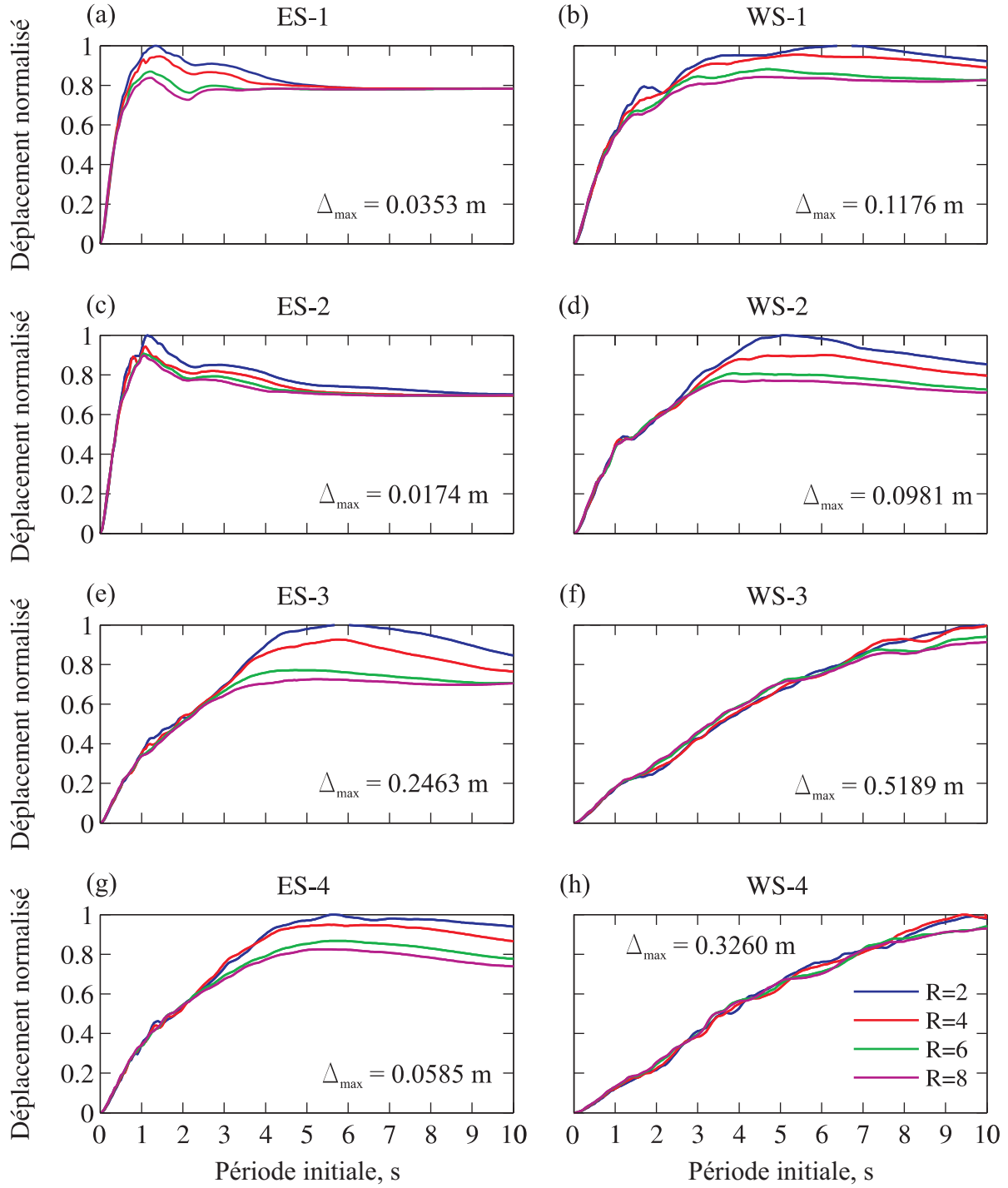


Figure 5.4 Déplacements spectraux inélastiques moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période initiale T_i : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

effectives considérées.

À l'ouest du Canada :

- Pour les familles WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) et WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) :
Le maximum des déplacements spectraux inélastiques moyens se produit entre environ $T_i = 7$ s et $T_i = 9$ s. Les déplacements spectraux décroissent ensuite lentement vers un plateau sans que la convergence soit atteinte à $T_i = 10$ s. Le facteur de modification de force a un effet non négligeable sur toute la plage de périodes considérée.
- Pour les familles WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) et WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km) : Les déplacements spectraux inélastiques moyens augmentent presque linéairement jusqu'à $T_i = 10$ s. L'effet du facteur de modification de force est devenu significatif à partir de $T_e = 3$ s environ.

Ces observations montrent que le facteur de modification de force R a une influence différente selon que l'on soit à l'est ou à l'ouest du Canada, et selon que l'on utilise la période initiale ou effective. En effet, à l'est du Canada, plus les séismes ont une magnitude élevée, plus les déplacements spectraux correspondants sont affectés par le facteur de modification de force. À l'ouest du Canada, l'effet du facteur de modification de force est plus important pour les séismes dont la magnitude est plus faible. Notons que ces observations s'appliquent à un intervalle de périodes de 0 à 10 s. Notons également que lorsque l'effet du facteur de modification de force est important, il se traduit généralement par une diminution des déplacements inélastiques moyens pour les facteurs R plus grands.

5.3.2 Demandes en déplacements résiduels

Le graphique représentant le déplacement résiduel d'un SDL en fonction de sa période de vibration est appelé spectre des déplacements résiduels par analogie avec le spectre classique des déplacements tel que défini par Housner (1959). La figure 5.6 présente les spectres des

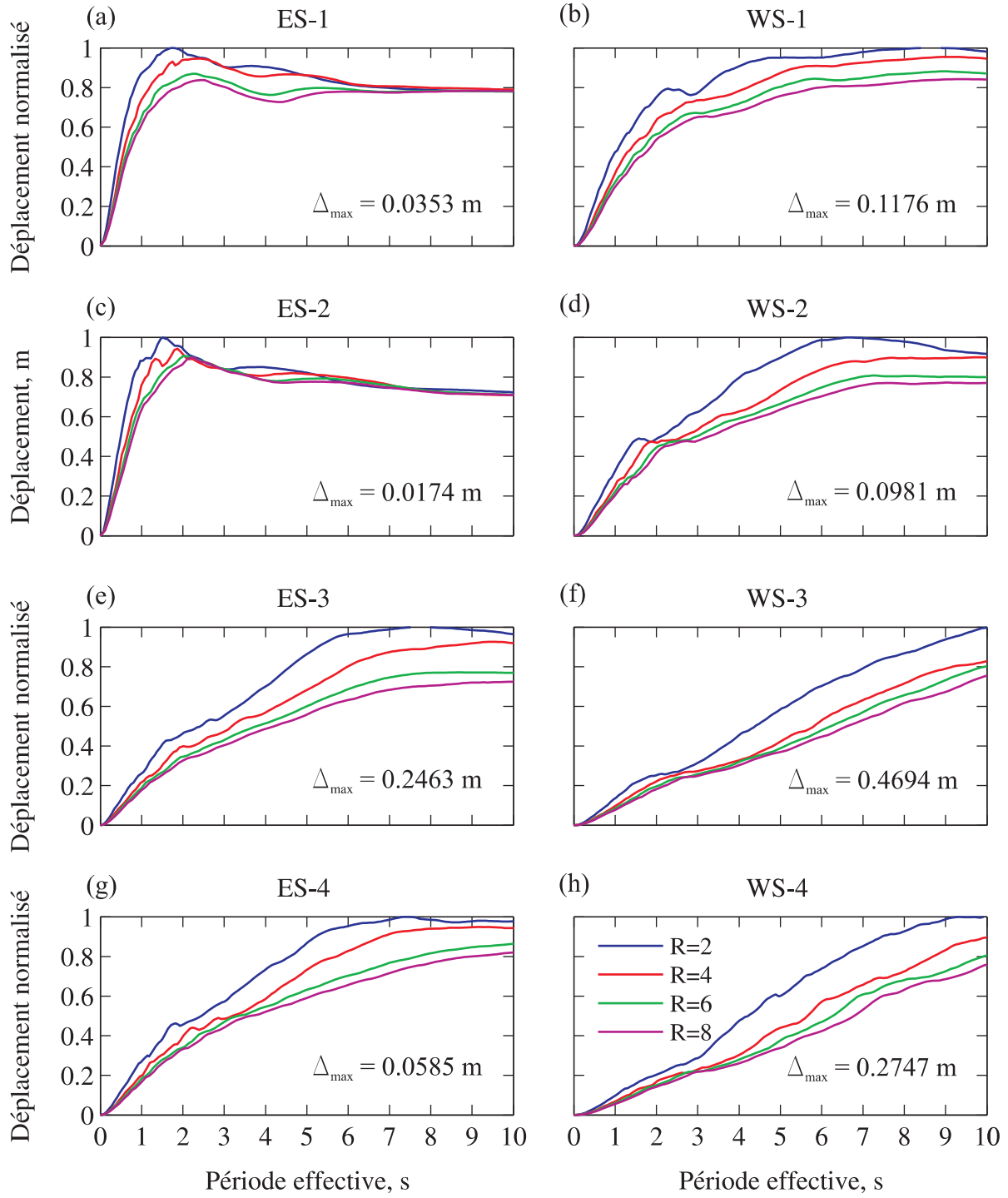


Figure 5.5 Déplacements spectraux inélastiques moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période effective T_e : (a) ES-1 ($M_w=6.0$, $R_H=15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w=6.0$, $R_H=30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w=7.0$, $R_H=25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w=7.0$, $R_H=100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w=6.5$, $R_H=12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w=6.5$, $R_H=30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w=7.5$, $R_H=25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w=7.5$, $R_H=100$ km).

déplacements résiduels obtenus pour un facteur de modification de force $R=2$ sous l'effet des accélérogrammes artificiels considérés, ainsi que les moyennes par famille ES-1 à ES-4 et WS-1 à WS-2. À première vue, on observe une certaine similitude entre les allures des spectres des déplacements résiduels moyens et celles des spectres des déplacements inélastiques moyens de la figure 5.3. Comme précédemment, on note que les demandes en déplacements résiduels sont sensibles à la distance hypocentrale et qu'ils sont plus faibles à l'est du Canada. À titre d'exemple, pour une magnitude $M_w = 7$ et une distance hypocentrale $R_H = 25$ km, i.e. famille ES-3, les déplacements résiduels sont de l'ordre de 0.1 m [Fig. 5.6 (e)], alors que pour la même magnitude et une distance plus grande, i.e. ES-4, ils sont de l'ordre de 0.02 m [Fig. 5.6 (g)], soit environ 5 fois plus petits. À l'ouest du Canada, pour une magnitude $M_w = 7.5$ et une distance hypocentrale $R_H = 25$ km, i.e. famille WS-3, les déplacements résiduels sont de l'ordre de 0.15 m [Fig. 5.6 (f)], alors que pour la même magnitude et une distance plus grande $R_H = 100$ km, i.e. WS-4, ils sont de l'ordre de 0.07 m [Fig. 5.3 (h)], soit environ 2 fois plus petits.

La figure 5.7 montre les moyennes des spectres des déplacements résiduels normalisés exprimés en fonction de la période initiale T_i pour différents facteurs de modification de force R de 2, 4, 6 et 8. L'allure globale des spectres des déplacements résiduels moyens est pratiquement la même pour une magnitude donnée à l'instar des déplacements inélastiques de la figure 5.4. Comme précédemment, on distingue principalement trois types d'allure des spectres des déplacements résiduels : (i) celle correspondant aux séismes des familles ES-1 et ES-2 [Fig. 5.7 (a) et (c)], (ii) celle correspondant aux séismes des familles ES-3, ES-4, WS-1 et WS-2 [Fig. 5.7 (e), (g), (b) et (d)], et (iii) celle correspondant aux séismes des familles WS-31 et WS-4 [Fig. 5.7 (f) et (h)]. Cependant, l'effet du facteur de modification de force R ne suit pas toujours une tendance régulière. Pour les séismes des familles WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) et WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km), les amplitudes des spectres de déplacements résiduels augmentent avec le facteur de modification de force [Figs. 5.7 (f) et (h)]. Ceci est prévisible, car l'amplitude du déplacement résiduel est associée au caractère nonlinéaire de la réponse

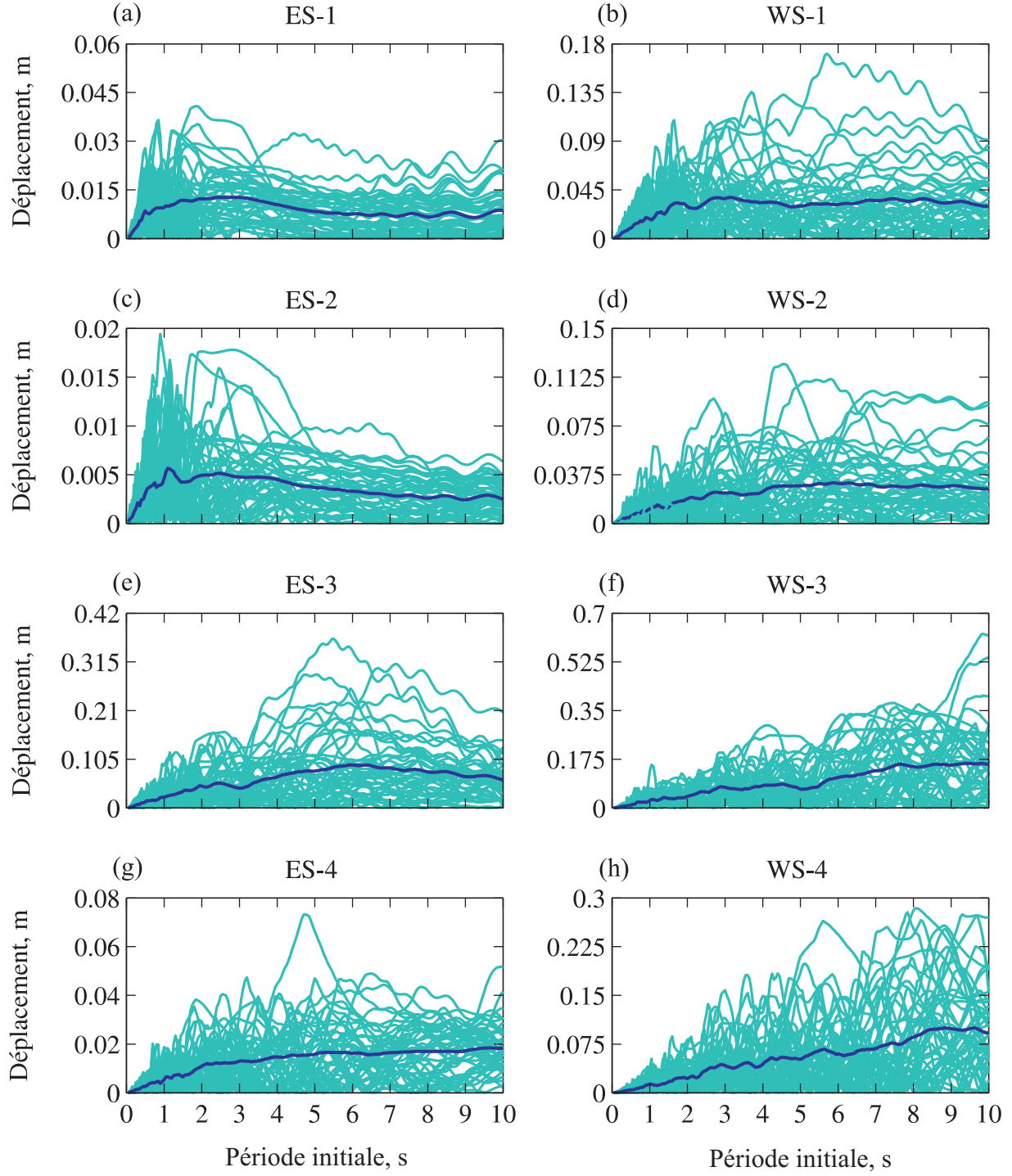


Figure 5.6 Déplacements spectraux résiduels exprimés en fonction de la période initiale T_i pour $R = 2$: (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

dynamique du système étudié, qui devient plus important quand le facteur de modification de force est plus élevé. Pour les autres familles de séismes de magnitude plus faible, cette tendance n'est respectée que pour les périodes initiales courtes, généralement en deçà de 3 s. Par exemple, pour une magnitude $M_w = 7$ et une distance hypocentrale $R_H = 25$ km, i.e. famille ES-3, les déplacements résiduels correspondant à $R = 2$ sont plus élevés que ceux correspondant à $R = 4, 6$ et 8 pour les périodes $T_i \geq 6$ s.

La figure 5.8 illustre les moyennes des spectres des déplacements résiduels normalisés exprimés en fonction de la période effective T_e pour différents facteurs de modification de force R de 2, 4, 6 et 8. Il ressort de ces résultats que l'effet du facteur de modification de force est plus difficile à cerner que lorsque les spectres sont exprimés en fonction des périodes initiales. Un élément d'explication réside dans le fait que les périodes effectives T_E prennent en compte l'effet de la nonlinéarité contrairement aux périodes initiales.

Pour un système bilinéaire d'une période initiale donnée T_i , il peut être pratique d'exprimer les déplacements résiduels Δ_r en fonction des déplacements élastiques maximums Δ_{emax} ou des déplacements inélastiques maximums Δ_{imax} correspondant à cette période. Ceci revient à déterminer la variation des coefficients B_r et C_r définis dans l'équation (5.3) en fonction de la période initiale T_i .

La figure 5.9 montre les moyennes des coefficients de déplacements résiduels B_r en fonction de la période initiale. Il est à noter que pour toutes les familles, Est / Ouest confondus, les coefficients de déplacements résiduels B_r sont inférieurs à 0.5, cela signifie que la demande en déplacements résiduels est au moins deux fois plus petite que la demande en déplacement inélastique.

On remarque que les coefficients de déplacements résiduels B_r ont la même allure et les mêmes ordres de grandeur selon une magnitude donnée. Par exemple les familles ES-1 et ES-2 [Fig. 5.9 (a) et (c)] ont toutes deux une magnitude $M_w = 6$ et leur allure respective est la même, pour des périodes comprises entre 0 et 4 s, le coefficient résiduel B_r est environ

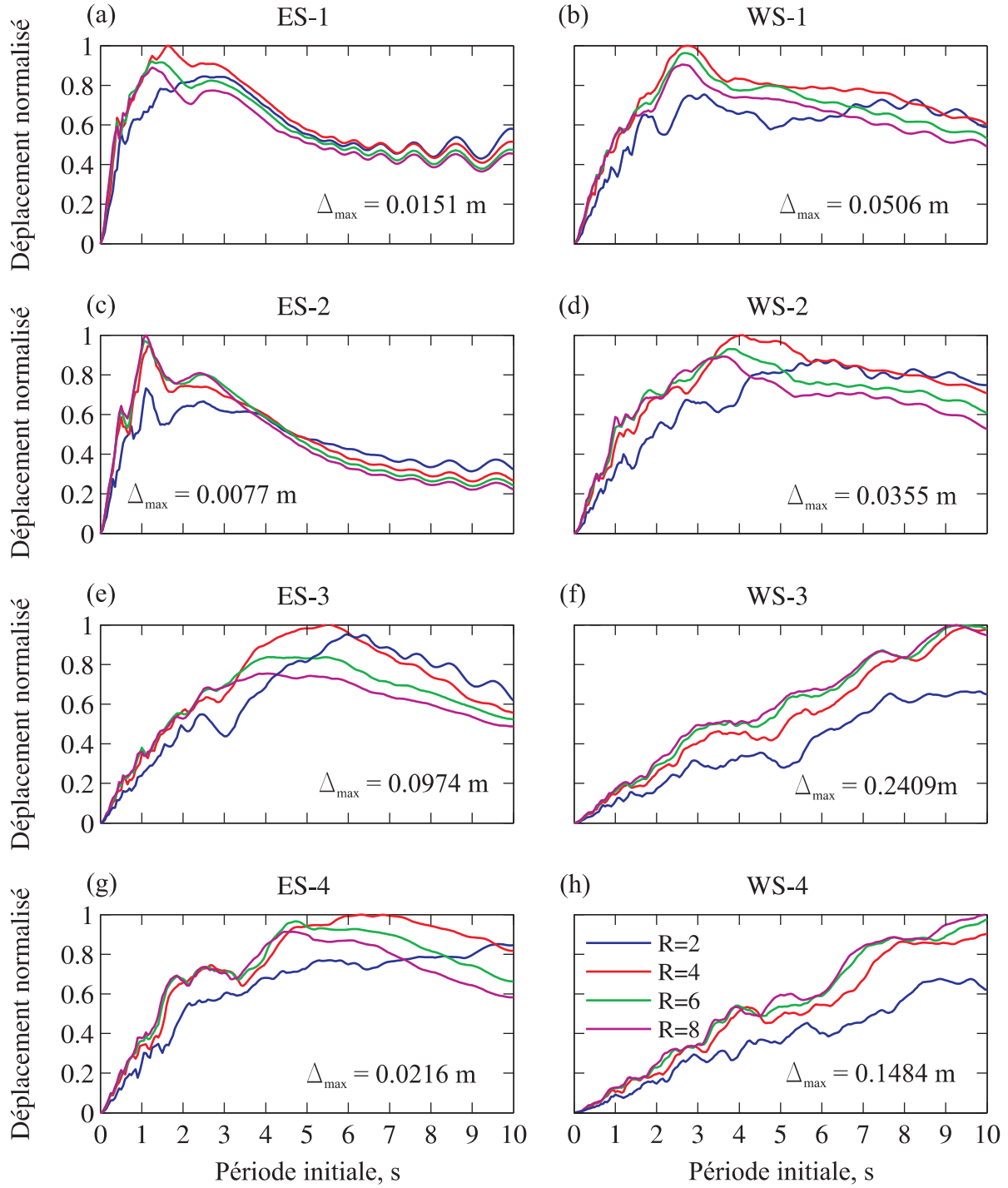


Figure 5.7 Déplacements spectraux résiduels moyens normalisés pour $R = 2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période initiale T_i : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

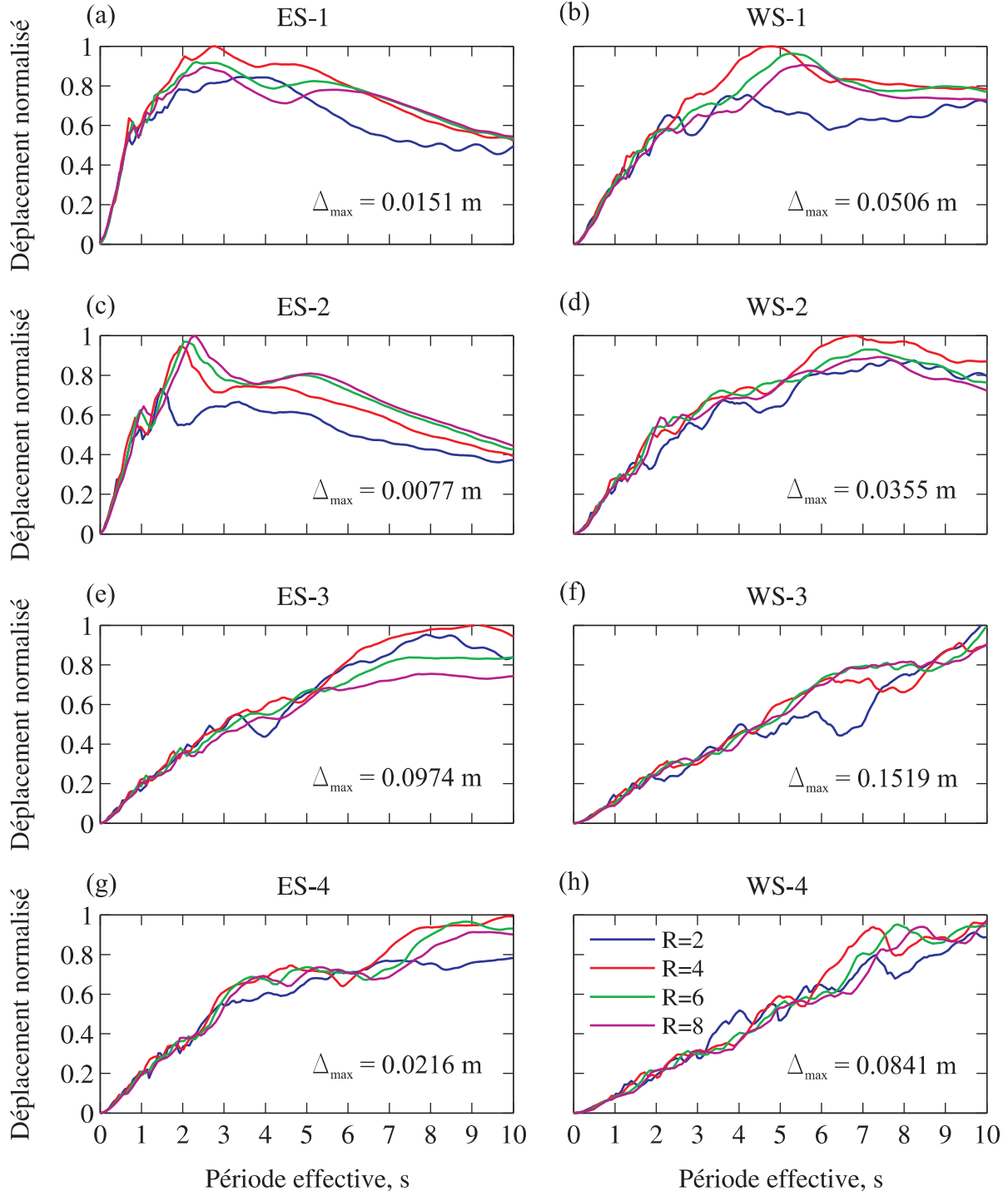


Figure 5.8 Déplacements spectraux résiduels moyens normalisés pour $R=2, 4, 6, 8$ exprimés en fonction de la période effective T_e : (a) ES-1 ($M_w=6.0$, $R_H=15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w=6.0$, $R_H=30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w=7.0$, $R_H=25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w=7.0$, $R_H=100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w=6.5$, $R_H=12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w=6.5$, $R_H=30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w=7.5$, $R_H=25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w=7.5$, $R_H=100$ km).

égal à 0.375 pour des coefficients de réduction de force $R = 4, 6, 8$ et 0.3 pour $R = 2$. La période initiale n'a que très peu d'impact sur les coefficients résiduels B_r pour les séismes de l'ouest et pour les familles ES-3 et ES-4 à l'est. Cependant pour les familles ES-1 et ES-2, [Fig. 5.9 (a) et (c)], à partir de 4 s, B_r décroît lentement lorsque la période initiale augmente. On y distingue deux constantes : une égale à environ 0.375 pour des périodes inférieures à 4 s et une autre aux alentours de 0.25 pour les périodes allant de 6 à 10 s.

La figure 5.10 illustre les moyennes des coefficients de déplacements résiduels C_r en fonction de la période initiale. En général, les spectres ont la même allure indépendamment qu'il s'agisse des séismes de l'est ou de l'ouest. On remarque néanmoins que pour les familles de l'est, ie ES-1 à ES-4, [Figs. 5.10 (a),(c), (e) et (g)] les coefficients B_r ne dépassent pas 1, ce qui signifie que la demande en déplacements résiduels est plus faible que la demande en déplacement élastique maximum. Pour les familles de l'ouest, ie WS-1 à WS-4, pour de très petites périodes, jusqu'environ à 0.25 s, le coefficient de déplacements résiduels C_r est plus grand que 1, ce qui signifie que la demande en déplacements résiduels est plus importante que la demande en déplacement élastique maximum. Après 0.25 s, la demande en déplacements résiduels devient plus faible. Globalement pour toutes les familles, le coefficient déplacements résiduels C_r dépend de la période initiale et du facteur de réduction de force avant 1 s, au delà de cette période, le coefficient C_r devient constant. On peut également noter à travers les figures 5.10 (b),(d), (f) et (h) qu'à mesure que le facteur de réduction de force est augmenté, l'écart entre les courbes à différents facteurs de réduction de force diminue. Par exemple, pour WS-3 [Fig. 5.10 (f)], l'écart entre les coefficients résiduels C_r pour des coefficients de réduction de force de $R=2$ et de $R=2$ est visible mais faible, de 4 à 6 est minime et de $R=4$ à $R=6$ est quasi inexistant. On peut dire que pour des grandes périodes, le coefficient tend à saturer au fur et à mesure que R augmente. Globalement, observe à l'est une constante C_r aux alentours de 0.25 et à l'ouest aux alentours de 0.5, soit le double.

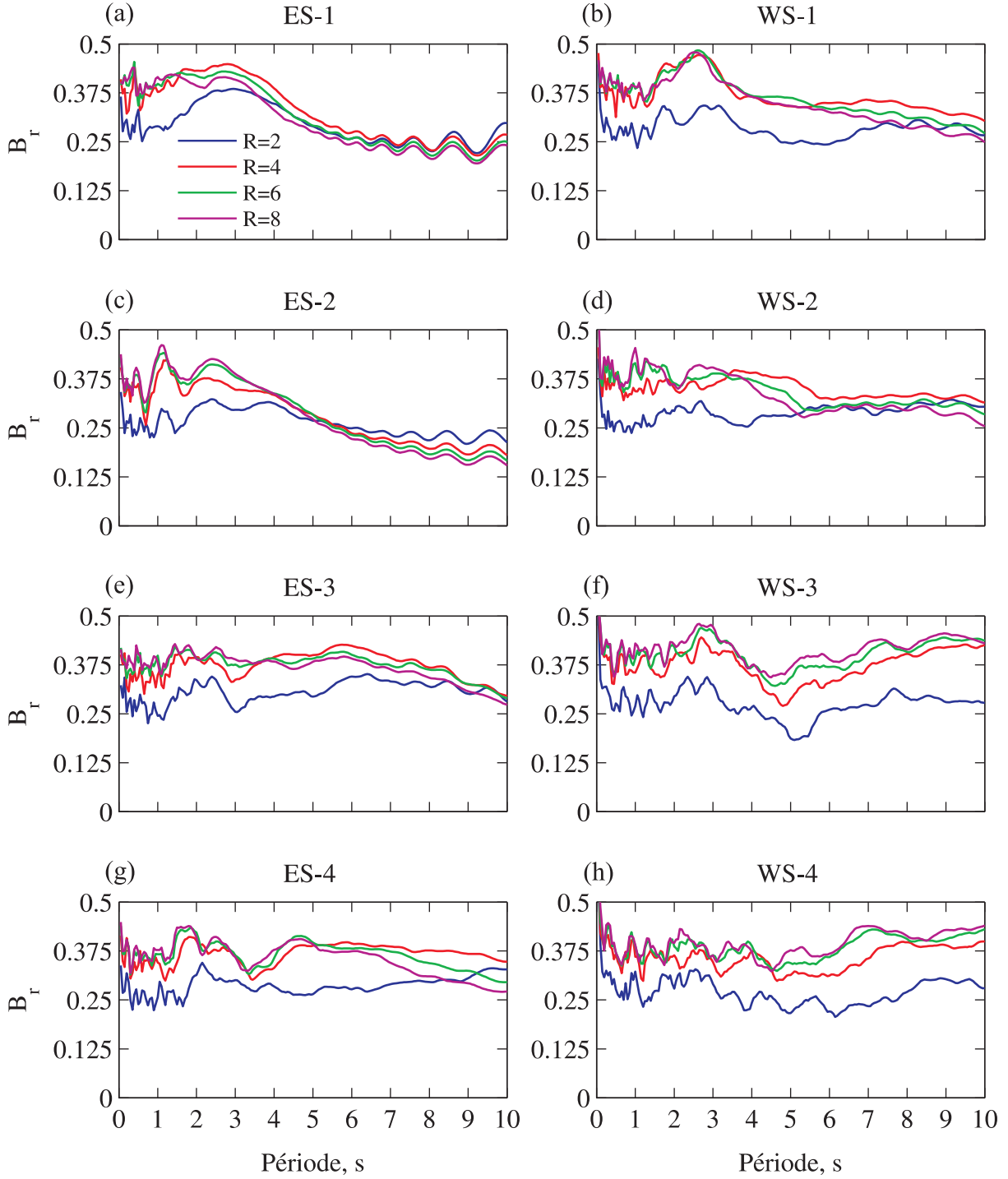


Figure 5.9 Coefficient de déplacements résiduels B_r : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

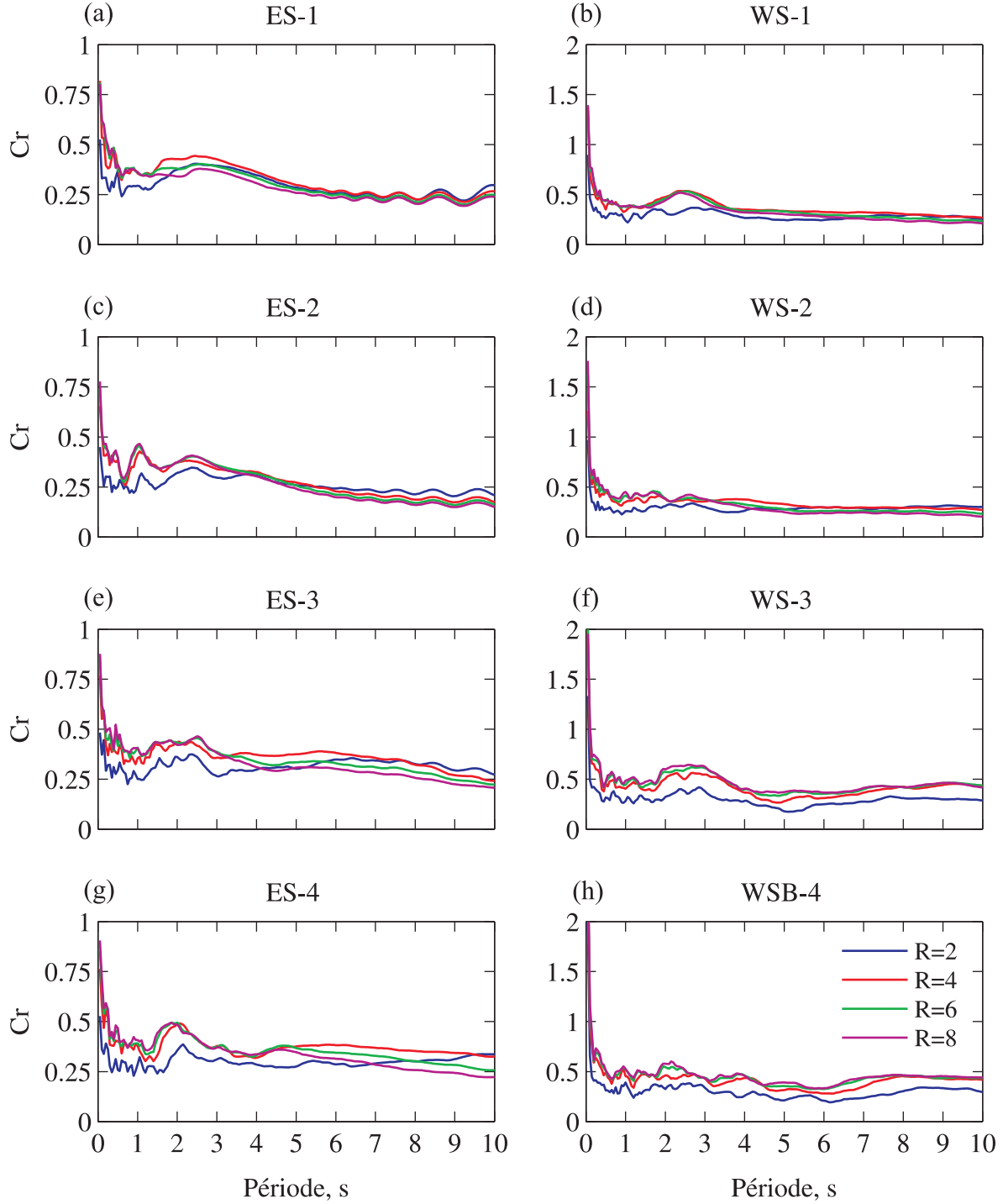


Figure 5.10 Coefficient de déplacements résiduels C_r : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km); (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km); (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km); (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km); (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km); (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km); (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km); (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

5.4 Conclusions

Le facteur de réduction de force joue un rôle important dans les spectres de déplacements inélastiques à l'est et à l'ouest. Pour l'est plus les séismes ont une magnitude élevée, plus les déplacements spectraux correspondant sont affectés par le facteur de réduction de force.

Le contrôle des déplacements inélastiques est important dans la conception parasismique des structures aussi bien à l'est qu'à l'ouest. Bien qu'environ trois fois plus petits, les déplacements résiduels restent non négligeables, il semble ainsi évident que le contrôle des déplacements résiduels est important pour l'ouest du Canada mais aussi pour l'est.

Des coefficients résiduels B_r et C_r ont été calculés en fonction de la période initiale. Ils ont permis de comparer les déplacements résiduels aux déplacements respectifs inélastiques et élastiques. Il en résulte que pour de très petites périodes, la demande en déplacement résiduelle est plus grande que le maximum de déplacement élastique correspondant. De plus dans cette région le coefficient de déplacement résiduel dépend de la période. Pour de plus longue période le coefficient résiduel est relativement constant.

CHAPITRE 6

APPLICATION AUX PONTS

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'effet du facteur de réduction d'amortissement sera présenté à travers un exemple. Ce coefficient, défini dans les chapitres 2 et 4 est un élément clé de la méthode directe de conception basée sur les déplacements décrite dans le chapitre 2. Ainsi, l'évaluation sismique d'un modèle de pont sera présentée en utilisant la méthode de conception basée sur les déplacements. A titre de comparaison, la méthode de conception parasismique en vigueur (CSA-S6-06) sera présentée ainsi qu'une autre méthode de dimensionnement basée sur les déplacements, la méthode de plastification (YPS).

Pour finir, la comparaison des déplacements résiduels d'un modèle de pont avec et sans amortisseurs visqueux sera exposée.

6.2 Application du coefficient de réduction d'amortissement

6.2.1 Description de la structure

La structure étudiée est un pont fictif droit à deux travées, d'une longueur de 73.4 m, situé à Montréal (Québec). Le tablier du pont est supporté, au milieu, par deux piles et deux culées aux extrémités. Toute la structure est en béton armé avec des modules d'élasticité et de cisaillement respectifs de $E = 25900$ MPa et $G = 10800$ MPa. Le poids du tablier est de 342 kN/m et chaque pile a une section rectangulaire de 1.2×3.2 m² et une hauteur de 7.9 m, tel qu'illustré dans la figure 6.1.

La contrainte en compression du béton est $f'_c = 40$ MPa et la contrainte élastique des aciers $f_y = 350$ MPa. Le rapport entre la contrainte ultime et la contrainte limite élastique est pris

égale à 1.3. Les bars longitudinales ont un diamètre de 43.7 mm avec un enrobage de 50 mm et les bars transversales ont été prises avec un diamètre de 19.5 mm et un espacement le long de l'axe de la colonne de 150 mm.

Seule la réponse sismique longitudinale du pont a été étudiée. Dans cette direction, le tablier est fixé à la pile et est libre de se déplacer au niveau des culées. Les paramètres de modélisation du pont sont résumés dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 Caractéristiques du tablier et d'une pile.

	Aire de la section (m ²)	Aire de cisaillement (m ²)	Longueur/Hauteur (m)	Inertie (m ⁴)
Tablier	4.92	4.1	73.4	373
Pile	3.84	2.24	7.9	355

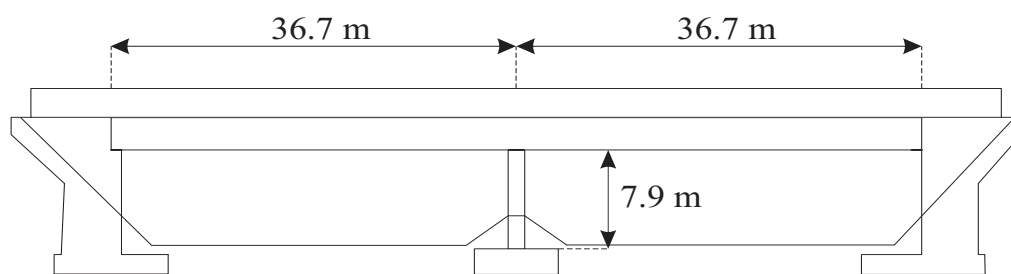
6.2.2 Réponse sismique longitudinale du pont selon le code CSA-S6-06

Le pont étudié est régulier et localisé dans la zone sismique 2 dont le coefficient d'accélération spectrale correspond 0.2 g. En accord avec les recommandations du code CSA-S6-06, la méthode de la charge uniforme est utilisée. La rigidité des deux piles du pont est $K_p = 56 \times 10^3$ kN/m, ce qui équivaut à une période fondamentale $T = 1.34$ s. Dans ce cas, le coefficient sismique de la réponse élastique est $C_{sm} = 0.197$, ce qui donne une réaction de 4945 kN. Les éléments agissent comme des poteaux isolés, le coefficient de modification de la réponse est dans ce cas $R = 2.0$, la force sismique est réduite à $F_L = 2470$ kN.

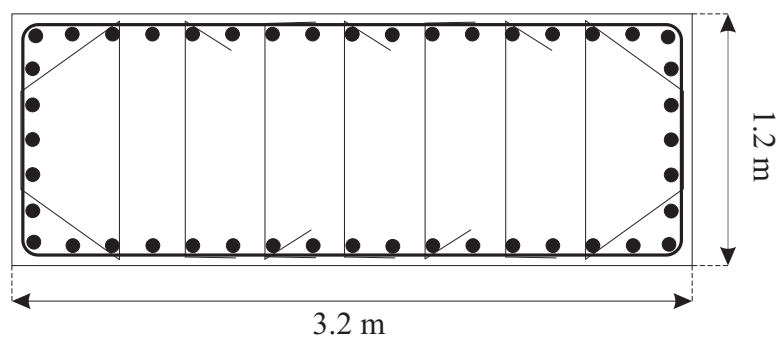
6.2.3 Réponse sismique longitudinale à l'aide de la méthode DDBD

- Étape 1 : Déterminer le déplacement limite élastique : Δ_y

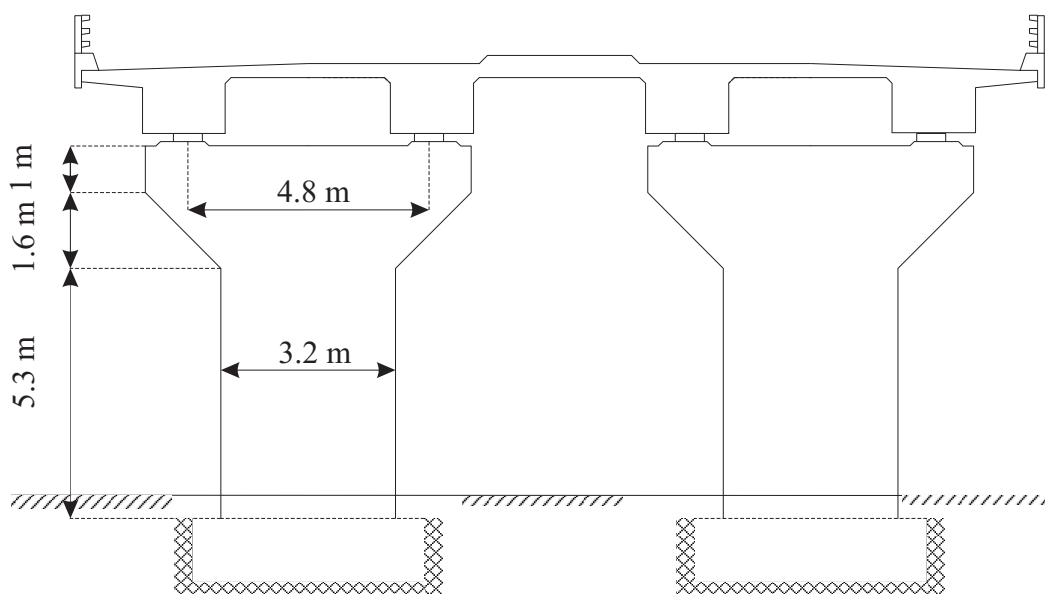
La courbure limite élastique est calculé à l'aide de l'approximation de Priestley et al.



a) Vue en élévation



b) Section de la pile



c) Vue en coupe de la pile

Figure 6.1 Pont étudié : (a) Vue en élévation , (b) Section de la pile, (c) Tablier et Pile

(1996 et 2007), caractérisée par l'équation suivante :

$$\Delta_y = C_1 \phi_y (H + 2L_{SP})^2 \quad (6.1)$$

où H est la hauteur de la pile, ϕ_y la courbure limite élastique, L_{SP} longueur d'ancrage et C_1 est un coefficient dépendant des fixités des extrémités de la pile. La courbure limite élastique peut être approximée comme suit :(Priestley et al. (1996 et 2007))

$$\phi_y = \frac{2.1 \varepsilon_y}{l_x} \quad (6.2)$$

où $l_x = 1.2 \text{ m}$ est l'épaisseur de la colonne, ε_y est la limite de déformation élastique correspondant à f_y donnée par Priestley et al. (1996 et 2007)

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 f_y}{E_s} = 0.0019 \quad (6.3)$$

La colonne étant fixe à ses deux extrémités C_1 peut être pris égale à (Priestley et al. (2007))

$$C_1 = \frac{1}{6} \quad (6.4)$$

et L_{SP} peut être approximé à (Priestley et al. (1996 et 2007))

$$L_{SP} = 0.022 f_y d_{bl} \quad (6.5)$$

où d_{bl} est le diamètre de l'acier des armatures longitudinales. $L_{SP} = 0.022 \times 350 \times 0.0437 = 0.3365 \text{ m}$

Par conséquent, la courbure limite élastique est égale à

$$\phi_y = \frac{2.1 \times 0.0019}{1.2} = 0.0033 / \text{m} \quad (6.6)$$

et le déplacement limite élastique est

$$\Delta_y = \frac{1}{6} \times 0.0033(7.9 + 2 \times 0.3365)^2 = 0.0404 \text{ m} \quad (6.7)$$

– Étape 2 : Déterminer le déplacement cible : Δ_d

Le déplacement cible, Δ_d est approximé avec l'équation 6.8 qui vient de Priestley et al. (1996 et 2007).

$$\Delta_d = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_P H \quad (6.8)$$

où L_P est la longueur de la rotule plastique est peut être prise en utilisant l'équation suivante, (Priestley et al. (1996 et 2007))

$$L_P = kL_c + L_{SP} \geq 2L_{SP} \quad (6.9)$$

où k est une constante dépendant des propriétés de l'acier pour l'ancrage, Priestley et al. (1996 et 2007)

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (6.10)$$

On a donc, $k = 0.2 \left(\frac{455}{350} - 1 \right) = 0.06$.

L_c est la distance de la section critique au point de contre-flexion égal ici à

$$L_c = \frac{H}{2} = \frac{7.9}{2} = 3.95 \text{ m} \quad (6.11)$$

$0.06 \times 3.95 + 0.3365 = 0.5735$, soit, $L_P = 2 \times L_{SP} = 0.6730 \text{ m}$.

ϕ_u est la courbure ultime. Elle est calculée en prenant la plus petite valeur (la plus critique) entre la courbure associée à la contrainte limite du béton $\phi_{ls,c}$ et la contrainte de tension limite de l'acier $\phi_{ls,s}$ définis par

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{ls,s}}{d - c} \quad (6.12)$$

et

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{ls,c}}{c} \quad (6.13)$$

où c est la dimension de l'axe neutre calculé par itération sur RESPONSE 2000 :
 $c = 0.48 \text{ m}$.

d est la longueur effective entre la section et le centre des armatures longitudinales telle que l'indique l'équation 6.14.

$$d = l_x - cov - \frac{d_{bl}}{2} \quad (6.14)$$

où $l_x = 1.2 \text{ m}$ est l'épaisseur de la section et $d_{bl} = 0.0437 \text{ m}$ est le diamètre des armatures longitudinales.

On obtient $d = 1.2 - 0.05 - \frac{0.0437}{2} = 1.1282 \text{ m}$.

$\varepsilon_{ls,s}$ est la limite de déformation en tension de l'acier. Ici, afin de comparer la méthode de directe de conception basée sur les déplacements à la méthode du code on limite la déformation de l'acier à

$$\phi_{ls,s} = 3\phi_y \quad (6.15)$$

On émet ainsi l'hypothèse que la ductilité globale est proche de la ductilité locale. Cela revient à considérer un coefficient de réduction de force de $R = 3$. De plus, la valeur ultime de déformation, ε_{su} sera limitée à l'écrouissage : $\varepsilon_{su} = 0.017$, $\phi_{ls,s} = 3 \times 0.0033 = 0.0099$ et $\varepsilon_{ls,s} = 3 \times (d - c)\varepsilon_{ls,s} = 0.0038$

et $\phi_{ls,c}$ est la contrainte en compression obtenu par (Priestley (1996, 2007))

$$\varepsilon_{ls,c} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_y \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (6.16)$$

avec une force en compression du béton confiné f'_{cc} définie telle que (Priestley (1996, 2007))

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_1}{f'_c}} - 2 \frac{f_1}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (6.17)$$

où la contrainte latérale de confinement f_1 est obtenue par (Priestley (1996, 2007) ;

Paultre (2011))

$$f_l = 0.5 C_e \rho_v f_y \quad (6.18)$$

où C_e est le coefficient effectif de confinement pris égal à $C_e = 0.75$ (Prieslley (1996)) et le ratio volumétrique des armatures transversales de la pile ρ_v est égal à (Prieslley (1996, 2007) ; Paultre (2011))

$$\rho_v = \rho_x + \rho_y \quad (6.19)$$

où ρ_x et ρ_y sont les coefficients volumétriques d'armatures transversales dans les directions principales définis par (Prieslley (1996, 2007) ; Paultre (2011))

$$\rho_{x,y} = \frac{A_{sh\,x,y}}{h_{c\,y,x}} \quad (6.20)$$

où $h_{c\,x,y}$ est le coté perpendiculaire à la direction des étriers

$$h_{c\,x} = l_x - 2 \times cov = 1.2 - 2 \times 0.05 = 1.1 \text{ m and}$$

$$h_{c\,y} = l_y - 2 \times cov = 3.2 - 2 \times 0.05 = 3.1 \text{ m.}$$

Le code CSA-S6-06 définit $A_{sh\,x,y}$ supérieur à la plus grande valeur entre l'équation 6.21 et l'équation 6.22.

$$A_{sh\,x1,y1} = 0.30 s h_{c\,x,y} \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (6.21)$$

$$A_{sh\,x2,y2} = 0.12 s h_{c\,x,y} \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \quad (6.22)$$

où

$$\left(0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \geq 1.0 \quad (6.23)$$

où A_g est la section brut du béton :

$$A_g = l_x l_y = 1.2 \times 3.2 = 3.84 \text{ m}^2 \quad (6.24)$$

et A_c la section brut de béton confiné :

$$A_c = (l_x - cov)(l_y - cov) = (1.2 - 0.05) \times (3.2 - 0.05) = 3.623 \text{ m}^2 \quad (6.25)$$

$P_f = 7840 \text{ kN}$ est la force axiale de la section.

$\phi_c = 0.75$ selon le code CSA-S6-06.

Finalement on obtient :

$$A_{shx1} = 0.30 \times 0.15 \times 1.1 \times 40/350 \times (3.84/3.623 - 1) = 0.0004$$

$$A_{shy1} = 0.30 \times 0.15 \times 3.1 \times 40/350 \times (3.84/3.623 - 1) = 0.0010$$

$$A_{shx2} = 0.12 \times 0.15 \times 1.1 \frac{40}{350} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 7840}{0.75 \times 40 \times 3.84} \right) = 0.0023$$

$$A_{shy2} = 0.12 \times 0.15 \times 3.1 \frac{40}{350} \left(0.5 + \frac{1.25 \times 7840}{0.75 \times 40 \times 3.84} \right) = 0.0064$$

Soit, $A_{shx} = \max(A_{shx1}; A_{shx2}) = 0.0023$ et $A_{shy} = \max(A_{shy1}; A_{shy2}) = 0.0064$.

$$\rho_x = \frac{0.0023}{3.1} = 0.0007$$

$$\rho_y = \frac{0.0064}{1.1} = 0.0058$$

$$\rho_v = 0.0007 + 0.0058 = 0.0065$$

$$f_1 = 0.5 \times 0.75 \times 0.0065 \times 350 = 0.8531$$

$$f'_{cc} = 40 \times \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 \times 0.8531}{40}} - 2 \frac{0.8531}{40} - 1.254 \right) = 45.62 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{ls,c} = 0.004 + 1.4 \frac{0.0065 \times 350 \times 0.017}{45.62} = 0.0052$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{0.0038}{1.1282 - 0.48} = 0.0059 / \text{m}$$

$$\phi_{ls,c} = \frac{0.0052}{0.48} = 0.0108 / \text{m}$$

So $\phi_u = \phi_{ls,s} = 0.0088 / \text{m}$

Soit, $\Delta_d = 0.0404 + (0.0059 - 0.0033) \times 0.6730 \times 7.9 = 0.055 \text{ m}$

- Étape 3 : Déterminer la ductilité : μ

$$\mu = \frac{\Delta_t}{\Delta_y} = \frac{0.055}{0.0404} = 1.36$$

- Étape 4 : Estimer le coefficient d'amortissement équivalent : ξ_{eq}

$$\text{D'après Priestley (2007), on a } \xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \frac{\mu - 1}{\pi \mu} = 0.05 + 0.444 \frac{1.36 - 1}{\pi \times 1.36} = 9 \%$$

- Étape 5 : Réduire le spectre de déplacement à $\xi_{eq} = 9 \%$

Les facteurs de réduction d'amortissement cité dans le chapitre précédent ont été utilisés. Dans cette partie, le spectre de déplacement utilisé est le spectre d'accélération de Montréal converti à l'aide de l'équation 6.26.

$$SD = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (6.26)$$

- Étape 6 : En déduire les périodes effectives T_{eff}

Les périodes obtenues par lecture graphique ont été résumées dans le tableau 6.2. Elles sont proches les unes des autres variant entre 1.34 et 1.45 s.

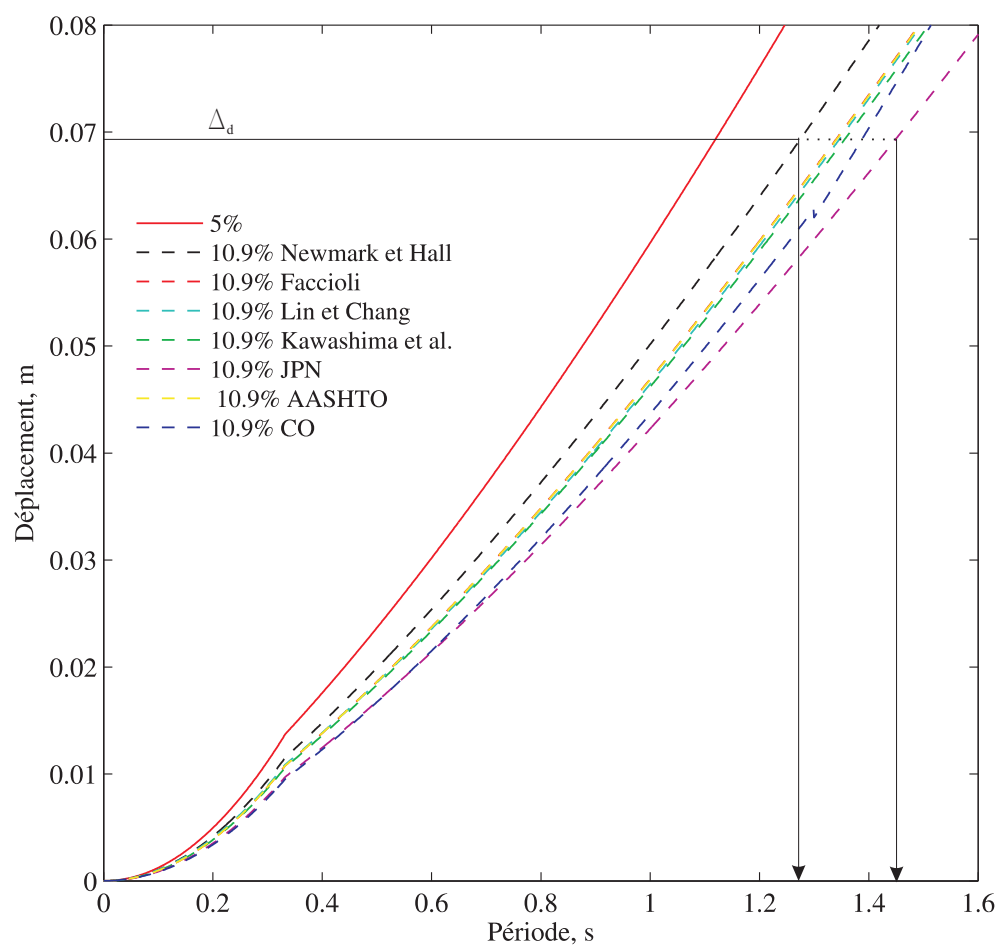


Figure 6.2 Spectres des déplacements amortis à l'aide du facteur de réduction d'amortissement (Montréal)

Tableau 6.2 Périodes effectives.

Auteur	T_{eff} (s)
Newmark & Hall (1973)	1.34
Kawashima & Aizawa (1986)	1.43
Lin & Chang (2003)	1.42
Faccioli (2009)	1.41
AASHTO (2010)	1.41
Proposed formulation (2013)	1.45

- Etape 7 : Calculer les rigidités effectives correspondantes, K_{eff} ainsi que les cisaillements à la base V_b

Les rigidités effectives et les cisaillements à la base ont été calculés respectivement à l'aide des équations 6.27 et 6.28

$$K_{\text{eff}} = M_{\text{eff}} \left(\frac{2\pi}{T_{\text{eff}}} \right)^2 \quad (6.27)$$

$$V_b = \Delta_d K_{\text{eff}} \quad (6.28)$$

Le tableau 6.3 résume les résultats obtenus.

Tableau 6.3 Rigidités effectives et cisaillements à la base.

Auteur	K_{eff} (kN/m)	V_b (kN)
Newmark & Hall (1973)	17460	1300
Kawashima & Aizawa (1986)	15450	1150
Lin & Chang (2003)	15690	1170
Faccioli (2009)	15802	1180
AASHTO (2010)	15780	1170
Formulation proposés	15050	1120

On remarque la variation des efforts à la base ne sont pas importantes pour le cas étudié. V_b varie de 1120kN pour l'équation proposée à 1300kN pour l'équation de Newmark et Hall. Ce résultat ne semble pas étonnant parce que le modèle de pont choisi à une petite période de vibration

6.2.4 Réponse sismique longitudinale à l'aide de la méthode de plastification

Cinq étapes résument la méthode de dimension à l'aide du spectre de plastification :

- Étape 1 : Déterminer le déplacement cible correspondant à la performance souhaitée :

Tel que vu dans la méthode précédente on a :

$$\Delta_d = 0.0696 \text{ m}$$

- Étape 2 : Estimer le déplacement à la limite élastique et en déduire la ductilité

De la même manière on obtient un déplacement limite élastique :

$$\Delta_y = 0.0404 \text{ m et une ductilité de } \mu = 1.36$$

- Étape 3 : Construire le spectre de plastification à la ductilité μ fixée en utilisant le

spectre du code CAN/CSA-S6-06

La figure 6.3 montre le spectre de plastification construit pour une ductilité $\mu = 1.36$.

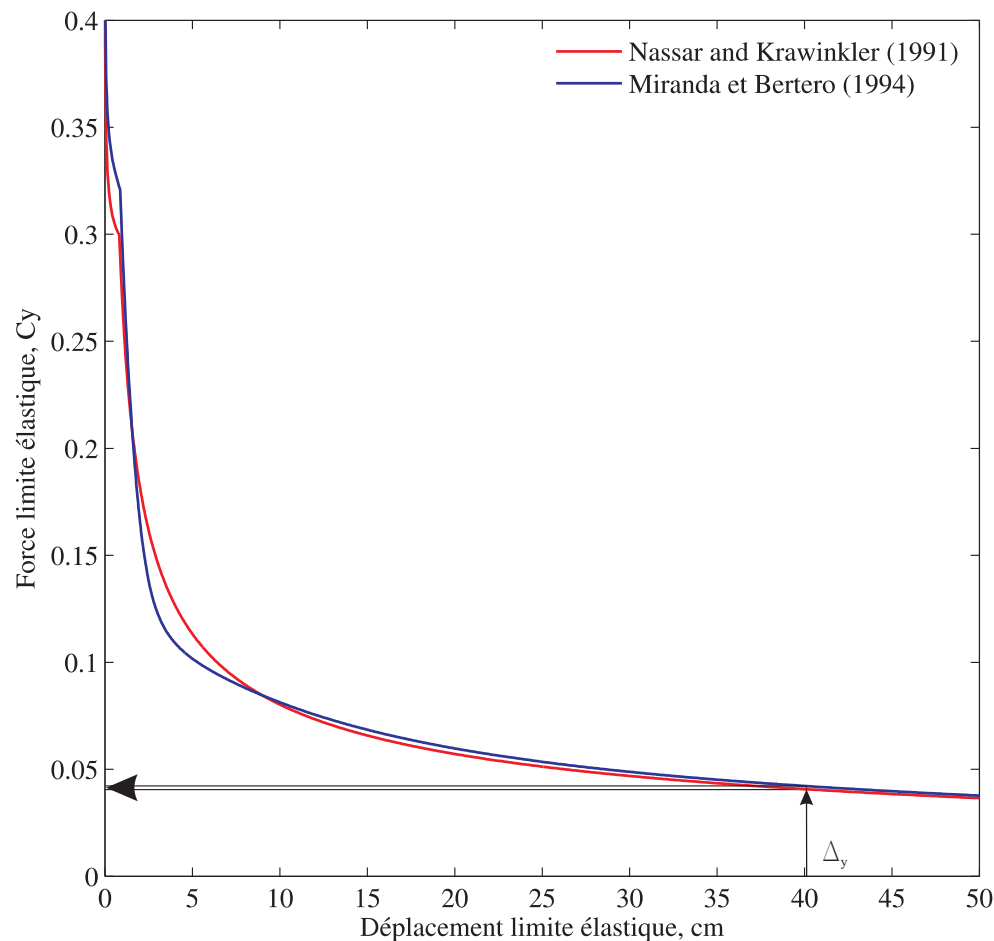


Figure 6.3 Spectre de plastification de Montréal à $\mu = 1.36$

- Étape 4 : Déterminer le coefficient de force plastique C_y correspondant au déplacement limite élastique $\Delta_y = 40.4$ cm

Les coefficients de force plastique sont calculés à l'aide des coefficients de réduction de force $R-\mu-T$ développés par Nassar et Krawinkler (1991) Miranda et Bertero (1994). Ces coefficients sont décrits au chapitre 2. En utilisant le coefficient $R-\mu-T$ de Nassar et Krawinkler (1991), on obtient un $C_{y1}=0.043$ et avec l'équation de Miranda et

Bertero (1994) on a, $C_{y2}=0.042$.

- Étape 5 : Calculer le cisaillement à la base V_b

Les cisaillements à la base respectifs sont $V_{b1} = C_y \times W = 0.043 \times 7840 = 337\text{kN}$ et

$$V_b = C_y \times W = 0.042 \times 7840 = 330\text{kN}.$$

La différence entre les deux cisaillement à la base obtenus est négligeable. Néanmoins, ils sont très petits. Certaines recherches ont été effectuées pour vérifier l'utilisation des coefficients $R - \mu - T$ pour les séismes de l'est. D'après l'étude de Blasco (2009), ces coefficients ne sont pas fiable pour une sismicité à l'est du Canada.

6.3 Étude des déplacements résiduels sur un modèle de pont avec amortisseur visqueux

Le modèle de pont étudiés dans cette partie ont été analysés afin de comparer les déplacements résiduels spectraux obtenus au chapitre 5 et un modèle de pont avec amortisseur visqueux. La figure 6.4 schématise la modélisation du pont et les principales caractéristiques sont décrites dans le tableau 6.4. Les caractéristiques du modèle proviennent des travaux de Dion et al.(2010).

Tableau 6.4 Pont avec amortisseur visqueux.

	K_{pont} kN/mm	F_y kN	T s	K_a kN/mm	C_a kNs/mm	α -
Pont	60.9	3200	1.29	700	750	0.17

Les figures 6.5 et 6.6 représentent respectivement les déplacements inélastiques maximums et résiduels en fonction de la distance hypocentrale. Pour les déplacements inélastiques, on retrouve un résultat qui paraît évident à savoir que plus le séisme est proche, plus les déplacements sont importants. Néanmoins cette tendance ne se retrouve pas forcément lorsqu'il s'agit des déplacements résiduels. Par exemple si on prend la figure 6.6, pour la famille ES-1 ($M = 6$), les déplacements sont plutôt éparpillés, on n'observe pas réellement de tendance.

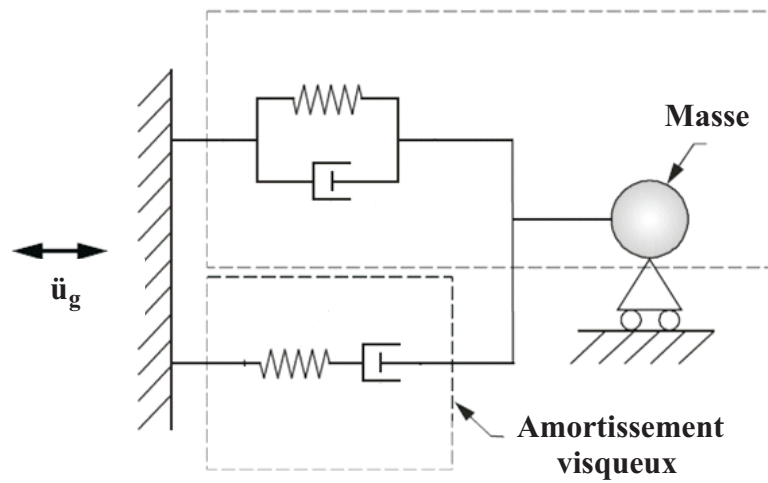


Figure 6.4 Modélisation du pont avec amortisseur visqueux [adapté de Dion (2010)]

Afin de comparer les déplacements obtenus sur ce pont avec amortisseur visqueux, et les déplacements spectraux, la moyenne de tous les déplacements inélastiques et résiduels a été calculée. La figure 6.7 met en relief la réduction des déplacements du pont avec amortisseur visqueux. Pour les déplacements maximaux, elle va de 60 à 99% et pour les déplacements résiduels elle va de 40 à 80%.

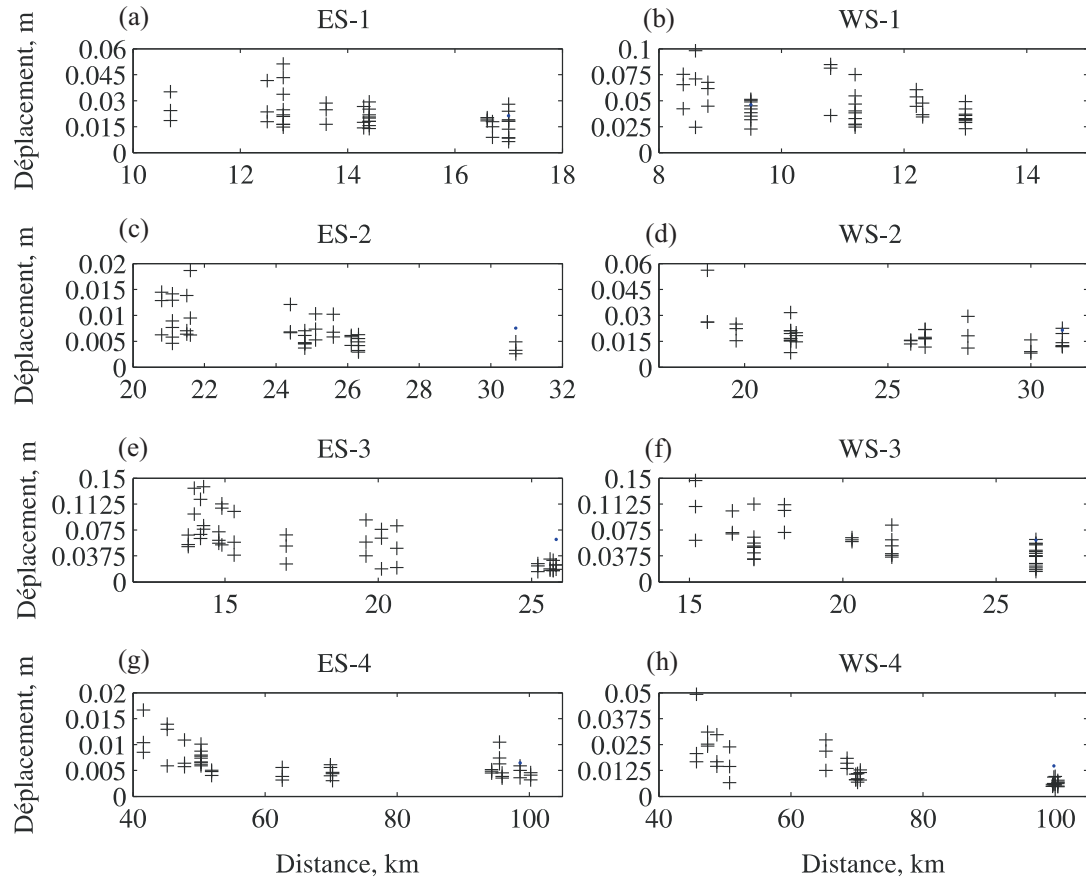


Figure 6.5 Déplacements inélastiques du pont avec amortisseur visqueux : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km) ; (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km) ; (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km) ; (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km) ; (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km) ; (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km) ; (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km) ; (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

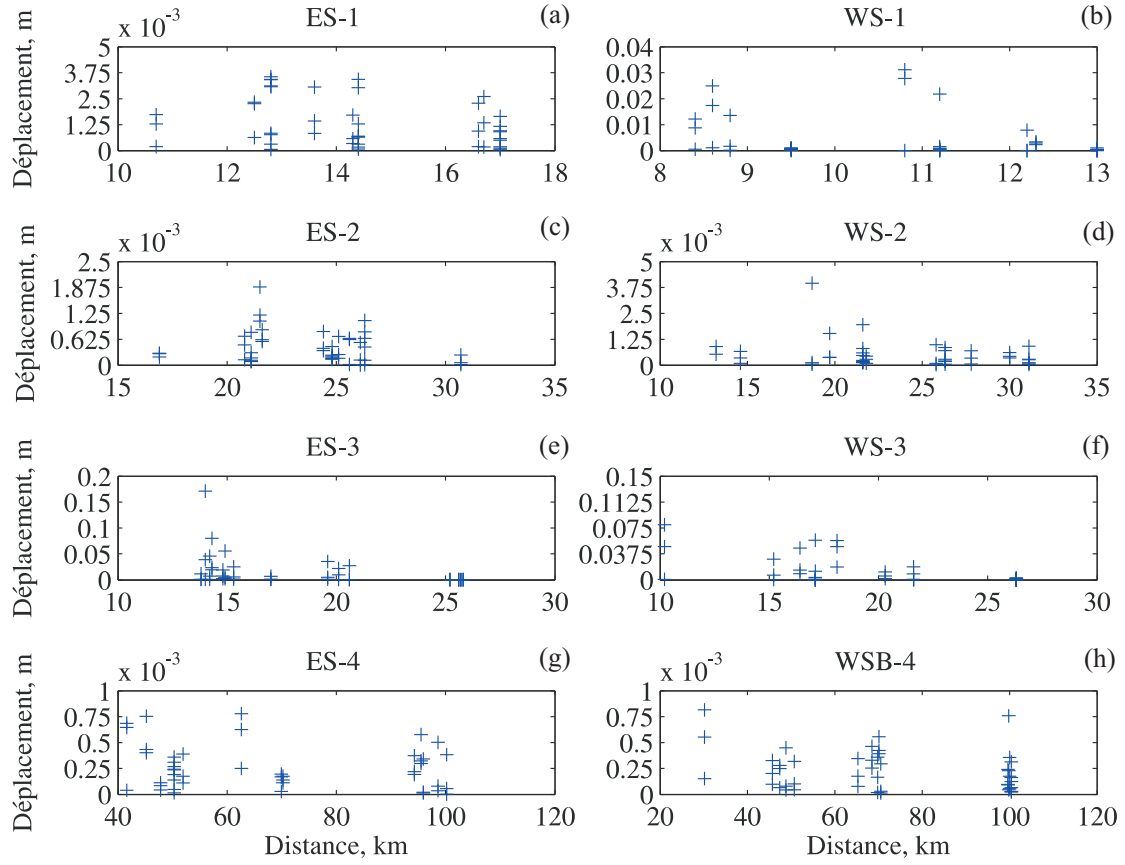


Figure 6.6 Déplacements résiduels du pont avec amortisseur visqueux : (a) ES-1 ($M_w = 6.0$, $R_H = 15$ km); (b) ES-2 ($M_w = 6.0$, $R_H = 30$ km); (c) ES-3 ($M_w = 7.0$, $R_H = 25$ km); (d) ES-4 ($M_w = 7.0$, $R_H = 100$ km); (e) WS-1 ($M_w = 6.5$, $R_H = 12$ km); (f) WS-2 ($M_w = 6.5$, $R_H = 30$ km); (g) WS-3 ($M_w = 7.5$, $R_H = 25$ km); (h) WS-4 ($M_w = 7.5$, $R_H = 100$ km).

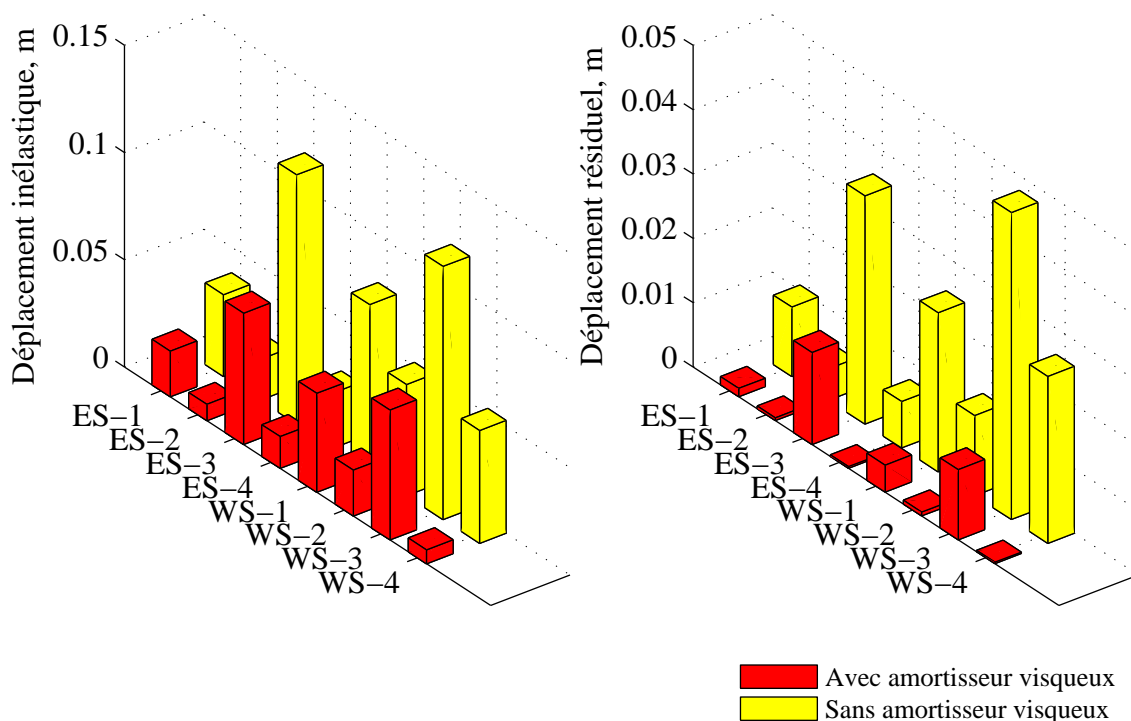


Figure 6.7 Comparaison des déplacements du pont étudié avec et sans amortisseur visqueux

L'utilisation d'un amortisseur visqueux joue un rôle important dans la réduction des déplacements inélastiques aussi bien maximaux que résiduels.

6.4 Conclusions

Dans ce chapitre, l'application des coefficients de réduction d'amortissement a été testé dans le dimensionnement direct basé sur les déplacements d'un modèle de pont. Le même modèle a été évalué selon la méthode du code canadien en vigueur CSA-S6-06, et la méthode de spectre de plastification. Il a été démontré qu'en ce qui concerne le spectre d'accélération

de Montréal, pour un modèle de pont de période faible, il est possible d'utiliser différentes équations de facteurs de réduction d'amortissement sans impact significatif. Cependant, cela n'est pas vérifié pour tous les spectres et pour les systèmes à grandes périodes.

La méthode du spectre de plastification a donné des résultats très faibles par rapport à ceux attendus. Il serait intéressant de développer des formules $R - \mu - T$ adaptées spécifiquement à l'aléa sismique du Canada à l'aide des spectres inélastiques développés dans le chapitre 4.

Les déplacements inélastiques d'un modèle de pont avec amortisseur visqueux ont été calculés. L'utilisation d'amortissement visqueux réduit considérablement les déplacements inélastiques maximaux et résiduels.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS

7.1 Principales conclusions

La présente étude sur la caractérisation des déplacements spectraux élastiques et inélastiques de l'est et de l'ouest du Canada a permis de dégager plusieurs éléments utiles à la conception parasismique.

Tout d'abord, une étude des spectres de déplacements élastiques utilisant des séismes historiques a permis de constater certaines tendances. Un tri selon le couple magnitude, distance à l'épicentre a notamment été effectué mettant en valeur les ressemblances et différences des spectres. Cependant, étant donné le manque de données sismiques historiques la caractérisation des spectres de déplacements élastiques est difficile. C'est pourquoi, l'utilisation de séismes simulés a été adoptée par la suite pour la génération des spectres de déplacements.

Des spectres de déplacements élastiques et inélastiques ont été générés par la suite utilisant les accélérogrammes issus des équations de prédiction des mouvements au sol de Atkinson (2006).

Les spectres de déplacements élastiques ont été générés pour plusieurs amortissements. Une caractérisation de ces spectres a abouti au développement d'un facteur de réduction d'amortissement permettant de calculer directement un spectre de déplacements élastiques amortis à ξ en multipliant le spectre de déplacements élastiques amorti à 5%.

Une procédure automatisée a été développée permettant de calculer la réponse de systèmes à un seul degré de liberté, en faisant varier les caractéristiques du système (période, hystèse,...). Cela a permis de calculer les spectres de déplacements inélastiques maximums et résiduels en fonction du facteur de réduction de force R . La caractérisation de ces spectres a été effectuée. Elle représente un outil important qui permet de faire le lien entre les dé-

placements inélastiques, les périodes initiales, et les périodes effectives qui dépendent de la ductilité du système.

Pour les spectres de déplacements inélastiques, il ressort que l'effet du facteur de modification de force est plus difficile à cerner lorsque les spectres sont exprimés en fonction des périodes initiales qu'en fonction des périodes effectives.

En ce qui concerne les déplacements résiduels, à l'est du Canada, ils sont très petits par rapport aux déplacements inélastiques, cependant ils ne sont pas négligeables.

7.2 Perspectives de recherche

Les conclusions de ce travail amènent plusieurs perspectives de recherche :

- Il serait intéressant d'établir des critères de performance pour les déplacements élastiques et inélastiques.
- Des relations $R-\mu-T$ pourraient être développées à l'aide des spectres de déplacements inélastiques générés.
- La validité des relations $R-\mu-T$ pourrait être étudiée en utilisant la méthode de dimensionnement par le spectre de plastification et en comparant cette méthode par d'autres méthodes de dimensionnement basées sur les déplacements.
- Les spectres de réponse des séismes simulés ont été déterminés jusqu'à une période de 10 secondes pour des raisons d'illustration des tendances seulement. La validité des séismes simulés générés en utilisant des méthodes stochastiques reste à être étudiée dans les hautes périodes.

RÉFÉRENCES

- AASHTO (2010), *LRFD Bridge Design Specifications*, Washington, D.C
- ADAMS, J., BASHAMS, P. (1989). The seismicity and seismotectonics of Canada east of Cordillera. *Geoscience Canada*, 16(1), 3-16.
- ADINA 8.8. (2011). *Theory and Modeling Guide*, ADINA R&D Inc.
- ATKINSON, G., BOORE, D. (1995). New ground motion relations for eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(1), 17-30.
- ATKINSON, G., BOORE, D. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6), 2181-2205.
- BOUAANANI, N. (2005). Utilitaire pour le calcul des spectres sismiques, Département des génies Civils, Géologique et des Mines, École Polytechnique de Montréal, Montréal.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA) (2006). *Canadian Highway Bridge Design Code, CAN/CSA-S6-06*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
- DAZIO, A. (2004). Residual displacements in capacity designed reinforced concrete structures, in *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada*.
- DION, C., BOUAANANI, N., TREMBLAY, R., LAMARCHE, C.-P. (2012). Real-time dynamic substructuring testing of a bridge equipped with friction-based seismic isolators, *Journal of Bridge Engineering*, 17(1), 4-14.
- FACCIOLI, E., VILLANI, M., VANINI, M., CAUZZI, C. (2010). Mapping seismic hazard for the needs of displacement-based design : The case of Italy, *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering Geotechnical*, Geological and Earthquake Engineering, 13, 3-14.

- FU, Q., MENUN, C. (2006). Residual displacement caused by fault-normal near-field ground motions, in *8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California*.
- HUDSON, D. E. (1965). Equivalent viscous friction for hysteretic systems with earthquake-like excitations, in *3rd World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand*.
- IWAN, W. D., GATES, N. C. (1979). Estimating earthquake response of simple hysteretic structures, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 105, 391-405.
- JACOBSEN, L. S. (1930). Steady forced vibration as influenced by damping, *Transactions*, ASME, 52(1), 169-181.
- KAWASHIMA, K. and AIZAWA, K. (1986). Modification of earthquake response spectra with respect to damping ratio, in *3rd US National Conference on Earthquake engineering, Charleston, South Carolina*.
- KAWASHIMA, K., MACRAE, G. A., HOSHIKUMA, J., NAGAYA, K. (1998). Residual displacement response spectrum, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(5), 523-530.
- KWAN, W.-P., BILLINGTON, S. L. (2003). Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems. *Journal of Structural Engineering*, 129(5), 576-585.
- LIN, Y.Y., CHANG, K.C. (2003). Study on damping reduction factor for buildings under earthquake ground motions, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129(2), 206-214.
- MAHIN, S.A. BERTERO, V.V. (1981). An evaluation of inelastic seismic design spectra, *Journal of the Structural Division*, ASCE, 107(9), 1777-1795.
- MATLAB 7.12.0, R2011a (2011). MATLAB & SIMULINK, Release notes, The MathWorks, Inc.
- MOTAZEDIAN, D., ATKINSON, G. (2005). Stochastic finite-fault modeling based on a dynamic corner frequency, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 95(3), 995-1010.

- NEWMARK, N.M., HALL, W.J. (1973). Procedures and criteria for earthquake resistant design (Building Practices for Disaster Mitigation), *Building Science Series*, 46, National Bureau of Standards, Washington D.C., 209-236.
- NEWMARK, N.M., HALL, W.J. (1982). Earthquake spectra and design (EERI monograph). Oakland : Earthquake Engineering of Civil Engineering.
- PAMPANIN, C., CHRISTOPOULOS, C., PRIESTLEY, M.J.N. (2002). Residual deformations in the performance-based seismic assessment of frame structures, *Technical report* No. ROSE-2002/02, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Université de Pavia, Pavia, Italy.
- PRIESTLEY, M.J.N., CALVI, M.J., KOWALSKY, M.J. Displacement Based Seismic Design of Structures : IUSS Press, Pavia, Italy.
- PRIESTLEY, M.J.N, SEIBLE, F., CALVI, M.J. (1996). Seismic Design and Retrofit of Bridges : John Wiley & Sons, Inc, New York.
- RIDDELL, R., NEWMARK, N.M. (1979). Statistical analysis of the response of nonlinear systems subjected to earthquakes, *Structural Research Series* No. 468. Technical report, Department of Civil Engineering, Illinois University, Urbana-Campaign, Illinois.
- RUIZ-GARCIA, J., MIRANDA, E. (2005). Performance-based assessment of existing structures accounting for residual displacements, *Technical report* No. 153., The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, California.
- RUIZ-GARCIA, J., MIRANDA, E. (2006). Residual displacement ratios for assessment of existing structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(3), 315-336.