

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1    CONCEPTION SISMIQUE DES MURS DE REFEND COUPLÉS SELON LA NORME CANADIENNE CALCUL DES OUVRAGES EN BÉTON 2004 ET LE CODE NATIONAL DU BÂTIMENT CANADA-2005 .....	9
1.1    Résumé.....	9
1.2    Introduction.....	10
1.3    Prescriptions révisées du CNBC-2005.....	12
1.3.1    Mise à jour de la carte sismique.....	12
1.3.2    Choix de la méthode de calcul .....	13
1.3.3    Paramètres fondamentaux de la force statique équivalente .....	15
1.3.3.1    Période du mode fondamental de vibration .....	15
1.3.3.2    Coefficients d'accélération au sol $F_a$ et de vitesse au sol $F_v$ .....	16
1.3.3.3    Facteur d'amplification dynamique $M_v$ .....	16
1.3.3.4    Coefficient $J$ - réduction du moment de renversement à la base .....	17
1.3.3.5    Facteurs de modification de charge $R_d$ et $R_o$ .....	17
1.4    Prescriptions révisées de A23.3-2004.....	18
1.4.1    Critère de ductilité.....	18
1.4.1.1    Ductilité dans les murs.....	18
1.4.1.2    Ductilité dans les poutres de couplage.....	19
1.4.2    Rigidités effectives de conception .....	19
1.5    Méthode de la force statique équivalente du CNBC-2005 .....	21
1.5.1    Calcul de l'effort de cisaillement à la base du bâtiment .....	21
1.5.2    Répartition de l'effort de cisaillement à la base selon la hauteur du bâtiment.....	22
1.6    Conception des murs de refend ductiles couplés et partiellement couplés selon la norme A23.3-2004 .....	25
1.6.1    Pré dimensionnement.....	26
1.6.1.1    Murs de refend .....	26
1.6.1.2    Poutres de couplage .....	27
1.6.2    Conception des poutres de couplage.....	27
1.6.2.1    Poutres de couplage avec armatures diagonales .....	28
1.6.2.2    Poutre de couplage avec armatures conventionnelles.....	31
1.6.2.3    Ductilité dans les poutres de couplage.....	34
1.6.3    Conception des murs de refend.....	35
1.6.3.1    Capacité en flexion .....	35
1.6.3.2    Capacité en cisaillement .....	39
1.6.3.3    Vérification des joints de construction .....	43
1.6.3.4    Ductilité à la base du mur .....	44

1.7	Organigramme de conception .....	47
1.8	Exemple numérique .....	47
1.8.1	Hypothèses et description du modèle .....	48
1.8.2	Propriétés géométriques et mécaniques du MRC .....	48
1.8.3	Calculs préliminaires .....	49
1.8.3.1	Calcul des forces sismiques par la méthode de la force statique équivalente.....	49
1.8.3.2	Calcul du degré de couplage .....	52
1.8.3.3	Sensibilité à la torsion du bâtiment.....	53
1.8.4	Méthode d'analyse .....	53
1.8.5	Conception des poutres de couplage.....	53
1.8.5.1	Ferraillage des poutres de couplage.....	54
1.8.5.2	Ductilité des poutres de couplage .....	55
1.8.6	Conception des murs de refend.....	55
1.8.6.1	Capacité en flexion .....	55
1.8.6.2	Capacité en cisaillement .....	57
1.8.6.3	Ductilité du mur à la base .....	58
1.9	Conclusion .....	59
CHAPITRE 2	COEFFICIENTS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE POUR LES MURS DE REFEND COUPLÉS ET PARTIELLEMENT COUPLÉS .....	61
2.1	Résumé.....	61
2.2	Introduction.....	62
2.3	Demande de cisaillement à la base - méthode pseudo statique du CNBC-05 .....	64
2.4	Évaluation du facteur d'amplification dynamique $M_V$ .....	65
2.4.1	Détermination de $M_V$ à partir d'analyses linéaires .....	66
2.4.1.1	Calcul de $V_{e,SPDL}$ à partir d'une analyse linéaire modale spectrale .....	66
2.4.1.2	Calcul de $V_{e,SPDL}$ à partir d'une analyse linéaire pas-à-pas .....	67
2.4.2	Détermination de $M_V$ à partir d'une analyse non linéaire .....	68
2.5	Description des modèles structuraux des systèmes de MR et hypothèse .....	69
2.5.1	Disposition en plan et dimensions des sections transversales des éléments des systèmes de MR.....	70
2.5.2	Modélisation des MRC .....	70
2.6	Analyses paramétriques .....	71
2.6.1	Influence du degré de couplage .....	73
2.6.2	Influence de la période du mode fondamental de vibration du système de MR.....	75
2.7	Interprétation et discussion des résultats.....	79
2.8	Conclusion .....	80
CHAPITRE 3	GÉNÉRATION DE SIGNAUX SISMIQUES COMPATIBLES AUX SPECTRES DE DIMENSIONNEMENT DU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT – CANADA 2005 .....	83
3.1	Résumé.....	83

3.2	Introduction.....	84
3.3	Transformation en ondelettes.....	86
	3.3.1 Expression mathématique d'une transformée en ondelette .....	86
	3.3.2 Version discrète de la transformée en ondelettes.....	88
3.4	Algorithme de génération du signal sismique compatible.....	89
3.5	Génération de signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement des villes de Montréal et de Vancouver.....	90
	3.5.1 Choix de la fonction ondelette-mère.....	90
	3.5.2 Paramètre de dilatation $s_j$ .....	91
	3.5.3 Couple $(\xi, \Omega)$ optimum pour la fonction $\psi(t) = e^{-\xi \Omega t } \sin \Omega t$ .....	92
	3.5.4 Paramètres de la transformation en ondelettes.....	96
	3.5.4.1 Valeurs du paramètre de dilatation $s_j$ .....	96
	3.5.4.2 Fonctions ondelettes $\psi_{p,s}(t)$ .....	96
3.6	Signaux sismiques compatibles pour les villes de Montréal et de Vancouver .....	97
	3.6.1 Sol de classe C .....	97
	3.6.2 Sols de classe A, B, D et E.....	102
3.7	Conclusion .....	102
CHAPITRE 4	PROPOSED SEISMIC SIGNALS GENERATED COMPATIBLE TO CNBC-05 DESIGN SPECTRA – PROPOSITION DE SIGNAUX SISMIQUES GÉNÉRÉS COMPATIBLES AUX SPECTRES DE DIMENSIONNEMENT DU CNBC-05.....	105
4.1	Résumé.....	105
4.2	Introduction.....	106
4.3	Spectral Compatibility of a Seismic Signal with a Target Design Spectrum .....	107
	4.3.1 One-Degree-of-Freedom System.....	107
	4.3.2 Multi-Degree-of-Freedom System.....	108
	4.3.2.1 Spectral Compatibility by Vertical Shift of the Seismic Acceleration Spectrum.....	108
	4.3.2.2 Spectral Compatibility by Multi-Ratio Calibration .....	109
	4.3.2.3 Spectral Compatibility over a Range of Design Spectrum Periods.....	110
4.4	Application to Seismic Analysis of Coupled Shear Walls.....	111
4.5	Conclusion .....	114
CHAPITRE 5	DEMANDE EN CISAILLEMENT DANS LES MURS DE REFENDS DES SYSTÈMES COUPLÉS ET PARTIELLEMENT COUPLÉS – PROPOSITION DE FACTEURS DE RÉDUCTION DE FORCE POUR LE CISAILLEMENT .....	119
5.1	Résumé.....	119
5.2	Introduction.....	120
5.3	Conception et dimensionnement des systèmes de MR.....	122
	5.3.1 Exigences du Code.....	122
	5.3.2 Exigences de la norme de béton.....	124
	5.3.2.1 Résistance en flexion des MR.....	124

	5.3.2.2	Résistance en cisaillement .....	124
	5.3.2.3	Capacité ductile.....	125
5.4		Systèmes de MRC analysés .....	125
	5.4.1	Description et dimensionnement des MRC .....	125
	5.4.2	Modèle analytique.....	127
	5.4.3	Rigidités effectives des éléments PC et MR.....	127
	5.4.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton.....	134
5.5		Analyses non linéaire.....	134
5.6		Choix des signaux sismiques .....	136
5.7		Présentation et interprétation des résultats des analyses dynamiques non linéaires..	138
	5.7.1	Étendue des plastifications.....	138
	5.7.2	Mécanisme de distribution de l'effort de cisaillement d'étage entre segments de murs de refend durant les cycles de chargement.....	140
	5.7.3	Demande en cisaillement dans les murs de refend .....	145
5.8		Facteur de réduction de force pour le cisaillement .....	146
5.9		Conclusion .....	148
CONCLUSION.....			151
ANNEXE I REVUE DE LA LITTÉRATURE .....			158
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....			163

## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Distribution de l'effort sismique latérale et de torsion d'étage.....	52
Tableau 1.2	Efforts internes dans les poutres de couplage .....	54
Tableau 1.3	Sollicitations dans les murs de refend - dimensionnement en capacité .....	56
Tableau 1.4	Capacités, résistante et probable, en flexion des murs de refend.....	57
Tableau 2.2	Disposition en plan des systèmes de MR et dimensions des sections transversales des poutres de couplage et des MR .....	71
Tableau 2.3	Périodes de vibration - Systèmes de MR partiellement couplé .....	76
Tableau 2.4	Périodes de vibration - Systèmes de MR couplé.....	76
Tableau 2.5	Contributions modales normalisées au mode fondamental .....	79
Tableau 2.6	Écarts en pourcent (%) entre les valeurs de $M_V$ adoptées par le CNBC-2010 et celles obtenues de cette étude ( $T > 2.0$ s) pour les sols de classe A, C et E.....	80
Tableau 3.1	Résultats de l'analyse paramétrique sur le couple ( $\xi, \Omega$ ) Montréal.....	93
Tableau 3.2	Résultats de l'analyse paramétrique sur le couple ( $\xi, \Omega$ ) Vancouver .....	94
Tableau 3.3	Valeurs discrètes du paramètre de la transformation en ondelettes .....	102
Tableau 3.4	Résultats de l'ajustements spectral des signaux sismiques M7.0R70 et M7.2R70 aux spectres de dimensionnement des sites (Montréal, A à E) et (Vancouver, A à E) respectivement.....	102
Table 4.1	Relative modal periods and weights .....	112
Table 4.2	Shift ratios for M7.2R70 synthetic seismic signal .....	112
Table 4.3	Results of dynamic analyses - spectral versus time history .....	113
Tableau 5.1	Renforcement des murs de refend de hauteur 10 étages - disposition et dimension .....	128
Tableau 5.2	Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 10 étages - disposition diagonale de l'armature principale.....	129

Tableau 5.3	Renforcement des murs de refend de hauteur 20 étages - disposition et dimension .....	130
Tableau 5.4	Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 20 étages - disposition conventionnelle de l'armature principale .....	131
Tableau 5.5	Renforcement des murs de refend de hauteur 30 étages - disposition et dimension .....	132
Tableau 5.6	Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 30 étages - disposition conventionnelle de l'armature principale .....	133
Tableau 5.7	Signaux sismiques synthétiques sélectionnés dans le catalogue d'Atkinson (2009) et classés par ordre de priorité (1 à 4). Montréal : zone sismique Est, M7.0, Set1; Vancouver : zone sismique Ouest, M7.5, Set1 .....	138
Tableau 5.8	Étendue des plastifications dans les éléments poutre de couplage et segments de mur de refend .....	139
Tableau 5.9	Étendue des plastifications dans les éléments poutre de couplage avant l'occurrence de la première rotule plastique dans les segments de murs de refend .....	139
Tableau 5.10	Distribution de l'effort de cisaillement moyen entre les sections contiguës de béton à la base des systèmes de MR (en %) .....	144
Tableau 5.11	Nombre de fois où la demande en cisaillement a été supérieure au minimum de capacité .....	144
Tableau 5.12	Valeurs moyennes de $\left[ V_{nl} / \min(V_{pr}, V_l) \right]$ .....	146
Tableau 5.13	Demande en cisaillement versus capacité probable et élastique .....	147
Tableau 5.14	$R_v$ : facteur de réduction de charge pour le cisaillement .....	148

## LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Degré de couplage.....	11
Figure 1.2	Spectres uniformes d'aléa sismique .....	13
Figure 1.3	Demande en rotation aux extrémités des poutres de couplage en fonction de celle dans les murs à la base .....	20
Figure 1.4	Spectres de dimensionnement de la ville de Montréal.....	23
Figure 1.5	Spectres de dimensionnement de la ville de Vancouver.....	23
Figure 1.6	Répartition de l'effort sismique pour le mode fondamental .....	24
Figure 1.7	Poutres de couplage - disposition diagonale de l'armature principale .....	30
Figure 1.8	Ferraillage type d'un mur de refend et profondeur de la zone de confinement.....	45
Figure 1.9	Organigramme de conception des systèmes de murs de refend couplés ...	50
Figure 1.10	Ferraillage du mur de refend.....	60
Figure 2.1	Bâtiment administratif type : (a) vue en plan; (b) élévation; (c) modélisation .....	72
Figure 2.2	$M_V = f(DC)$ – Influence du degré de couplage sur le facteur d'amplification dynamique- Ville de Montréal .....	74
Figure 2.3	$M_V = f(DC)$ – Influence du degré de couplage sur le facteur d'amplification dynamique- Ville de Vancouver .....	75
Figure 2.4	$M_V = f(T)$ –influence de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment sur le facteur d'amplification dynamique - Ville de Montréal .....	77
Figure 2.5	$M_V = f(T)$ –influence de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment sur le facteur d'amplification dynamique - Ville de Vancouver .....	78
Figure 2.6	Ville de Montréal - Proposition de facteurs d'amplification dynamique pour les systèmes de murs de refends .....	82

Figure 2.7	Ville de Vancouver - Proposition de facteurs d'amplification dynamique pour les systèmes de murs de refends .....	82
Figure 3.1	Fonctions ondelettes de la transformation .....	95
Figure 3.2	Signal sismique M7.0R70 généré compatible au spectre du sol de classe C de la ville de Montréal .....	98
Figure 3.3	Variation de l'écart quadratique moyen (EQM) en fonction du nombre d'itérations- M7.0R70 vs Montréal C .....	98
Figure 3.4	Signal sismique M7.2R70 généré compatible au spectre du sol de classe C de la ville de Vancouver .....	99
Figure 3.5	Variation de l'EQM en fonction du nombre d'itérations- M7.2R70 vs Vancouver C .....	99
Figure 3.6	Trace du signal synthétique M7R70 .....	100
Figure 3.7	Trace du signal synthétique M7.2R70 .....	100
Figure 3.8	Trace du signal sismique M7.0R70 calibré compatible au spectre de dimensionnement du site (Montréal, C).....	101
Figure 3.9	Trace du signal sismique M7.2R70 calibré compatible au spectre de dimensionnement du site (Vancouver, C).....	101
Figure 3.10	Signaux sismiques compatibles aux spectres de calcul du Code - sols de classe A à E des villes de a) Montréal; b) Vancouver.....	104
Figure 4.1	Spectral adjustment by vertical shift:.....	109
Figure 4.2	Response spectra of seismic signal (Atkinson and Beresnev, 1998), calibrated to be compatible to NBCC-05 design code spectra: a) Montreal; b) Vancouver .....	110
Figure 4.3	Plan view of coupled shear walls.....	111
Figure 4.4	Spectrum compatibility for design - soil class A .....	115
Figure 4.5	Spectrum compatibility for design - soil class C .....	116
Figure 4.6	Spectrum compatibility for design - soil class E .....	117
Figure 5.1	Loi de comportement hystérétique - Takeda modifié (S. Otani, 1974) ...	135
Figure 5.2	Organigramme du catalogue des signaux sismiques d'Atkinson (2009).	136



Figure 5.3 Distribution de l'effort de cisaillement entre les segments MR 1 et 2 à la base du MRPC de 10 étages : site (A, Vancouver); signal sismique N°1 calibré compatible .....142

Figure 5.4 Diagrammes M- $\Phi$  – demande en courbure dans les sections à la base des MR 1 et 2 du MRPC 10 étages : site (Vancouver, A); signal N°1 calibré compatible (voir tableau 5.7) .....143



## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

CNBC	Code national du bâtiment – Canada
CSA A23.3	Canadian Standards Association - norme canadienne de <i>Calcul des ouvrages en béton</i>
EC8	Eurocode 8
EMSV	Effet des modes supérieurs de vibration
GSC	Geological Survey of Canada
IBC	International Building Code
MCE	Maximum Considered Earthquake
MR	Mur de refend
MRC	Murs de refend couplés
NZS	New Zealand Standard
PC	Poutre de couplage
SRFS	Système de résistance aux forces sismiques
SPDL	Système à plusieurs degrés de liberté
SUDL	Système à un seul degré de liberté
UHS	Uniform hazard spectrum (spectre d'aléa uniforme)
A, B, ..., E	Classe du sol de fondation
$A_e$	Aire effective de la section transversale de béton résistant à l'effort axial
$A_g$	Aire globale de la section transversale de béton
$A_s^{diag.}$	Aire des sections transversales de l'armature diagonale
$A_s^{long}$	Aire des sections transversales de l'armature longitudinale résistant à $M_f^b$
$A_s^{trans}$	Aire des sections transversales de l'armature transversale de confinement

$A_V$	Aire des sections transversales d'armature transversale résistant au cisaillement par unité de distance
$B$	Sensibilité à la torsion du bâtiment, valeur maximale des $B_x$
$B_x$	Sensibilité évaluée au niveau $x$
$C$	Matrice d'amortissement du modèle structural
$C_s$	Effort axial de compression dans l'armature diagonale de la poutre de couplage
$C_\psi$	Module de la transformée en ondelettes.
DC	Degré de couplage
$D_{n_x}$	Dimension en plan du plancher au niveau $x$ , perpendiculaire à la direction sismique considérée
$D(s,t)$	Détail en fonctions ondelettes de la fonction $a(t)$
$F_a, F_v$	Coefficient d'accélération et de vitesse au sol de l'emplacement considéré
$F_t$	Partie de $V_{base}$ qui doit être concentrée au sommet
$F_x$	Force latérale agissant au niveau $x$
$I_E$	Coefficient de risque parasismique du bâtiment
$I_e$	Moment d'inertie effectif de la section transversale de béton résistant en la flexion
$I_g$	Moment d'inertie global de la section transversale de béton
$J$	Coefficient de réduction du moment de renversement à la base
$J_x$	Coefficient de réduction du moment renversement au niveau $x$
$K$	Matrice de rigidité du modèle structural
$M$	Matrice de masse du modèle structural
(M, R)	Couple magnitude distance épiscopale du signal sismique
MR	Murs de refend

$M_f^b$	Moment pondéré aux extrémités de la poutre de couplage
$M_n^b$	Capacité nominale en flexion des sections transversales de béton aux extrémités de la poutre de couplage
$M_r^b$	Capacité résistante en flexion des sections transversales de béton aux extrémités de la poutre de couplage
$M_p^b$	Capacité probable en flexion des sections transversales de béton aux extrémités de la poutre de couplage
$M_V$	Facteur d'amplification dynamique pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs de vibration sur la demande en cisaillement à la base
$M_x$	Moment de renversement au niveau $x$
$P$	Effort axial sous charges gravitaires pondérées
$P(t)$	Force excitatrice représentative du risque sismique du site
$R_d$	Coefficient de réduction de force lié à la capacité ductile d'une structure
$R_o$	Coefficient de réduction de force lié à la sur-résistance ( <i>over strength</i> ) du SRFS
$S(T)$	Réponse spectrale de l'accélération de calcul avec un amortissement de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période $T$
$S_a(T)$	Réponse spectrale de l'accélération au sol (spectre uniforme du risque sismique) avec un amortissement de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période $T$
$S(T, \mu_{\text{cible}})$	Réponse spectrale non-linéaire construite pour une ductilité cible
$T$	Période de calcul exprimée en secondes
$T_a$	Période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment dans la direction considérée, exprimée en secondes
$T_1$	Période du premier mode de vibration latérale du bâtiment dans la direction considérée, exprimée en secondes
$T_s$	Effort axial de traction dans l'armature diagonale dans la poutre de couplage

$V_{base}$	Demande en cisaillement à la base
$V_{base,dyn}^e, V_e$	Demande en cisaillement calculée à partir d'une analyse dynamique linéaire (modale spectrale ou pas-à-pas)
$V_{base,st}$	Demande en cisaillement calculée à partir de la méthode pseudo-statique
$V_f^b$	Effort de cisaillement pondéré dans la poutre de couplage
$V_n^b$	Effort de cisaillement nominal engendré par le développement de $M_n^b$ aux extrémités de la poutre de couplage
$V_p^b$	Effort de cisaillement probable engendré par le développement de $M_p^b$ aux extrémités de la poutre de couplage
$V_r^b$	Capacité en cisaillement des sections transversales aux extrémités de la poutre de couplage
$W$	Poids sismique totale du bâtiment y compris 25% du poids de la neige sur le toit et 60% du poids de stockage pour les aires de stockage
$W_i, W_x$	Partie du poids sismique $W$ attribué respectivement au niveau $i$ ou $x$
$W_j$	Poids sismique associé au mode $j^{\text{ème}}$ naturel de vibration
$W(p,s)$	Transformée en ondelettes d'une fonction de temps
$a(t)$	Fonction de temps réelle
$b_b$	Épaisseur de la poutre
$b_w$	Épaisseur du mur de refend
$c$	Profondeur de l'axe neutre d'une section de béton
$d'$	Distance entre le centre de gravité de l'armature diagonale et le nu de la poutre de couplage, au droit de la jonction avec le mur de refend
$d_v^b$	Hauteur effective de cisaillement de la poutre de couplage
$d^{cadre}$	Diamètre des barres de l'armature transversale

$d^{diag}$	Diamètre des barres de l'armature diagonale
$d_b$	Hauteur utile de la section transversale de la poutre de couplage
$e(m)$	Écart quadratique moyen entre le spectre du signal sismique calibré et le spectre cible
$f_c'$	Résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours
$f_y$	Contrainte limite de l'acier d'armature
$h_b$	Hauteur de la poutre
$h_i, h_n, h_x$	Hauteur des niveaux $i$ , $n$ et $x$ respectivement par rapport à la base du bâtiment où $n$ est le niveau le plus élevé de la partie principale de l'ouvrage par rapport à la base ( $i=0$ )
$h_s$	Hauteur d'étage ( $h_i-h_{i-1}$ )
$l_b$	Longueur libre de la poutre de couplage
$l_{cg}$	Distance entre axe des murs de refend du système couplé
$l_d$	Longueur de scellement droit de l'armature diagonale dans le mur de refend
$l_w$	Longueur du mur de refend
$p$	Position translatée de la fonction ondelette
$s$	Paramètre d'échelle ou dilatation de la fonction ondelette
$v_f^b$	Contrainte de cisaillement pondérée maximale dans la poutre de couplage
$\Psi(w)$	Transformée de Fourier de la fonction ondelette-mère $\psi(t)$
$\Omega$	Pulsation propre de l'oscillateur harmonique
$\alpha$	Angle d'inclinaison de l'armature diagonale par rapport à l'axe moyen de la poutre de couplage
$\alpha_w$	Coefficient de réduction des rigidités de flexion et axiale des sections transversales des MR en béton
$\beta$	Facteur tenant compte de la résistance en cisaillement du béton fissuré

$\beta_V$	Facteur d'amplification dynamique (A23.3-1995)
$\delta_{\max}^x$	Déplacement maximal aux extrémités du plancher
$\delta_{ave}^x$	Déplacement moyen aux extrémités du plancher
$\varepsilon$	Écart spectral entre le spectre du signal sismique à calibrer et le spectre cible
$\phi_c$	Coefficient de résistance du béton
$\phi_s$	Coefficient de résistance de l'acier
$\gamma_{m,j}$	Coefficient d'ajustement spectral du signal sismique
$\lambda$	Facteur dépendant du type de béton
$\mu_{cible}$	Ductilité cible
$\theta$	Angle d'inclinaison des bielles comprimées de béton
$\theta_{ic}^b$	Capacité en rotation aux extrémités de la poutre de couplage
$\theta_{id}^b$	Demande en rotation aux extrémités de la poutre de couplage
$\theta_{id}^w$	Demande en rotation inélastique à la base du mur de refend
$\omega$	Fréquence angulaire de l'oscillateur harmonique
$\xi$	Coefficient d'amortissement de l'oscillateur harmonique
$\psi(t)$ , $\psi_{p,s}(t)$	Fonction ondelette mère, fonction ondelette translatée et dilatée



## INTRODUCTION

### 0.1 Contexte

La présente recherche doctorale a été initiée dans un contexte de refonte en profondeur des prescriptions sismiques canadiennes, contenues dans le chapitre 4 du Code national du bâtiment du Canada (CNBC-2005) et dans le chapitre 21 de la norme canadienne de béton (A23.3-2004). Cette refonte, bien qu'intégrant le processus régulier des mises à jour cycliques du code et de la norme de béton du Canada, présente néanmoins un caractère particulier lié aux résolutions majeures adoptées dans la version 2005 du Code. Ces résolutions, ayant trait à :

- la mise à niveau du risque en zones sismiques canadiennes (adoption de la nouvelle carte du risque sismique - 4<sup>ième</sup> génération); et
- la prise en compte systématique de l'effet dû aux modes supérieurs de vibration (EMSV) dans la réponse sismique des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) des bâtiments multi-étagés;

bouleversent la philosophie de conception de ces systèmes structuraux.

La nouvelle carte sismique, mise au point par la Commission Géologique du Canada (*Geological Survey of Canada : GSC*), est basée sur un nouveau modèle du risque sismique. Ce nouveau modèle tient compte des connaissances nouvelles acquises des récents événements sismiques majeurs à travers le monde et permet une meilleure caractérisation du risque en zones sismiques canadiennes. Il introduit, en particulier, la notion nouvelle de spectre uniforme du risque sismique dit UHS (*Uniform Hazard Spectrum*) (voir la figure 1.2). Ces spectres, spécifiques à chaque emplacement (Adams et Halchuk 2003), permettent la construction des spectres de calcul pour cinq classes de sol (A à E) avec un amortissement de 5% et une probabilité de dépassement des accélérations spectrales réduite à 2% en 50 ans au lieu des 10% en 50 ans considérée dans la précédente carte.

D'autre part, pour tenir compte systématiquement de l'effet dû aux modes supérieurs de vibration (EMSV) dans la réponse sismique des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) des bâtiments multi-étagés, le CNBC-2005/2010 consacre les méthodes dynamiques comme méthodes de référence à toute analyse sismique de ces derniers. Toutefois, la méthode pseudo-statique peut être utilisée si l'une des conditions requises par la clause 4.1.8.7 du CNBC-2005/2010 est rencontrée : i) zone de faible sismicité ; ii) hauteur limitée (inférieure à 60 m); ou iii) absence d'irrégularité structurale. Dans ce cas, l'EMSV est pris en compte à l'aide d'un facteur d'amplification dynamique noté  $M_V$  ( $1 < M_V < 2.5$ , porté à 3.0 dans la version 2010 du CNBC) (voir l'équation 1.7).

## 0.2 Problématique

Plusieurs études récentes (D'Aronco 1993; Filiatrault et col. 1994; Chaallal et Gauthier 2000; Boivin et Paultre 2010) montrent que les murs de refend (MR), bien que dimensionnés conformes aux prescriptions sismiques du CNBC-1995 et de CSA A23.3-1994, présentent un risque potentiel de ruine en cisaillement de leurs sections critiques en béton, en particulier celles situées à la base. Ce risque est essentiellement attribué à la sous estimation de l'EMSV engendré durant les événements sismiques majeurs. Néanmoins, ce constat ne justifie pas, à lui seul, la demande en cisaillement très importante dans ces sections, en particulier celles ayant subi des demandes de déformations inélastiques importantes (formation de rotules plastiques). Dans ces dernières, la demande en cisaillement n'est plus dérivée à partir de la demande en flexion (constante en phase post-élastique) mais continue à croître avec l'accélération sismique. Ce phénomène est encore plus complexe à cerner dans le cas des systèmes de MR car il s'agit, dans ce cas, d'une interaction active entre les MR du système. La distribution de la demande globale en cisaillement, entre les sections contiguës de béton à la base des MR du système, évolue en fonction des dégradations des rigidités respectives à chacune de ces sections durant les cycles de chargement (Chaallal et Gauthier 2000). Finalement, le facteur de réduction de force  $R_d$ , pour tenir compte de la capacité ductile du SRFS considéré, ne reflète pas correctement le comportement en cisaillement des systèmes

de MR. Une méthode conservatrice permettant une estimation plus rationnelle de la demande en cisaillement est par conséquent requise pour le CSA A23.3.

Une deuxième problématique, traitée dans le cadre de cette recherche doctorale, concerne le facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , pour les systèmes de MR. Le Code recommande de considérer pour ce système structural le  $M_V$  relatif aux ossatures résistant aux moments lorsque le degré de couplage (DC) du système est supérieur à  $2/3$  (système couplé) sinon celui relatif aux murs isolés lorsque le  $DC < 2/3$  (système partiellement couplé) (voir la figure 1.1). Cette manière de procéder sous-entend un comportement dynamique fondamentalement différent de deux systèmes de MR dont les  $DC$  peuvent pourtant être assez proches, de part et d'autre de la valeur charnière  $DC=2/3$ . Un facteur  $M_V$  spécifique à ce système structural est requis pour le CNBC.

### 0.3 Objectifs

L'objectif principal de ce travail doctoral est de contribuer, à travers des investigations numériques, à une meilleure compréhension du comportement non linéaire des systèmes de MR ductiles, situés en zones sismiques canadiennes.

Les objectifs spécifiques s'établissent comme suit :

- pour le volet linéaire :
  - dresser un état exhaustif des exigences concernant la conception et le dimensionnement des systèmes de murs de refend; et
  - documenter un facteur  $M_V$  spécifique aux systèmes de MR.
- pour le volet, signaux sismiques :
  - développer une démarche permettant de générer des signaux sismiques compatibles aux spectres de calcul cibles nécessaires aux investigations non linéaires.
- pour le volet non linéaire :

- vérifier la conformité de la demande en ductilité globale (la séquence des plastifications) engendrée dans ce système structural avec le dimensionnement en capacité tel que prescrit dans la norme;
- présenter de façon compréhensive l'évolution de la demande en cisaillement globale durant les cycles de chargement et en particulier sa distribution (phase par phase) entre les sections contigües de MR à la base de ce système structural;
- proposer un facteur de réduction de force,  $R_V$ , pour le cisaillement permettant de cibler de façon objective et rationnelle la demande en cisaillement dans les MR.

#### **0.4 Revue de la littérature**

Dans un souci de non redondance et d'allègement du texte de ce manuscrit, une revue de la littérature spécifique à chaque thématique traitée dans cette recherche doctorale est présentée dans les articles respectifs. Néanmoins, une revue de la littérature plus globale permettant de situer ce travail doctoral par rapport à l'état des connaissances est présentée en annexe.

#### **0.5 Méthodologie**

La méthodologie à suivre est déclinée en trois volets et est illustrée dans la figure 0.1 :

- le Volet I concerne le dimensionnement de 60 spécimens de systèmes de MR nécessaires aux investigations numériques menées dans les articles 2 et 5. La population des spécimens est sélectionnée en fonction des paramètres d'étude desdits articles, à savoir :
  - i) le nombre d'étages;
  - ii) le type de couplage du système de MR; et
  - iii) le risque sismique du site considéré (ville, classe de sol);
- le Volet II concerne la calibration des signaux sismiques sélectionnés nécessaires aux investigations numériques non linéaires;
- le Volet III a trait aux investigations numériques :
  - a. modales spectrales pour l'étude du  $M_V$ ; et
  - b. temporelles non linéaires nécessaires à la réalisation des objectifs spécifiques de l'étude.

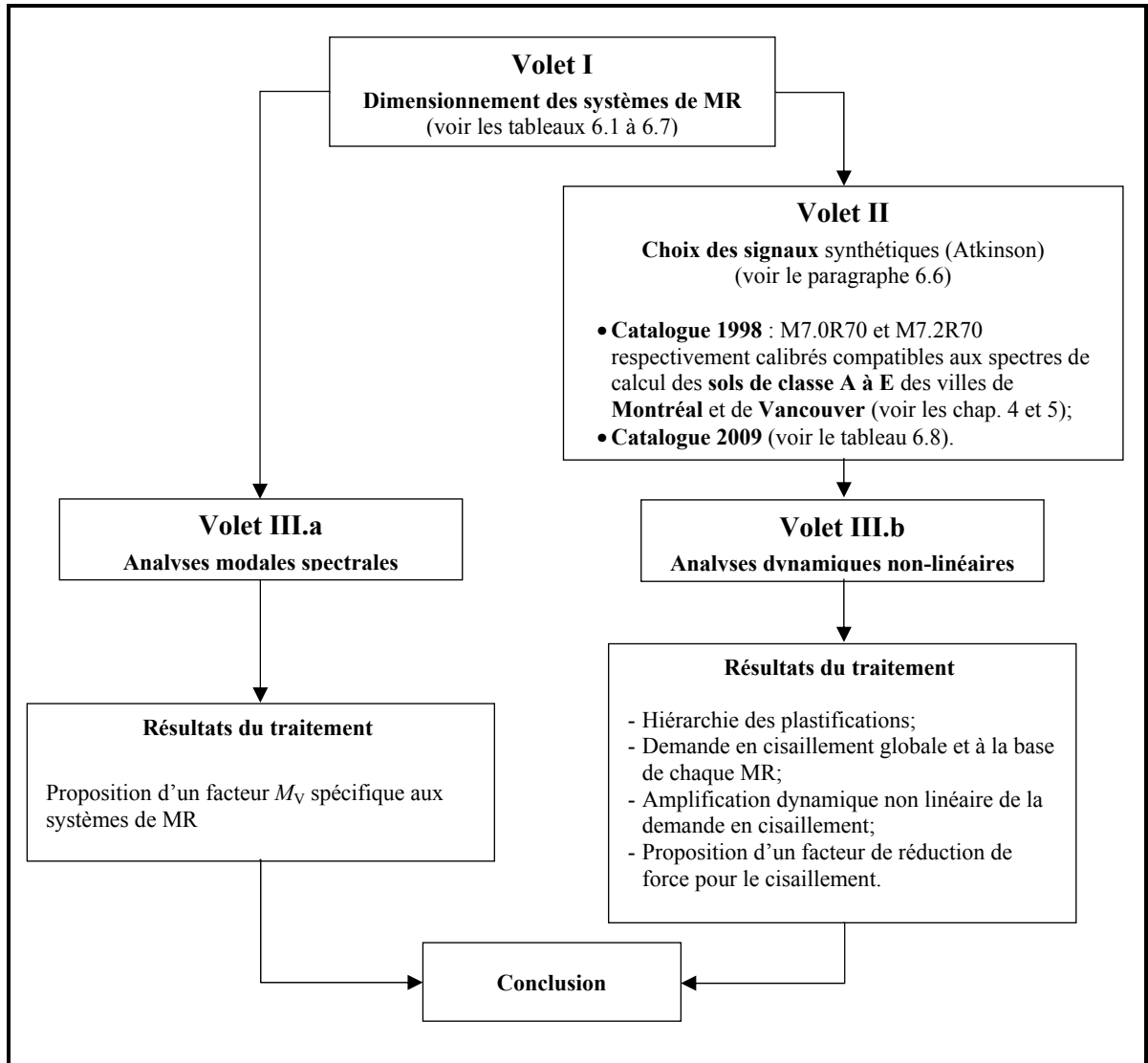


Figure 0.1 Méthodologie

## 0.6 Structure de la thèse

La présente thèse est par articles intégrés au corps du document. Elle est articulée autour de cinq articles, quatre soumis à la revue canadienne du génie civil (dont un est publié) et un publié, sous le numéro 226, dans les actes de la 9<sup>ième</sup> Conférence Nationale Américaine et 10<sup>ième</sup> Conférence Canadienne de Génie Parasismique tenue à Toronto (Ontario, Canada)

du 25 au 29 juillet 2010. Chacun de ces articles répond à un sous objectif de la recherche menée et s'intègre à l'un des volets de la méthodologie.

### **0.6.1 Articles soumis à la revue canadienne du génie civil**

Article 1 : Conception sismique des murs de refend couplés selon la norme canadienne calcul des ouvrages en béton 2004 et le code national du bâtiment canada-2005.

Article 2 : Coefficients d'amplification dynamique pour les murs de refend couplés et partiellement couplés.

Article 3 : Génération de signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement du code national du bâtiment – canada 2005.

Article 5 : Demande en cisaillement dans les murs de refend des systèmes couplés et partiellement couplés – proposition de facteurs de réduction de force pour le cisaillement.

### **0.6.2 Article de conférence**

Article 4 : Proposed seismic signals generated compatible to CNBC-2005 design spectra – Proposition de signaux sismiques générés compatibles aux spectres de dimensionnement du CNBC-2005.

### **0.6.3 Présentation des articles**

L'article 1 présente les prescriptions sismiques révisées incorporées au Code et à la norme canadienne de béton, et dresse un état exhaustif des exigences sismiques en vigueur concernant la conception des systèmes de MR en zones sismiques canadiennes. Un organigramme, décrivant pas-à-pas les vérifications à observer à chaque étape du design (voir la figure 1.9), est proposé comme guide pratique de conception des systèmes de MR.

L'article 2 concerne l'étude d'un facteur d'amplification dynamique spécifique aux systèmes de MR. Le facteur proposé permet de :

- tenir compte, de façon rationnelle, de l'effet dû aux modes supérieurs de vibration dans la réponse pseudo-statique de ce système structural; et
- s'affranchir de l'assimilation induite, du comportement dynamique des systèmes de MR à celui d'autres systèmes structuraux : les ossatures résistant aux moments ou les murs isolés, dépendamment du type de couplage du système de MR.

L'article 3 présente une démarche permettant de calibrer compatible au spectre de calcul d'un site cible en zones sismiques canadiennes un signal sismique (historique ou synthétique généré artificiellement) représentatif du risque dudit site. La compatibilité (spectre du signal sismique sélectionné versus le spectre cible) est obtenue pas à pas, après quelques itérations seulement, à l'aide d'une calibration spectrale point par point du signal sismique sur la gamme des fréquences désirée. La démarche a été appliquée pour générer des signaux sismiques compatibles aux spectres de calcul des sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver à partir des signaux synthétiques d'Atkinson (1998), en l'occurrence les signaux M7.0R70 et M7.2 R70 respectivement représentatifs du risques desdits sites.

L'article 4 a pour but de démontrer l'efficacité de la calibration multi-facteur (point par point) selon la démarche présentée dans l'article 3, par rapport à la calibration à l'aide d'un facteur unique impliquant une amplification ou une atténuation du signal sismique; soit le glissement vertical du spectre du signal sismique au droit du point de calibration. Les résultats d'analyses dynamiques linéaires, spectrales versus temporelles, menées sur un système de murs de refend couplés sont confrontées. Les analyses spectrales utilisent les spectres cibles de calcul tandis que les analyses temporelles utilisent les versions calibrées compatibles au spectre cible, à l'aide d'un facteur unique et multi-facteur du signal sismique sélectionné.

L'article 5 représente le corps de ce travail doctoral. Il présente, de façon détaillée, les résultats de 480 investigations, numériques non-linéaires, menées sur une large gamme de systèmes de MR conçus et dimensionnés conformes aux exigences du CNBC-2005/2010 et du CSA A23.3-2004/2009. Ces investigations concernent : trois hauteurs de systèmes de MR (10, 20 et 30 étages); deux degrés de couplage ( $DC=0.60$  et  $DC=0.70$ ); deux villes (Montréal et Vancouver); cinq classes de sol (A à E); et huit signaux sismiques calibrés compatibles aux spectres de calcul de chaque site considéré (ville classe de sol). Cet article voit à :

- la séquence des plastifications engendrée dans les systèmes de MR sélectionnés;
- la demande en cisaillement globale et sa distribution entre les sections de béton contigües à la base des MR;
- l'amplification dynamique non linéaire de la demande en cisaillement induite dans les sections de béton à la base des MR.



## CHAPITRE 1

### CONCEPTION SISMIQUE DES MURS DE REFEND COUPLÉS SELON LA NORME CANADIENNE CALCUL DES OUVRAGES EN BÉTON 2004 ET LE CODE NATIONAL DU BÂTIMENT CANADA-2005

Tewfik Benazza<sup>1</sup> et Omar Chaallal<sup>1</sup>,

<sup>1</sup> Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3  
Revue canadienne du génie civil. Volume 36. Pages 1221-1237. (2009).

#### 1.1 Résumé

Cet article, présente de façon compréhensive les nouvelles dispositions concernant la conception des murs de refend couplés (MRC) en zones sismiques canadiennes. Il fait suite aux révisions majeures introduites récemment au Code National du Bâtiment du Canada 2005 (CNBC-2005) et à la norme canadienne de béton 2004 (CSA A23.3-2004), en particulier l'adoption de la nouvelle carte canadienne du risque sismique. Cette étude a été motivée par les confusions récurrentes observées dans la pratique courante et aux difficultés exprimées dans l'application et l'interprétation des nouvelles prescriptions du CNBC-2005 et du CSA A23.3-2004, particulièrement en ce qui concerne le dimensionnement de MRC situés en zone sismique. À cet effet, un organigramme de conception est proposé comme guide pratique de conception, décrivant pas à pas les vérifications à observer à chaque étape du design. Finalement, pour démontrer l'applicabilité des nouvelles prescriptions, un exemple numérique est traité dans le détail, conformément au dit organigramme de conception.

**Mots clés :** murs de refend couplés, degré de couplage, béton armé, conception sismique, CNBC-2005, CSA/A23.3-2004, ductilité, amplification dynamique.

## 1.2 Introduction

L'efficacité des systèmes de murs de refend couplés (MRC) comme systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) est désormais établie. Elle résulte de la conjonction des propriétés mécaniques de deux systèmes structuraux efficaces : d'une part (i) la rigidité latérale importante et la capacité élevée en cisaillement des murs de refend; et d'autre part (ii) la capacité ductile engendrée par les poutres de couplage formant avec les murs de refend une structure résistante aux moments. La grande rigidité en plan des MRC contrôle la déflexion des bâtiments élancés, limite les glissements inter-étages et offre la capacité résistante en cisaillement nécessaire à la reprise de l'effort sismique, en particulier à la base. Aussi, la rigidité axiale élevée des MRC permet la reprise d'efforts axiaux importants pouvant être engendrés par d'éventuelles fortes accélérations verticales telles que celles observées durant les tremblements de terre de Kobe au Japon en 1995 (Rainer, 1995) ou de Boumerdes en Algérie en 2003 (AFSP, 2003).

Par ailleurs, lors des événements majeurs, la capacité ductile des MRC assure une dissipation efficace de l'énergie sismique induite. Cette capacité est optimale lorsque le système structural est conçu selon, ce qui convient de nommer, un design en capacité (capacity design). La philosophie de ce concept se traduit par une hiérarchisation des zones de concentration des déformations inélastiques (rotules plastiques), d'abord aux extrémités des poutres de couplage puis dans les murs (à la base), selon le principe de la "*colonne forte*" et de la "*poutre faible*". Il est à noter que la capacité ductile des MRC dépend également du degré de couplage (DC) (voir la figure 1.1) qui lie la rigidité des poutres de couplage à celle des murs (Chaallal et al., 1996). Il convient donc, que le *DC* soit choisi de façon optimale pour permettre aux MRC de développer leur pleine capacité (Fintel & Ghosh, 1980).

De nombreux travaux de recherche ont été menés durant les dernières décennies afin de mieux cerner le comportement relativement complexe des MRC sous sollicitations sismiques (Chaallal et al., 1996; Fintel & Ghosh, 1980; Paulay, 1971; Wallace & Moehle, 1992). Les résultats de ces louables travaux ainsi que d'autres plus récents (Adebar et al., 2005; Bentz &

Collins, 2006; White & Adebar, 2004) ont permis des mises à jour régulières des codes et normes modernes, en particulier la dernière version du Code national du bâtiment - Canada 2005 (Conseil national de recherches du Canada 2005) ci-après notée CNBC-2005 et celle de la norme canadienne de *Calcul des ouvrages en béton* (Association canadienne de normalisation 2004), CSA/CAN3-A23.3 ci-après notée A23.3-2004.

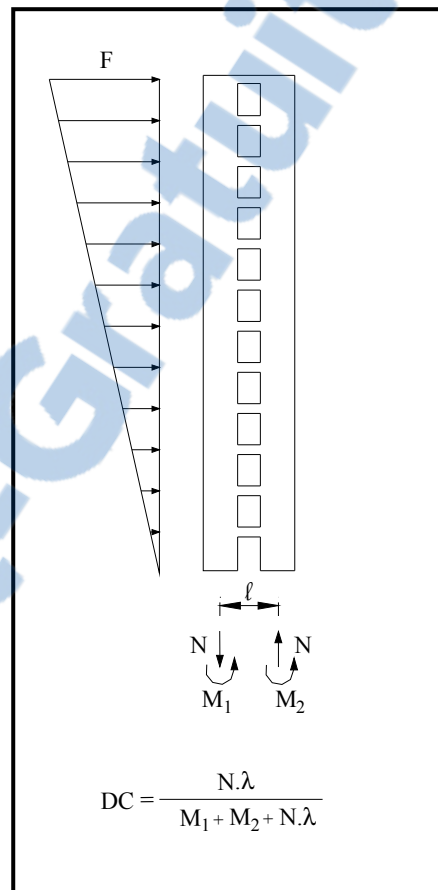


Figure 1.1 Degré de couplage

D'autre part, les enseignements tirés des bases de données, constituées à partir des événements majeurs anciens et récents enregistrés dans diverses régions actives du globe, ont permis le développement de modèles statistiques du risque sismique et le tracé de cartes de plus en plus fines. Dans ce contexte, la commission géologique du Canada a élaboré une nouvelle carte sismique caractérisée par un aléa local, spécifique à chaque site (Adams & Atkinson 2003) et non zonale comme cela était le cas des versions précédentes. Chaque site

est identifié par son spectre uniforme d'aléa dit UHS (*uniform hazard spectrum*) ayant une probabilité de retour de 2% en 50 ans au lieu des 10% considérés par la précédente carte. Par ailleurs, pour les analyses temporelles, tant linéaires que non linéaires, des enregistrements synthétiques générés compatibles avec les spectres de la nouvelle carte sismique sont également disponibles (Atkinson et Beresnev 1998, Atkinson 2009), cependant il est requis que ces derniers soient compatibles aux spectres de dimensions cibles (Benazza et Chaallal 2010).

Cet article présente (i) les principales révisions incorporées dans le CNBC-2005 et la norme de béton A23.3-2004, (ii) la nouvelle formulation du CNBC-2005 en ce qui concerne l'effort de cisaillement à la base et, enfin, (iii) les prescriptions et exigences relatives au dimensionnement des murs de refend ductiles (couplés ou partiellement couplés) ainsi que la philosophie qui leur est sous-jacente. Pour démontrer l'applicabilité des nouvelles prescriptions du CNBC-2005 et de la norme A23.3-2004, un exemple numérique de dimensionnement d'un système de MRC sous charges sismiques est traité pas à pas.

### **1.3 Prescriptions révisées du CNBC-2005**

Les prescriptions révisées incorporées dans le CNBC-2005 ont trait principalement aux points développés dans les sections qui suivent, où les références à des clauses, commentaires, figures et (ou) tableaux dont la désignation débute par le chiffre 4 réfèrent à la partie 4, division B, du CNBC-2005, alors que celles dont la désignation débute par tout autre chiffre réfèrent à la norme A23.3-2004. À noter que les désignations de symboles peuvent différer de celles du Code ou de la norme; considérer les définitions de la présente étude.

#### **1.3.1 Mise à jour de la carte sismique**

Les travaux de Halchuck et Adams (2004) sur la désagrégation du risque sismique ont permis d'identifier les événements sismiques de couple *magnitude-distance* ( $M$ ,  $R$ ) qui contribuent le plus au risque de chaque sites en zones sismiques canadiennes. La courbe enveloppe des spectres de ces derniers défini alors le spectre uniforme d'aléa sismique dit

UHS (*uniform hazard spectrum*). Ce dernier est assimilé à une ligne brisée, de sommets les accélérations spectrales  $S_a(T)$  à  $T = 0,2; 0,5; 1,0$  et  $2,0$ s. Ces valeurs caractéristiques sont regroupées dans le tableau C-2 de l'annexe C du CNBC-2005; pour  $T \geq 4,0$ s  $S_a(T) = 0,5 \times S_a(2,0)$ .  $S_a(T)$  représente la réponse spectrale de l'accélération au sol (spectre uniforme du risque sismique) avec un amortissement de 5 %, exprimée par rapport à l'accélération de la pesanteur pendant une période  $T$ , où  $T$  est la période du mode fondamental soit celle du premier mode de vibration ( $T_1$ ) du SRFS dans la direction considérée. La figure 1.2 présente, à titre illustratif, les spectres uniforme de l'aléa sismique des villes de Montréal et de Vancouver respectivement représentatives de la sismicité en zones Est et Ouest canadiennes.

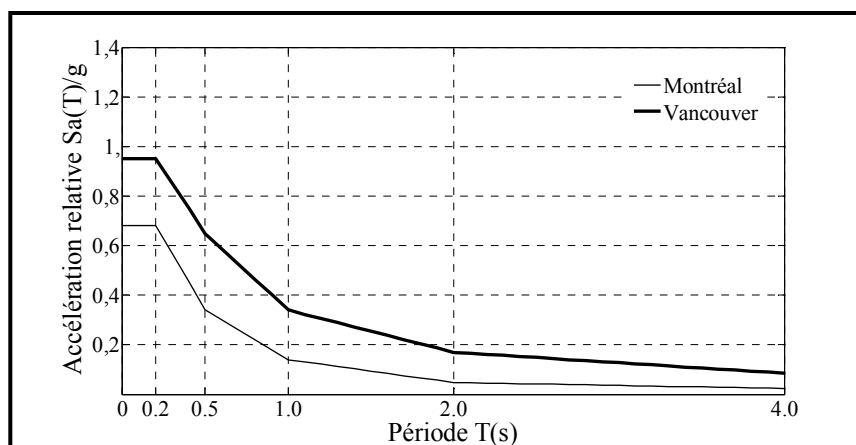


Figure 1.2 Spectres uniformes d'aléa sismique

### 1.3.2 Choix de la méthode de calcul

Étant donné la nature vibratoire de l'excitation due à un tremblement de terre, l'évaluation réaliste de la réponse sismique du système de résistance aux forces sismiques (SRFS) d'un bâtiment ne peut être atteinte qu'à travers une analyse dynamique. La clause 4.1.8.12 du CNBC-2005 consacre ces dernières comme méthodes de référence à toute analyse sismique des SRFS de bâtiments. Elles peuvent être :

- linéaires :
  - par superposition modale des réponses spectrales; ou

- par intégration numérique directe dite "pas à pas" d'un diagramme d'évolution historique ou généré artificiellement (Atkinson & Beresnev 1998; Atkinson 2009) compatible au spectre de dimensionnement du site considéré; ou encore
- non-linéaires : par intégration directe mais en tenant compte des altérations successives de la rigidité de la structure durant les cycles de chargement.

Lorsque  $V_{base}$ , l'effort de cisaillement total à la base est le résultat d'une analyse linéaire, il doit au minimum satisfaire la relation suivante (clause 4.1.8.12 du CNBC-2005) :

$$V_{base} = \max \left( V_{base,dyn}^e \frac{I_E}{R_d R_o}, \alpha V_{base,st} \right) \quad (1.1)$$

où

- $V_{base,dyn}^e$  est l'effort de cisaillement élastique calculé à partir d'une analyse dynamique linéaire et  $V_{base,st}$  (voir l'équation 1.7) est celui obtenu à partir de la méthode de la force statique équivalente (clause 4.1.8.11 du CNBC-2005);
- $I_E$ , un coefficient lié au risque sismique associé à l'importance du bâtiment, vaut 0.8 pour un risque faible, 1.0 pour un risque normal (bâtiments d'importance normal), 1.3 pour un risque élevé (écoles) et 1.5 pour les structures devant demeurer fonctionnelles après un tremblement de terre (casernes de pompiers, les hôpitaux et centrales téléphoniques par exemple) (voir le tableau 4.1.8.5 du CNBC-2005);
- $R_d$ , un coefficient lié à la ductilité du SRFS soit à sa capacité à dissiper l'énergie sismique induite à travers des déformations inélastiques dans les sections critiques; et
- $R_o$ , un coefficient lié à la sur-résistance (*over strength*) du SRFS engendrée par l'application des prescriptions de dimensionnement de la norme de béton (Mitchell et col., 2003); Par ailleurs,
- le facteur  $\alpha$  prend la valeur 0,80 sauf en présence d'irrégularités structurales du SRFS (tableau 4.1.8.6 du CNBC-2005), où il vaut 1,0.

Cependant, la méthode de la force statique équivalente peut être utilisée si l'une des conditions requises par la clause 4.1.8.7 du CNBC-2005 est rencontrée.

### 1.3.3 Paramètres fondamentaux de la force statique équivalente

Les sections ci-dessous explicitent les révisions substantielles apportées aux paramètres fondamentaux de la force statique équivalente.

#### 1.3.3.1 Période du mode fondamental de vibration

Les nouvelles formulations de  $T_a$ , la période du mode fondamental de vibration d'un bâtiment dans la direction considérée, ne tiennent plus compte (voir le paragraphe 4.1.8.11.3) que de la hauteur  $h_n$  de la structure, où  $n$  est le niveau le plus élevé de la partie principale de l'ouvrage par rapport à la base. Pour les SRFS composés de murs de refend (voir l'alinéa 4.1.8.11.3.c) :

$$T_a = 0.05h_n^{3/4} \quad (1.2)$$

Il est utile de noter qu'il est permis (alinéa 4.1.8.11.3.d) de calculer  $T_1$ , la période du premier mode de vibration, par les méthodes de la mécanique des structures (méthode de Rayleigh, méthode modale ou autres); néanmoins, pour les systèmes de MRC, la valeur de la période de calcul est limitée à :

$$T = \min(T_1, 2T_a, 2.0s) \quad (1.3)$$

Cette limitation de la période de calcul à 2,0s est justifiée par le fait que, généralement, la modélisation néglige la contribution des éléments non structuraux à la rigidité d'ensemble, car une surestimation de  $T$  engendre une sous-estimation de  $V_{\text{base}}$ .

### 1.3.3.2 Coefficients d'accélération au sol $F_a$ et de vitesse au sol $F_v$

Les effets de site, bien connus pour leur implication dans l'amplification des mouvements de sol, en particulier dans les sols meubles où leur effet peut être dévastateur (Mexico 1986, Boumerdes 2003), sont mieux ciblés par les nouveaux coefficients d'accélération au sol  $F_a$  et de vitesse au sol  $F_v$  (Finn & Wightman, 2003); bien que la plage de valeurs n'ait pas fondamentalement changé ( $0.7 \leq F_a \leq 2.1$  et  $0.5 \leq F_v \leq 2.1$ ), les nouveaux coefficients de sol sont plus réalistes que le coefficient de fondation  $F$  du CNBC-95 confiné à la description qualitative sommaire de quatre catégories de sol. Ils permettent de construire les spectres de dimensionnement pour les classes de A à E de chaque site en fonction des valeurs caractéristiques des accélérations spectrales de l'UHS du site considéré (voir équation 1.8)(1.8); soit :

$$S(T_a) = S_a(T_a) \times (F_a \wedge F_v) \quad (1.4)$$

Les valeurs de  $F_a$  et de  $F_v$  sont données, respectivement, pour chaque classe de sol A à E en fonction des valeurs des accélérations spectrales  $S_a(0,2)$  et  $S_a(1,0)$  (voir les tableaux 4.1.8.4.B et C). Par ailleurs, les sols sont classés par l'une des caractéristiques physiques de consistance suivantes:

- la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$ ;
- la résistance moyenne à la pénétration standard  $N_{60}$ ; ou encore
- la résistance au cisaillement non drainé  $S_u$  du sol (tableau 4.1.8.4.A du CNBC-2005).

### 1.3.3.3 Facteur d'amplification dynamique $M_v$

Le recours à la méthode de la force statique équivalente sous entend que les caractéristiques dynamiques de la réponse de la structure d'un bâtiment multi étagé peuvent être représentées par le mode fondamental uniquement; soit une répartition triangulaire inversée des forces sismiques, base du triangle au sommet de la structure (voir figure 1.6). Cependant, cette hypothèse simplificatrice est entachée d'erreurs : outre la répartition erronée des forces



sismiques le long de la hauteur du bâtiment, elle sous-estime l'intensité de la force sismique à la base en négligeant, en particulier, l'effet dû aux modes supérieurs de vibration. La version 2005 du CNBC introduit explicitement dans la formulation de l'effort de cisaillement à la base  $V_{base}$  (voir équation 1.7) le facteur d'amplification dynamique  $M_v$  (Humar et Mahgoub 2003).

#### 1.3.3.4 Coefficient $J$ - réduction du moment de renversement à la base

Le nouveau coefficient  $J$  de réduction du moment de renversement à la base (Humar & Mahgoub, 2003), pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs, n'est plus unique comme dans la version précédente du CNBC mais dépend du (i) site d'implantation, caractérisé par le rapport des accélérations spectrales  $S_a(0.2)/S_a(2.0)$ ; et (ii) type de SRFS (tableau 4.1.8.11 du CNBC-2005). Le coefficient  $J$  varie linéairement pour les valeurs intermédiaires de la période du mode fondamentale de vibration latérale  $T$  comprises entre 0.5s et 2.0s, sinon il est constant.

#### 1.3.3.5 Facteurs de modification de charge $R_d$ et $R_o$

La philosophie de réduction de l'intensité de la force sismique élastique dans la formulation de l'effort de cisaillement à la base  $V_{base}$  (voir équation 1.7) est fondamentalement révisée par le CNBC-2005 (Mitchell et al., 2003). Un nouveau coefficient  $R_o$ , dit de sur-résistance (*overstrength*), accompagne le coefficient de ductilité désormais noté  $R_d$  (tableau 4.1.8.9). Ce dernier, lié à la ductilité du SRFS, garde la même signification que celle du coefficient  $R$  du CNBC-95, par contre  $R_o$  introduit la notion du minimum garanti de réserve en capacité d'une structure conçue conformément aux exigences du CNBC-2005 et aux prescriptions de A23.3-2004. Il est le résultat du produit de cinq facteurs, associés :

- au surdimensionnement des sections dû à l'incrément normalisé des dimensions;
- à la différence entre la résistance nominale et la résistance pondérée;
- à la différence entre la capacité limite élastique réelle et la capacité minimale garantie;

- à la sur-résistance due à l'écroutissement du matériau;
- à la capacité de la structure à dissiper l'énergie sismique cumulée.

Cependant, le facteur de calibration sismique  $U$  de la version précédente du code disparaît et c'est à travers le spectre uniforme que la mitigation du risque sismique est assurée.

## 1.4 Prescriptions révisées de A23.3-2004

Les prescriptions révisées de la norme de béton 2004 concernent principalement : (i) la vérification de la ductilité à la base des MRC et celle, désormais requise, aux extrémités des poutres de couplage; (ii) les propriétés géométriques effectives à considérer lors des analyses linéaires; et (iii) la capacité en cisaillement dans les sections critiques.

### 1.4.1 Critère de ductilité

La conception ductile des MRC subit, pour sa part, une mise à niveau radicale. En effet, outre la reformulation de la ductilité dans les murs de refend avec de nouveaux paramètres, la vérification de la capacité ductile aux extrémités des poutres de couplage est dorénavant requise.

#### 1.4.1.1 Ductilité dans les murs

Une étude récente menée par White et Adebar (2004) et Adebar et al. (2005), dont les résultats sont repris dans la norme A23.3-2004, montre que la capacité ductile à la base des murs de refend est directement liée (inversement proportionnelle) à  $\theta_{id}^w$ , la demande en rotation inélastique à la base du mur de refend (voir équation 1.62); elle s'exprime par le rapport :

$$c/l_w \leq \frac{1}{1+500 \times \theta_{id}^w} \leq 0.33 \quad (1.5)$$

où

- $l_w$  est la longueur du mur, soit la longueur d'un mur de refend (le plus court, le cas échéant), sinon la longueur totale du MRC; et
- $c$ , la profondeur de l'axe neutre (voir figure 1.8).

Néanmoins, la limite de 0.33 fixée pour l'indicateur de ductilité ( $c/l_w$ ) concerne un béton non confiné. Cette dernière peut être notablement améliorée conformément à la clause 21.6.7.4 de A23.3-2004, par un confinement adéquat de la zone de béton fortement comprimée, en l'occurrence aux extrémités des segments de mur.

#### 1.4.1.2 Ductilité dans les poutres de couplage

La vérification de la capacité ductile aux extrémités des poutres de couplage est maintenant requise (clause 21.6.8.4). Il s'agit de comparer, aux extrémités des poutres de couplage, la demande en rotation inélastique  $\theta_{id}^b$  à la capacité en rotation inélastique  $\theta_{ic}^b$  fixée à 0.04 lorsque la disposition de l'armatures principale est diagonale et à 0,02 lorsque celle-ci est conventionnelles (White & Adebar, 2004).

$$\theta_{id}^b = \theta_{id}^w \times \frac{l_{cg}}{l_b} \leq \theta_{ic}^b \quad (1.6)$$

où  $\theta_{id}^w$  (voir équation 1.60) désigne la demande en rotation inélastique à la base des MR du système couplé.

#### 1.4.2 Rigidités effectives de conception

La réponse d'un MRC soumis à un évènement sismique est généralement non linéaire eu égard au degré de fissuration qui peut affecter de façon significative les rigidités (en flexion, en cisaillement et axiale) de ses éléments, après quelques cycles de chargement. Par conséquent, il est requis de considérer, lors des analyses structurales, les déformations de

flexion et de cisaillement pour les poutres de couplage versus les déformations axiales et de flexion pour les murs de refend (voir tableau 21.1 CSA A23.32004).

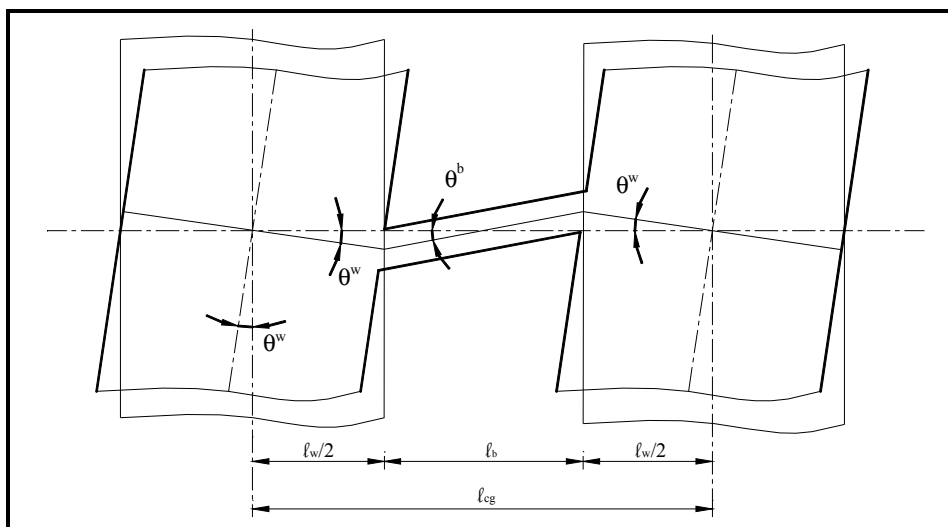


Figure 1.3 Demande en rotation aux extrémités des poutres de couplage en fonction de celle dans les murs à la base

Pour les poutres de couplage, seule la disposition de l'armature est retenue :

- lorsque celle-ci est diagonale (voir figure 1.7), la poutre de couplage s'accommode mieux des fissures de cisaillement que de celles de flexion et elle est alors affectée d'une rigidité effective de cisaillement importante comparativement à celle de flexion; à contrario
- lorsque la disposition est conventionnelle, la poutre de couplage est affectée d'une rigidité effective faible en cisaillement et d'une rigidité effective importante en flexion;
- Par contre, pour les murs de refend, les rigidités axiale et en flexion sont affectées du même coefficient de pondération ( $\alpha_w$ ). Ce dernier dépend du taux de contrainte moyen dans la section de béton, dû essentiellement aux charges gravitaires; la contribution (à l'effort axial) des charges sismiques latérales est négligée car celles-ci accroissent la contrainte de compression dans le mur comprimé et la réduisent dans le mur "tendu" (le moins comprimé).

## 1.5 Méthode de la force statique équivalente du CNBC-2005

La méthode de la force statique équivalente est basée sur l'hypothèse que le système de résistance aux forces sismique (SRFS) du bâtiment répond principalement dans son mode fondamental de vibration. Elle repose sur les résultats d'analyses dynamiques linéaires menées sur des structures élastiques à un seul degré de liberté (oscillateurs) pour lesquelles on ne s'intéresse qu'aux réponses maximales, en l'occurrence le spectre d'accélération du site considéré.

### 1.5.1 Calcul de l'effort de cisaillement à la base du bâtiment

Les structures candidates à la méthode de la force statique équivalente doivent être capables de résister au minimum, à l'effort de cisaillement à la base  $V_{base}$  :

$$V_{base} = S(T) M_V \frac{I_E}{R_d R_o} W \quad (1.7)$$

avec

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0.2) & \text{si } T \leq 0.2s \\ \min(F_a S_a(0.2), F_v S_a(0.5)) & \text{si } T=0.5s \\ F_v S_a(1.0) & \text{si } T=1.0s \\ F_v S_a(2.0) & \text{si } T=2.0s \\ F_v S_a(2.0)/2 & \text{si } T \geq 4.0s \end{cases} \quad (1.8)$$

où l'accélération de dimensionnement  $S(T)$  (clause 4.1.8.4.6) dépend de l'accélération spectrale  $S_a(T)$  et des coefficients de sol  $F_a$  ou  $F_v$ ; elle est déterminée par interpolation linéaire des valeurs intermédiaires de la période de calcul  $T$  (voir équation 1.3) (voir figures 1.4 et 1.5).

Par ailleurs :

- à défaut de valeurs spécifiques aux MRC (tableau 4.1.8.11, CNBC-2005) le facteur d'amplification dynamique  $M_V$  est celui correspondant aux ossatures résistant aux moments lorsque ( $DC \geq 2/3$ ), sinon celui correspondant aux murs de refend isolés. Pour les valeurs intermédiaires de la période de calcul  $T$  ( $1.0 \leq T \leq 2.0$ ), l'interpolation linéaire doit être établie sur le produit  $S(T) \times M_V$  et non sur le facteur  $M_V$  seul. Cependant il n'est pas nécessaire que  $S(T) \times M_V$  soit supérieur à  $2/3 \times S(0.2)$  mais sans être inférieur à  $S(2.0) \times M_V$ ;
- le facteur de ductilité  $R_d = 4.0$  si  $DC \geq 2/3$  sinon  $R_d = 3.5$ ; par contre le facteur de sur-résistance  $R_o = 1.7$  en tout temps (tableau 4.1.8.9 du CNBC-2005);
- le terme  $W = (D + 0.25S)$  désigne le poids sismique. Il comprend  $D$ , la charge permanente totale due au poids propre des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que le poids des équipements permanents s'il y a lieu; et 25% de  $S$ , le poids de la neige.

### 1.5.2 Répartition de l'effort de cisaillement à la base selon la hauteur du bâtiment

La répartition selon la hauteur de la force sismique latérale est triangulaire inversée, base du triangle au sommet de la structure. La force d'inertie  $F_x$  à chaque niveau  $x$ , s'exprime alors par l'équation ci-dessous :

$$F_x = (V_{base} - F_t) \frac{W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (1.9)$$

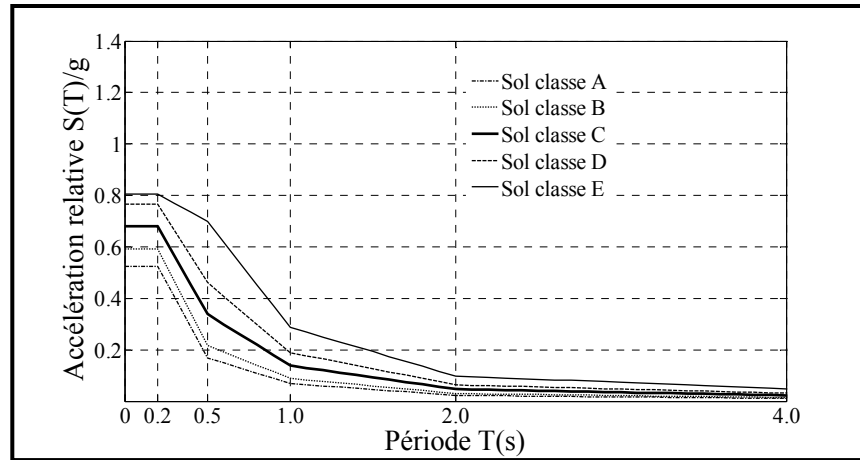


Figure 1.4 Spectres de dimensionnement de la ville de Montréal

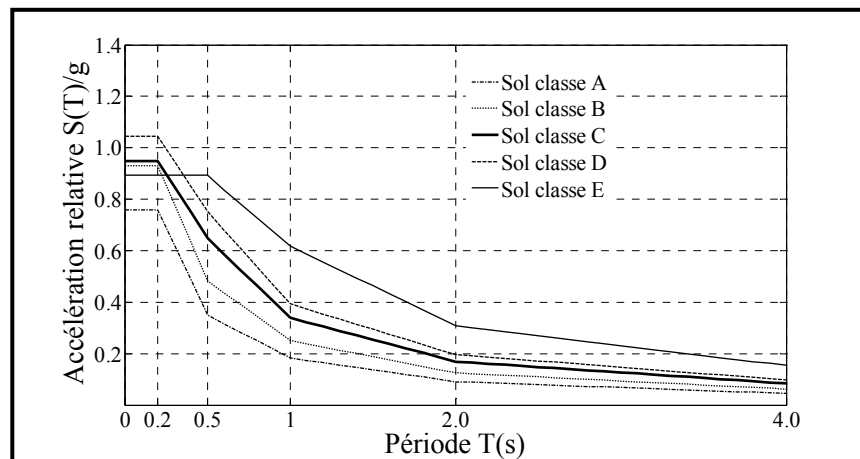


Figure 1.5 Spectres de dimensionnement de la ville de Vancouver

où,  $h_i$  désigne la hauteur au dessus de la base du poids sismique  $W_i$  du niveau  $i$  et  $n$  le nombre total d'étages. Néanmoins, pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs sur la répartition des forces latérales, une partie  $F_t$  de  $V_{base}$  (effort de cisaillement à la base) est concentrée au sommet de la structure :

$$F_t = 0.07T_a V_{base} \leq 0.25V_{base} \quad (1.10)$$

cependant, la force  $F_t$  peut être négligée lorsque  $T_a \leq 0.7s$ .

D'autre part, le SRFS doit être capable de reprendre à chaque niveau  $x$  (en particulier à la base), le moment de renversement  $M_x$  engendré par les forces d'inertie  $F_i$  au dessus du niveau  $x$  considéré; soit tel qu'exprimé par la relation suivante :

$$M_x = J_x \sum_{i=1}^n F_i (h_i - h_x) \quad (1.11)$$

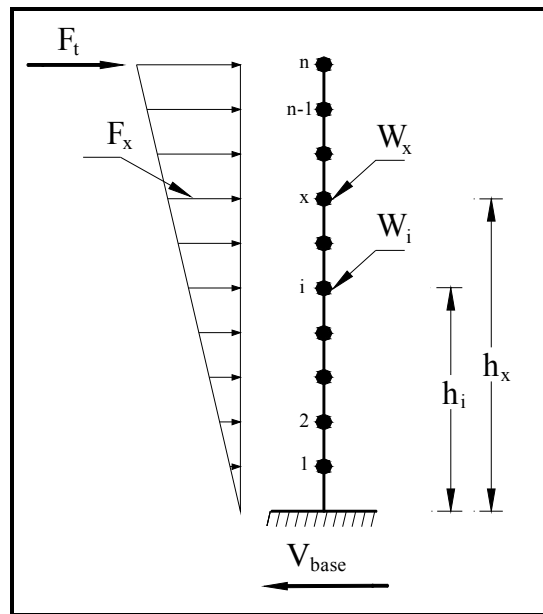


Figure 1.6 Répartition de l'effort sismique pour le mode fondamental

avec

$$J_x = \begin{cases} 1.0 & \text{si } h_x \geq 0.6h_n \\ J + (1-J) \left( \frac{h_x}{0.6h_n} \right) & \text{si } h_x < 0.6h_n \end{cases} \quad (1.12)$$

Par ailleurs, la sensibilité à la torsion d'étage (irrégularité de type 7, CNBC-2005) est évaluée par le coefficient  $B$ , défini par :



$$B = \max \left( \frac{\delta_{\max}^x}{\delta_{\text{ave}}^x} \right) \quad (1.13)$$

où

- $\delta_{\max}^x$  et  $\delta_{\text{ave}}^x$  désignent respectivement le déplacement maximal et le déplacement moyen de l'étage aux extrémités du plancher au niveau  $x$  dans la direction sismique considérée, produit par les efforts sismiques  $F_x$  (voir équation 1.9) excentrées de  $\pm 0.1D_{n_x}$  par rapport au centre de gravité de chaque plancher;
- $D_{n_x}$  est la dimension en plan du plancher au niveau  $x$ , perpendiculaire à la direction sismique considérée.

Dans le cas où  $B \leq 1.7$ , la structure est réputée non sensible à la torsion; l'effet de la torsion d'étage peut alors être pris en compte par une analyse statique, en appliquant à chaque niveau  $x$  le moment de torsion  $T_x$  :

$$T_x = F_x (e_x \pm 0.10D_{n_x}) \quad (1.14)$$

où  $e_x$  désigne l'excentricité du centre gravité par rapport au centre de rigidité au niveau  $x$ , perpendiculairement à la direction sismique considérée.

Par contre, dans le cas où  $B > 1.7$  et  $I_E F_a S_a (0.2) \leq 0.35$  (zone de faible sismicité), là encore l'effet de la torsion peut être déterminé par une analyse statique conformément à l'équation (voir équation 1.14); sinon une analyse dynamique de la structure est requise.

## 1.6 Conception des murs de refend ductiles couplés et partiellement couplés selon la norme A23.3-2004

Le dimensionnement des murs de refend ductiles couplés ou partiellement couplés repose essentiellement sur le concept du design en capacité, requis pour la conception des SRFS (clause 21.2.1). À noter que dans ce qui suit, l'hypothèse est faite que les murs de refend sont

supposés parfaitement encastés dans un massif de fondation, rigide et indéformable, capable de reprendre outre les charges gravitaires, la totalité du moment de renversement. Ceci revient à négliger l'effet de l'interaction sol-structure, qui contribue généralement à l'allongement de la période de vibration du bâtiment (Chaallal & Ghlamallah, 1996). Néanmoins, il convient de préciser qu'il est requis (article 4.1.8.16) d'utiliser la valeur  $R_d R_o = 2$  comme facteur de réduction de force pour le dimensionnement des fondations, lorsque leur basculement est permis.

### 1.6.1 Pré dimensionnement

Pour des considérations de résistance mais aussi de stabilité, en particulier dans les zones de rotules plastiques, les sections transversales des murs et des poutres de couplage doivent répondre aux exigences minimales requises par A23.3-2004.

#### 1.6.1.1 Murs de refend

La clause 21.6.3 recommande une épaisseur minimale de mur  $b_w$  maintenue constante sur au moins  $c/2$  (la demi-profondeur de l'axe neutre) mesurée à partir de la fibre la plus comprimée

$$b_w \geq \frac{h_s}{10} \quad (1.15)$$

où  $h_s$  représente la hauteur libre entre étages. Au-delà,  $b_w$  peut être réduite à

$$b_w \geq \frac{h_s}{14} \quad (1.16)$$

Par ailleurs, pour éviter l'instabilité du mur due à un élancement longitudinal excessif, il est recommandé (Paulay et Priestley 1992) de limiter la longueur  $l_w$  du segment de mur à :

$$l_w \leq 1.6h_s \quad (1.17)$$

### 1.6.1.2 Poutres de couplage

La clause 21.3.1.1 fixe le minimum requis de largeur de poutre  $b_b$  et limite l'élançement des sections transversales comme suit :

$$\begin{cases} b_b \geq 250mm \\ \frac{h_b}{b_b} \leq 3 \end{cases} \quad (1.18)$$

### 1.6.2 Conception des poutres de couplage

Dans les poutres de couplage, la disposition de l'armature principale peut être longitudinale (conventionnelle) ou diagonale dépendamment de :

- l'intensité de  $v_f^b$  (voir équation 1.19), la contrainte de cisaillement pondérée maximale dans la poutre de couplage; et
- l'élançement  $l_b/d_b$  de la poutre de couplage.

La disposition conventionnelle est permise, lorsque dans la section transversale critique, aux extrémités de la poutre de couplage (clause 21.6.8.5) :

$$v_f^b = \frac{V_f^b}{b_b d_v^b} \leq 0.1 \left( \frac{l_b}{d_b} \right) \sqrt{f_c'} \quad \text{et} \quad \frac{l_b}{d_b} \geq 4 \quad (1.19)$$

sinon la disposition diagonale, est requise. Dans l'équation (voir équation 1.19) :

- $V_f^b$  est l'effort de cisaillement pondéré dans la poutre de couplage;
- $f_c'$ , la résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours;
- $d_v^b$ , la hauteur effective de cisaillement de la poutre de couplage;
- $l_b$ , la longueur libre (distance mur-à-mur) de la poutre de couplage; et

- $d_b$ , la hauteur utile de la de la section transversale de la poutre de couplage.

Afin de prévenir la congestion de l'armature au niveau de la jonction de la poutre de couplage avec le mur de refend, particulièrement à l'intersection avec l'armature concentrée (clause 21.6.8.7), la contrainte de cisaillement  $v_f^b$  est limitée à  $\sqrt{f_c}$ .

### 1.6.2.1 Poutres de couplage avec armatures diagonales

Lorsque l'armature principale est disposée en diagonale (voir figure 1.7), elle reprend à elle seule la totalité du moment pondéré  $M_f^b$  et de l'effort de cisaillement pondéré  $V_f^b$  (clause 21.6.8.7). Les effets de  $M_f^b$  et  $V_f^b$  peuvent être réduits aux efforts axiaux de compression  $C_s$  et de traction  $T_s$  sur les dites diagonales :

$$C_s = T_s = \phi_s A_s^{diag} f_y \quad (1.20)$$

où

- $C_s$  et  $T_s$  sont, respectivement, les efforts axiaux de compression et de traction sur les dites diagonales;
- $\phi_s$  désigne le coefficient de résistance de l'acier;
- $A_s^{diag}$  est l'aire des sections transversales d'armature diagonale; et
- $f_y$  est la contrainte limite de l'acier d'armature.

Les capacités résistantes de la poutre de couplage  $V_r^b$ , en cisaillement et  $M_r^b$ , en flexion doivent alors vérifier la relation suivante :

$$\begin{cases} V_r^b \geq V_f^b = 2C_s \sin \alpha \\ M_r^b \geq M_f^b = C_s (h_b - 2d') \cos \alpha \end{cases} \quad (1.21)$$

où

- $d'$ , est la distance entre le centre de gravité de l'armature diagonale et le nu de la poutre de couplage, au droit de la jonction avec le mur de refend; et
- $\alpha$ , l'angle d'inclinaison de l'armature diagonale par rapport à l'axe moyen de la poutre de couplage.

Ce dernier peut être déterminé à partir de la relation trigonométrique :

$$\tan \alpha = \frac{(h_b - 2d')}{l_b} \quad (1.22)$$

$A_s^{diag}$  requise, tant en traction qu'en compression, est déterminée à l'aide de

$$A_s \geq \frac{V_f^b}{2\phi_s f_y \sin \alpha} \quad (1.23)$$

Par ailleurs, cette armature doit être soutenue par des cadres fermés (armature transversale de confinement) ou une frette en spirale d'espacement  $s$  tel que défini dans la clause 21.6.8.7 :

$$s \leq \min(6d^{diag}, 24d^{cadre}, 100 \text{ mm}) \quad (1.24)$$

avec

- $d^{diag}$  et  $d^{cadre}$  sont, respectivement, le diamètre minimal de l'armature diagonale et celui des cadres; et
- adéquatement ancrée dans le mur, sur une profondeur minimale de  $1.5 \times l_d$  fixée comme suit :

$$l_d = 0.45 k_1 k_2 k_3 k_4 \frac{f_y}{\sqrt{f_c}} d \quad (1.25)$$

où

- $l_d$  est la longueur de scellement droit telle que définie par la clause 12.2.3; et
- $k_1, k_2, k_3, k_4$  sont des facteurs de modification respectivement relatifs à la localisation de la barre, à son revêtement, à la densité du béton et au diamètre de la barre (clause 12.2.4).

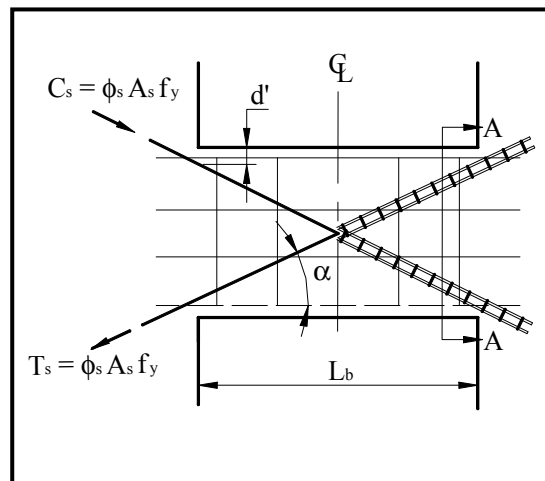


Figure 1.7 Poutres de couplage - disposition diagonale de l'armature principale

Outre l'armature diagonale, la poutre de couplage doit être pourvue d'une armature périphérique secondaire dite "armature de peau" (clause 10.5.1.2), dont le rôle est de préserver l'intégrité structurale du béton fissuré en cas d'évènement majeur et dont la quantité requise, en termes d'aire minimale de renforcement à la périphérie de la poutre de couplage, est déterminé comme suit :

$$A_{s,\min}^{\text{périphérique}} = \frac{0.2\sqrt{f'_c}}{f_y} b^b h^b \quad (1.26)$$

### 1.6.2.2 Poutre de couplage avec armatures conventionnelles

Le dimensionnement des poutres de couplage avec armature conventionnelle requiert le calcul de :

- $A_s^{long}$ , l'aire des sections transversales de l'armature longitudinale résistant à  $M_f^b$ , le moment de flexion pondéré et;
- $A_s^{trans}$ , l'aire des sections transversales de l'armature transversale de confinement résistant à  $V_f^b$ , l'effort de cisaillement pondéré.

#### Résistance à la flexion

L'armature longitudinale est calculée à l'état limite ultime à partir de la courbe enveloppe des moments pondérés dans la poutre de couplage.  $A_s^{long}$ , constituée d'un minimum de quatre barres (deux barres supérieures et deux barres inférieures) (clause 21.3.2.1), doit respecter les valeurs limites ci-dessous :

$$2 \times 1.4 \frac{b_b d_b}{f_y} \leq A_s^{long} \leq 0.025 b_b d_b \quad (1.27)$$

Par ailleurs, en toute section le long de la poutre couplage, il est requis (clause 21.3.2.2) que les moments résistants tant positifs ( $M_{r,+}^b$ ) que négatifs ( $M_{r,-}^b$ ), soient au minimum égaux ou supérieurs au quart du moment résistant maximal ( $M_{r,max}^b$ ). Aussi, au droit des joints, le moment résistant positif ( $M_{r,+}^{b,joint}$ ) doit être au moins égal, sinon supérieur, à la moitié du moment résistant négatif ( $M_{r,-}^{b,joint}$ ), soit mathématiquement :

$$M_{r,+/-}^b \geq \frac{M_{r,max}^b}{4} \quad \text{et} \quad M_{r,+}^{b,joint} \geq \frac{M_{r,-}^{b,joint}}{2} \quad (1.28)$$

De plus, les chevauchements de barres ne sont autorisés ni dans les joints, ni sur une longueur inférieure à  $2 d_b$  à partir du joint (clause 21.3.2.3).

### Résistance au cisaillement (armature transversale)

L'armature transversale doit être suffisante pour permettre l'écoulement plastique de l'armature longitudinale de flexion. Selon la clause 21.3.4.1, la résistance en cisaillement  $V_r^b$  doit être supérieure à  $V_{\max}^b$ , la plus petite valeur entre  $V_p^b$ , l'effort de cisaillement probable engendré par le développement de  $M_p^b$ , la capacité probable en flexion au droit des joints et de  $V_e^b$ , l'effort de cisaillement élastique obtenu à partir de la sollicitation sismique non réduite ( $R_d R_o = 1$ ), en tenant compte de l'amplification dynamique due aux modes supérieurs de vibration s'il y a lieu :

$$V_r^b \geq V_{\max}^b = \min \begin{cases} V_p^b = \frac{M_{p,+}^b + M_{p,-}^b}{l^b} + \frac{w_f l^b}{2} \\ V_e^b = V_f^b R_d R_o \end{cases} \quad (1.29)$$

où

- $M_p^b$ , tant positif que négatif, est déterminé à partir des coefficients de résistance pour les matériaux acier et béton  $\phi_s = \phi_c = 1$  et une résistance caractéristique de l'acier d'armature  $f_s = 1.25 \times f_y$ ;
- $w_f = (1.0D + 0.5L)$  est la charge tributaire pondérée relative à la poutre de couplage.

La résistance au cisaillement est assurée conjointement par  $V_c^b$  et  $V_s^b$ , la résistance en cisaillement de la section transversale, respectivement, de béton et d'acier de l'armature transversale de la poutre de couplage (clause 11.3.3) :

$$V_r^b = V_c^b + V_s^b \leq V_{r,\max}^b \quad (1.30)$$



avec :

$$\begin{cases} V_c^b = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f_c'} b_b d_{b,V} \\ V_s^b = \frac{\phi_s A_v f_y d_V^b \cot \theta}{s} \\ V_{r,\max}^b = 0.25 \phi_c f_c' b_b d_{b,V} \end{cases} \quad (1.31)$$

où

- $V_{r,\max}^b$ , est la résistance maximale pondérée en cisaillement, de la section transversale de la poutre de couplage.
- $\lambda$ , un facteur d'importance relative tenant compte de la densité du béton (il est égal à 1,0 pour tous les bâtiments sauf si les dommages ne causeraient aucune conséquence sérieuse ou blessures);
- $\beta$ , un facteur tenant compte de la résistance en cisaillement du béton fissuré;
- $A_v$ , l'aire des sections transversales d'armature transversale résistant au cisaillement par unité de distance  $s$  (équations 1.33 et 1.34); et
- $\theta$ , l'angle d'inclinaison des bielles de compression.

Cependant pour les poutres ductiles, la clause 21.3.4.2 néglige la contribution du béton ( $V_c^b = 0$ ) et considère une inclinaison des bielles de compression  $\theta = 45^\circ$ . Finalement :

$$V_r^b = \frac{\phi_s A_v f_y d_V^b}{s} \leq 0.25 \phi_c f_c' b_b d_{b,V} \quad (1.32)$$

Par ailleurs, conformément à la clause 11.2.8.2 il est requis pour  $A_v$  :

$$A_v \geq \min \left( \frac{V_{\max}^b s}{\phi_s f_y d_V^b}, A_{v,\min} \right) \quad \text{avec} \quad A_{v,\min} \geq \frac{0.06 \sqrt{f_c'}}{f_y} b_b d_V^b \quad (1.33)$$

soit, en termes d'espacement :

$$s^{calculé} \leq \frac{A_v \phi_s f_y d_V^b}{V_{\max}^b} \quad (1.34)$$

La clause 11.3.8 limite l'espacement maximal  $s_{\max}$  entre les armatures transversales en fonction de l'intensité de l'effort de cisaillement dans la section, si :

$$V_{\max}^b \leq 0.125 \lambda \phi_c f_c' b_b d_V^b \text{ alors } s_{\max} = \min(0.7 d_V^b, 600 \text{ mm}) \quad (1.35)$$

sinon :  $s_{\max} = \min(0.35 d_V^b, 300 \text{ mm})$ .  $\lambda=1$ , pour un béton de densité normale.

De plus, les détails constructifs permettant d'assurer un fretage adéquat du béton exigent de pourvoir la poutre de couplage de cadres fermés, régulièrement espacés, sur une distance d'au moins  $2 \times d_b$  à partir du nu du segment de mur, soit :

$$s \leq \min\left(\frac{d}{4}, 8 d_{\min}^{long}, 24 d_{\min}^{trans}, s^{calculé}, 300 \text{ mm}\right) \quad (1.36)$$

où le premier cadre doit être disposé à moins de 50 mm de ce nu (clause 21.3.3). Dans (voir équation 1.36)  $d_{\min}^{long}$  et  $d_{\min}^{trans}$  sont, respectivement, le diamètre minimal de la barre d'armature longitudinale et celui de la barre d'armature transversale. Au-delà de la distance  $2 \times d_b$ , l'armature transversale peut être disposée selon un espacement maximal  $s_{\max} \leq d_b/2$ .

### 1.6.2.3 Ductilité dans les poutres de couplage

La demande en rotation inélastique  $\theta_{id}^b$  aux extrémités des poutres de couplage doit rester dans la limite de capacité, soit :  $\theta_{ic}^b = 0.04$  si la disposition de l'armature principale est diagonale sinon  $\theta_{ic}^b = 0.02$  (voir clause 21.6.8.4).  $\theta_{id}^b$  peut s'exprimer en fonction de  $\theta_{id}^w$ , la demande en rotation inélastique (voir équation 1.62) à la base du mur de refend, selon la relation ci-dessous :

$$\theta_{ic}^b \geq \theta_{id}^b = \theta_{id}^w \frac{l_{cg}}{l_b} \quad (1.37)$$

### 1.6.3 Conception des murs de refend

La conception des murs de refend (MR) des systèmes couplés, telle que développée et détaillée dans ce qui suit, repose sur trois exigences principales ayant trait à : (i) la résistance en flexion; (ii) la résistance au cisaillement; et (iii) la ductilité.

#### 1.6.3.1 Capacité en flexion

La capacité en flexion des MR des systèmes couplés s'articule principalement autour des clauses 21.6.8.8 et 21.6.8.11, dont l'objectif est d'assurer le développement du mécanisme de ruine souhaité, en accord avec le concept du design en capacité selon le principe bien connu de la "colonne forte" et de la "poutre faible". La première clause, à impact local, vise à s'assurer qu'à chaque niveau  $x$  considéré, les extrémités des poutres de couplage plastifient avant les segments de mur auxquels elles se rattachent, en particulier au droit de la jonction avec le mur tendu (le moins comprimé). Ce dernier doit exhiber une capacité résistante relative (en flexion) supérieure à la capacité nominale dans la poutre de couplage, tel qu'exprimé par l'équation (1.39). Tandis que la seconde clause, à impact global, vise à garantir à chaque niveau  $x$  une capacité résistante adéquate du mur tendu : suffisante au développement de la capacité nominale (plastification) aux extrémités de toutes les poutres de couplage au dessus du niveau  $x$  considéré, tel qu'exprimé par l'équation (1.42).

#### Calcul du moment résistant dans le mur

À chaque niveau  $x$ ,  $M_{r_x}^w$ , le moment résistant de chaque MR, le MR tendu en particulier, doit être supérieur ou égale à la plus grande des valeurs  $M_{local}^w$  et  $M_{global}^w$  ; soit :

$$M_{r_x}^w \geq \max \left( M_{local}^w, M_{global}^w \right) \quad (1.38)$$

D'une part,  $M_{local}^w$  est le moment résultant de  $\left( M_{n_x}^b + V_{n_x}^b \times \frac{l_b}{2} \right)$  et de  $M_{f_x}^w$ , respectivement le moment nominal en flexion engendré par la poutre de couplage et le moment de flexion pondéré dans le mur, au niveau  $x$  considéré; soit, selon l'article 21.6.8.8 :

$$M_{local}^w = J_x M_{f_x}^w \pm \left( M_{n_x}^b + V_{n_x}^b \frac{l_b}{2} \right) \quad (1.39)$$

avec :

$$J_x = \begin{cases} 1.0 & \text{si } h_x \geq 0.6h_n \\ J + (1-J) \left( \frac{h_x}{0.6h_n} \right) & \text{si } h_x < 0.6h_n \end{cases} \quad (1.40)$$

et

$$V_{n_x}^b = \frac{M_{n_x}^{b+} + M_{n_x}^{b-}}{l_b} + \frac{w_f l_b}{2} \quad (1.41)$$

où :

- $V_{n_x}^b$  est l'effort de cisaillement correspondant à  $M_{n_x}^b$ , la capacité nominale en flexion aux extrémités de la poutre de couplage au niveau  $x$  considéré (calculée avec  $\phi_s = \phi_y = 1$  et  $f_s = f_y$ ), avec ;  $M_{n_x}^{b+}$  et  $M_{n_x}^{b-}$  respectivement le moment positif et négatif;
- $J_x$ , le coefficient de réduction du moment de renversement au niveau  $x$  considéré; et
- $l_b$ , la longueur libre de la poutre entre MR.

D'autre part,  $M_{global}^w$  est le moment engendré par le développement de la capacité nominale dans toutes les poutres de couplage au dessus du niveau  $x$  considéré, soit selon la clause 21.6.8.11 :

$$M_{global}^w = \gamma_{h_x} J_x M_{f_x}^w \quad (1.42)$$

où  $\gamma_{h_x}$ , le facteur de sur-résistance des poutres de couplage pour le niveau  $x$  considéré, s'exprime comme suit :

$$\gamma_{h_x} = \frac{\sum_{i=x}^n V_{n_i}^b}{\sum_{i=x}^n V_{f_i}^b} \quad (1.43)$$

où  $\sum_{i=x}^n V_{n_i}^b$  et  $\sum_{i=x}^n V_{f_i}^b$  désignent respectivement le cumul des forces de cisaillement correspondant, respectivement, à  $M_{n_i}^b$  et à  $M_{f_i}^b$ , la capacité nominale en flexion et le moment de flexion pondéré, aux extrémités des poutres de couplage au dessus du niveau  $x$  considéré. Finalement,  $M_{r_x}^w$  désigne la capacité minimale en flexion, au niveau  $x$ , combinée à :

- $T_x$ , l'effort axial de "traction" dans le mur tendu :

$$T_x = \sum_{i=x}^{i=n} V_{n_x} - 1.0D \quad (1.44)$$

- $C_x$ , l'effort axial de compression dans le mur comprimé :

$$C_x = \sum_{i=x}^{i=n} V_{n_x} + (1.0D + 0.5L + 0.25S) \quad (1.45)$$

### Exigences constructives minimales

L'armature résistante est constituée d'une armature concentrée aux extrémités de chaque MR entre lesquelles une armature de répartition est disposée (voir figure 1.8). Ces deux types d'armature, composées de barres d'acier de diamètre maximal inférieur ou égal à  $b_w/10$

(article 21.6.4.4), contribuent conjointement à la résistance en flexion du MRC, sous sollicitations pondérées (article 21.6.6.2).

L'armature concentrée  $A_s^{conc}$  doit être constituée au minimum de quatre barres verticales disposées en deux nappes (clause 21.6.6.1) dont l'aire des sections transversales doit satisfaire les limites minimales (clauses 21.6.6.3 et 21.6.6.4) et maximales (clause 21.6.4.3) tolérées; soit en zone de rotule plastique :

$$0.0015b_w l_w \leq A_s^{conc} \leq 0.06b_w t_w \quad (1.46)$$

et en zone courante :

$$0.001b_w l_w \leq A_s^{conc} \leq 0.06b_w t_w \quad (1.47)$$

où  $t_w = h_c$  désigne la profondeur de la zone de l'armature concentrée comme indiqué dans la figure 1.8.

$A_s^{conc}$  doit être détaillée comme l'armature longitudinale d'un poteau (clause 21.6.6.8), c'est-à-dire soutenue par des cadres fermés (armature transversale de confinement) dont l'espacement doit satisfaire :

- en zone de rotule plastique à (clause 21.6.6.9)

$$s \leq \min(6d_{b_{\min}}^{long}, 24d_b^{trans}, \frac{b_w}{2}) \quad (1.48)$$

- et en zone courante à (clause 7.6.5.2)

$$s \leq \min(16d_{b_{\min}}^{long}, 48d_b^{trans}, b_w, 300mm) \quad (1.49)$$

De plus, en zone plastique, le chevauchement des barres ne doit concerner, dans une même section, qu'une barre sur deux au maximum (article 21.6.6.7).

D'autre part,  $A_s^{rep}$ , l'armature de répartition, doit être pourvue dans les deux directions : longitudinale (armature verticale de flexion) et transversale (armature horizontale de cisaillement) (voir figure 1.8). Elle doit être disposée en deux lits lorsqu'à la base du mur (zone de rotule plastique) l'effort de cisaillement pondéré  $V_f^w$  est supérieur à  $V_c^w$ , la résistance en cisaillement de la section transversale de béton du MR (voir équation 1.53) soit, la contribution du béton seul à la résistance totale (acier plus béton) de la section (article 21.6.5.3). Les deux lits d'armature doivent alors être entretoisés par des épingles lorsque le pourcentage d'aire de section transversale d'armature nécessaire est supérieur à 0,5 % de l'aire de la section transversale de béton du mur ou lorsque le calibre des barres de l'armature verticale est supérieur à 15M en zone plastique et à 20M en zone courante (articles 21.6.5.1 et 21.6.5.2). Toutefois, dans chacune des deux directions, le pourcentage minimal d'aire de section transversale d'armature exigé est de 0,25 % de l'aire de la section transversale de béton du mur. L'espacement maximal  $s_{max}$  entre barres d'acier est limité à 450 mm en zone courante et à 300 mm en zone de rotule plastique. Par ailleurs, l'armature horizontale doit être ancrée dans la zone de l'armature concentrée et permettre, en particulier dans la zone plastique, le développement de la contrainte élastique probable, soit  $1,25f_y$ .

### 1.6.3.2 Capacité en cisaillement

En accord avec le principe du design en capacité, pour éviter tout risque de ruine prématurée de type fragile, la résistance en flexion dans les MR doit être atteinte avant celle en cisaillement. Il est requis (clause 21.6.9.1) que la résistance en cisaillement  $V_r^w$  soit maximale à la base des MR, en l'occurrence dans la zone de rotule plastique. Elle doit être supérieure ou égale à  $V_{max}^w$ , l'effort de cisaillement maximal toléré dans la section transversale du mur de refend, soit à la plus petite des valeurs entre  $V_p^w$ , l'effort de cisaillement probable engendré par le développement de  $M_p^w$ , la capacité probable en flexion dans le MR, et  $V_{f,R_dR_o=1}^w$ , l'effort de cisaillement élastique pondéré, déterminé à partir de la force sismique non réduite ( $R_dR_o = 1$ ); soit :

$$V_r^w \geq V_{\max}^w = \min \begin{cases} V_p^w = V_f^w \frac{M_p^w}{M_f^w} \\ V_{f,R_d R_o=1}^w = V_f^w R_d R_o \end{cases} \quad (1.50)$$

où  $M_p^w$  est déterminé à partir des efforts axiaux probables dans les MR, soit  $C_p$  pour le MR comprimé et  $T_p$  pour le MR tendu. Ces efforts axiaux représentent le cumul des efforts de cisaillement probables (voir équation 1.29) dans les poutres de couplage.

$$\begin{cases} C_{p_x} = \sum_{i=x}^{i=n} V_{p_x} + (1.0D + 0.5L + 0.25S) \\ T_{p_x} = \sum_{i=x}^{i=n} V_{p_x} - 1.0D \end{cases} \quad (1.51)$$

Par ailleurs, selon la clause 11.3,  $V_r^w$  est assurée conjointement par  $V_c^w$  et par  $V_s^w$ , la résistance en cisaillement de la section d'armature transversale en acier du MR. Elle doit être inférieure ou égale à  $V_{r,\max}^w$ , la résistance maximale permmissible en cisaillement dans la section transversale du MR; soit :

$$V_r^w = V_c^w + V_s^w \leq V_{r,\max}^w \quad (1.52)$$

avec

$$\begin{cases} V_c^w = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f_c'} b^w d_V^w \\ V_s^w = \frac{\phi_s A_v f_y d_V^w \cot \theta}{s} \\ V_{r,\max}^w = \alpha_{\theta_{id}} \phi_c f_c' b^w d_V^w \end{cases} \quad (1.53)$$

où pour la section transversale du MR :



- $d^w$ , la profondeur utile; et
- $d_v^w = 0.9d^w \geq 0.8l_w$  est la profondeur effective de cisaillement;

Les facteurs  $\alpha_{\theta_{id}^w}$ ,  $\beta$  et  $\lambda$  tiennent compte respectivement de  $\theta_{id}^w$ , de la fissuration du béton et de la densité du béton, dans la résistance en cisaillement.

Lorsque la section de béton du mur n'est pas soumise à un effort significatif de traction, les coefficients  $\alpha_{\theta_{id}^w}$ ,  $\beta$  et  $\theta$  sont ceux proposés par la méthode simplifiée (clause 11.3.6.3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{\theta_{id}^w} = 0.25 \\ \beta = 0.18 \\ \theta = 35^\circ \end{array} \right. \quad (1.54)$$

sinon ils sont déterminés à partir de la méthode générale (clause 11.3.6.4), en fonction de  $\varepsilon_x$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_{\theta_{id}^w} = 0.25 \\ \beta = \frac{0.4}{1+1500\varepsilon_x} \\ \theta = 29 + 7000\varepsilon_x \end{array} \right. \quad (1.55)$$

où  $\varepsilon_x$ , la déformation longitudinale dans l'axe moyen de la section, au niveau  $x$  considéré, est approximée de façon conservative à la moitié de la déformation de l'armature tendue de flexion (Bentz & Collins, 2006). Elle s'exprime comme ci-dessous :

$$\varepsilon_x = \frac{M_{pr}/d_v + V_{pr} + 0.5N_{pr}}{2E_s A_s} \leq 3 \times 10^{-3} \quad (1.56)$$

où :

- $N_{pr}$  est l'effort probable dans la section transversale du MR;

- $E_s$  le module d'élasticité de l'armature en acier; et
- $A_s$  l'aire de la section de l'armature de flexion.

Par ailleurs, la clause 21.6.9.6 limite la résistance en cisaillement dans la zone plastique en fonction de la demande en déformation inélastique  $\theta_{id}^w$  (voir équation 1.62) et du taux de chargement  $\tau$  :

$$\tau = \begin{cases} \frac{C_{pr}}{f_c' A_g} & \text{dans le mur comprimé} \\ \frac{T_{pr}}{f_c' A_g} & \text{dans le mur tendu} \end{cases} \quad (1.57)$$

où  $A_g$  est l'aire brute de la section transversale du MR. Les coefficients  $\alpha_{\theta_{id}^w}$ ,  $\beta$  et  $\theta$  doivent respecter alors les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{si } \theta_{id}^w \geq 0.015 & \quad \text{alors } \beta = 0 \quad \text{et } \alpha_{\theta_{id}^w} = 0.10 \\ \text{si } \theta_{id}^w \leq 0.005 & \quad \text{alors } \beta \leq 0.18 \quad \text{et } \alpha_{\theta_{id}^w} = 0.15 \end{aligned}$$

Aussi

$$\begin{aligned} \text{si } \tau < 0.1 & \quad \text{alors } \theta = 45^\circ \\ \text{si } \tau \geq 0.2 & \quad \text{alors } \theta \geq 35^\circ \end{aligned}$$

Pour les valeurs intermédiaires de  $\theta_{id}^w$  et/ou de  $\tau$  une interpolation linéaire peut être utilisée pour déterminer les coefficients  $\alpha_{\theta_{id}^w}$ ,  $\beta$  et  $\theta$  nécessaires au calcul de  $V_c^w$ ,  $V_s^w$  et  $V_{r,\max}^w$ .

### 1.6.3.3 Vérification des joints de construction

Il est nécessaire de vérifier que le transfert de l'effort de cisaillement à travers le plan du joint de construction est adéquatement assuré, en particulier à la base du mur tendu. Des tremblements de terre tels que ceux de l'Alaska en 1964, de San Fernando en 1971, et plus récemment ceux de Turquie en 1999 et d'Algérie en 2003 ont mis en évidence la vulnérabilité des joints de construction, en particulier au niveau des reprises de bétonnage. La résistance au cisaillement dans le plan du joint, peut être assurée par  $c$ , la cohésion des surfaces de béton en contact et par  $\mu\sigma$ , la friction pourvue par l'armature traversant le joint de construction (clause 11.5). Dans la pratique courante où l'armature de flexion traverse le joint perpendiculairement  $v_{r,j}^w$ , la contrainte de cisaillement dans le joint, s'exprime comme suit (clause 11.5.1) :

$$\tau = \begin{cases} v_{r,j}^w = \lambda\phi_c (c + \mu\sigma) \leq 0.25\phi_c f_c' \\ \sigma = \rho_v f_y + \frac{N}{A_g} \quad \text{et} \quad \rho_v = \frac{A_{vf}}{A_{CV}} \end{cases} \quad (1.58)$$

où :

- $\mu$  est le coefficient de friction (clause 11.5.2 de A23.3-2004);
- $\rho_v$ , le pourcentage d'aires de section d'armature traversant le joint, défini en fonction de l'aire de la section de béton considérée;
- $N$ , l'effort normal non pondéré perpendiculaire au plan de cisaillement (positif en compression);
- $A_{vf}$ , l'aire de l'armature traversant le joint; et
- $A_{CV}$ , l'aire de la section de béton résistant au transfert de l'effort de cisaillement.

Par ailleurs,  $V_{r,j}^w$ , la résistance pondérée en cisaillement à l'interface du joint, doit être supérieur ou égale à  $V_{\max}^w$  (voir équation 1.50), soit :

$$V_{r,j}^w = v_{r,j}^w A_{CV} \geq \min(V_{pr}^w, V_{f,R_d,R_o=1}^w) \quad (1.59)$$

#### 1.6.3.4 Ductilité à la base du mur

Le comportement ductile du mur à la base, est assuré par une demande en rotation inélastique  $\theta_{id}^w$  inférieure ou égale à  $\theta_{ic}^w$ , la capacité en rotation inélastique dans le MR exprimée comme ci dessous (clause 21.6.7.3) :

$$\theta_{id}^w \leq \theta_{ic}^w = \left( \frac{\varepsilon_{cu} l_w}{2c} - 0.002 \right) \leq 0.025 \quad (1.60)$$

où

- $\varepsilon_{cu}$  désigne la déformation ultime de la fibre extrême comprimée de la section de béton;
- $c$  la profondeur de l'axe neutre (voir Figure 1.8); d'autre part
- $l_w$  représente la longueur de chaque segment de mur (le plus court le cas échéant) dans le cas où  $DC \leq 0.66$ , sinon la longueur totale du système de murs.

Par ailleurs,  $c$  la profondeur de la zone de compression peut être déterminée à partir d'une analyse de la section de béton, ou déduite de manière itérative à partir de l'équation (1.61) exprimant l'équilibre des forces dans la section de béton du segment de mur (clause 21.6.7.3) :

$$c = \frac{P_s + P_n + P_{ns} - \alpha_1 \phi_c f_c' A_f}{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c' b^w} \quad (1.61)$$

où :

- $P_s$  est la force axiale pondérée à la base du MR, résultant de la combinaison  $(1.0D + 0.5L + 0.25S)$  ;

- $P_n = \sum_{i=1}^n V_{n_i}^b$ , le cumul des forces de cisaillement correspondant à la résistance nominale dans toutes les poutres de couplage;
- $P_{ns} = A_s f_y$ , la résistance nominale de l'armature longitudinale concentrée et de l'armature répartie dans le MR (positive en traction);
- $A_f$ , l'aire des semelles du mur s'il y a lieu.

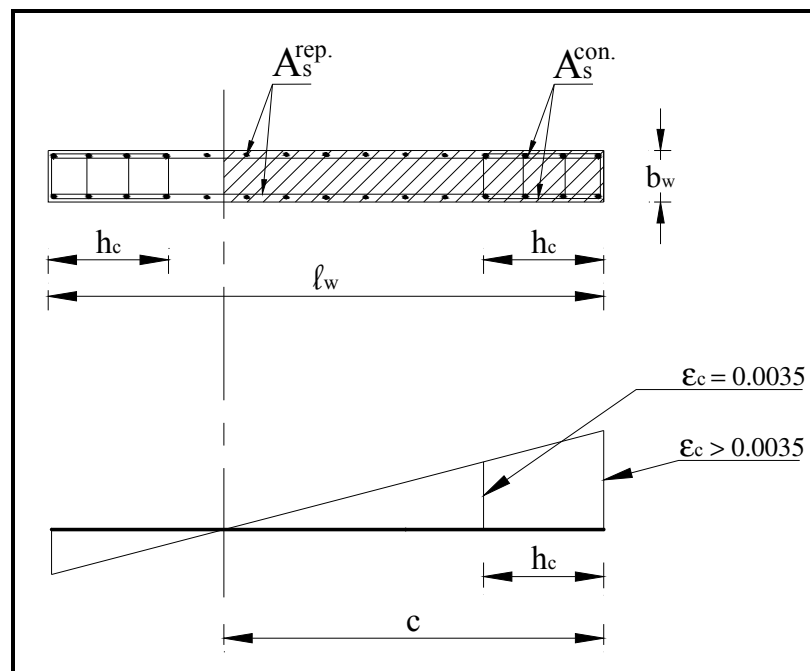


Figure 1.8 Ferrailage type d'un mur de refend et profondeur de la zone de confinement

Selon la clause 10.1.7,  $\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67$  est le rapport de la contrainte moyenne dans le bloc rectangulaire à la résistance caractéristique du béton et  $\beta_1 = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67$ , le rapport de la profondeur du bloc rectangulaire de compression dans le béton à  $c$ , la profondeur de l'axe neutre.

D'autre part,  $\theta_{id}^w$  peut être assimilée au rapport du glissement global ( $\Delta_f R_d R_o$ ) à  $h_w$ , la hauteur totale du système de MR couplés (clause 21.6.8.2), soit :

$$\theta_{id}^w = \frac{\Delta_f R_d R_o}{h_w} \geq 0.004 \quad (1.62)$$

La combinaison des équations (1.60) et (1.62) ainsi que leur réarrangement est à l'origine de l'équation (1.5), où la limitation du rapport  $c/l_w$  à 0.33 résulte de la valeur ultime de  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ . Il convient de noter que cette valeur limite peut être sensiblement rehaussée moyennant un confinement adéquat du béton comprimé. En effet la clause 21.6.7.4 de A23.3-2004 permet de considérer des valeurs de  $\varepsilon_{cu}$  plus grandes ( $0.0035 \leq \varepsilon_{cu} \leq 0.014$ ) dépendamment du degré et de la profondeur de confinement du béton, dans la zone fortement comprimée en particulier à la base du MR. Conformément à la figure 1.8,  $h_c$  doit vérifier la relation suivante :

$$h_c \geq c \frac{(\varepsilon_{cu} - 0.0035)}{\varepsilon_{cu}} \quad (1.63)$$

Par ailleurs,  $A_{sh}$ , l'aire totale des sections de l'armature transversale de confinement du béton et soutenant l'armature longitudinale concentrée doit vérifier l'équation (1.15) de la clause 21.4.4.2 de A23.3-2004 :

$$A_{sh} = 0.2k_p k_n \frac{A_g f_c'}{A_{ch} f_{ch}} sh_c \quad (1.64)$$

avec  $k_p = (0.1 + 30\varepsilon_{cu})$  et  $k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$ . Dans l'équation (1.64) ci-dessus :

- $A_g$  désigne l'air brute de la section transversale de béton de la zone d'armature concentrée;
- $A_{ch}$ , l'air de la section transversale du noyau de béton confiné par l'armature transversale dans la zone de l'armature concentrée;
- $f_{yh}$  contrainte limitée de l'acier de l'armature transversale de confinement;

- $n_l$ , le nombre de barres longitudinales soutenues par les coins de cadres ou d'épingles fermés, dans la section du béton confiné;
- $k_p$ , facteur tenant compte de la déformation ultime du béton comprimé dans le MR; et
- $k_n$ , facteur tenant compte du nombre de barre de l'armature longitudinale concentrée, soutenue par l'armature transversale de confinement.

### 1.7 Organigramme de conception

Un organigramme structuré permettant la conception et le calcul des systèmes de MRC faisant parti du SRFS de structures de bâtiment, est présenté à la figure 1.9. Cet outil de design, très utile à l'ingénieur praticien, détaille pas à pas les prescriptions et vérifications nécessaires au dimensionnement des systèmes de MRC, en zones sismiques canadiennes. Par ailleurs pour démontrer explicitement l'évaluation de l'action sismique selon les prescriptions du CNBC-2005 et l'applicabilité aux MRC des exigences de conception en zone sismiques canadienne contenues dans A23.3-2004, un exemple numérique est traité pas à pas au paragraphe 1.8 conformément au dit organigramme.

### 1.8 Exemple numérique

Le bâtiment objet de cette application numérique est un édifice à bureau de hauteur 12 étages, de structure résistante en béton armé, fondé sur un sol de classe C ( $F_a=F_v=1$ ) dans la ville de Montréal, Québec. Horizontalement, à chaque niveau, une dalle rigide en béton armé assure, dans chacune des directions sismiques, la distribution des forces d'inertie engendrées par les mouvements du sol proportionnellement aux rigidités respectives des éléments du SRFS. Cependant, seul le contreventement dans la direction Nord Sud, assuré en totalité par les MRC d'axes *B* et *F* (voir figure 2.1) dont la conception est conduite conformément à l'organigramme de design de la figure 1.9, est considéré dans cette présentation. Le contreventement dans la direction Est-Ouest est supposée adéquat.

### 1.8.1 Hypothèses et description du modèle

Conformément au commentaire 9.2.2.4 de la norme A23.3-2004, le MRC est modélisé comme un cadre résistant aux moments, composé de deux poteaux larges entretoisés à chaque niveau par les poutres de couplage (voir Figure 2.1c). Ces dernières sont prolongées par des extensions rigides jusqu'aux axes de référence des murs pour simuler la rigidité en flexion très importante des segments de mur sur la hauteur d'étage. D'autre part, à chaque niveau, la masse tributaire à chaque mur de refend est supposée ponctuelle, concentrée à l'intersection de l'axe de référence du mur de refend avec celui de la poutre de couplage qui s'y encastre. Il est reconnu que cette modélisation représente fidèlement le comportement des MRC tant dans le domaine linéaire que non linéaire et les résultats de telles analyses s'apparentent à ceux d'analyses par éléments finis (Chaallal, 1984; Kannan & Powel, 1973). Par ailleurs, le bâtiment est supposée de catégorie sismique normale ( $I_E = 1$ ) et de degré de couplage  $DC \geq 0.66$ , soit  $R_d = 4.0$  et  $R_o = 1.7$ .

### 1.8.2 Propriétés géométriques et mécaniques du MRC

Les caractéristiques géométriques des sections transversales des éléments du MRC, les aires ( $A$ ) et les moments d'inertie ( $I$ ), bruts et effectifs (respectivement indices  $g$  et  $e$ ), nécessaires au calcul des rigidités pour les analyses statiques et dynamiques (voir tableau 21.1) sont :

a) pour les murs de refend :

- $A_g^w = b_w l_w = 0.35 \times 3.00 = 1.05 \text{ m}^2$ ;
- $A_g^w = b_w l_w = 0.35 \times 3.00 = 1.05 \text{ m}^2$ ; l'aire axiale effective où  $\alpha_w = 0.6 + \frac{P_s}{f_c' A_g^w}$
- $I_g^w = b_w l_w^3 / 12 = 0.79 \text{ m}^4$ ; et
- $I_e^w = \alpha_w I_g^w = 0.75 \times 0.79 = 0.59 \text{ m}^4$ ; le moment d'inertie effectif;



b) pour les poutres de couplage :

- $A_g^b = b_b h_b = 0.35 \times 0.70 = 0.25 \text{ m}^2$ ;
- $A_{ve}^b = \alpha_b A_g^b = 0.45 \times 0.25 = 0.11 \text{ m}^2$ ;
- $I_g^b = b_b h_b^3 / 12 = 0.01 \text{ m}^4$ ; et
- $I_e^b = \alpha_b I_g^b = 0.25 \times 0.01 = 0.25 \times 10^{-2} \text{ m}^4$ ; le moment d'inertie effectif;

Aussi les propriétés mécaniques des matériaux sont :

a) pour l'acier :

$$E_s = 200 \text{ GPa}; f_s = 400 \text{ MPa};$$

b) pour le béton :

$$E_c = 24.6 \text{ GPa}; f_c' = 30 \text{ MPa};$$

### 1.8.3 Calculs préliminaires

#### 1.8.3.1 Calcul des forces sismiques par la méthode de la force statique équivalente

Le calcul de l'effort de cisaillement à la base du bâtiment, selon la méthode de la force statique équivalente, demeure incontournable. Il permet (i) de calculer  $DC$ , (ii) d'analyser la sensibilité à la torsion de la structure du bâtiment, ou encore, (iii) de calibrer l'action sismique lorsque l'utilisation d'une méthode dynamique est requise, sinon le calcul du déplacement en tête du SRFS ainsi que l'effort sismique à chaque étage. Les étapes suivantes sont nécessaires :

a) détermination de la période de calcul dans la direction Nord–Sud :

$$T = \min(2 \times T_a, T_l, 2.0\text{s}) = 1.65 \text{ s}$$

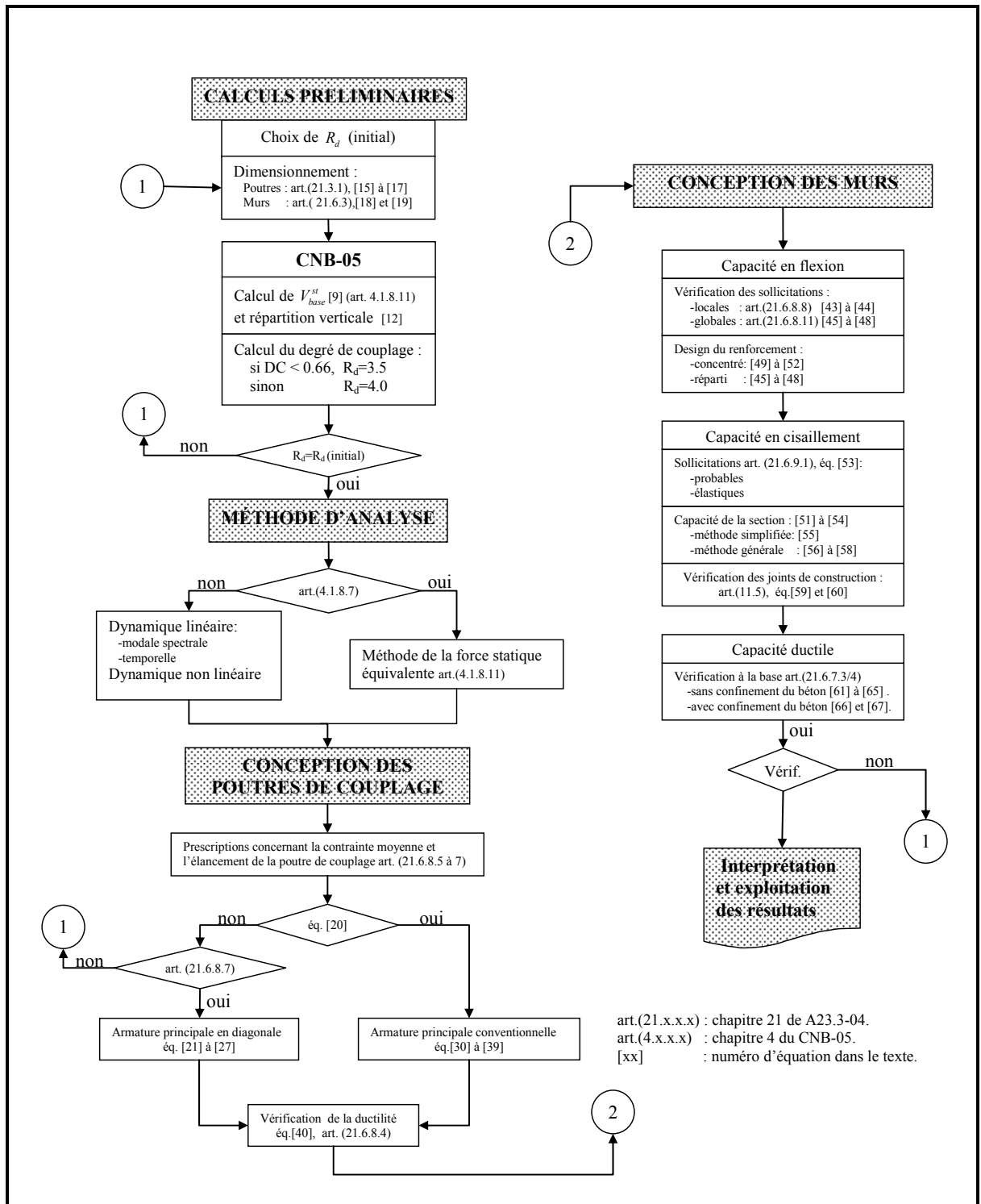


Figure 1.9 Organigramme de conception des systèmes de murs de refend couplés

où

$$T_a = 0.83\text{s} \text{ et } T_l = 2.60\text{s}$$

$T_1$  est obtenue à partir d'une analyse modale à l'aide du logiciel SAP2000 (Computers & Structures, Inc. 2000); et dans la direction perpendiculaire (ossature résistant aux moments) :

$$T^{\perp} = 1.5 \times 0.075 \times 42^{3/4} = 1.86\text{s} < 2.0\text{s}$$

b) détermination de la force sismique à la base du bâtiment :

$$V_{base, st.} = 0.086 \frac{1}{4 \times 1.7} W = 921 \text{ kN}$$

où

- $S(T) \times M_v = 0.086$  est obtenu par interpolation linéaire entre 1.0 et 2.0 s; et
- $W = W^{\text{terrasse}} + 11 \times W^{\text{étage}} = 5\,094 + 11 \times 6\,120 = 72\,414 \text{ kN}$ .

de plus,

$$S(2.0)M_v \frac{I_E}{R_d R_o} W \leq V_{base, st} \leq \frac{2}{3} S(0.2) \frac{I_E}{R_d R_o} W$$

donc  $V_{base, st}$  calculé peut être retenu.

c) répartition selon la hauteur de l'effort sismique à la base :

Conformément à l'équation (1.9), chaque niveau  $x$  reçoit l'effort de cisaillement  $F_x$  à distribuer aux MRC d'axes B et F (voir Figure 2.1.a et Tableau 1.1) selon les proportions 35% : 65%. Il est utile de remarquer, qu'en considérant  $T = 1,65 \text{ s}$  au lieu de  $T_a = 0,83 \text{ s}$ , une réduction de près de 60% est engendrée sur  $V_{base, st}$ .

Tableau 1.1 Distribution de l'effort sismique latérale et de torsion d'étage

Niv.	$h_i$ (m)	$W_i$ (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	$F_t$ (kN)	$F_x$ (kN)	$F_{x(axe F)}$ (kN)	$F_{x(axe B)}$ (kN)	Torsion (kN)
12	42.0	5 094	213 948	106	213	139	75	32
11	38.5	6 120	235 620		118	77	41	18
10	35.0	6 120	214 200		107	70	38	16
9	31.5	6 120	192 780		96	63	34	14
8	28.0	6 120	171 360		86	56	30	13
7	24.5	6 120	149 940		75	49	26	11
6	21.0	6 120	128 520		64	42	23	10
5	17.5	6 120	107 100		54	35	19	8
4	14.0	6 120	85 680		43	28	15	6
3	10.5	6 120	64 260		32	21	11	5
2	7.0	6 120	42 840		21	14	8	3
1	3.5	6 120	21 420		11	7	4	2
$\Sigma$ à la base		72 414	1 627 668		921	598	322	138

### 1.8.3.2 Calcul du degré de couplage

Soit, comme supposé :

$$DC = \frac{N^w l}{M_1^w + M_2^w + N^w l} = \frac{2526 \times 5}{2757 + 2763 + 2526 \times 5} = 0.70 > 0.66$$

où, à la base des murs,  $M_1^w$  et  $M_2^w$  désignent respectivement les moments de flexion dans les murs 1 et 2, et  $N^w$ , l'effort normal. Ces derniers sont déterminés par une analyse statique du MRC soumis au chargement sismique triangulaire  $F_{x(axe F)}$  (voir tableau 1.1), en considérant les caractéristiques géométriques effectives des murs de refend et des poutres de couplage.

### 1.8.3.3 Sensibilité à la torsion du bâtiment

La sensibilité à la torsion est évaluée à partir de l'analyse statique tridimensionnelle de la structure résistante soumise aux efforts de cisaillements d'étage  $F_x$ , excentrés de  $0.1D_{n_x} = 3.0$  m par rapport au centre de masse :

$$B = \frac{60.24}{41.98} = 1.43 < 1.7$$

Donc, la structure est non sensible à la torsion.

### 1.8.4 Méthode d'analyse

La structure du bâtiment répondant aux exigences de l'alinéa 4.1.8.7.1.b, l'utilisation de la méthode de la force statique équivalente est donc permise. Le MRC d'axe  $F$  est dimensionné sous combinaison sismique ( $D + 0,5L + F_{x(\text{axe } F)}$ ), tel que, en  $\text{kN/m}^2$ ,  $(D, L)_{\text{terrasse}} = (8,5; 1,0)$  et  $(D, L)_{\text{étage}} = (10,2; 2,4)$ .

### 1.8.5 Conception des poutres de couplage

L'effort de cisaillement maximale  $V_{f,max}$  est localisé dans la poutre de couplage du niveau 4 où la contrainte pondérée maximale de cisaillement  $v_{f,max} = 1.71$  MPa est inférieure à

$0.1 \left( \frac{l_b}{d_b} \right) \sqrt{f'_c} = 1.74$  MPa . Cependant, une disposition diagonale de l'armature principale est

requis car les poutres de couplage sont profondes  $l_b/d_b < 4$  (voir équation 1.19).

Par ailleurs, conformément à l'article N.21.6.8.7, l'effort de cisaillement dans les poutres de couplage peut être redistribué sans (i) qu'en aucune section, la réduction de l'effort de cisaillement obtenu à partir de l'analyse élastique n'excède 20 %, ni (ii) que l'intégrité de  $V_{base,st}$  ne soit compromise. Les valeurs moyennes suivantes sont retenues pour les efforts de

cisaillement :  $V_{moy1} = 194$  kN pour les étages 1 et 10 à 12, et  $V_{moy2} = 303$  kN pour les étages 2 à 9.

Tableau 1.2 Efforts internes dans les poutres de couplage

Niveau	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
V (kN)	162	194	221	251	279	304	323	334	335	319	278	198
M (kN.m)	-131	-155	-183	-212	-240	-265	-284	-296	-296	-280	-239	-160

### 1.8.5.1 Ferrailage des poutres de couplage

Les sections transversales d'armatures diagonales adoptées pour les poutres de couplage (voir figure 1.7) respectives à  $V_{moy1}$  et  $V_{moy2}$ , en considérant un angle d'inclinaison  $\alpha = 16.43^\circ$  de l'armature diagonale, correspondent à  $A_1 = 4 \times 20M$  et  $A_2 = 4 \times 25M$ . Cette armature diagonale doit être i) suffisamment ancrée dans les murs de refend, sur une longueur minimale  $l_d = 1.25$  m (voir équation 1.25); et ii) soutenue par des cadres fermés 10M avec un espacement  $s = 100$  mm. Ainsi dimensionnées, ces poutres engendrent les capacités de flexion respectives suivantes :

- résistantes :  $M_{r1}^b = 235$  kN.m et  $M_{r2}^b = 385$  kN.m
- nominales :  $M_{n1}^b = 272$  kN.m et  $M_{n2}^b = 453$  kN.m
- probables :  $M_{pr1}^b = 340$  kN.m et  $M_{pr2}^b = 566$  kN.m.

Par ailleurs, le pourcentage minimal de l'armature périphérique est  $\rho_{min} = 0.27\%$  (voir équation 1.26); un quadrillage de barres 10M, de maille 150 mm sur 200 mm, s'avère adéquat. Il est requis dans le :

- sens horizontal un nombre de barres  $n_b \geq \frac{\rho_{min} b_b h_b}{100} = 6.7$ ; et
- sens vertical, un nombre de barres dont l'espacement  $s \leq \frac{2 \times 100}{\rho_{min} b_b} = 212$  mm

### 1.8.5.2 Ductilité des poutres de couplage

Selon l'équation (1.37), sous combinaison sismique, le glissement pondéré ( $\Delta_f = 0,055$  m) au sommet du MRC engendre, aux extrémités des poutres de couplage, la demande de rotation inélastique :

$$\theta_{id}^b = \left( \frac{0.055 \times 4 \times 1.7}{42.00} \right) \frac{5.00}{2.00} = 0.022 < \theta_{ic}^b = 0.04$$

En conséquence, lorsque l'armature principale est disposée en diagonale,  $\theta_{ic}^b$  assure un comportement ductile de la poutre de couplage.

### 1.8.6 Conception des murs de refend

Les dimensions du mur de refend,  $b_w = 350$  mm et  $l_w = 3\ 000$  mm (voir figure 1.10), rencontrent le minimum requis par la norme A23.3-2004.

#### 1.8.6.1 Capacité en flexion

Le ferrailage du mur de refend pourvu dans la direction longitudinale (armature verticale), pour résister à la flexion, comprend :

- une armature concentrée, dont l'aire des sections transversales correspond, en zone plastique, à  $A_s^{conc.} = 6$  barres N25 + 2 barres N20 et en zone courante, à 8 barres N15; et
- une armature de répartition, dont l'aire des sections transversales correspond, en zone plastique, à  $A_s^{rep} = 10$  barres N15 et en zone courante à 10 barres N10.

Les capacités résistantes et probables en flexion (kN.m) engendrées par ces sections transversales de murs de refend, calculées à partir des efforts normaux pondérés et probables (voir tableau 1.3), sont comme ci-dessous :

Tableau 1.3 Sollicitations dans les murs de refend - dimensionnement en capacité

Niveau				Mur comprimé				Mur tendu			
		D (kN)	L (kN)	C <sub>x</sub> (kN)	C <sub>p</sub> (kN)	M <sub>local</sub> (kN.m)	M <sub>global</sub> (kN.m)	T <sub>x</sub> (kN)	T <sub>p</sub> (kN)	M <sub>local</sub> (kN.m)	M <sub>global</sub> (kN.m)
12	haut	-297	-35	-632	-682	-748	-830	-70	-2	-613	-316
	bas					254	-1			317	-199
11	haut	-654	-119	-1 360	-1 436	-766	-926	-212	-76	-697	-503
	bas					247	109			255	-174
10	haut	-1 011	-203	-2 088	-2 190	-705	-875	-354	-150	-691	-572
	bas					720	260			715	-27
9	haut	-1 368	-287	-2 997	-3 170	-1 064	-892	-315	2	-1 063	-595
	bas					773	498			768	193
8	haut	-1 725	-371	-3 906	-4 150	-940	-802	-276	154	-939	-502
	bas					861	765			858	464
7	haut	-2 082	-455	-4 815	-5 130	-790	-630	-237	306	-788	-334
	bas					986	1 025			983	739
6	haut	-2 439	-539	-5 724	-6 110	-617	-387	-198	458	-614	-106
	bas					1 156	1 290			1 153	1 019
5	haut	-2 796	-623	-6 633	-7 090	-418	-98	-159	610	-415	168
	bas					1 386	1 573			1 383	1 315
4	haut	-3 153	-707	-7 542	-8 070	-187	253	-120	762	-185	505
	bas					1 707	1 899			1 701	1 651
3	haut	-3 510	-791	-8 451	-9 050	94	705	-81	914	93	942
	bas					2 167	2 311			2 158	2 070
2	haut	-3 867	-875	-9 360	-10 030	451	1 326	-42	1 066	448	1 553
	bas					2 383	2 890			2 398	2 688
1	haut	-4 224	-959	-10 088	-11 264	1 373	2 184	-184	992	1 395	2 435
	bas						3 568				3 525

Le détail du renforcement en zone plastique doit être maintenu sur une hauteur minimum de 1,5 fois la hauteur de plastification ( $h_p = l_w = 8.0$  m;  $DC \geq 0.66$ ), à partir de la base du mur (sous-section 21.6.2). La hauteur des quatre premiers étages est donc retenue, soit  $(h_s = 3.5 \text{ m}) \times 4 = 14.0$  m (figure 2.1.b).

Du tableau 1.3, en particulier les colonnes des moments locaux ( $M_{local}^w$ ) (voir équation 1.39) et globaux ( $M_{global}^w$ ) (voir équation 1.42) en flexion, il ressort que la résistance est suffisante pour le mur tendu et pour le mur comprimé, tant en zone plastique qu'en zone courante. D'autre part,  $c$ , la profondeur de béton comprimé à la base du MR (profondeur jusqu'à l'axe neutre), est de 1 907 mm (voir tableau 1.4).



Tableau 1.4 Capacités, résistante et probable, en flexion des murs de refend

	Sollicitations pondérées		Axe neutre	Capacité résistante		Capacité probable	
	$N_f$ (kN)	$M_f$ (kN.m)	C (mm)	$N_r$ (kN)	$M_r$ (kN.m)	$N_p$ (kN)	$M_p$ (kN.m)
<b>Zone plastique</b>							
Mur tendu	-184	3 525		-184	5 215	992	7 440
Mur comprimé	-10 088	3 568	1 907	-10 088	9 727	-11 264	15 131
<b>Zone courante</b>							
Mur tendu	-159	1 383		-159	2 671	610	3 914
Mur comprimé	-6 633	1 573	1 395	-6 633	7 999	-7 090	10 604

### 1.8.6.2 Capacité en cisaillement

La vérification de la résistance en cisaillement (voir équation 1.50) doit être satisfaite autant à la base du mur comprimé qu'à celle du mur tendu, ainsi que dans le joint de construction :

a) dans le mur comprimé :

$$V_r^w \geq \min\left(330 \times \frac{15\,131}{3\,568}, 330 \times 4 \times 1.7\right) = 1\,399 \text{ kN}$$

D'autre part d'après l'équation (1.53) :  $V_c^w = 328 \text{ kN}$ ,  $V_s^w = 1\,165 \text{ kN}$  et  $V_{r,\max}^w = 2\,138 \text{ kN}$ .

Finalement  $V_r^w$  satisfait l'exigence :

$$V_r^w = \min(V_c^w + V_s^w, V_{r,\max}^w) = 1\,493 \text{ kN} > V_f = 1\,399 \text{ kN}$$

b) dans le mur tendu :

$$V_{\max}^w = \min\left(268 \times \frac{7\,440}{3\,525}, 268 \times 4 \times 1.7\right) = 566 \text{ kN}$$

La capacité en cisaillement de la section transversale, calculée par la méthode générale à partir des équations (1.55), (1.56) et (1.57), est supérieure à la demande maximale,  $V_{\max}^w$ .

$$V_r^w = V_c^w + V_s^w = 1\,488 \text{ kN} > V_{\max}^w$$

c) dans le joint de construction :

en supposant le joint à la base du mur tendu, non intentionnellement préparé ( $\mu = 0.6$  et  $c = 0.25$  MPa), soit  $\sigma = 4.39$  MPa et  $v_{r,j}^w = 1.88$  MPa (voir équation 1.58), il s'en suit que

$$V_{r,j}^w = 1\,575 \text{ kN} > V_{\max,j}^w = 566 \text{ kN}$$

où  $V_{\max,j}^w$  est l'effort de cisaillement maximal qui solliciterait le joint de construction; là encore, l'exigence de capacité est satisfaite.

### 1.8.6.3 Ductilité du mur à la base

Pour un béton non confiné, la capacité en rotation inélastique à la base du mur (voir équation 1.60),

$$\theta_{ic} = \frac{0.0035 \times 8000}{2 \times 1907} - 0.002 = 0.005$$

est inférieure à la demande en rotation inélastique (voir équation 1.62),

$$\theta_{id} = \frac{0.055 \times 4 \times 1.7}{42} = 0.0089$$

Il est donc nécessaire de vérifier que la profondeur et le confinement du béton dans la zone d'armature concentrée sont adéquats pour permettre une déformation ultime du béton ( $\epsilon_{cu} \geq 0,005$ ). Or :

- la condition de profondeur de la zone confinée (voir équation 1.63),  $h_c = 572 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$ , est vérifiée; de plus

- l'aire de l'armature transversale  $A_{sh}$  (voir équation 1.64) pourvue dans la zone d'armature concentrée vérifie la condition de confinement  $A_{sh}=361 \text{ mm}^2 < 400 \text{ mm}^2$

La capacité ductile de la section de béton à la base du mur est donc suffisante.

## 1.9 Conclusion

Les changements apportés à la norme canadienne 2004 de béton, relatifs au design sismique des systèmes de MRC, permettent une conception structurale plus cohérente de leurs sections critiques; en particulier aux extrémités des poutres de couplage et à la base des segments de murs pour lesquelles le chapitre 21 de A23.3-2004 réserve une attention particulière, quant à leurs capacités ductiles et résistantes tant en flexion qu'en cisaillement.

Les nouvelles prescriptions de ductilité en zone plastique, procurent une estimation plus réaliste de la capacité en déformations inélastiques. Pour les segments de mur, elles permettent de tenir compte explicitement de la contribution du confinement du béton, pouvant notamment être assuré par l'armature transversale soutenant l'armature de flexion concentrée aux extrémités des segments de mur. Cette armature transversale agit comme un corset enfermant le cœur de béton pour en améliorer les propriétés mécaniques apparentes. Cependant, il convient de noter que les prescriptions de ductilité aux extrémités de poutres de couplage limitent, en fonction du DC, les déformations inélastiques à la base des murs. dont elles même dépendent.

D'autre part, les changements introduits dans le CNBC-2005, sous-jacents à la nouvelle carte du risque sismique, ont trait en particulier à la nouvelle formulation de l'effort de cisaillement à la base par la méthode de la force statique équivalente. L'évaluation de cet effort de référence est incontournable malgré la consécration des méthodes dynamiques par le CNBC-2005, puisqu'il représente le minimum de capacité des SRFS, quelque soit la méthode d'analyse utilisée. Par ailleurs, l'utilisation permise des méthodes de la mécanique dans le calcul de la période du premier mode de vibration, généralement plus longue que la période fondamentale du code, peut engendrer une réduction significative de cet effort impliquant des économies de dimensionnement substantielles dans les limites tolérées.

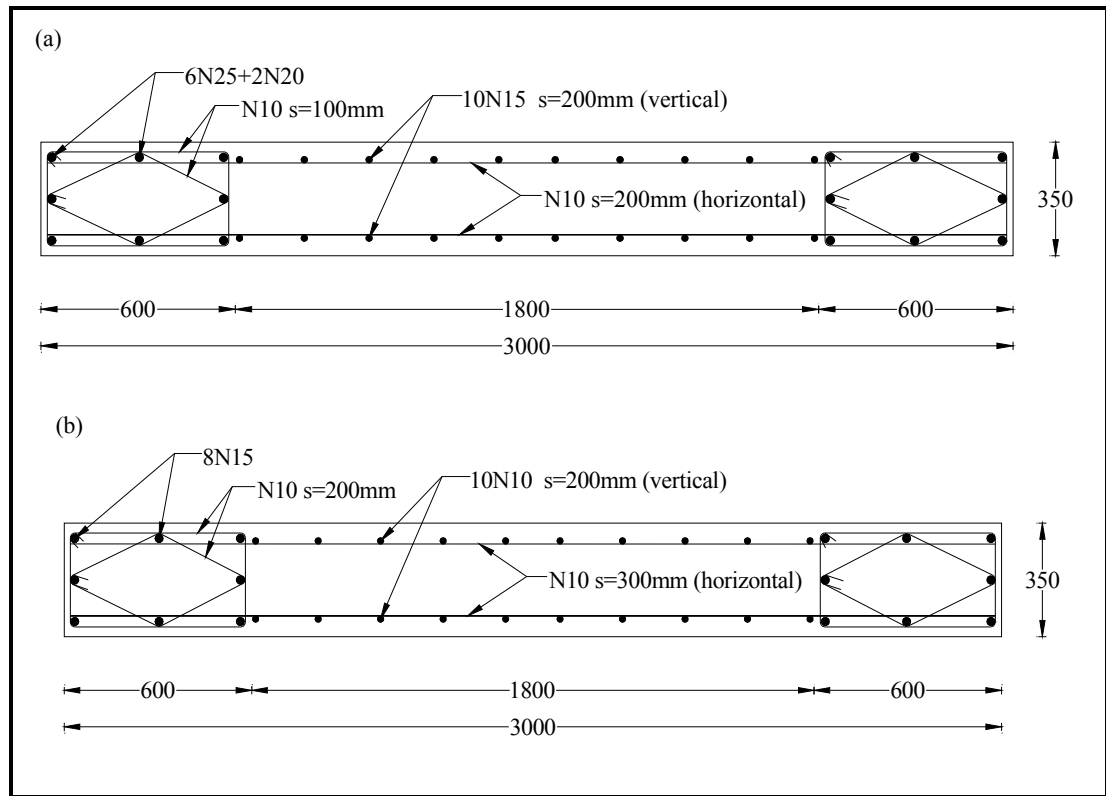


Figure 1.10 Ferrailage du mur de refend  
 (a) zone de rotule plastique; (b) zone courante

## CHAPITRE 2

### COEFFICIENTS D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE POUR LES MURS DE REFEND COUPLÉS ET PARTIELLEMENT COUPLÉS

Tewfik Benazza<sup>1</sup> et Omar Chaallal<sup>1</sup>,

<sup>1</sup>Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3  
Article soumis à la revue canadienne du génie civil en février 2012.

#### 2.1 Résumé

Le Code national du bâtiment du Canada tient compte explicitement de l'effet dû aux modes supérieurs de vibration (EMSV) à l'aide du facteur d'amplification dynamique  $M_V$ . Ce facteur dépend, entre autres, du type de systèmes de résistance aux forces sismiques adopté. Cependant, dans le cas des systèmes de murs de refend (MR), le Code recommande de prendre le  $M_V$  relatif aux ossatures résistant aux moments lorsque le degré de couplage,  $DC \geq 2/3$  (MR couplés) ou le  $M_V$  relatif aux murs et aux systèmes mur-ossature lorsque le  $DC < 2/3$  (MR partiellement couplés). Cette manière de procéder sous-entend un comportement dynamique fondamentalement différent de deux systèmes de MR dont les DC sont pourtant assez proches, de part et d'autre de la valeur charnière  $DC = 2/3$ . C'est précisément cette incongruité qui a motivé la présente étude qui a pour objectif d'évaluer l'effet des modes supérieurs de vibration des systèmes de MR couplés et partiellement couplés, et de proposer un  $M_V$  spécifique à ces systèmes structuraux importants. Les investigations numériques menées dans le cadre de cette étude couvrent une large gamme de systèmes de MR. Elles concernent les paramètres suivants : i) trois hauteurs de bâtiments (10, 20 et 30 étages); ii) deux degrés de couplage ( $DC = 0,6$  et  $DC = 0,7$ ); iii) cinq classes de sol (A à E); et iv) deux villes, Montréal et Vancouver, respectivement représentative du risque en zones sismiques Est et Ouest canadiennes.

**Mots clés** : modes supérieurs de vibration, amplification dynamique, degré de couplage, spectre élastique, murs de refend couplés.

## 2.2 Introduction

Des études récentes (Filiatrault et col. 1992; D’Aronco 1993; Filiatrault et col. 1994) ont révélé que durant les événements sismiques majeurs, la demande en cisaillement dans les sections critiques des murs de refend (MR) continue de croître avec l’accélération sismique même lorsque la capacité nominale en flexion de la section de béton est atteinte. Ce constat accrédite, la philosophie qui consiste à considérer un facteur de réduction de force pour le cisaillement différent de celui admis pour la flexion. Cette philosophie permettrait, de toute évidence, une estimation plus rationnelle de la demande en cisaillement.

La mise à jour des prescriptions sismiques de la norme canadienne de béton 1994 (A23.3-1994) corrige en partie cette lacune en introduisant un facteur d’amplification dynamique pour le cisaillement. Le facteur  $\beta_v$  (voir tableau 2.1), emprunté de la norme de la Nouvelle Zélande (NZS 3101-1982) et adopté de façon intérimaire par la norme de béton A23.3-1994 (après adaptation et ajustement) permettait de garantir une capacité minimale en cisaillement pour les sections critiques de béton (voir clause 21.7.3.2 de la norme A23.3-1994).

Tableau 2.1 Évolution historique du facteur d’amplification

Zone sismique	Type de couplage	CSA A23.3-94	$M_v$				
			CNBC-2005		CNBC-2010		
			$T_a \leq 1.0$	$T_a \geq 2.0s$	$T_a \leq 1.0$	$T_a = 2.0$	$T_a \geq 2.0s$
Est	$DC < 2/3$	$\beta_v = J/1,25(0,9+n/10) \quad n \leq 6$ $\beta_v = J/1,25(1,3+n/30) \leq 1,8 \quad n > 6$	1,0	2,5	1,0	2,2	3,0
	$DC \geq 2/3$		1,0	1,2	1,0	1,2	1,2
Ouest	$DC < 2/3$		1,0	1,2	1,0	1,2	1,6
	$DC \geq 2/3$		1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

$n$  : nombre d’étages du bâtiment.

D’autres études, plus récentes, (Chaallal et Gauthier 2000; Boivin et Paultre 2010) montrent que les murs de refend (MR), bien que dimensionnés selon les prescriptions de la norme de béton A23.3-1994 et les exigences du Code national du bâtiment du Canada 1995 (CNBC-1995), présentent néanmoins un risque potentiel de :

- rupture fragile en cisaillement, en particulier à la base; et
- plastification prématurée dans les étages supérieurs.

Ce risque est essentiellement attribué à la sous estimation de l'effet dû aux modes supérieurs de vibration (EMSV), notamment lorsque la demande sismique, dans les MR, est évaluée à partir de la méthode pseudo-statique. Sans adresser spécifiquement le problème, la version 2005 du Code améliore sensiblement la situation en prescrivant la prise en compte systématique de l'EMSV dans le dimensionnement des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) des bâtiments multi-étagés. Cette résolution majeure, reconduite dans le CNBC-2010, se traduit par : (i) la consécration des méthodes dynamiques comme méthodes de référence à toute analyse sismique des SRFS de bâtiment; et (ii) la prise en compte explicite de l'EMSV à l'aide du facteur d'amplification dynamique  $M_V$ , lorsque la demande en cisaillement ( $V_{base}$ ) est déterminée à partir de la méthode pseudo-statique (voir l'équation 2.2). Il est utile de noter que malgré la consécration des méthodes dynamiques, l'évaluation de  $V_{base}$  demeure incontournable; elle représente le minimum de capacité des SRFS prescrit par le code.

Les travaux de Humar et Rahgozar (2000) et de Humar et Mahgoub (2003) dont les résultats ont été repris dans le CNBC-2005, montrent que l'EMSV est un phénomène global lié tant aux caractéristiques mécaniques du SRFS du bâtiment que celles sismiques du sol de fondation de l'emplacement considéré. Ainsi, contrairement au facteur intérimaire  $\beta_V$  qui était valable en toute zone sismique et applicable à tout type de SRFS, le facteur  $M_V$  est spécifique (voir tableau 4.1.8.11 du CNBC-2010). Il dépend essentiellement de : (i) la forme du spectre de dimensionnement du site; (ii) la période du mode fondamental de vibration du bâtiment étudié; et (iii) le type de SRFS adopté. Cependant, en ce qui concerne le point (iii), relatif au type de SRFS, le CNBC-2010 (tout comme le CNBC-2005 d'ailleurs) ne prescrit pas de facteurs spécifiques aux systèmes de MR (voir tableau 4.1.8.11 du CNBC-2010/2005) mais propose à défaut, de prendre les valeurs de  $M_V$  réservées aux ossatures résistant aux moments lorsque le degré de couplage ( $DC$ ) du système de MR est au moins égal à 2/3 (système couplé), sinon celles dédiées aux murs ou aux systèmes mur-ossature lorsque le

système de MR est partiellement couplé (c'est-à-dire :  $DC < 2/3$ ) (voir figure 1.1). Or, le comportement dynamique de ce système structural hybride (le complexe MR-poutres de couplage (voir figure 2.1.b) se distingue de celui : (i) des ossatures résistant aux moments par sa rigidité latérale très importante (due aux MR) privilégiant une participation active des modes supérieurs de vibration; et (ii) des murs isolés par sa capacité ductile plus grande, due aux poutres de couplage agissant comme siège primaire de dissipation de l'énergie induite lors des évènements sismiques majeurs (conception en capacité).

L'objectif poursuivi par cet article est d'étudier le  $M_V$  relatif aux systèmes de MR, à travers l'analyse des paramètres de conception de ce système structural. Parmi ces paramètres, on peut citer :

- le degré de couplage;
- la période du mode fondamental de vibration du bâtiment;
- le risque sismique du site (ville, classe de sol); et
- le nombre d'étages  $n$  du bâtiment considéré.

### 2.3 Demande de cisaillement à la base - méthode pseudo statique du CNBC-05

La méthode de la force statique équivalente dite méthode pseudo-statique (voir clause 4.1.8.11. du CNBC) assimile la demande élastique en cisaillement à la base du SRFS d'un bâtiment multi-étagé (système à plusieurs degrés de liberté : SPDL),  $V_{e,SPDL}$ , à celle engendrée à la base du système à un degré de liberté (SUDL),  $V_{e,SUDL}$ , associé au bâtiment analysé. Elle peut être exprimée comme ci-dessous :

$$V_{e,SUDL} = S(T) \cdot W \quad (2.1)$$

où  $T$ ,  $W$  et  $S(T)$  désignent respectivement la période du mode fondamental de vibration du bâtiment multi-étagé analysé (clause 4.1.8.11.3 du CNBC-2010), le poids sismique total dudit bâtiment (clauses 4.1.4.1 et 4.1.8.2 du CNBC-2010) et l'accélération spectrale de dimensionnement de l'emplacement considéré (voir figures 1.4 et/ou 1.5).



L'alinéa 4.1.8.11.2 du CNBC-2010, tout en reconnaissant qu'il n'est pas économiquement viable d'exiger des SRFS de bâtiments une réponse élastique vis-à-vis des sollicitations sismiques majeures, recommande néanmoins pour ces structures une capacité minimale en cisaillement telle qu'exprimée ci-dessous :

$$V_{base} = V_{e,SUDL} \cdot \left( \frac{I_E}{R_d R_o} \right) \cdot M_V \quad (2.2)$$

où  $I_E$  désigne le coefficient du risque sismique de l'ouvrage,  $R_d$  et  $R_o$ , les facteurs de modification de force reliés, respectivement, à la ductilité et à la sur-résistance (*overstrength*) du SRFS et  $M_V$ , un facteur d'amplification dynamique pour tenir compte explicitement de l'EMSV du SRFS analysé.

#### 2.4 Évaluation du facteur d'amplification dynamique $M_V$

Le facteur d'amplification dynamique peut être exprimé comme le rapport de  $V_{SPDL}$ , la demande en cisaillement à la base du SPDL, à  $V_{SUDL}$ , celle à la base du SUDL associé :

$$M_V = \frac{V_{SPDL}}{V_{SUDL}} \quad (2.3)$$

L'écart entre les demandes de cisaillement  $V_{SPDL}$  et  $V_{SUDL}$  correspond à la contribution des modes supérieurs de vibration dans la réponse dynamique du SPDL. Cet écart, peut représenter une part importante de la réponse totale du SRFS (modèle multi-étagé) analysé dépendamment de :

- la forme du spectre de dimensionnement du site cible, typique à la zone sismique;
- la période du mode fondamental de vibration du bâtiment analysé; et en particulier
- le type de SRFS.

Les demandes en cisaillement peuvent être déterminées, selon le cas, à partir d'analyses linéaires ou non linéaires comme présenté dans ce qui suit.

### 2.4.1 Détermination de $M_v$ à partir d'analyses linéaires

Lorsque  $M_v$  est déterminé à partir d'analyses linéaires :

- $V_{e,SUDL}$  peut être obtenue, conformément à l'équation (2.1), directement à partir de  $S(T)$  en fonction de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment analysé; tandis que
- $V_{e,SPDL}$ , est obtenue à partir d'une analyse dynamique linéaire, modale spectrale ou pas-à-pas.

#### 2.4.1.1 Calcul de $V_{e,SPDL}$ à partir d'une analyse linéaire modale spectrale

Lorsque la méthode de la superposition modale des réponses spectrales est utilisée pour le calcul de  $V_{e,SPDL}$ , la solution est directe. Elle est obtenue à partir du spectre linéaire de dimensionnement de l'emplacement cible, celui qui a servi à déterminer  $V_{e,SUDL}$ . Cependant,  $V_{e,SPDL}$  ne peut être déterminée directement à partir de l'équation (2.1) car la réponse du SPDL est multimodale. Elle correspond, en fait, à un agrégat des contributions modales représentatives de la réponse dynamique du SPDL analysé. Chacune de ces contributions modales peut être exprimée à partir de l'équation ci-dessous :

$$V_{e,i} = S(T_i) \cdot W_i \quad (2.4)$$

où  $S(T_i)$ ,  $T_i$  et  $W_i$  désignent respectivement l'accélération spectrale de dimensionnement, la période de vibration et le poids sismique associés au  $i^{\text{ème}}$  mode naturel de vibration.

Il est utile de noter que selon l'exigence couramment admise, il suffit de considérer les  $m$  premiers modes qui engage un minimum de 90% de la masse sismique totale

$\left( \sum_{i=1}^m W_i \geq 0.9W_{total} \right)$ . La contribution des 3 à 5 premiers modes est généralement suffisante

pour obtenir une réponse acceptable (Chopra 2001, Clough et Penzien 1975). Par ailleurs, les réponses maximales n'étant pas simultanément atteintes par tous les modes de vibration,

$V_{e,SPDL}$  est une combinaison de ces réponses dont l'expression dépend du modèle structural du bâtiment. Lorsque le modèle est de type brochette (c'est-à-dire de type masse concentrée à chaque étage) les périodes des modes de vibration sont généralement distinctement détachées les unes des autres. Dans ce cas, il est établi que la racine carrée de la somme des carrés des contributions modales, dite combinaison SRSS (*square root of the sum of the squares*), fournit une approximation raisonnable de la sollicitation maximale. L'effort de cisaillement élastique total à la base s'exprime alors comme suit :

$$V_{e,SPDL} = \sqrt{\sum_{i=1}^m (S(T_i) \cdot W_i)^2} \quad (2.5)$$

où  $m$  désigne le nombre total de modes retenus pour l'analyse du SRFS.

#### 2.4.1.2 Calcul de $V_{e,SPDL}$ à partir d'une analyse linéaire pas-à-pas

Lorsque la méthode pas-à-pas est utilisée pour l'analyse dynamique du SRFS,  $V_{e,SPDL}$  est obtenue à partir de l'intégration des équations de mouvement des centres de masse de la structure du bâtiment, exprimées sous forme matricielle comme suit :

$$M \cdot \frac{d^2x}{dt^2} + C \cdot \frac{dx}{dt} + K \cdot x = P(t) \quad (2.6)$$

où  $M$ ,  $C$  et  $K$  désignent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du modèle structural, et  $P(t)$  une force excitatrice représentative du risque sismique du site. La demande totale en cisaillement à la base du SRFS analysé est celle obtenue à partir de la valeur moyenne des réponses dynamiques maximales de chaque analyse lorsqu'un minimum de sept analyses distinctes est réalisé. Sinon c'est la valeur maximale absolue des réponses dynamiques qui est retenue.

La solution temporelle exige, par conséquent, de disposer d'un nombre suffisant de diagrammes d'évolution des mouvements de sol. Ces derniers, historiques ou synthétiques

générés artificiellement (Atkinson et Beresnev 1998; Atkinson 2009), doivent être représentatifs du risque sismique de l'emplacement considéré (pic d'accélération, contenu fréquentiel, durée, etc...) mais aussi compatibles au spectre de dimensionnement de ce dernier (voir clause 4.1.8.12.3 du CNBC-2010), afin de garantir un niveau de performance du SRFS en adéquation avec le risque admis. Le critère de compatibilité est réputé satisfait lorsqu'en particulier, sur la plage des périodes des modes de vibration qui contribuent le plus à la réponse dynamique du SPDL analysé, les accélérations spectrales du signal sismique sélectionné sont au moins égales aux accélérations correspondantes du spectre cible. À défaut, conformément aux clauses 177 et 178 du commentaire J du guide de l'utilisateur du CNBC-2010, il est permis de modifier les dits diagrammes à l'aide d'une calibration spectrale du signal sismique. Cette calibration peut être unique (uni-modale), au droit du mode fondamental de vibration du bâtiment analysé lorsqu'en particulier, suite à celle-ci, le critère de compatibilité est vérifié pour les modes supérieurs de vibration (périodes plus courtes). Autrement, la calibration devra être multimodale impliquant un ajustement spectral, point par point, du signal sismique sur la plage des périodes significatives (voir algorithme paragraphe 3.4). Il est reconnu que les résultats d'analyses dynamiques pas-à-pas à partir de tels signaux sismiques (calibrés compatibles point par point au spectre cible) sont comparables à ceux de l'analyse modale spectrale de référence (Benazza et Chaallal, 2010) (voir paragraphe 4.5).

#### 2.4.2 Détermination de $M_V$ à partir d'une analyse non linéaire

Lorsque la solution non-linéaire est adoptée,  $V_{\text{SUDL}}$  est calculée à partir de l'accélération spectral,  $S(T, \mu_{\text{cible}})$ , déduite du spectre de réponse non-linéaire construit pour une ductilité cible ( $\mu_{\text{cible}}$ ) équivalente à celle admise pour le SRFS (SPDL) auquel le SUDL est associé. Ainsi :

$$V_{\text{SUDL}} = S(T, \mu_{\text{cible}}) \cdot W \quad (2.7)$$

Par ailleurs, pour chaque signal sismique sélectionné la demande maximale non linéaire en cisaillement à la base du bâtiment (modèle multi-étagé),  $V_{\text{SPDL}}$ , doit correspondre à une

demande maximale de ductilité en déplacement (glissement global ou inter-étage maximal) équivalente à celle admise pour le SRFS analysé. Le dimensionnement des poutres de couplage et des segments de murs de refend du MRC devra par conséquent être ajusté pas-à-pas jusqu'à ce que, pour le signal sismique considéré, la demande en ductilité maximale dans le MRC soit équivalente à la ductilité cible;  $\mu_{cible}=3.5$  lorsque le système de MR est partiellement couplé et 4.0 lorsqu'il est couplé (voir A23.3-2004/2009). Finalement, pour chaque signal sismique  $j$ , le facteur d'amplification dynamique  $M_V(j)$  peut être obtenu conformément à l'équation (2.3) à partir de la solution non linéaire finale (dimensionnement conforme à la ductilité cible). La valeur moyenne des résultats obtenus est adoptée pour  $M_V$  lorsqu'un minimum de sept analyses distinctes est réalisé sinon c'est la valeur maximale qui est retenue.

## 2.5 Description des modèles structuraux des systèmes de MR et hypothèse

Les systèmes de MR de hauteurs variables (10, 20 et 30 étages) considérés dans cette étude font partie de SRFS de bâtiments à usage de bureaux (voir figure 1.a) fondés sur les sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver. Pour chaque site (ville, classe de sol) deux degrés de couplage typiques ( $DC=0,7$  et  $DC=0,6$ ), représentant les systèmes de MR couplés et partiellement couplés, sont également considérés par hauteur de bâtiment. Les poutres de couplage et segments de MR de chaque MRC sont dimensionnés puis détaillés conformément aux exigences du CNBC-2005/2010 et de la norme A23.3-2004/2009, soit selon l'organigramme de conception présenté ailleurs (Benazza et Chaallal 2009).

Les investigations numériques menées dans le cadre de cette étude sont linéaires. Dans chaque cas (risque sismique du site, degré de couplage, nombre de niveaux du bâtiment), le facteur  $M_V$  est déterminé conformément à l'équation (2.9), à partir d'analyses dynamiques modales spectrales utilisant le spectre de dimensionnement élastique du site considéré (voir les figures 1.4 et 1.5). Les résultats ainsi obtenus se prêtent bien à la comparaison avec les valeurs du code, également basées sur des analyses élastiques.

### 2.5.1 Disposition en plan et dimensions des sections transversales des éléments des systèmes de MR

Pour un nombre d'étage et un degré de couplage fixés :

- la disposition en plan et les dimensions des sections transversales des poutres de couplage et des segments de murs des MRCs (voir figure 2.1.a et tableau 2.2) sont établies et validées pour le site de référence (Montréal, C) puis généralisées aux autres sites considérés dans cette étude; néanmoins
- la masse sismique est adaptée à chaque site conformément à l'équation (2.8) de sorte que l'effort de cisaillement total à la base, déterminé à partir de la méthode pseudo-statique (voir équation 2.2), soit égal à celui du site de référence.

$$W_{\text{site}} = \frac{(S \times M_V \times W)_{\text{Montréal, C}}}{(S \times M_V)_{\text{site}}} \quad (2.8)$$

Dans l'équation (2.8), le poids sismique pour le site cible,  $W_{\text{site}}$ , est déterminé par approximations successives, en particulier lorsque la période de calcul de la méthode pseudo-statique,  $T_{\text{calcul}} = \min(T_1, 2 \times T_a, 2.0\text{s})$ , est égale à la période du premier mode de vibration,  $T_1$ . Cette dernière est obtenue à partir de l'analyse modale du MRC considéré, à l'aide du logiciel SAP2000 (Computers & Structures, Inc. 2000) (voir tableaux 2.3 et 2.4). Dans ce qui précède,  $T_a$  désigne la période du mode fondamental de vibration selon le CNBC-2005/2010; en présence de MR :  $T_a = 0.05h_n^{3/4}$  (voir alinéa 4.1.8.11.3.c). Par ailleurs, le plafonnement de la période de calcul ( $T_{\text{calcul}} \leq 2.0\text{s}$ ) permet de garantir au système de MR analysé un minimum de capacité en cisaillement.

### 2.5.2 Modélisation des MRC

Conformément à la clause N.9.2.2.4 du CSA A23.3-2004, les systèmes de MR sont modélisés comme des ossatures résistant aux moments composées verticalement de deux poteaux larges (les MR) entretoisés horizontalement à chaque niveau par les poutres de couplage. Les extrémités de ces dernières sont prolongées par des extensions rigides

jusqu'aux axes de référence des MR (voir figure 2.1.c). À chaque niveau, la masse tributaire à chaque MR est supposée ponctuelle, concentrée à l'intersection des axes de référence des murs de refend et des poutres de couplage. Par ailleurs, les rigidités effectives de calcul, proportions des rigidités globales, sont comme ci-dessous (CSA A23.3-2004); pour les :

- murs de refend : les rigidités de flexion  $I_e = \alpha_w \times I_g$  et axiale  $A_e = \alpha_w \times A_g$  sont affectées du même coefficient  $\alpha_w = 0.6 + \frac{P}{f'_c A_g}$  où  $P$ ,  $f'_c$  et  $A_g$  désignent respectivement l'effort axial sous charges gravitaires pondérées, la contrainte caractéristique du matériau béton à 28 jours et la section brute transversale du MR;
- poutres de couplage : les rigidités de flexion et de cisaillement sont affectées des coefficients 0.40 et 0.15 lorsque le renforcement est conventionnel et respectivement 0.25 et 0.45 lorsque le renforcement diagonal est requis.

Tableau 2.2 Disposition en plan des systèmes de MR et dimensions des sections transversales des poutres de couplage et des MR

DC	Nombre d'étages	Axes des MRCs	PC		MR
			$b_b$	$h_b$	$l_w$
0,6	10	B et F	350	600	3 500
	20	A, B, F et G	400	400	4 500
	30	A, B, C, E, F et G	500	350	5 500
0,7	10	B et F	350	600	2 000
	20	B, D et F	350	450	3 000
	30	B, D et F	350	550	5 000

## 2.6 Analyses paramétriques

Les paramètres de conception retenus pour ces investigations numériques sur les systèmes de MR :

- le degré de couplage,  $DC$ ;
- la période du mode fondamental ou du premier mode de vibration,  $T_1$ ; et
- le risque sismique du site (ville, classe de sol);

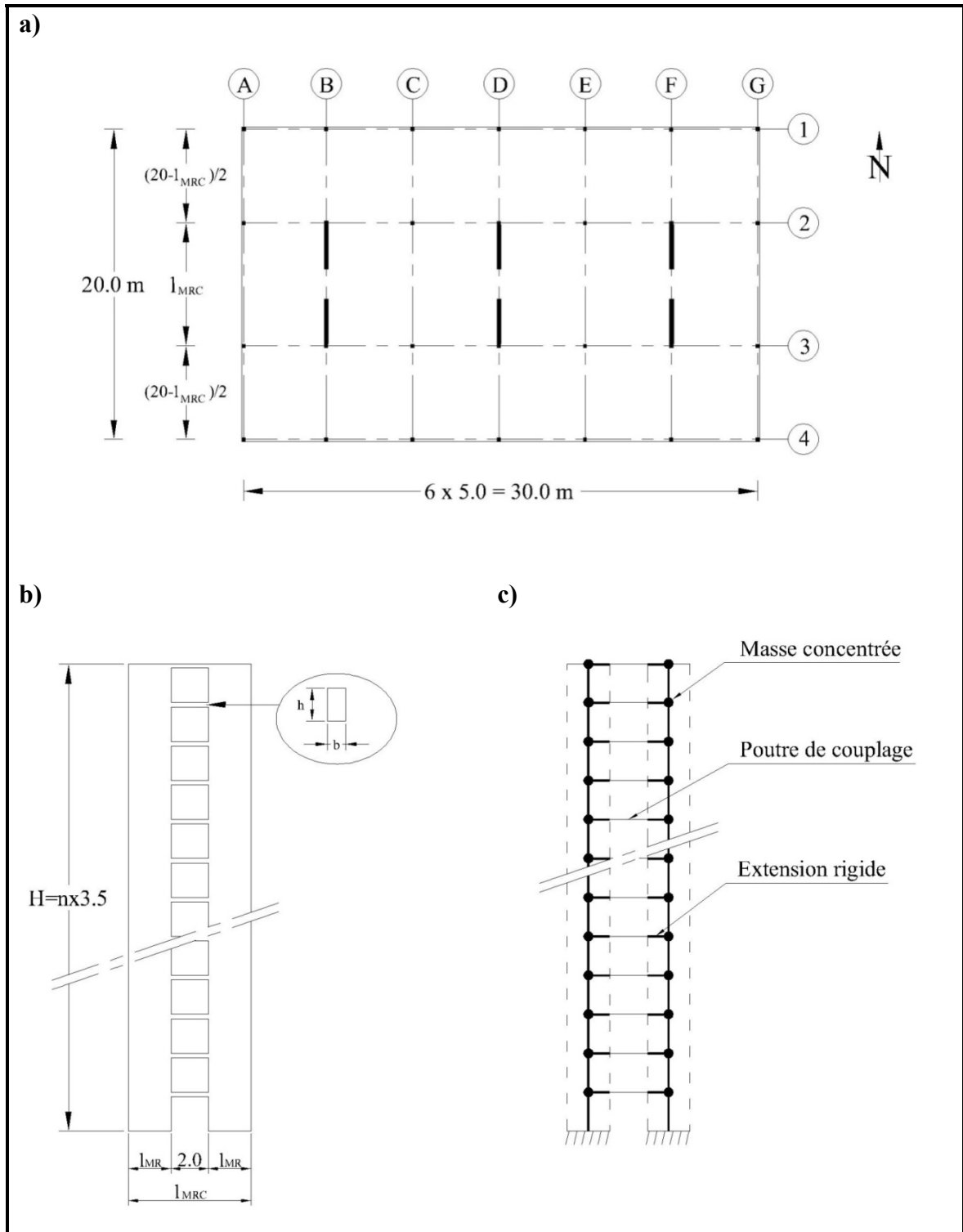


Figure 2.1 Bâtiment administratif type : (a) vue en plan; (b) élévation; (c) modélisation



sont analysés un à un afin de mesurer leur impact respectif sur le facteur d'amplification dynamique  $M_V$ . Dans chaque cas, la combinaison des contributions modales du SPDL (voir équation 2.5), représentatif du système de MR modélisé conformément à la figure 2.1.c, est comparée à la solution du SUDL associé; c'est-à-dire à la contribution du mode fondamental seul. Le facteur  $M_V$  est calculé à l'aide de l'expression ci-dessous déduite de l'équation (2.3) :

$$M_V = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^m (S(T_i) \cdot W_i)^2}}{S(T_1) \cdot \sum_{i=1}^m W_i} \quad (2.9)$$

où  $S(T_i)$  et  $W_i$  résultent de la réponse modale spectrale du MRC considéré.

### 2.6.1 Influence du degré de couplage

Pour mesurer l'influence du degré de couplage sur le facteur d'amplification dynamique, le  $DC$  de chaque système de MR est varié sur une large gamme de valeurs : de 30% à 80% environ. Pour ce faire, seule la hauteur commune aux poutres de couplage est variée d'une valeur minimale  $h_b=200$  mm équivalente à l'épaisseur du plancher d'étage (dalle en béton armé), à la hauteur supérieure limite au-delà de laquelle le  $DC$  n'évolue plus de façon significative. Cette hauteur de poutre peut être sélectionnée pour une valeur cible du  $DC$  (par exemple : 0,7), à partir de l'expression analytique suivante :

$$DC = k \frac{h_b^a}{l_w^b l_b^c} \quad (2.10)$$

où  $h_b$  et  $l_b$  désignent respectivement la hauteur et la longueur de la poutre de couplage, et  $l_w$ , la longueur du segment de mur de refend. Le coefficient  $k$  et les exposants  $a$ ,  $b$ , et  $c$  sont explicités dans Chaallal et col. (1996). L'équation (2.10) permet, en fait, de s'affranchir de

l'évaluation du  $DC$  à partir de l'analyse statique du MRC sous chargement triangulaire inversé (mode fondamental).

Dans cette investigation, à chaque variation du  $DC$  (incrémentations de la hauteur de la poutre de couplage), la période du premier mode de vibration,  $T_{1,o}$  (voir équation 2.11), est ramenée à la valeur de conception du système de MR considéré,  $T_1$  (voir tableaux 2.3 et/ou 2.4). Cette correction est obtenue à l'aide d'un ajustement du module d'élasticité du matériau béton,  $E_b$ , conformément à l'équation ci-dessous :

$$E_{b,c} = E_{b,o} \times (T_o/T_c)^2 \quad (2.11)$$

où  $E_{b,o}=24.8$  GPa. Les figures 2.2 et 2.3 présentent les résultats de l'analyse  $M_V = f(DC)$ , pour les sites de référence (ville, sol de classe C).

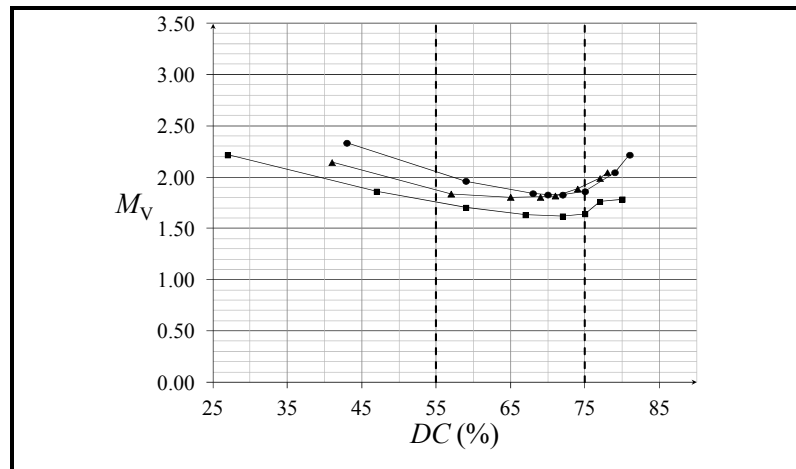


Figure 2.2  $M_V = f(DC)$  – Influence du degré de couplage sur le facteur d'amplification dynamique- Ville de Montréal

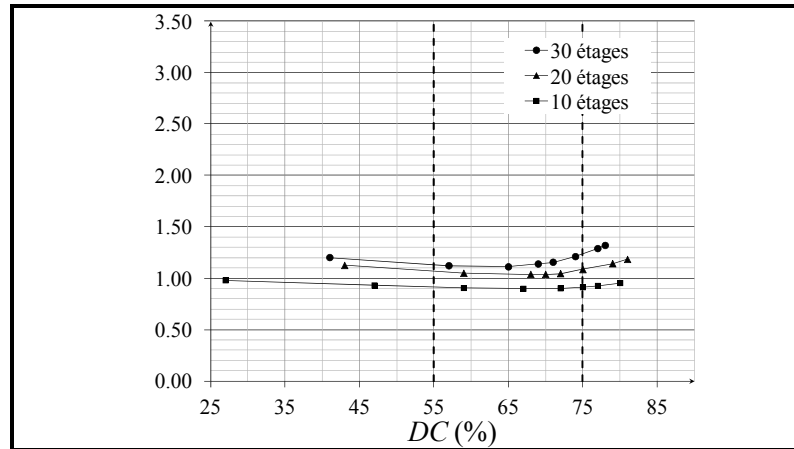


Figure 2.3  $M_V = f(DC)$  – Influence du degré de couplage sur le facteur d’amplification dynamique- Ville de Vancouver

### 2.6.2 Influence de la période du mode fondamental de vibration du système de MR

Pour mesurer l’influence de la période du mode fondamental sur  $M_V$ , la période du premier mode de vibration du système de MR considéré est variée sur une large plage de valeurs cibles ( $T_{1,c} = 0,2; 0,5; 1,0; 1,5; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0$  et  $6,0$  secondes) couvrant toute la gamme de fréquences des spectres du Code et même au-delà afin de vérifier la tendance du  $M_V$  pour des périodes plus larges du premier mode de vibration. Les valeurs cibles  $T_{1,c}$  peuvent être obtenues en modifiant la rigidité globale du MRC. Néanmoins, afin de préserver le degré de couplage de conception ( $DC=0,6$  ou  $0,7$ ) seul le module d’élasticité du matériau béton,  $E_b$ , est, dans chacun des cas (nombre de niveau, degré de couplage, site), ajusté conformément à l’équation (2.11). Dans cette dernière,  $T_{1,0}$  désigne (cette fois-ci) la période du premier mode de vibration de conception du MRC (voir tableaux 2.3 et/ou 2.4). Les figures 2.3 et 2.4 présentent, pour chaque classe de sol, la variation du facteur d’amplification dynamique en fonction de la période du mode fondamental de vibration pour les systèmes de murs de refend couplés ( $DC=0,7$ ) et partiellement couplés ( $DC=0,6$ ), respectivement. Pour chaque site (ville, classe de sol), outre les variations  $M_V=f(T)$  obtenues à partir des réponses spectrales des systèmes de MR couplés et partiellement couplés de hauteurs respectives 10, 20 et 30 étages, figurent :

- une proposition des auteurs;
- la variation  $M_V=f(T)$  déduite du CNBC-2005; et

- celle déduite du CNBC-2010 (voir tableau 2.1).

Tableau 2.3 Périodes de vibration - Systèmes de MR partiellement couplés

Site	10 étages			20 étages			30 étages		
	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$
<b>Montréal</b>									
A	0,72	1,87	1,44	1,21	3,45	2,00	1,64	4,54	2,00
B	0,72	1,67	1,44	1,21	3,11	2,00	1,64	4,17	2,00
C	0,72	1,36	1,36	1,21	2,64	2,00	1,64	3,67	2,00
D	0,72	1,18	1,18	1,21	2,38	2,00	1,64	3,41	2,00
E	0,72	0,91	0,91	1,21	2,09	2,00	1,64	3,14	2,00
<b>Vancouver</b>									
A	0,72	1,23	1,23	1,21	2,72	2,00	1,64	3,76	2,00
B	0,72	1,05	1,05	1,21	2,43	2,00	1,64	3,47	2,00
C	0,72	0,85	0,85	1,21	2,21	2,00	1,64	3,25	2,00
D	0,72	0,79	0,79	1,21	2,12	2,00	1,64	3,16	2,00
E	0,72	0,71	0,71	1,21	1,83	1,83	1,64	2,95	2,00

Tableau 2.4 Périodes de vibration - Systèmes de MR couplés

Site	10 étages			20 étages			30 étages		
	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$	$T_a$	$T_1$	$T_{calcul}$
<b>Montréal</b>									
A	0,72	3,11	1,44	1,21	5,80	2,00	1,64	6,36	2,00
B	0,72	2,76	1,44	1,21	5,16	2,00	1,64	5,70	2,00
C	0,72	2,25	1,44	1,21	4,26	2,00	1,64	4,78	2,00
D	0,72	1,95	1,44	1,21	3,76	2,00	1,64	4,28	2,00
E	0,72	1,63	1,44	1,21	3,20	2,00	1,64	3,72	2,00
<b>Vancouver</b>									
A	0,72	2,06	1,44	1,21	3,52	2,00	1,64	4,04	2,00
B	0,72	1,79	1,44	1,21	3,13	2,00	1,64	3,65	2,00
C	0,72	1,58	1,44	1,21	2,82	2,00	1,64	3,35	2,00
D	0,72	1,48	1,44	1,21	2,69	2,00	1,64	3,23	2,00
E	0,72	1,17	1,17	1,21	2,37	2,00	1,64	2,93	2,00

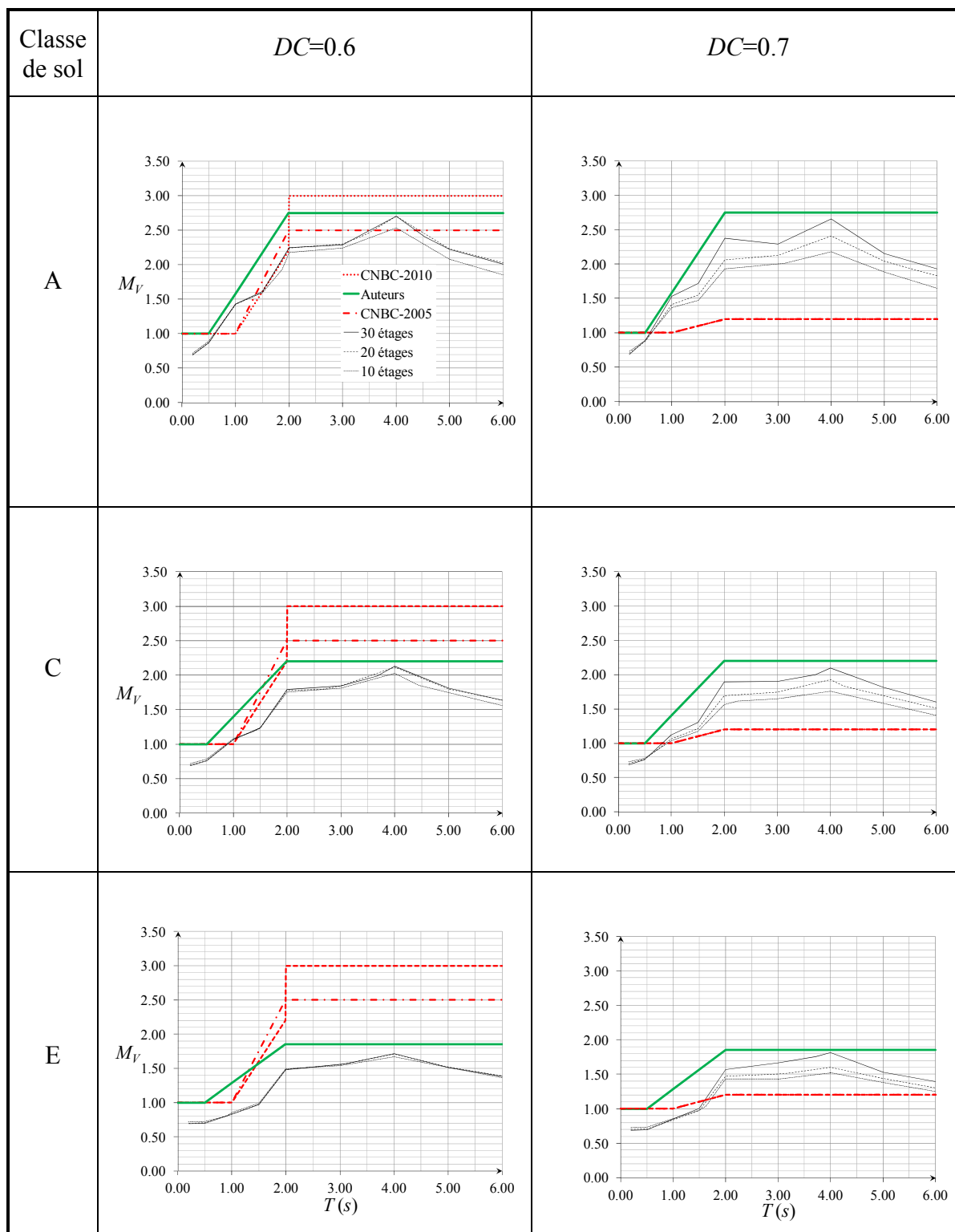


Figure 2.4  $M_V=f(T)$  –influence de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment sur le facteur d’amplification dynamique - Ville de Montréal

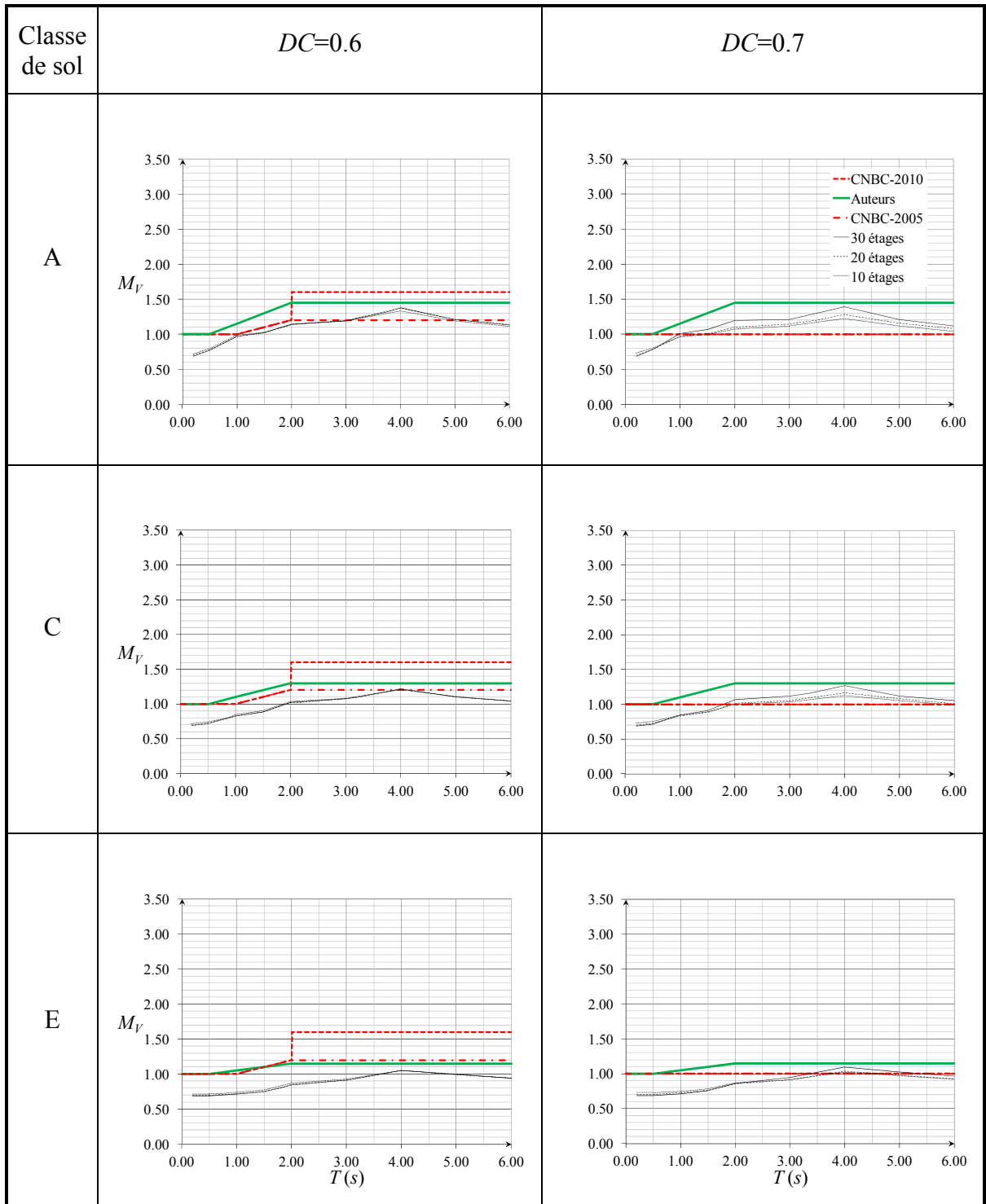


Figure 2.5  $M_V=f(T)$  –influence de la période du mode fondamental de vibration du bâtiment sur le facteur d’amplification dynamique - Ville de Vancouver

## 2.7 Interprétation et discussion des résultats

Les figures 2.2 à 2.5 montrent que le facteur d'amplification  $M_V$  :

- est indépendant du degré de couplage du système de MR, du moins lorsque ce dernier varie sur la plage des valeurs pratiques courantes :  $DC=55\%$  à  $75\%$  (voir figures 2.2 et 2.3);
- augmente avec la consistance du sol, soit de la classe de sol E à A;
- ne dépend pas directement du nombre d'étages  $n$  du MRC mais respecte toutefois la hiérarchie  $M_{V,10} < M_{V,20} < M_{V,30}$ ;
- est plus élevé en zone sismique Est (ville de Montréal), du fait de :
  - la prédominance de la contribution des modes supérieurs de vibration (2<sup>ième</sup> voire même 3<sup>ième</sup> mode vibration) par rapport à celle du premier mode de vibration (voir tableau 2.5); mais aussi
  - la forme du spectre du risque sismique caractérisée par une pente un peu plus abrupte due au contenu fréquentiel des signaux représentatifs du risque en zone sismique Est canadienne.

Tableau 2.5 Contributions modales normalisées au mode fondamental

Nb. d'étages	Ville	$S(T_1) \times W_1$	$S(T_2) \times W_2$	$S(T_3) \times W_3$	$S(T_4) \times W_4$	$S(T_5) \times W_5$
10	Mtl	1,00	<b>1,56</b>	<b>1,04</b>	0,65	0,40
	Van	1,00	0,70	0,30	0,17	0,10
20	Mtl	1,00	<b>1,44</b>	<b>1,32</b>	<b>1,15</b>	0,80
	Van	1,00	0,97	0,50	0,31	0,00
30	Mtl	1,00	<b>1,53</b>	<b>1,30</b>	<b>1,12</b>	0,80
	Van	1,00	1,21	0,60	0,38	0,00

Ces résultats montrent en particulier que le facteur  $M_V$  ne dépend pas du type de couplage (couplés versus partiellement couplés) du système de MR. Ils montrent également que la variation du facteur d'amplification dynamique en fonction de la période du premier de mode de vibration du système de MR est linéaire. Cette variation peut être assimilée à une ligne brisée composée de deux paliers reliés par un segment de droite incliné définissant une zone

de transition sur la plage des périodes  $T=0.5s-2.0s$  (voir proposition des auteurs dans figures 2.4 et/ou 2.5). La pente de ce segment dépend de la forme (la pente moyenne) caractéristique à la zone sismique (Est ou Ouest) du spectre de dimensionnement du site; c'est à dire de la classe de sol et du contenu fréquentiel des signaux représentatifs du risque sismique de l'emplacement considéré. Par ailleurs, dépendamment de la classe de sol, les résultats de cette étude révèlent que le CNBC-2010 :

surestime de 24% en moyenne les valeurs du  $M_V$  des systèmes de murs de refend partiellement couplés ( $DC < 2/3$ ) situés à Montréal et de 22% en moyenne à Vancouver; et sous-estime 89% en moyenne les valeurs du  $M_V$  des systèmes de murs de refend couplés ( $DC \geq 2/3$ ) à Montréal et de 30% en moyenne à Vancouver (voir tableau 2.6).

Tableau 2.6 Écarts en pourcent (%) entre les valeurs de  $M_V$  adoptées par le CNBC-2010 et celles obtenues de cette étude ( $T > 2.0$  s) pour les sols de classe A, C et E

Degré de couplage	Montréal				Vancouver			
	A	C	E	Moy.	A	C	E	Moy.
DC=0.6	8	27	38	24	9	19	39	22
DC=0.7	-129	-83	-54	-89	-45	-30	-15	-30

Moy. : valeur moyenne des écarts

## 2.8 Conclusion

L'objectif de cet article a été d'évaluer le  $M_V$  relatif aux systèmes de MR, situés en zones sismiques canadiennes, à partir des paramètres de conception suivants :

- le degré de couplage;
- la période du mode fondamental de vibration du bâtiment;
- le risque sismique du site (ville, classe de sol); et
- le nombre d'étages  $n$  du bâtiment considéré.

Il a été motivé par la différence importante constatée entre les valeurs du  $M_V$  recommandé par le Code pour les systèmes de MR couplés versus celles pour les systèmes de MR partiellement couplés et ce même lorsque leurs  $DC$  respectifs restent assez proches, de part et



d'autre de la valeur charnière  $DC=2/3$  (par exemple  $DC=0,6$  versus  $DC=0,7$ ). Ces systèmes structuraux, de comportements dynamiques à priori similaires, sont respectivement comparés à ceux de deux systèmes structuraux de comportements dynamiques différents : les ossatures résistant aux moments et les murs ou les systèmes mur-ossature.

Cette étude considère :

- trois hauteurs de bâtiments (10, 20 et 30 étages);
- deux degrés de couplages ( $DC=0,6$  et  $DC=0,7$ );
- cinq classes de sol (A à E); et
- deux sites (Montréal et Vancouver) respectivement représentatives du risque sismique en zones Est et Ouest canadienne.

Les résultats des investigations numériques menées (voir figures 2.2 à 2.4) révèlent que le facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , dû à l'EMSV est indépendant du type de couplage du système de MR (couplés versus partiellement couplés) du moins pour les valeurs courantes du  $DC$  ( $0.55 \leq DC \leq 0.75$ ); mais également que ce facteur :

- est spécifique, c'est-à-dire distinct de celui d'un autre système de résistance;
- augmente avec la rigidité du sol de fondation, soit de la classe de sol E à A; et
- est plus important à Montréal (zone sismique Est) qu'à Vancouver (zone sismique Ouest).

Les figures 2.6 et 2.7 présentent une proposition de facteurs d'amplification dynamique  $M_V$  spécifiques aux systèmes de MR, situés sur les sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver respectivement représentatives du risque en zones sismiques canadiennes, Est et Ouest. Ces résultats gagneraient à être corroborés par ceux d'autres études notamment dans le domaine non linéaire.

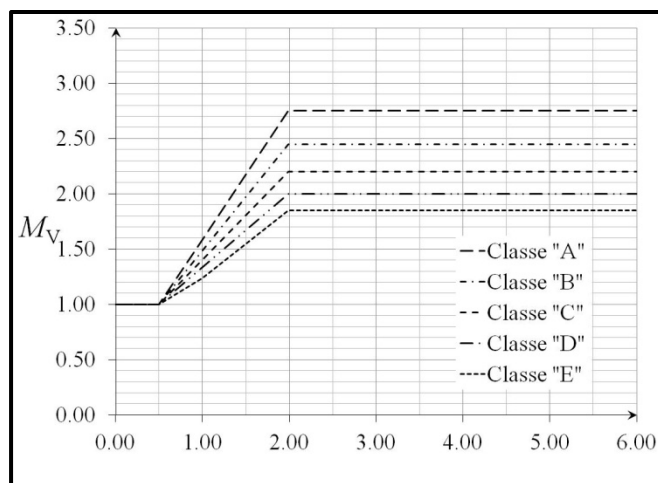


Figure 2.6 Ville de Montréal - Proposition de facteurs d'amplification dynamique pour les systèmes de murs de refend

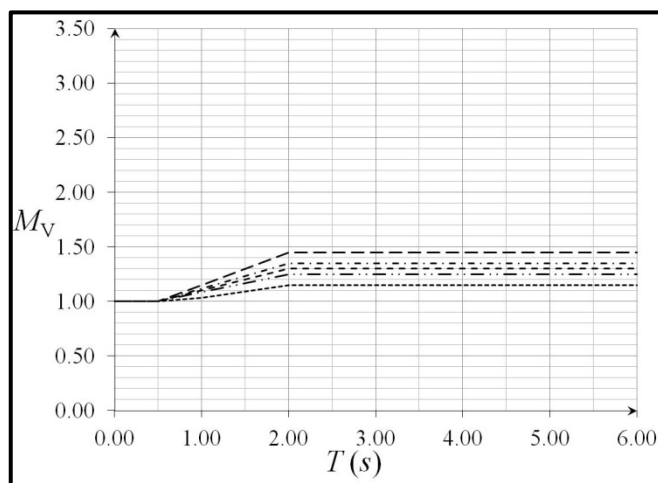


Figure 2.7 Ville de Vancouver - Proposition de facteurs d'amplification dynamique pour les systèmes de murs de refend

## CHAPITRE 3

### GÉNÉRATION DE SIGNAUX SISMIQUES COMPATIBLES AUX SPECTRES DE DIMENSIONNEMENT DU CODE NATIONAL DU BÂTIMENT – CANADA 2005

Tewfik Benazza<sup>1</sup> et Omar Chaallal<sup>1</sup>,

<sup>1</sup> Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3  
Article soumis à la revue canadienne du génie civil en mai 2009.

#### 3.1 Résumé

L'adoption de la nouvelle carte sismique, par le Code national du bâtiment - Canada 2005 (CNBC-2005), induit des exigences nouvelles concernant le choix des diagrammes d'évolution des mouvements de sol à utiliser pour les analyses dynamiques pas-à-pas. Ces diagrammes, historiques ou synthétiques générés artificiellement, doivent être représentatifs du risque sismique du site considéré mais aussi compatibles au spectre de dimensionnement du site cible. À défaut, le signal sismique peut être ajusté de sorte que son spectre d'accélération soit supérieur au spectre cible sur la plage des périodes des modes de vibration qui contribuent le plus à la réponse dynamique du système de résistance aux forces sismiques (SRFS) analysé. Cette opération, quoiqu'ardue et fastidieuse, devra être répétée pour chaque SRFS combien même analysé vis-à-vis d'un même spectre cible. Cet article présente une démarche utilisant une transformation en ondelettes (*wavelets transform*), permettant de générer des signaux sismiques compatibles sur toute la gamme de fréquences du spectre cible. Pour démontrer l'efficacité (convergence rapide) de cette démarche, des signaux sismiques sont générés compatibles aux spectres de calcul des sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver à partir des signaux synthétiques (M7.0R70) et (M7.2R70) d'Atkinson et Beresnev (1998), respectivement représentatifs du risque sismique desdites villes. Ces signaux sismiques, ainsi calibrés, sont applicables à toute analyse sismique, indépendamment des modes de vibration prédominant du SRFS analysé.

**Mots clés** : compatibilité spectrale, signaux synthétiques, transformée en ondelettes, spectres d'accélération du CNBC-2005, classe de sol, risque sismique.

### 3.2 Introduction

Les codes parasismiques modernes, comme l'Eurocode 8 (2003), le New Zealand Standard (NZS-1992), l'International Building Code (IBC-2006) ou le code national du bâtiment du Canada 2005, ci après noté CNB-2005, consacrent les méthodes dynamiques comme méthodes de référence à toute analyse sismique. Dans le cas où la méthode d'analyse est par superposition modale des réponses spectrales, la solution est directe; elle est obtenue à partir des spectres d'accélération de dimensionnement donnés pour diverses classes de sol (cinq à six classes pour la plupart des codes). Par contre, dans le cas où la solution temporelle dite pas-à-pas est adoptée, des signaux représentatifs du risque sismique du site considéré (ville, classe de sol) sont requis en nombre suffisant, pour couvrir une large gamme de réponses possibles compte tenu de l'incertitude qui découle des mouvements de sol. À cet égard et à titre indicatif : (i) Eurocode 8 et NZS-1992 exigent un minimum de trois (03) analyses distinctes; (ii) l'IBC-2006 prescrit cinq (05) analyses qu'il s'agisse d'enregistrements historiques ou de signaux synthétiques générés artificiellement; alors que (iii) le guide de l'utilisateur du CNB-2005 spécifie un minimum de trois (03) analyses mais recommande d'en utiliser sept (07) ou plus. Il est utile de noter que ces signaux sismiques sélectionnés représentatifs du risque sismique associé au site considéré, doivent être compatibles au spectre de calcul dudit site.

La représentativité d'un signal sismique peut être évaluée à partir du couple *magnitude-distance épacentrale* ( $M, R$ ) équivalent à celui qui prédomine le risque sismique du site considéré (Halchuk et Adams 2004) lorsqu'en particulier, le signal sismique est généré artificiellement ou à partir du rapport de l'accélération maximale au sol à la vitesse maximale au sol ( $A/V$ ), lorsque le signal sismique est historique. Statistiquement, un rapport ( $A/V$ ) faible caractérise un séisme d'intensité moyenne à élevée et de courte distance épacentrale,

alors qu'un rapport élevé est normalement associé à un séisme de forte intensité et à une grande distance épacentrale (Naumoski et al., 1993).

Par ailleurs, malgré une philosophie globalement commune à tous les codes parasismiques modernes, l'expression de l'exigence de compatibilité est nuancée d'un code à l'autre. Ainsi, le spectre d'accélération d'un signal sismique est réputé compatible à un spectre cible lorsque : (i) selon IBC-2006, en référence à ASCE\SEI 7-05 : *at least five recorded or simulated horizontal ground motion accélération time histories shall be selected from events having magnitudes and distances that are consistent with those that control the Maximum Considered Earthquake (MCE).... The design spectral response acceleration at any period shall not be taken less than 80% of the design response spectrum  $S_a$  (clause 11.4.5, ASCE\SEI 7-05)*, (ii) selon Eurocode-8 : *dans le domaine des périodes comprises entre  $0.2T_1$  et  $2T_1$ , où  $T_1$  est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, il convient qu'aucune valeur du spectre de la réponse élastique moyen avec 5% d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes (au minimum trois), ne soit inférieure à 90% de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5% d'amortissement;* (iii) selon Code canadien : *le spectre élastique de réponse avec 5% d'amortissement doit être égal ou supérieur au spectre de calcul cible dans toute la plage des périodes considérées, soit les périodes des modes qui contribuent le plus à la réponse dynamique de la structure considérée* (Naiem & Lew, 1995).

Il convient de noter que les signaux sismiques sont généralement capturés (historiques) ou générés (artificiellement) pour des sols de référence (sols très denses) qui ne caractérisent pas toujours les conditions de sol correspondant au site du projet considéré. Lorsque disponibles, ces signaux sismiques devront être généralement corrigés et/ou calibrés préalablement à leur utilisation, pour répondre aux exigences de compatibilité édictées par le Code - exercice que l'ingénieur praticien n'est pas toujours enclin à y consacrer temps et énergie - en particulier lorsqu'il s'agit de rencontrer la compatibilité spectrale sur toute la gamme des fréquences ou des périodes des modes de vibration qui contribuent le plus à la réponse de la structure considérée.

L'objectif de cet article est de présenter une démarche utilisant une transformation en ondelettes (*wavelets transform*) permettant de générer des signaux sismiques compatibles à un spectre d'accélération cible. Pour démontrer l'efficacité (la convergence rapide) de cette démarche, des signaux sismiques sont générés compatibles aux spectres de calcul des sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver à partir des signaux synthétiques (M7.0R70) et (M7.2R70) d'Atkinson et Beresnev (1998), respectivement représentatifs du risque sismique desdites villes.

### 3.3 Transformation en ondelettes

La transformation en ondelettes décompose une fonction de temps, réelle  $a(t)$ , sur une famille de fonctions ondelettes  $\psi_{p,s}(t)$  (voir l'équation 3.2) de la même manière que la transformation de Fourier la décomposerait sur une famille de sinusoïdes harmoniques (Mallat, 2000). Elle possède, cependant, l'avantage par rapport à cette dernière de préserver l'information temporelle dans sa transformée (voir les équations 3.3 et 3.6).  $W(p,s)$  est une fonction à deux variables : de translation ou de position  $p$  et de dilatation  $s$ .

Les ondelettes  $\psi_{p,s}(t)$  représentent les versions translattées et dilatées d'une même et unique fonction  $\psi(t)$  dite ondelette-mère (voir l'équation 3.2). Le paramètre de translation localise l'ondelette à l'instant  $t=p$  tandis que le paramètre d'échelle  $s$  en relation avec le domaine des fréquences du signal (voir l'équation 3.16), contrôle l'étendue de la fonction (voir la figure 3.1). L'ondelette-mère, dont le choix est déterminant de la "qualité" de la transformée, peut être choisie parmi les fonctions disponibles dans la littérature (Haar, Meyer, Daubechies, Morlet ou autres) ou encore développée pour répondre à un besoin spécifique. Le choix judicieux dépend en fait, des caractéristiques et du champ d'application du signal analysé.

#### 3.3.1 Expression mathématique d'une transformée en ondelette

Une ondelette est une fonction de valeur moyenne nulle :

$$\int_{-\infty}^{\infty} \psi(t) dt = 0 \quad (3.1)$$

qui peut être dilatée à l'aide d'un paramètre d'échelle  $s$  et translatée à la position  $p$  dans l'axe des temps, conformément à l'expression ci-dessous :

$$\psi_{p,s}(t) = \frac{1}{\sqrt{s}} \psi\left(\frac{t-p}{s}\right) \quad (3.2)$$

La transformée en ondelette  $W(p,s)$  d'une fonction de temps réelle  $a(t)$  s'obtient par corrélation de cette dernière à l'ondelette  $\psi_{p,s}(t)$ , soit :

$$W(p,s) = \int_{-\infty}^{\infty} a(t) \psi_{p,s}^*(t) dt = \frac{1}{\sqrt{s}} \int_{-\infty}^{\infty} a(t) \psi^*\left(\frac{t-p}{s}\right) dt \quad (3.3)$$

où  $\psi_{p,s}^*(t)$  désigne le complexe conjugué de l'ondelette-mère  $\psi(t)$ .

Par ailleurs, d'après le théorème de Calderón-Grossman-Morlet (Mallat, 2000), toute fonction réelle de temps,  $a(t)$ , peut être décomposée en une famille d'ondelettes et le signal original peut alors être reconstruit ou recouvré par la transformée inverse, exprimée comme suit :

$$a(t) = \frac{1}{C_{\psi}} \int_{s=0}^{\infty} \int_{p=-\infty}^{\infty} W(s,p) \psi_{p,s}(t) dp \frac{ds}{s^2} = \frac{1}{C_{\psi}} \int_{s=0}^{\infty} D(s,t) ds \quad (3.4)$$

sous réserve cependant, que la condition d'admissibilité de l'ondelette, exprimée par la relation ci-dessous soit remplie :

$$C_{\psi} = \int_0^{\infty} \frac{|\Psi(w)|^2}{w} dw < +\infty \quad (3.5)$$

où  $\Psi(w)$  est la transformée de Fourier de la fonction ondelette-mère  $\psi(t)$  et  $C_\psi$  le module de la transformée.

### 3.3.2 Version discrète de la transformée en ondelettes

Les fonctions de temps réelles, en l'occurrence les signaux sismiques, sont constituées de  $N$  valeurs discrètes représentant les accélérations au sol  $a(t_k)$  enregistrées à incrément de temps  $\Delta t$  constant, soit aux instants  $t_k = k \times \Delta t$  ( $k=1..N$ ), tel que  $N \times \Delta t$  désigne la durée totale du signal sismique. Ceci impose, par conséquent, que les expressions (3.3) et (3.4) de la transformée et du signal recouvré soient elles aussi discrètes. La transformée en ondelette est alors déclinée, non pas comme une fonction continue, mais par une série de coefficients discrets  $W(p_i, s_j)$  (voir l'équation 3.6) (Suarez & Montejo 2005). Ces coefficients sont déterminés pour les valeurs discrètes des positions  $p_i = i \times \Delta t$  ( $i=1..N$ ) dans l'axe des temps et du paramètre d'échelle  $s_j$ , d'expression générale dyadique:  $s_j = 2^{q/8}$ . Les  $n$  valeurs  $s_j$  ( $j=1..n$ ) sont déduites des valeurs du nombre entier relatif  $q$  déterminées à partir de la gamme des fréquences pertinentes du spectre d'accélération cible (voir l'équation 3.16).

Les coefficients discrets de la transformée en ondelette sont alors comme ci-dessous :

$$W(p_i, s_j) = \frac{\Delta t}{\sqrt{S}} \sum_{k=1}^N a(t_k) \psi\left(\frac{t_k - p_i}{s_j}\right) \quad (3.6)$$

Par ailleurs, conformément à l'équation (3.4), les coefficients :

$$D(s_j, t_k) = \frac{\Delta p}{C_\psi} \frac{1}{s_j^{5/2}} \sum_{i=1}^N W(s_j, p_i) \psi\left(\frac{t_k - p_i}{s_j}\right) \quad (3.7)$$

permettent de déterminer les valeurs discrètes du signal recouvré :

$$a(t_k) = \frac{1}{C_\psi} \sum_{j=1}^n D(s_j, t_k) \Delta s \quad (3.8)$$



et si nécessaire, générer une version calibrée point par point du signal sismique (voir l'équation 3.10).

### 3.4 Algorithme de génération du signal sismique compatible

Une version originale,  $a_o(t)$ , du signal sismique à calibrer est recouverte par une transformation discrète en ondelettes (voir l'équation 3.8) puis pas-à-pas, le signal sismique est généré compatible conformément à l'algorithme présenté ci-dessous :

1. initialiser le pas de l'algorithme ( $m=1$ );
2. répéter les étapes 3 à 6 jusqu'à ce que la condition (voir l'équation 3.11) soit vérifiée;
3. calculer le coefficient d'ajustement spectral du signal sismique à calibrer au droit de chaque fréquence significative  $T_j$  de la procédure :

$$\gamma_{m,j} = \frac{S_{\text{cible}}(T_j)}{S_{m-1}(T_j)} \quad (j=1..n) \quad (3.9)$$

où les valeurs de  $T_j$  sont déduites des relations (3.16) et (3.17);  $S_{\text{cible}}(T_j)$  et  $S_{m-1}(T_j)$  désignent les ordonnées respectives du spectre d'accélération cible et celle du spectre d'accélération du signal sismique généré au pas  $m-1$ ;

4. actualiser le signal sismique recouvert au pas  $m$

$$a_m(t_k) = \frac{1}{C_\psi} \sum_{j=1}^n D_m(s_j, t_k) \Delta s \quad (3.10)$$

avec

$$D_m(s_j, t_k) = D_{m-1}(s_j, t_k) \times \gamma_{m,j}$$

où ( $k=1..N$ )

5. vérifier le critère de compatibilité spectrale du signal sismique généré au pas  $m$  :

$$\max \left( \left| \frac{\gamma_{m,j} - 1}{\gamma_{m,j}} \right| \right) \leq \varepsilon \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (3.11)$$

où  $\varepsilon$  est la tolérance admise;

6. calculer l'écart quadratique moyen,  $e(m)$ , entre le spectre du signal sismique calibré au pas  $m$  et le spectre cible.

$$e(m) = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left( \frac{S_{\text{cible}}(T_j) - S_m(T_j)}{S_{\text{cible}}(T_j)} \right)^2} \quad (3.12)$$

Ce coefficient ( $e_m$ ), calculé à chaque pas  $m$ , est à la fois unique et global au spectre du signal sismique calibré. Il permet d'apprécier la vitesse de convergence de la démarche (voir les figures 3.3 et/ou 3.5).

Finalement, le spectre d'accélération du signal sismique généré compatible est encadré point par point de part et d'autre du spectre cible (voir les figures 3.2 et 3.4) :

$$(1-\varepsilon) \times S_{\text{cible}}(T_j) \leq S(T_j) \leq (1+\varepsilon) \times S_{\text{cible}}(T_j) \quad (3.13)$$

### 3.5 Génération de signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement des villes de Montréal et de Vancouver

La démarche décrite par l'algorithme du paragraphe précédent est appliquée pour générer des signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement des villes de Montréal et de Vancouver. Ces signaux sont respectivement générés à partir des signaux sismiques synthétiques *M7.0R70* et *M7.2R70* (Atkinson et Beresnev 1998), avec une tolérance  $\varepsilon=10\%$  (voir équation 3.11).

#### 3.5.1 Choix de la fonction ondelette-mère

La fonction représentative de la réponse en vibration libre d'un oscillateur sous amorti à un seul degré de liberté, déjà utilisée avec succès comme ondelette-mère pour la correction de

diagrammes d'évolution en zone sismique californienne (Suarez & Montejo, 2005), est testée en zones sismiques canadiennes. Cette fonction de forme générale :

$$\psi(t) = e^{-\xi\Omega|t|} \sin \Omega t \quad (3.14)$$

est gouvernée par les coefficients d'amortissement  $\xi$  et de pulsation propre  $\Omega$  de l'oscillateur; soit le décrétement et la variation dans le temps de l'ondelette-mère. Par ailleurs, la valeur absolue, de la variable  $t$  en exposant, permet de conserver le caractère antisymétrique de la fonction  $\psi\left(\frac{t-p}{s_j}\right)$  quelque soit la position translatée dans l'axe des temps (voir la figure

3.1). Cette fonction, d'allure sinusoïdale exponentiellement amortie, répond parfaitement aux exigences d'éligibilité d'une ondelette : elle est de valeur moyenne nulle (propriété de la fonction sinus) et de forme localisée (due au décrétement exponentiel).

### 3.5.2 Paramètre de dilatation $s_j$

Le caractère harmonique de l'ondelette-mère impose aux fonctions  $D(s,t)$  (voir l'équation 3.7) des fréquences prédominantes, celles qui dominent les formes dilatées  $\psi\left(\frac{t-p}{s_j}\right)$  :

$$\psi\left(\frac{t-p}{s_j}\right) = e^{\left(-\xi\Omega\left|\frac{t-p}{s_j}\right|\right)} \sin\left[\Omega \times \left(\frac{t-p}{s_j}\right)\right] = e^{\left(-\xi\frac{\Omega}{s_j}|t-p|\right)} \sin\left(\frac{\Omega}{s_j} \times (t-p)\right) \quad (3.15)$$

soit, les fréquences prédominantes  $\omega_j$ , tel que :

$$\omega_j = \frac{\Omega}{s_j} \quad \text{et} \quad T_j = \frac{2\pi}{\omega_j} = \frac{2\pi}{\Omega} s_j \quad (3.16)$$

Les valeurs discrètes du paramètre d'échelle  $s_j$  nécessaires à la détermination des coefficients de la transformée en ondelette et de sa réciproque, peuvent être déterminées à partir de la

plage des valeurs significatives des périodes des spectres de dimensionnement du Code. En substituant dans l'équation (3.16) l'expression dyadique  $s_j = 2^{q/8}$ , les valeurs discrètes recherchées peuvent être déduites à partir de la plage de variation de la variable  $q$  :

$$q = 8 \times \text{Log}_2 \left( T \times \frac{\Omega}{2\pi} \right) \quad \text{avec} \quad (0.025 \leq T \leq 4.0 \text{ s}) \quad (3.17)$$

où  $q$  est un nombre entier relatif.

### 3.5.3 Couple $(\xi, \Omega)$ optimum pour la fonction $\psi(t) = e^{-\xi|\Omega|t} \sin \Omega t$

Une analyse paramétrique menée simultanément sur les coefficients, d'amortissement ( $\xi=1,2,\dots,10\%$ ) et de pulsation ( $\Omega=\pi/4, \pi/2,\dots, 2\pi$ ), de l'ondelette-mère  $\psi(t)$  a permis d'isoler le couple optimum  $(\xi, \Omega) = (1\%, \pi)$ . Ce dernier a été sélectionné (voir tableaux 3.1 et 3.2) en fonction :

- du critère d'arrêt du traitement :
  - 1 : le critère de compatibilité est vérifié après quelques itérations;
  - 2 : la solution finie par diverger, le critère de compatibilité n'est pas vérifié;
  - 3 : le nombre maximal d'itérations, fixé arbitrairement à 50, est atteint - le traitement est arrêté;
- du nombre d'itérations nécessaires pour vérifier le critère de compatibilité;
- de la valeur de l'écart quadratique moyen (voir l'équation 3.12).

Le couple le mieux noté est celui dont :

- le critère d'arrêt est égal 1;
- le nombre d'itérations est le plus petit; et
- la valeur de l'écart quadratique moyen, à la fin du traitement, est la plus faible.

Tableau 3.1 Résultats de l'analyse paramétrique sur le couple ( $\xi, \Omega$ )  
Montréal

$\Omega$	$\xi$									
	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%	10%
<b>Critère d'arrêt</b> : 1-convergence; 2- divergence; -3 nb d'itérations max atteint										
0.25 $\times\pi$	1	2	1	1	1	1	2	2	2	2
0.50 $\times\pi$	1	2	1	1	1	1	1	2	2	2
0.75 $\times\pi$	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
1.00 $\times\pi$	1	2	1	1	1	1	1	2	2	2
1.25 $\times\pi$	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1.50 $\times\pi$	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2
1.75 $\times\pi$	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2
2.00 $\times\pi$	1	2	1	1	1	1	1	2	2	2
<b>Nombre d'itérations</b>										
0.25 $\times\pi$	8	8	7	7	8	15	12	11	14	16
0.50 $\times\pi$	8	8	7	7	8	15	12	11	14	16
0.75 $\times\pi$	9	12	9	9	10	11	13	20	20	20
1.00 $\times\pi$	8	8	7	7	8	15	12	11	14	16
1.25 $\times\pi$	8	7	10	10	10	11	13	14	16	22
1.50 $\times\pi$	9	12	9	9	10	11	13	20	20	20
1.75 $\times\pi$	6	6	7	6	6	6	6	7	7	7
2.00 $\times\pi$	8	8	7	7	8	15	12	11	14	16
<b>Ecart quadratique moyen</b>										
0.25 $\times\pi$	2.90	2.99	2.78	3.23	3.17	2.35	3.05	3.75	3.90	4.34
0.50 $\times\pi$	2.90	2.99	2.78	3.23	3.17	2.35	3.05	3.75	3.90	4.34
0.75 $\times\pi$	3.09	2.29	2.67	2.73	2.79	2.92	3.09	3.23	3.70	4.22
1.00 $\times\pi$	2.90	2.99	2.78	3.23	3.17	2.35	3.05	3.75	3.90	4.34
1.25 $\times\pi$	3.33	4.21	3.74	3.53	3.52	3.53	3.62	3.81	4.03	4.33
1.50 $\times\pi$	3.09	2.29	2.67	2.73	2.79	2.92	3.09	3.23	3.70	4.22
1.75 $\times\pi$	3.79	3.81	3.27	3.95	4.42	4.82	5.19	5.25	5.73	6.17
2.00 $\times\pi$	2.90	2.99	2.78	3.23	3.17	2.35	3.05	3.75	3.90	4.34

Il est utile de noter que seule la valeur  $\xi=1\%$  vérifie simultanément le critère de convergence du traitement pour les deux sites Montréal et Vancouver, néanmoins plusieurs valeurs de  $\Omega$ , notamment  $\Omega=\pi/4$ ,  $\pi/2$ ,  $\pi$  et  $2\pi$ , produisent des résultats similaires; la valeur  $\Omega=\pi$  est sélectionnée par commodité.

Tableau 3.2 Résultats de l'analyse paramétrique sur le couple ( $\xi, \Omega$ )  
Vancouver

$\Omega$	$\xi$									
	1%	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%	10%
<b>Critère d'arrêt</b> : 1-convergence; 2- divergence; -3 nb d'itérations max atteint										
$0.25\times\pi$	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$0.50\times\pi$	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$0.75\times\pi$	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$1.00\times\pi$	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$1.25\times\pi$	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$1.50\times\pi$	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2
$1.75\times\pi$	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
$2.00\times\pi$	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
<b>Nombre d'itérations</b>										
$0.25\times\pi$	7	4	8	13	17	25	5	5	5	6
$0.50\times\pi$	7	4	8	13	17	25	5	5	5	6
$0.75\times\pi$	50	50	50	11	16	17	18	7	8	8
$1.00\times\pi$	7	4	8	13	17	25	5	5	5	6
$1.25\times\pi$	23	19	20	22	22	13	14	17	12	13
$1.50\times\pi$	50	50	50	11	16	17	18	7	8	8
$1.75\times\pi$	14	19	19	20	22	23	24	26	23	33
$2.00\times\pi$	7	4	8	13	17	25	5	5	5	6
<b>Ecart quadratique moyen</b>										
$0.25\times\pi$	3.62	6.77	4.37	3.17	2.78	2.85	7.08	7.35	7.65	7.64
$0.50\times\pi$	3.62	6.77	4.37	3.17	2.78	2.85	7.08	7.35	7.65	7.64
$0.75\times\pi$	2.17	2.15	1.91	4.23	4.23	5.04	6.03	8.18	8.50	8.72
$1.00\times\pi$	3.62	6.77	4.37	3.17	2.78	2.85	7.08	7.35	7.65	7.64
$1.25\times\pi$	2.23	2.50	2.55	2.79	3.67	5.39	5.99	6.48	7.91	8.32
$1.50\times\pi$	2.17	2.15	1.91	4.23	4.23	5.04	6.03	8.18	8.50	8.72
$1.75\times\pi$	2.04	1.84	2.03	2.19	2.68	3.34	4.22	5.20	6.17	6.86
$2.00\times\pi$	3.62	6.77	4.37	3.17	2.78	2.85	7.08	7.35	7.65	7.64

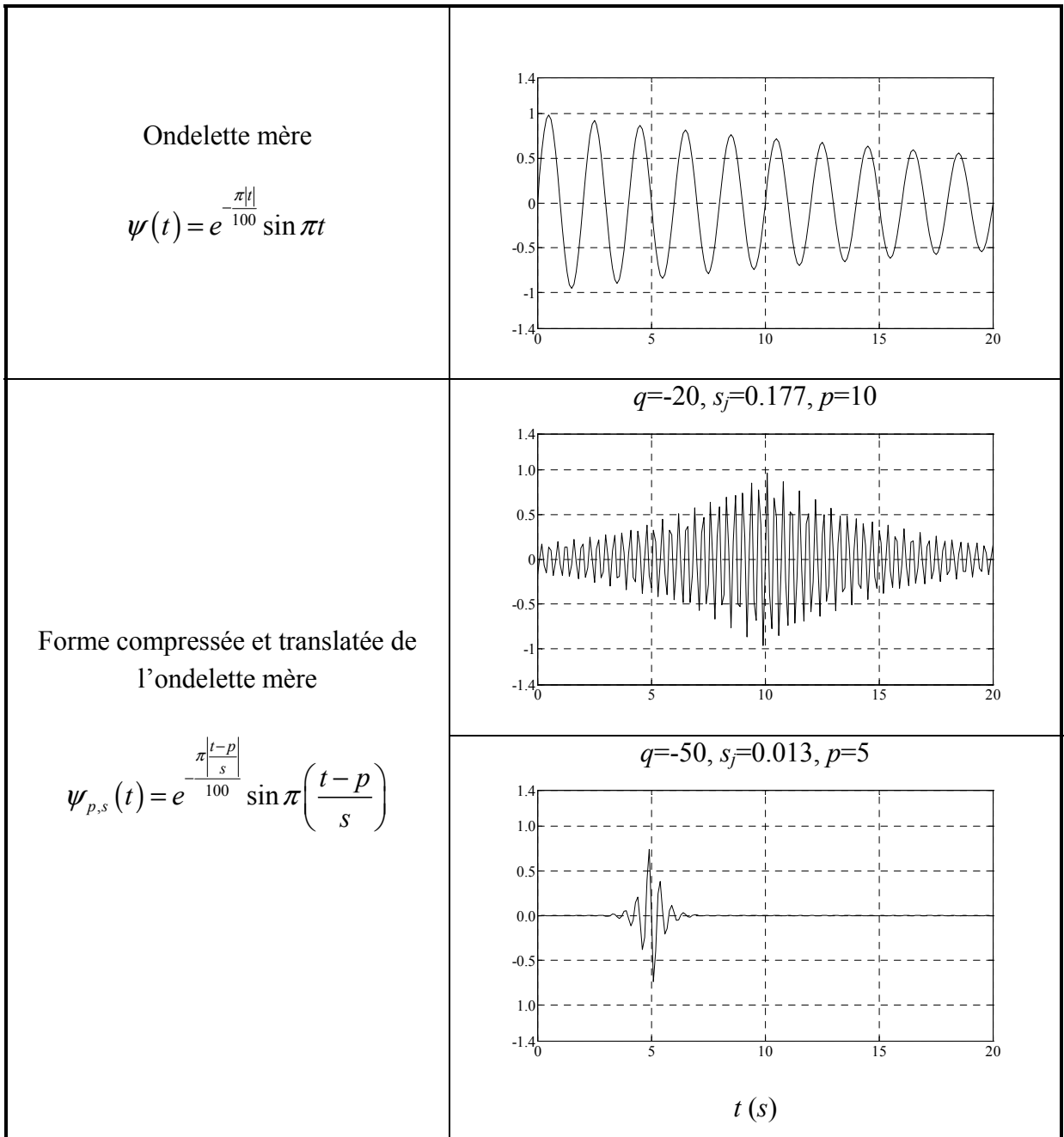


Figure 3.1 Fonctions ondelettes de la transformation

### 3.5.4 Paramètres de la transformation en ondelettes

#### 3.5.4.1 Valeurs du paramètre de dilatation $s_j$

Étant donné la valeur optimum retenue  $\Omega=\pi$  et la plage des valeurs des périodes des spectres de dimensionnement du Code ( $0.025 \leq T \leq 4.0s$ ), les valeurs de l'entier relatif  $q$  sont déduites de la relation  $q = 8 \times \text{Log}_2\left(\frac{T}{2}\right)$  soit :  $-50 \leq q \leq 8$ .

Par ailleurs, les  $n$  valeurs discrètes du paramètre de dilatation  $s_j$  de la transformation en ondelettes et par conséquent celles de la période  $T_j$  (3.16), sont spécifiques à la démarche (voir le tableau 3.3). Elles dépendent des paramètres de la fonction ondelette adoptée et de la plage des périodes du spectre cible.

#### 3.5.4.2 Fonctions ondelettes $\psi_{p,s}(t)$

Compte tenu des valeurs du couple optimum  $(\xi, \Omega) = (1\%, \pi)$ , la fonction ondelette mère  $\psi(t)$  a pour expression :

$$\psi(t) = e^{-\frac{\pi|t|}{100}} \sin \pi t \quad (3.18)$$

les formes dilatées translatées  $\psi_{p,s}(t)$  de l'ondelette mère s'expriment comme suit :

$$\psi_{p,s}(t) = e^{-\frac{\pi \frac{|t-p|}{s}}{100}} \sin \pi \left( \frac{t-p}{s} \right) \quad (3.19)$$

Ces dernières sont principalement des versions compressées de la fonction ondelette mère  $\psi(t)$  puisque les valeurs de  $s_j$  sont principalement inférieures à 1 (voir le tableau 3.3).



### 3.6 Signaux sismiques compatibles pour les villes de Montréal et de Vancouver

Conformément à l'algorithme présenté au paragraphe 3.4 et aux résultats de l'analyse paramétrique, des signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement des villes de Montréal et de Vancouver sont, respectivement, générés à partir des signaux synthétiques d'Atkinson et Beresnev ( $M7.0, R70$ ) et ( $M7.2, R70$ ); où  $M$  désigne la magnitude du signal sismique et  $R$  la distance épacentrale, en kilomètres.

#### 3.6.1 Sol de classe C

Les figures 3.2 et 3.4 présentent, respectivement pour les villes de Montréal et de Vancouver, les spectres :

- de calcul du Code pour le sol de référence (classe de C);
- des signaux synthétiques ( $M7.0, R70$ ) et ( $M7.2, R70$ ); et
- des signaux sismiques générés compatibles aux spectres de dimensionnement, à partir des signaux synthétiques ( $M7.0, R70$ ) et ( $M7.2, R70$ ).

Les résultats des calibrations successives sont présentés dans les figures 3.3 et 3.5. Les graphes de ces figures exhibent une convergence rapide, d'allure exponentielle. Le critère de compatibilité (voir équation 3.11) est, respectivement, atteint pour les villes de Montréal et de Vancouver après huit et sept itérations seulement et un écart quadratique moyen, spectre du signal sismique calibré compatible versus spectre du Code, de 2.90% et 3.62% (voir tableau 3.4).

Par ailleurs, les figures 3.6 à 3.9 présentent les traces des signaux synthétiques ( $M7.0, R70$ ) et ( $M7.2, R70$ ) versus les traces de ces derniers générés compatibles aux spectres de dimensionnement des sites (Montréal, C) et (Vancouver, C). Il est à noter que les signaux sismiques générés compatibles sont de même durée que les signaux originaux, juste les amplitudes au droit des fréquences de calibration  $T_j$  sont ajustées pas à pas au spectre de dimensionnement des sites cibles respectifs.

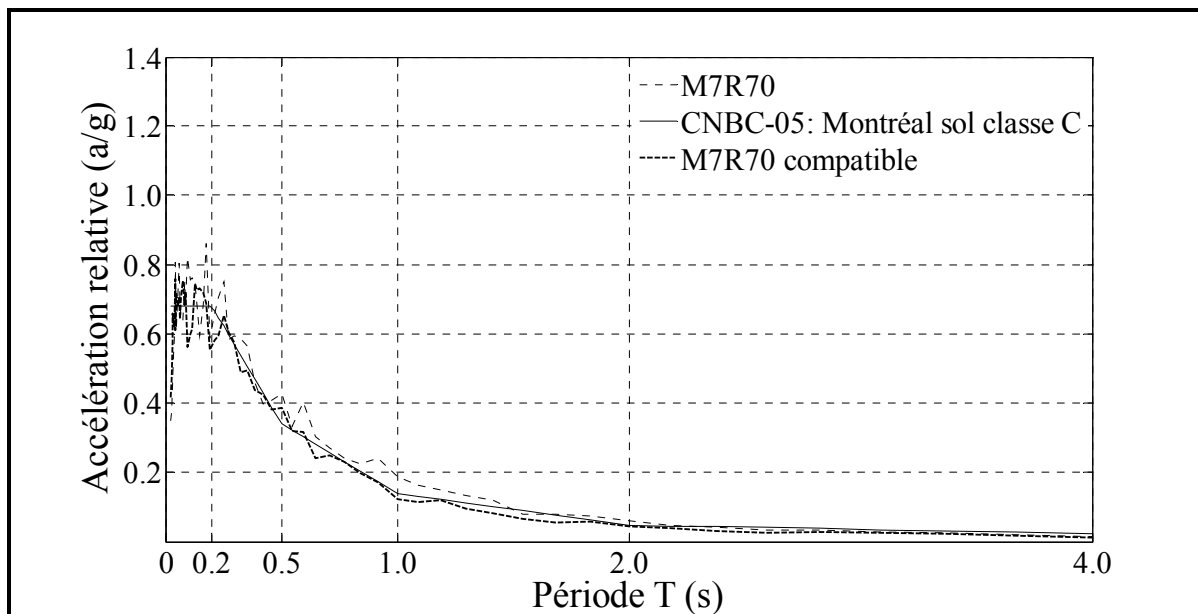


Figure 3.2 Signal sismique M7.0R70 généré compatible au spectre du sol de classe C de la ville de Montréal

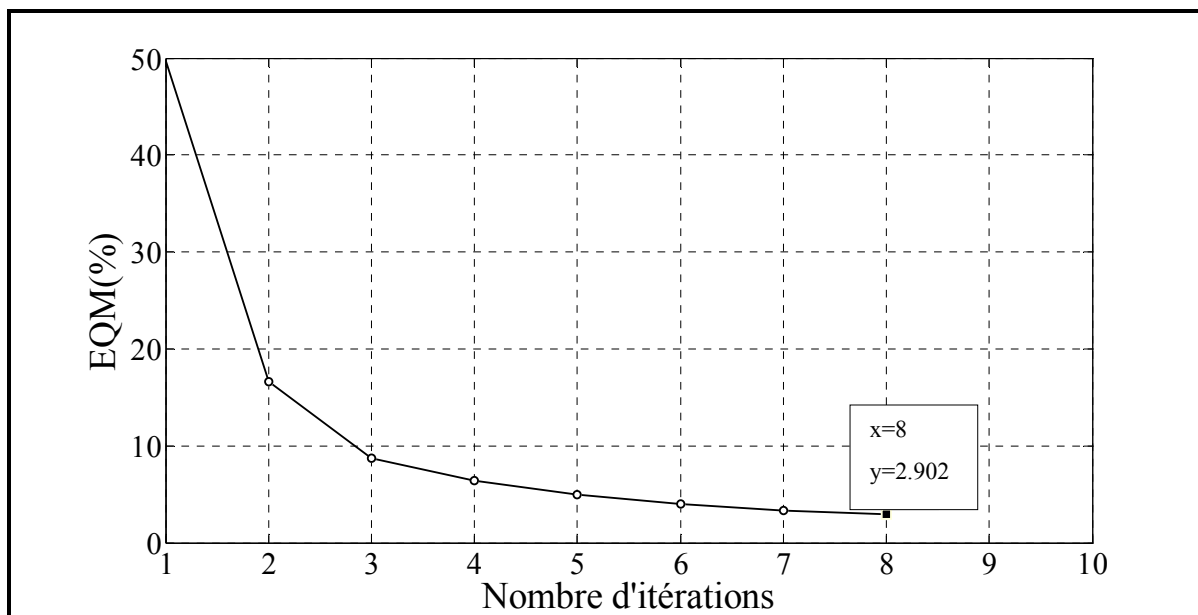


Figure 3.3 Variation de l'écart quadratique moyen (EQM) en fonction du nombre d'itérations- M7.0R70 vs Montréal C

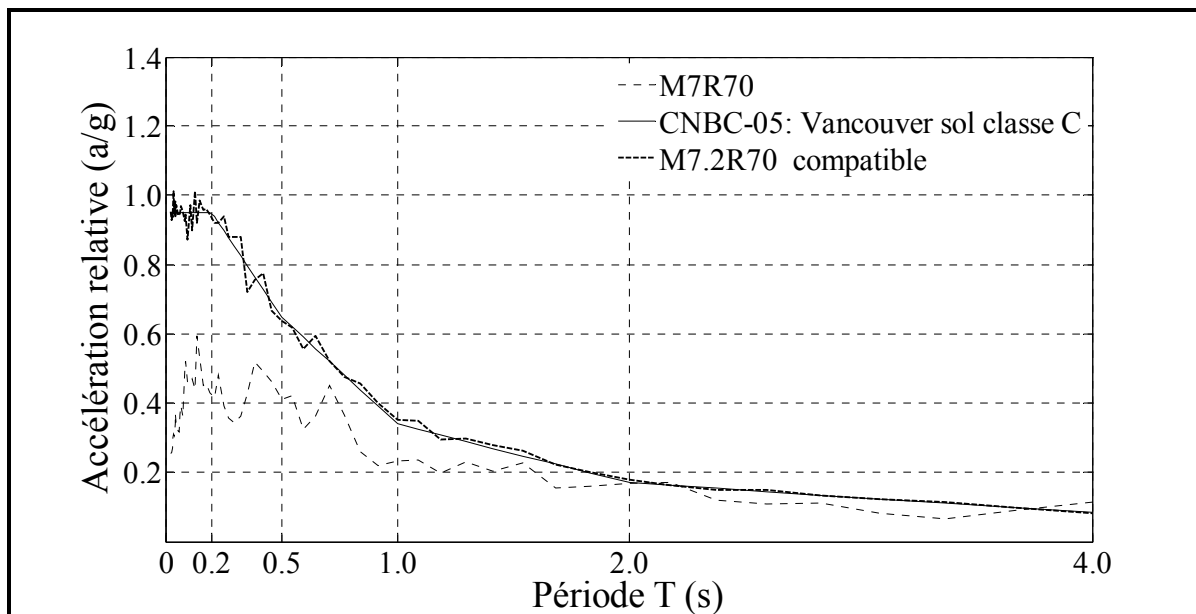


Figure 3.4 Signal sismique M7.2R70 généré compatible au spectre du sol de classe C de la ville de Vancouver

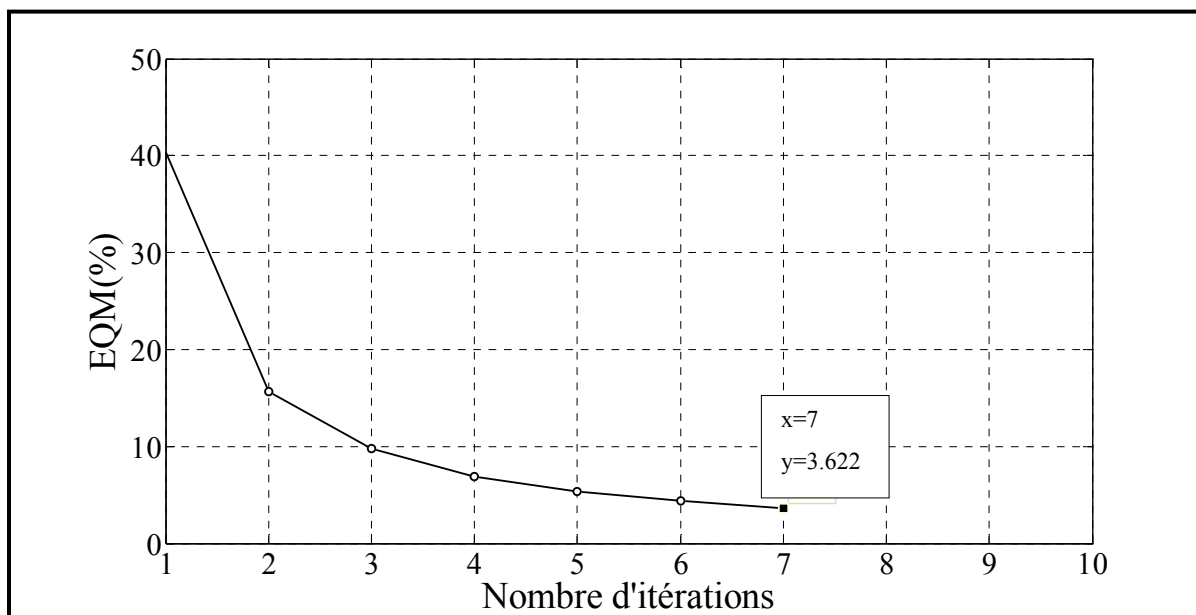


Figure 3.5 Variation de l'EQM en fonction du nombre d'itérations- M7.2R70 vs Vancouver C

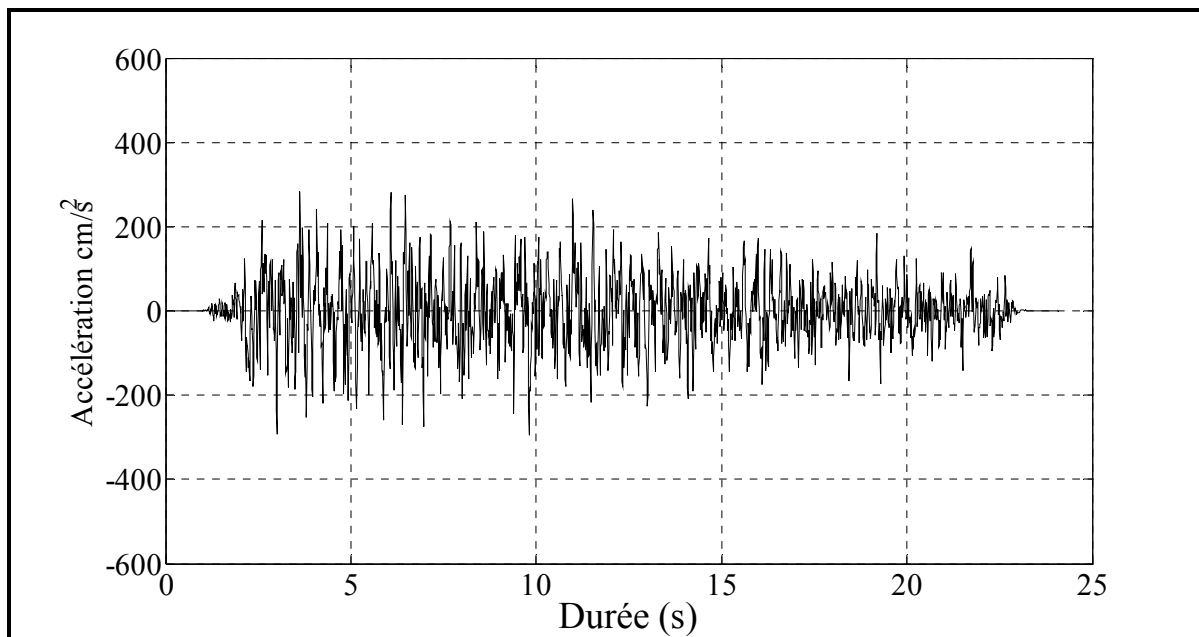


Figure 3.6 Trace du signal synthétique M7.0R70

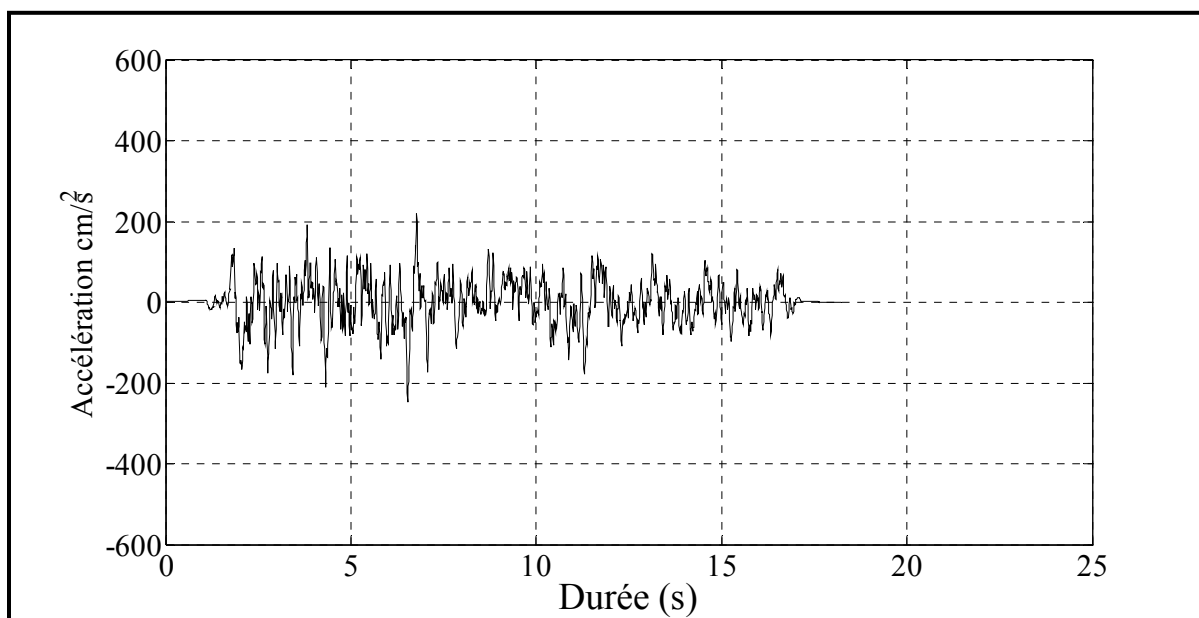


Figure 3.7 Trace du signal synthétique M7.2R70

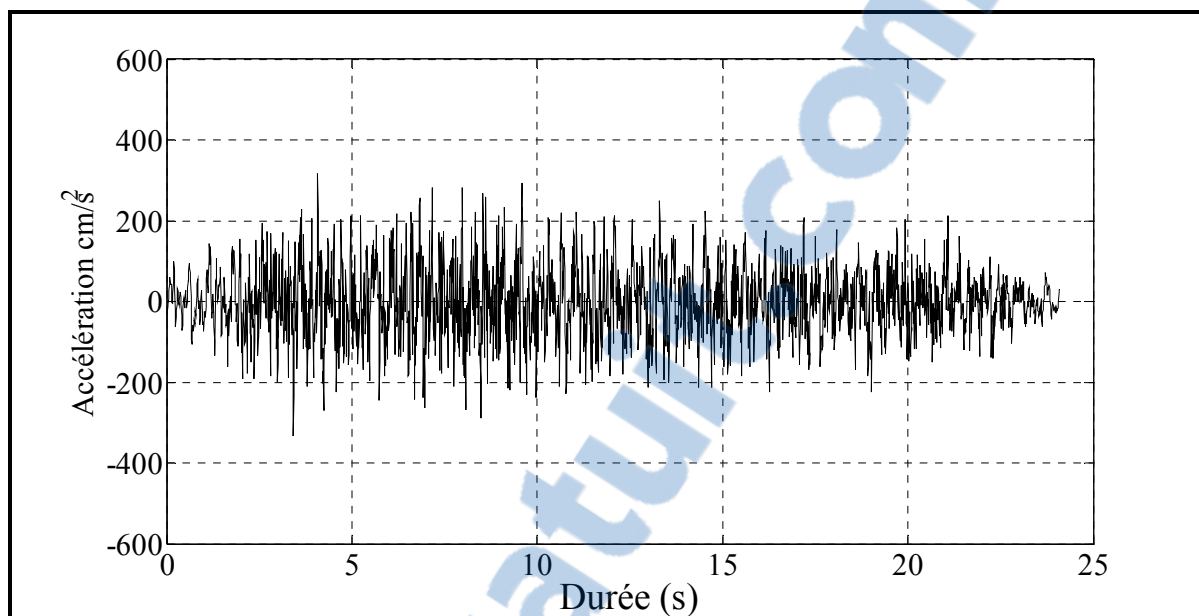


Figure 3.8 Trace du signal sismique M7.0R70 calibré compatible au spectre de dimensionnement du site (Montréal, C)

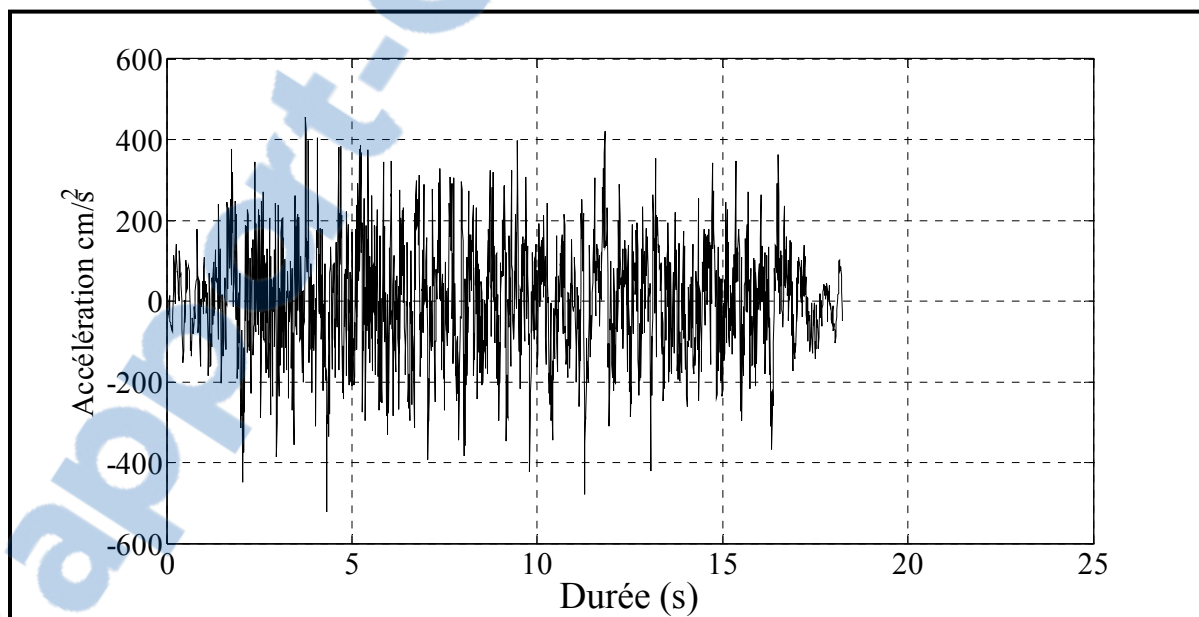


Figure 3.9 Trace du signal sismique M7.2R70 calibré compatible au spectre de dimensionnement du site (Vancouver, C)

Tableau 3.3 Valeurs discrètes du paramètre de la transformation en ondelettes

$q$	-50	-49	....	0	1	...	7	8
$j$	1	2	....	51	52	...	58	59
$s_j$	0.0131	0.0143	....	1.0000	1.0905	...	1.8340	2.0000
$T_j$	0.0263	0.0287	....	2.0000	2.1810	...	3.6680	4.0000

### 3.6.2 Sols de classe A, B, D et E

La démarche présentée dans les sections précédentes, appliquée à la calibration spectrale des signaux sismiques M7R70 et M7.2R70 aux spectres de calcul des sols de classe C, est généralisée aux autres classes de sol A à E. Les traces des signaux sismiques générés compatibles sont représentées dans la figure 3.10, a et b respectivement. Par ailleurs, les résultats de ces ajustements spectraux exprimés, pour chaque site (ville, classe de sol), en termes d'écart quadratique moyen (voir équation 3.12) et de nombre d'itérations nécessaires à la satisfaction du critère de convergence (voir équation 3.11), sont regroupés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Résultats de l'ajustement spectral des signaux sismiques M7.0R70 et M7.2R70 aux spectres de dimensionnement des sites (Montréal, A à E) et (Vancouver, A à E) respectivement

Classe de sol	Montréal		Vancouver	
	EQM (%)	Nb. Itérations	EQM (%)	Nb. Itérations
A	3.12	8	3.57	7
B	3.03	8	3.53	7
C	2.90	8	3.62	7
D	2.85	8	3.62	7
E	2.79	8	2.72	10

### 3.7 Conclusion

La démarche présentée permet de générer des signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement du Code pour les classes de sols A à E. La compatibilité, spectre du signal

sismique sélectionné versus spectre de dimensionnement du site cible, est obtenue pas à pas après quelques itérations seulement (moins de dix itérations). À chaque pas, le signal sismique sélectionné est calibré au droit des points de calibration de la démarche, 59 points répartis sur la plage des périodes du code  $0.0s \leq T \leq 4.0s$ . Pour illustrer la démarche, des signaux sismiques ont été générés compatibles aux spectres de dimensionnement des sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver, respectivement représentatives de la sismicité Est et Ouest canadienne, avec un écart spectral maximal inférieur à 10%. Ainsi générés, ces signaux sismiques sont prêts à l'utilisation et applicables à toute analyse sismique, indépendamment des périodes des modes de vibration qui contribuent les plus à la réponse dynamique du SRFS analysé. Cette démarche, non spécifique auxdites villes, peut à l'évidence être appliquée à toute autre localité canadienne; il suffit alors de considérer le spectre de dimensionnement du site cible (ville, classe de sol) et des diagrammes d'évolution (enregistrements historiques ou signaux sismiques synthétiques) représentatifs du risque sismique local.

Cette démarche pratique et innovante permet de rendre disponibles des signaux sismiques, nécessaires aux analyses temporelles, conformes aux exigences du Code. Elle permet de palier au manque voire à l'absence de signaux sismiques compatibles aux spectres de dimensionnement, en particulier pour les sols de classe A, E autre que C pour lesquels il n'y a ni enregistrements sismiques historiques, ni signaux synthétiques.

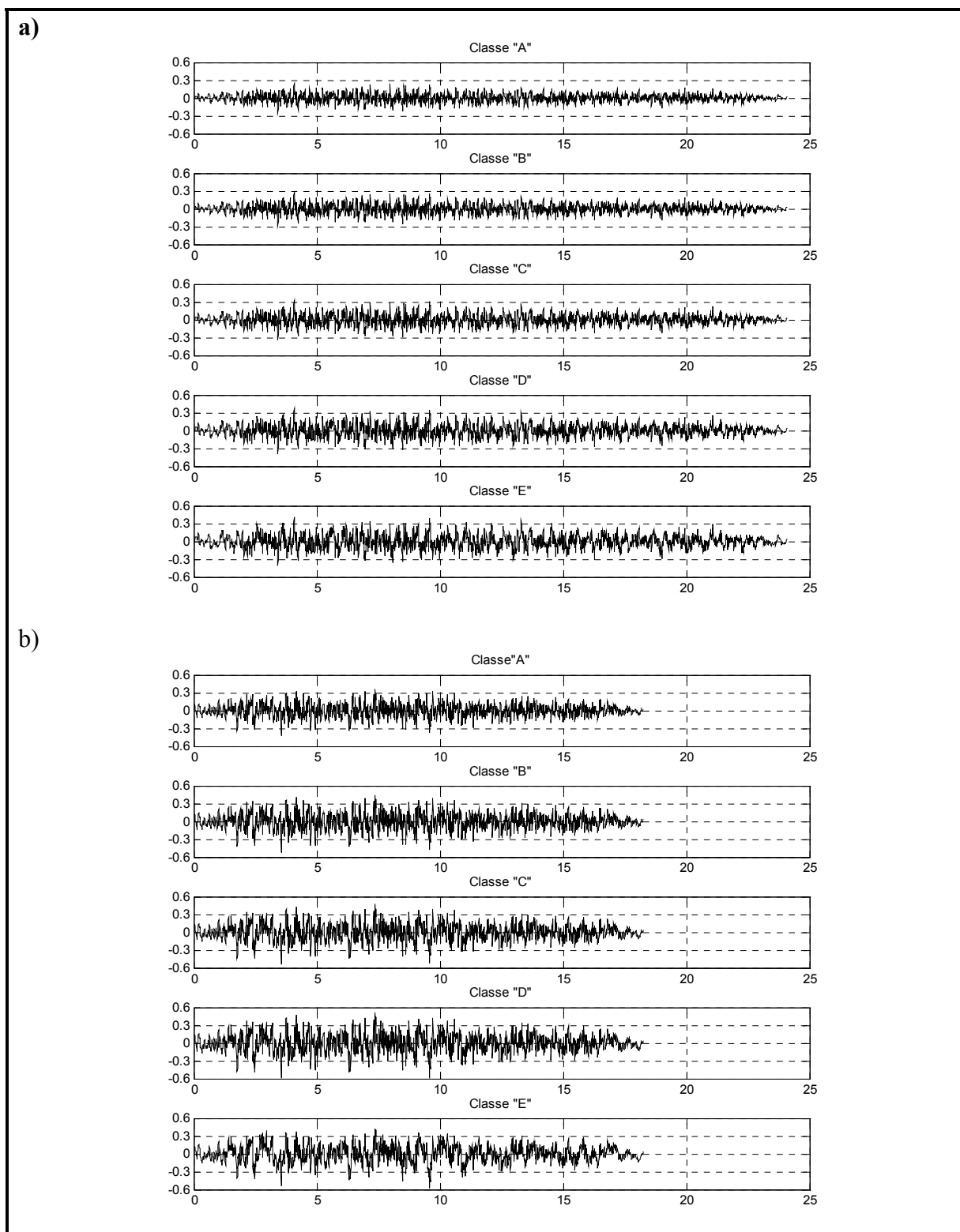


Figure 3.10 Signaux sismiques compatibles aux spectres de calcul du Code - sols de classe A à E des villes de a) Montréal; b) Vancouver



## CHAPITRE 4

### **PROPOSED SEISMIC SIGNALS GENERATED COMPATIBLE TO CNBC-05 DESIGN SPECTRA – PROPOSITION DE SIGNAUX SISMIQUES GÉNÉRÉS COMPATIBLES AUX SPECTRES DE DIMENSIONNEMENT DU CNBC-05**

Tewfik Benazza<sup>1</sup> et Omar Chaallal<sup>1</sup>,

<sup>1</sup>Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3  
9ième Conférence Nationale Américaine et 10ième Conférence Canadienne de Génie  
Parasismique July 25-29, 2010, Toronto, Ontario, Canada. Paper No 226.

#### **4.1 Résumé**

The National Building Code of Canada 2005 (NBCC-05) recommends the use of dynamic methods for the analysis of seismic resistant systems (SRS). In this context, when time history analysis is used, according to the NBCC, the selected seismic records should meet the following requirements: (i) be representative of the seismic hazard; (ii) have an acceleration spectrum compatible with the targeted design spectrum; and (iii) be sufficiently numerous. This paper presents seismic signals that were generated compatible to the design spectra from records that are representative of the seismic risk for Canadian seismic zones. The compatibility of these signals is complete because it is obtained by spectral calibration over the whole range of significant frequencies. The resulting calibrated seismic signals are readily available for use and are not specific to a particular SRS, but are applicable to any structural analysis regardless of the predominant vibration modes of the system analyzed. Using this method, seismic signals compatible with NBCC-05 design spectra have been developed for the Montreal (representative of the East) and Vancouver (representative of the West) regions and presented for soil classes A to E. Finally, a numerical example is provided to demonstrate the efficiency of the approach.

## 4.2 Introduction

Most modern seismic codes, including NBCC-05, recommend the use of dynamic methods for the seismic analysis of structures. To this end, two methods can generally be used:

- modal analysis, which is based on superposition of the spectral responses of the natural vibration modes; or
- time history analysis, the so-called "step-by-step" method, which is based on numerical integration of the equilibrium equation of the applied dynamic forces.

When modal analysis is used, the solution is straightforward and is obtained from the design acceleration spectra defined in clause 4.1.8.4 of the NBCC-05 standard. In fact, according to the new Canadian seismic map, each Canadian city is identified by its so-called UHS, or uniform hazard spectrum (see figure 1.2). The design spectra of five soil classes, A to E, ranging from hard rock to soft soil (see Table 4.1.8.4.A in NBCC-05), can be obtained by spectral adjustment of the UHS of each city using the soil coefficients  $F_a$  and  $F_v$  (Finn & Wightman, 2003) (see figures 1.4 and 1.5).

On the other hand, when step-by-step time history analysis is used, the seismic records should be not only representative of the seismic hazard of the city under consideration, but also compatible with the target design spectrum (commentary J-183, NBCC-05). However, given the very limited number of historical seismic records for most Canadian cities, the synthetic signals developed by Atkinson and Beresnev (1998) offer an interesting alternative solution. This is particularly true when it is known that for most soil classes other than the reference soil (class C), there are no signals available, synthetic or historic, except for very few cities. However, although specifically generated for the seismic hazard of the reference Canadian soils (soils of class C), these synthetic signals fail to meet the compatibility criteria as defined in NBCC-05. The alternative is therefore to modify these signals so that they meet the spectral compatibility requirements, i.e., they exhibit a sufficient degree of similarity of the signal spectrum to the target design spectrum (commentary J-183, NBCC-05). This modification can be accomplished by:

- a vertical shift of the acceleration spectrum at fundamental vibration mode, representing an amplification or attenuation of the seismic signal; or
- a calibration of the spectrum at each period of the vibration modes which contribute most to the dynamic response of the SRS under consideration.

The latter method is thought to be more appropriate because on the one hand, it meets the NBCC-05 requirements, and on the other hand, it generates step-by-step dynamic analysis results comparable to those from reference spectral analyses. However, although attractive, this solution is not practical for the structural engineer because it has to be repeated for each of the SRS under consideration, even if they are located in the same city and therefore are analyzed with reference to the same target design spectrum. The generalization of such an approach to the whole range of periods of NBCC-05 target design spectra will make it possible to generate seismic signals that are compatible and readily available for use.

### 4.3 Spectral Compatibility of a Seismic Signal with a Target Design Spectrum

The spectral compatibility of a seismic signal with a target design spectrum must be verified for the whole range of periods of the vibration modes that contribute most to the dynamic response of the SRS under consideration. The ordinates of the spectral accelerations must then be at least equal to the corresponding ordinates of the target spectrum.

#### 4.3.1 One-Degree-of-Freedom System

When the structure is a one-degree-of-freedom system or responds principally in its fundamental mode, spectral compatibility can easily be achieved by amplifying the seismic signal by the shift ratio  $\gamma$  (see equation 4.1) calculated at the period of the fundamental vibration mode as follows:

$$\gamma \geq \frac{S_{\text{target}}(T_1)}{S(T_1)} \quad (4.1)$$

Where  $S_{\text{target}}(T_1)$ ,  $S(T_1)$ , and  $T_1$  are respectively the target design spectral acceleration, the spectral acceleration of the seismic signal, and the period of the fundamental vibration mode of the structure being analyzed (see figure 4.1.a and table 4.2).

### 4.3.2 Multi-Degree-of-Freedom System

For a multi-degree-of-freedom system, spectral compatibility must be verified for the point corresponding to the fundamental period as well as for the periods of higher vibration modes (commentary J-183, NBCC-05). To this end, two calibration methods may be used, as described below.

#### 4.3.2.1 Spectral Compatibility by Vertical Shift of the Seismic Acceleration Spectrum

Spectral compatibility can be achieved by a vertical shift (see equation 4.2) of the acceleration spectrum (representing an amplification or attenuation of the seismic signal). This translation is then adjusted to coincide with the target design spectrum at the ordinate corresponding to the period of the fundamental vibration mode of the SRS being analyzed. However, the spectral accelerations of the seismic signal thus calibrated must be at least equal to the spectral acceleration of the target design spectrum for the periods of the higher vibration modes of the SRS being analyzed (figure 4.1.b). If they are not, then the seismic signal must be amplified or attenuated using the maximum shift ratio calculated over the range of these periods:

$$\gamma \geq \max_{i=1}^n \left( \frac{S_{\text{target}}(T_1)}{S(T_i)} \right) \quad (4.2)$$

where  $i$  designates the vibration mode considered and  $n$  the total number of modes considered for the modal analysis. However, this approach, although simple, often leads to overdesign. With reference to figure 4.1, table 4.2 and the results of the numerical example described below, it can be seen that for the fundamental mode, spectral compatibility requires a seismic signal attenuation of approximately 30% (see figure 4.1.a). However, this same

signal must be amplified by more than 40% to achieve spectral compatibility for higher modes (figure 4.2.b), resulting in a cumulative amplification of almost 70% at the period of the fundamental mode.

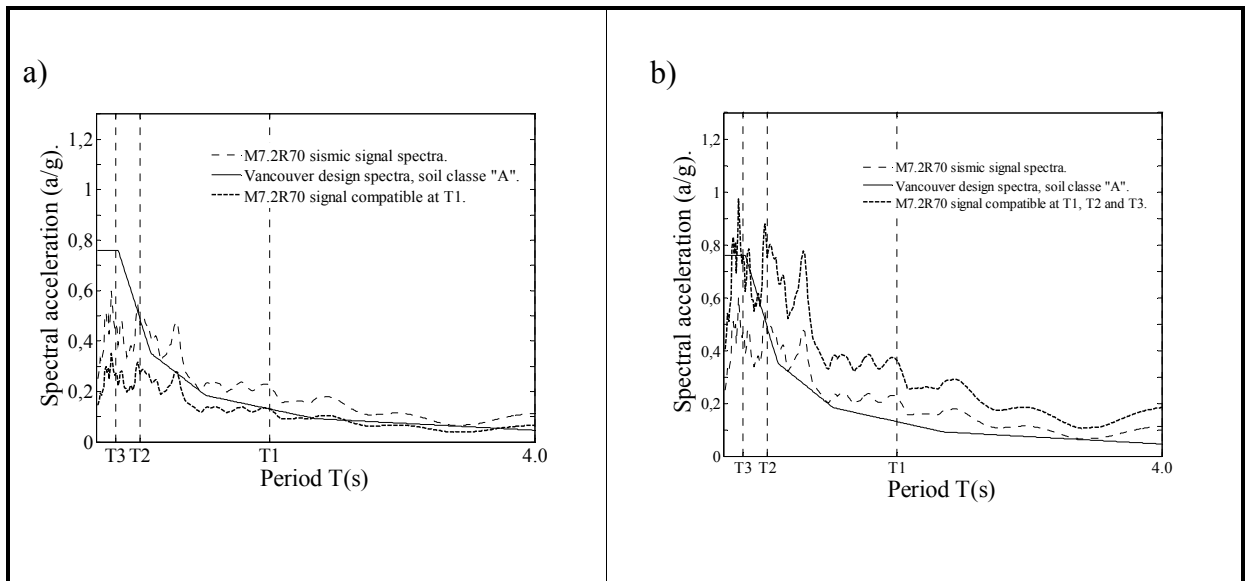


Figure 4.1 Spectral adjustment by vertical shift:  
a) at the fundamental mode period; b) at a higher mode period

#### 4.3.2.2 Spectral Compatibility by Multi-Ratio Calibration

When after spectral adjustment of a seismic signal at the period corresponding to its fundamental vibration mode, compatibility of the seismic signal spectrum with the target design spectrum is not achieved over the range of higher mode periods, the code permits modification of the seismic signal to meet code requirements (commentary J-184, NBCC-05). Spectral compatibility can then be obtained using a multi-ratio calibration. This approach, which is more refined than that described earlier, allows the seismic signal spectrum to converge toward the target design spectrum through a step-by-step procedure. At each step  $m$ , the seismic signal declined in the frequency domain is corrected using spectral ratios (see equation 4.3) calculated at frequencies corresponding to the periods  $T_j$  of the vibration modes under consideration:

$$\gamma_{m_j} = \frac{S_{target}(T_j)}{S_{m-1}(T_j)} \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (4.3)$$

Spectral compatibility can be considered to be achieved when at step  $m$ , the spectra are sufficiently close to each other at the calibration points. At each of these points, the maximum spectral ratio must be close to unity, as defined by the tolerance limit  $\epsilon$  used:

$$\max \left( \left| \frac{\gamma_{m_j} - 1}{\gamma_{m_j}} \right| \right) \leq \epsilon \quad (j=1,2,\dots,n) \quad (4.4)$$

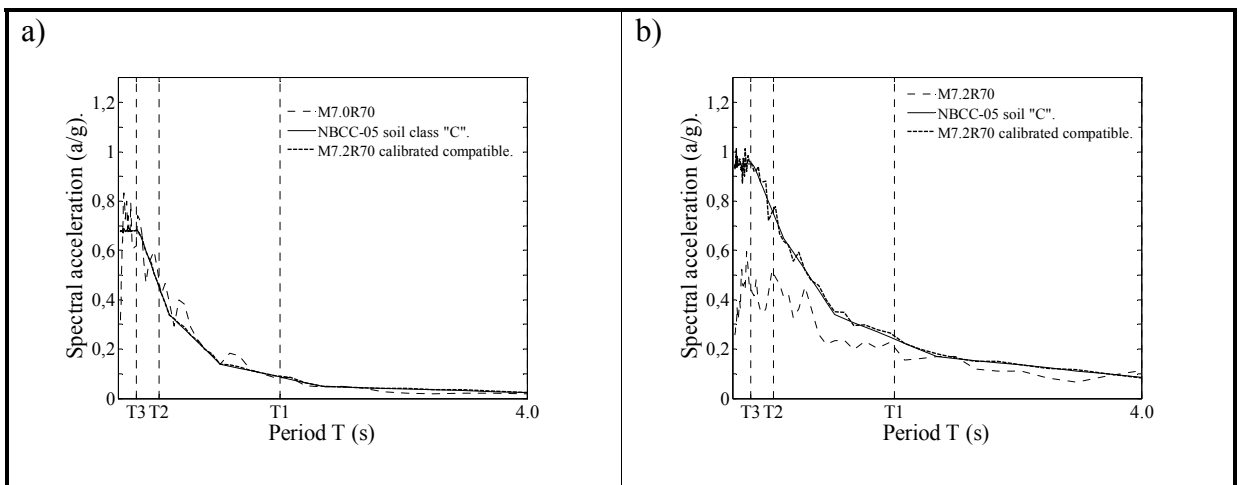


Figure 4.2 Response spectra of seismic signal (Atkinson and Beresnev, 1998), calibrated to be compatible to NBCC-05 design code spectra: a) Montreal; b) Vancouver

#### 4.3.2.3 Spectral Compatibility over a Range of Design Spectrum Periods

Note that the exercise described above is to be repeated for each of the SRS under consideration, even if each system is analyzed with reference to the same target design spectrum. This is because the periods of the contributing modes can vary considerably from one structural system to another. Therefore, generalization of this approach for all design spectrum periods will make it possible to generate compatible seismic signals ready for use, as described elsewhere (Benazza & Chaallal, 2009). Such calibrated signals are not specific

to one particular SRS, but are applicable to any structural analysis, regardless of the predominant vibration modes of the SRS under consideration (figure 4.2).

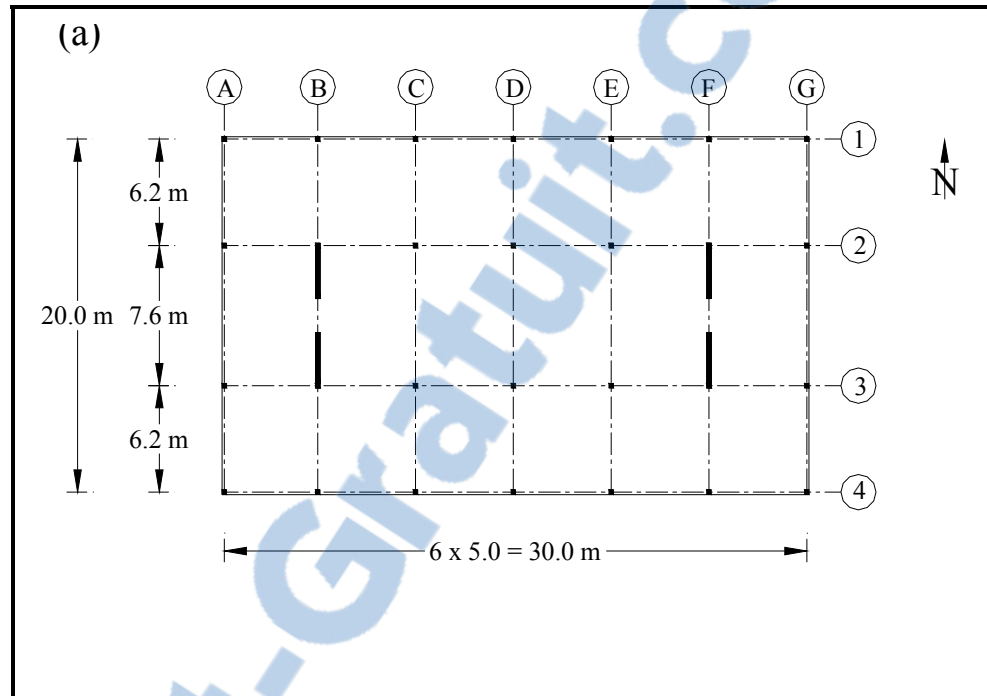


Figure 4.3 Plan view of coupled shear walls

#### 4.4 Application to Seismic Analysis of Coupled Shear Walls

To demonstrate the efficiency of the generation of compatible seismic signals (Benazza & Chaallal, 2009) with respect to those obtained by the vertical shift approach, results from linear dynamic analyses (spectral versus time history) carried out on coupled shear walls (CSW) are compared in table 4.3. The CSW are part of an SRS for a ten-story building located in Vancouver on soil classes A, C, and E (see figure 4.3). The spectral analyses used the design spectra corresponding to the city of Vancouver, whereas the time history analyses used calibrated versions of the M7.2R70 synthetic seismic signal (Atkinson & Beresnev, 1998), which is representative of the seismicity of Vancouver. For each of the soil classes, analyses were performed for the following three forms:

- M7.2R70 with no modification;

- M7.2R70 generated compatible to the target spectrum over the whole range of periods;
- M7.2R70 adjusted to the target spectrum by vertical shift at the period of the fundamental mode of vibration.

Table 4.1 Relative modal periods and weights

Mode	Période (s)	$W_i$ (%)	$SW_i$ (%)
1	1.576	71	71
2	0.404	16	87
<b>3</b>	<b>0.182</b>	<b>5</b>	<b>92</b>
4	0.106	3	95
5	0.070	2	97

Table 4.2 Shift ratios for M7.2R70 synthetic seismic signal

Mode	Soil Class		
	A	B	C
1	0.585	1.081	1.967
2	1.053	1.621	1.93
3	1.624	2.03	1.908
Max(1,2,3)	<b>1.624</b>	<b>2.03</b>	<b>1.967</b>
1 to 3	1.983	2.581	3.175

For the spectral analyses, the representativeness of the dynamic response of the CSW corresponding to the first three modes is acceptable because together these modes represent 90% of the total modal weight table 4.1. Consequently, the periods corresponding to the first three modes are sufficient to verify the spectral compatibility of M7.2R70 obtained by the vertical shift approach. The acceleration spectra of M7.2R70 which are respectively compatible to the design spectra for soil classes A, C, and E are presented in figure 4.4. The vertical shift ratios used to obtain spectral compatibility by vertical shift are given in table 4.2. Note that these coefficients can be high if compatibility over the whole range of intermediate periods between the lowest and the highest is desired (see the fifth row of table 4.2). Note also that the spectral accelerations obtained, which were made compatible by



successive spectral calibrations using wavelet transformations (Mallat, 2000; Soares & Montejo, 2005) were determined using a procedure described elsewhere (Benazza & Chaallal, 2009). All ordinates of these spectra feature a spectral deviation ratio—M7.2R70 generated compatible spectrum versus target spectrum—of less than 10% (see equation 4.4 and figure 4.4 to 4.6). The results of the dynamic analyses are summarized in table 4.3.

Table 4.3 Results of dynamic analyses - spectral versus time history

Analysis		Soil class					
		A		C		E	
		value	$\alpha$ %	value	$\alpha$ %	value	$\alpha$ %
<b><math>\Delta</math> (m)</b>							
Modal-Spectral		0.118		0.217		0.394	
Temporal	1	0.204	42	0.204	-6	0.204	-93
	2	<b>0.125</b>	<b>6</b>	<b>0.231</b>	<b>6</b>	<b>0.409</b>	<b>4</b>
	3	0.331	64	0.414	48	0.401	2
<b><math>M</math> (kN.m)</b>							
Modal-Spectral		466		820		1402	
Temporal	1	693	33	693	-18	693	-102
	2	<b>487</b>	<b>4</b>	<b>872</b>	<b>6</b>	<b>1459</b>	<b>4</b>
	3	1125	59	1407	42	1363	-3
<b><math>T</math> (kN)</b>							
Modal-Spectral		79		131		209	
Temporal	1	103	23	103	-27	103	-103
	2	<b>75</b>	<b>-5</b>	<b>132</b>	<b>1</b>	<b>213</b>	<b>2</b>
	3	128	38	209	37	203	-3

Where:

- $\Delta$  is the top displacement of the CSW;
- $M$ , the base bending moment in each of the wall segments;
- $T$ , the base shear force in each of the wall segments;
- $\alpha$ , the deviation ratio with respect to the spectral solution; and
  - 1 is Temporal analysis achieved seismic with signal M7.2R70;

- 2, with M7.2R70 generated compatible over whole range of periods to the target spectrum; and
- 3 with signal M7.2R70 calibrated compatible to target spectrum at the three first periods of CSW mode vibration.

#### **4.5 Conclusion**

This paper has shown that seismic signals generated to be compatible with a target design spectrum using a generalized multi-factor point-by-point calibration method are adequate and can be used for step-by-step dynamic analyses. They yield time history analysis results comparable to those from reference spectral analysis. In addition, these signals are not specific to one particular SRS, but are applicable to any structural analysis, regardless of the predominant vibration modes of the SRS under consideration. The spectra of these signals are close, within  $\pm 10\%$ , to the target design spectrum. They are obtained to be compatible to the design spectra for soil classes A to E in the same way that the design spectra are obtained by spectral calibration of the UHS corresponding to the city under consideration. This contrasts with the results obtained using the vertical shift technique with a unique shift ratio, which can grossly and unduly lead to overdesign.

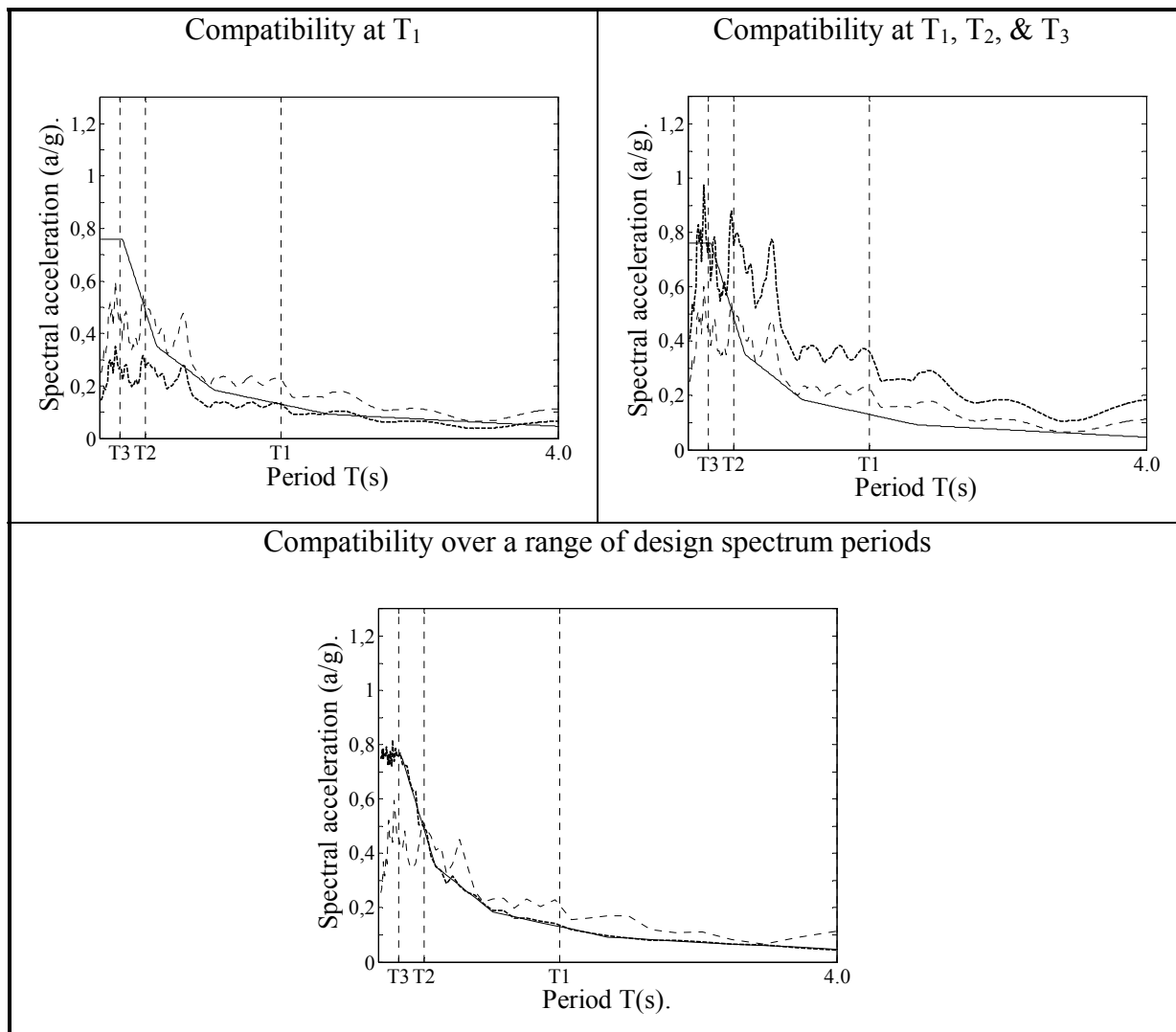


Figure 4.4 Spectrum compatibility for design - soil class A

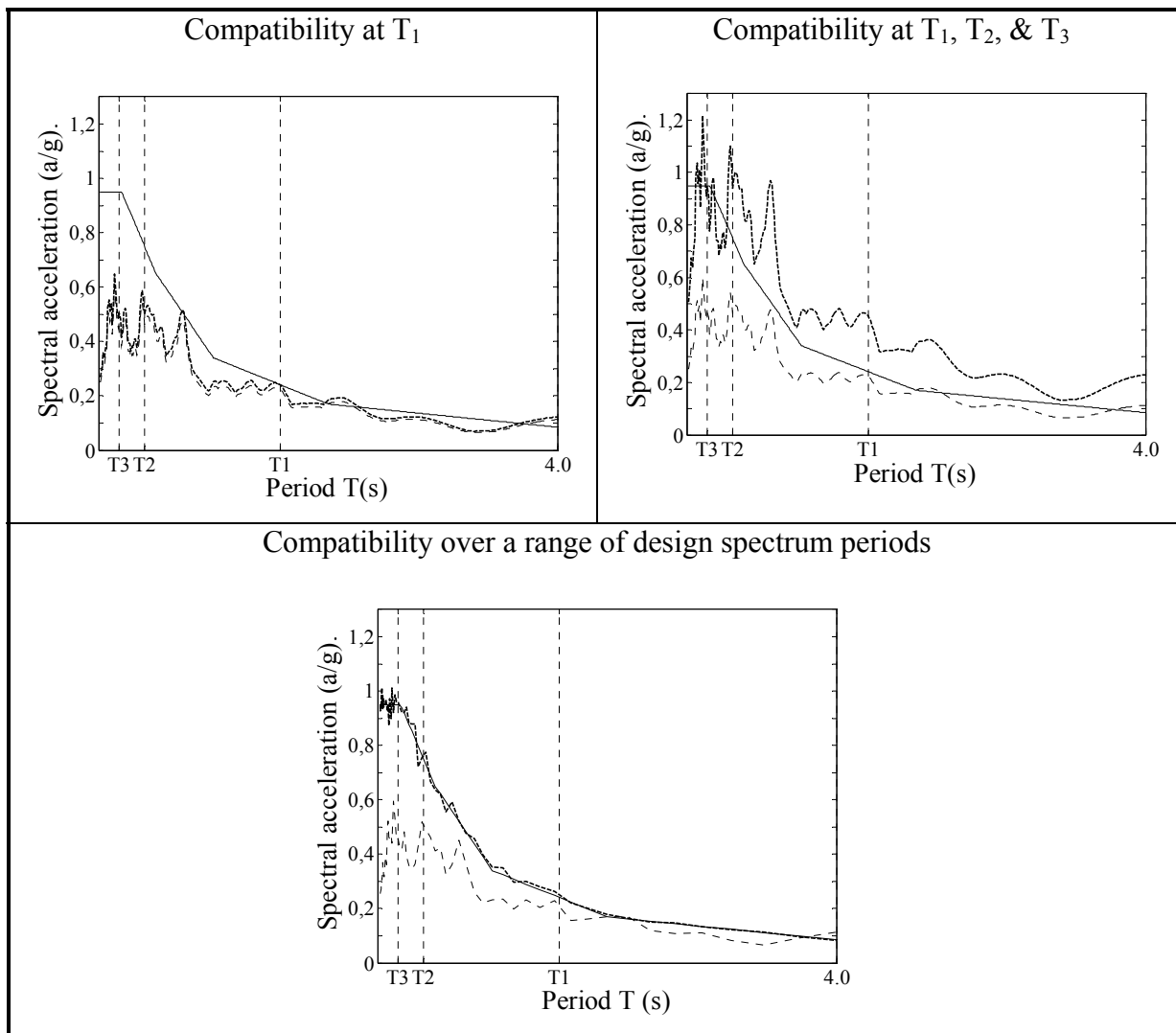


Figure 4.5 Spectrum compatibility for design - soil class C

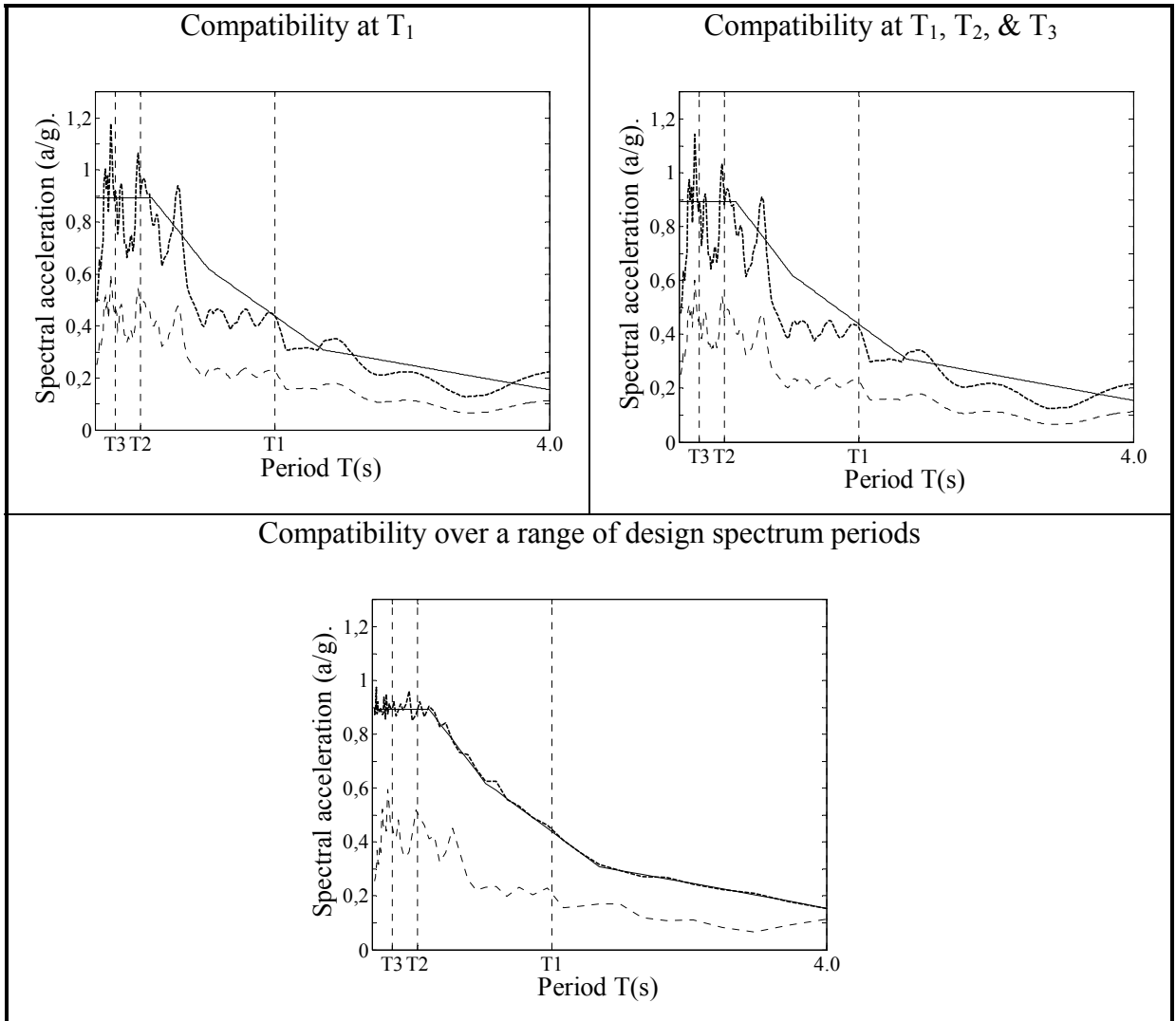


Figure 4.6 Spectrum compatibility for design - soil class E



## CHAPITRE 5

### DEMANDE EN CISAILLEMENT DANS LES MURS DE REFENDS DES SYSTÈMES COUPLÉS ET PARTIELLEMENT COUPLÉS – PROPOSITION DE FACTEURS DE RÉDUCTION DE FORCE POUR LE CISAILLEMENT

Tewfik Benazza<sup>1</sup> et Omar Chaallal<sup>1</sup>,

<sup>1</sup>Département de génie de la construction, École de technologie supérieure,  
1100 Notre-Dame Ouest, Montréal, Québec, Canada H3C 1K3  
Article soumis à la revue canadienne du génie civil en Mai 2011

#### 5.1 Résumé

À défaut d'une évaluation fiable de la demande en cisaillement à partir des analyses linéaires, la norme de béton en vigueur au Canada prescrit une capacité maximale en cisaillement. Celle supérieure à la plus petite valeur entre  $V_e/1.3$  et  $V_p$ , où  $V_e$  désigne la demande élastique (pondérée non réduite) en cisaillement et  $V_p$ , celle engendrée par le développement de la capacité probable en flexion. Des investigations analytiques, impliquant 480 analyses dynamiques non linéaires, sur la demande en cisaillement à la base des murs de refend de systèmes couplés et/ou partiellement couplés, dimensionnés conformes aux exigences sismiques canadiennes en vigueur, ont cependant révélé que ce minimum de capacité peut, dans certains cas, s'avérer insuffisant. Dans 8.5% des cas analysés la demande en cisaillement non linéaire,  $V_{nl}$ , s'est avérée supérieure au minimum prescrit de capacité en cisaillement. Dans ce contexte, des facteurs de réduction de force permettant de cibler de façon objective et rationnelle la demande en cisaillement, sont proposés. Les résultats de cette étude concernent 3 nombre d'étages (10, 20 et 30), deux degrés de couplages (0.6 et 0.7), deux villes (Montréal et Vancouver), 5 classes de sol (A à E) et huit signaux sismiques compatibles au spectre de dimensionnement pour chaque site (ville, classe de sol), soit 80 signaux sismiques distincts au total.

**Mots clés** : demande en cisaillement, distribution de l'effort de cisaillement, mur de refend, degré couplage, béton, signaux sismiques compatibles, analyse non linéaire.

## 5.2 Introduction

La présence de murs de refend (MR), dans le système de résistance latérale des bâtiments multi-étagés, devient indispensable tant techniquement qu'économiquement à partir d'un certain nombre d'étages. Ils ont pour rôle d'assumer (généralement à eux seuls) dans la direction de leur plan principal, la stabilité requise vis-à-vis des actions latérales majeures représentatives du risque du site (séismes, vents, chocs violents, explosions...). La rigidité latérale importante de cet élément structural contribue significativement à la reprise de l'effort de cisaillement en particulier à la base des bâtiments, limite leur glissement global mais aussi inter-étage et protège les éléments non structuraux des conséquences dommageables pouvant être induites lors des événements majeurs. Lorsque les MR sont jumelés et solidarisés à chaque niveau par des poutres dites de couplages (PC) garantissant une interaction effective MR-PC, le complexe ne fait plus qu'un. On parle alors, dépendamment du degré de couplage ( $DC^1$ ) (Park et Paulay 1975; Chaallal et al. 1996), de systèmes de murs de refend (MR) couplés lorsque le  $DC \geq 2/3$  sinon ils sont dits partiellement couplés ( $DC < 2/3$ ).

Les systèmes de MR, dont l'efficacité n'est plus à démontrer, associent la rigidité latérale importante des MR à la capacité ductile engendrée par les poutres de couplage; et ils le sont d'autant plus, lorsqu'ils sont conçus conformes au principe du dimensionnement en capacité. Ce concept, intégré aux Codes et/ou normes modernes est garant d'une dissipation maximale de l'énergie induite lors des événements sismiques majeurs. Il permet (entre autre) le développement de la pleine capacité en flexion (voire même des incursions en phase post-élastique) avant que la capacité en cisaillement ne soit entamée dans les sections critiques. Le but louable est alors d'écarter tout risque de ruine prématuré de type fragile (en cisaillement).

---

<sup>1</sup>  $DC = Nl / (M_1 + M_2 + Nl)$  où  $l$  désigne l'entraxe entre MR et N,  $M_1$  et  $M_2$  respectivement l'effort normal à la base dû au cumul des efforts de cisaillement dans toutes les PC et les moments fléchissants à la base des MR 1 et 2, engendrés par un chargement triangulaire inversé.



Néanmoins, plusieurs études récentes montrent que la demande en cisaillement peut être largement sous estimée dans les sections critiques des MR ductiles, en particulier dans celles qui ont développé des rotules plastiques à leurs bases (Filiatrault et al. 1994; Tremblay et al. 2001; White et Ventura 2004; Rad et Adebar 2008). Elles révèlent en particulier, que la demande en cisaillement, dans ses sections en phase post-élastique, continue à croître avec l'accélération sismique (Adebar 2008). On parle alors d'amplification dynamique non linéaire de la demande en cisaillement. Dans les systèmes de MR, le phénomène est plus complexe à cerner car il s'agit d'une interaction active entre les MR du système. La distribution de la demande en cisaillement, entre les sections contiguës de béton à la base des MR, peut être fortement inéquitable en particulier, au moment du pic d'accélération où la demande de déformation inélastique (de ductilité en rotation) dans ces sections peut être très importante (Chaallal et Gauthier 2000). Pour des systèmes symétriques, cette distribution de la demande en cisaillement, entre les sections de béton en phase post-élastique, peut être supérieure à la proportion 25%-75% loin du 50%-50% en phase élastique. La demande en cisaillement engendré à la base du MR le plus sollicité peut alors être beaucoup plus importante qu'attendu et il n'est pas garanti que celle-ci soit inférieure au minimum de capacité prescrit par la norme canadienne *Calcul des ouvrages en béton* (Association canadienne de normalisation) ci-après notée A23.3 (voir équation 1.50).

L'effort de recherche mené durant ces dernières décennies a permis de couvrir beaucoup d'aspects concernant le comportement dynamique des systèmes de MR situés en zones sismiques (Paulay 1971a, 1971b; Chaallal et al. 1995; X. Lu and Y. Chen 2005; Boivin et Paultre 2010). Cependant, certains aspects, essentiellement liés à la nature aléatoire des mouvements de sol et au caractère relativement complexe du comportement en cisaillement des éléments structuraux en béton, restent peu ou mal documentés. Cet article a été motivé par les exigences sismiques nouvelles sous jacentes à l'adoption, par le Code national du bâtiment - Canada 2005 (CNBC-2005), de la nouvelle carte d'aléa sismique (Adams et Halchuk 2003). Son objectif principal est l'étude du comportement dynamique des systèmes de MR en zones sismiques canadiennes.

Les objectifs spécifiques consistent à :

- mettre en évidence et quantifier l'influence des paramètres d'étude (nombre d'étages du système de MR, type de couplage et risque sismique du site); et
- proposer un facteur de réduction de force,  $R_V$ , pour le cisaillement permettant d'évaluer de façon objective et rationnelle la demande en cisaillement dans les MR des systèmes couplés.

Cette étude concerne trois hauteurs de systèmes de MR (10, 20 et 30 étages), deux degrés de couplages (0.6 et 0.7), deux villes (Montréal et Vancouver), cinq classes de sol (A à E) et huit signaux sismiques compatibles au spectre de dimensionnement pour chaque site (ville, classe de sol).

### 5.3 Conception et dimensionnement des systèmes de MR

La conception et le dimensionnement des systèmes de MR sont respectivement gouvernés par les clauses du Code et de la norme de béton en vigueur.

#### 5.3.1 Exigences du Code

Le Code national du bâtiment consacre les méthodes dynamiques comme méthode de référence à toute analyse sismique des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) des bâtiments multi-étagés. Néanmoins, le calcul de la demande en cisaillement, totale à la base, déterminée à partir de la méthode pseudo-statique (voir équation 5.2), demeure incontournable. Cet effort de référence, bien que réservé au dimensionnement des SRFS de hauteur limitée et situés en zone de faible sismicité (clause 4.1.8.7 du Code), représente le minimum requis de capacité en cisaillement quelque soit la méthode d'analyse adoptée. La capacité en cisaillement,  $V_r$ , du SRFS analysé doit vérifier la relation ci-dessous :

$$V_r \geq \max \left( V_{\text{base,dyn.}}^e \frac{I_E}{R_d R_o}, \alpha V_{\text{base,st.}} \right) \quad (5.1)$$

où  $V_{\text{base,dyn.}}^e$  désigne l'effort de cisaillement élastique total à la base calculé à partir d'une analyse dynamique linéaire du SRFS;  $I_E$ , le coefficient du risque sismique de l'ouvrage;  $R_d$  et  $R_o$  respectivement les coefficients de ductilité et de surrésistance (*overstrength*) du SRFS (voir tableau 4.1.8.9 du CNBC-05); le facteur  $\alpha$  prend la valeur 0.80 sauf en présence d'irrégularités structurales du SRFS où il vaut 1.0 (tableau 4.1.8.6 du CNBC-2005).

Par ailleurs, conformément à la clause 4.1.8.11 du CNBC-2010,  $V_{\text{base,st.}}$  est calculé à partir de l'expression ci-dessous:

$$V_{\text{base,st.}} = S(T) M_V \frac{I_E}{R_d R_o} W \quad (5.2)$$

où  $S(T)$  désigne l'accélération spectrale de dimensionnement, comme suit :

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0.2) & \text{si } T \leq 0.2s \\ \min(F_a S_a(0.2), F_v S_a(0.5)) & \text{si } T = 0.5s \\ F_v S_a(1.0) & \text{si } T = 1.0s \\ F_v S_a(2.0) & \text{si } T = 2.0s \\ F_v S_a(2.0)/2 & \text{si } T \geq 4.0s \end{cases} \quad (5.3)$$

Dans la relation ci-dessus,  $T$  désigne la période du mode fondamental de vibration du bâtiment analysé;  $S_a(0.2)$ ,  $S_a(0.5)$ ,  $S_a(1.0)$ , et  $S_a(2.0)$  les points caractéristiques du spectre uniforme du risque sismique (*UHS : uniform hazard spectrum*) de la ville considérée (voir tableau C-2, annexe C du CNBC-2010);  $F_a$  et  $F_v$  respectivement les coefficients d'accélération au sol et de vitesse au sol (Finn et Wightman 2003) permettant de construire à partir de l'*UHS* de l'emplacement considéré (ville, agglomération, zone urbaine...) (voir figure 1.1), les spectres de dimensionnement pour les classes de sol A à E (tableau 4.1.8.4.A, CNBC-2010) (voir figure 1.4 et 1.5).

### 5.3.2 Exigences de la norme de béton

Le dimensionnement des systèmes de murs de MR, explicité en détail dans Benazza et Chaallal (2009), repose sur trois exigences principales ayant trait à : (i) la résistance en flexion; (ii) la résistance au cisaillement; et (iii) la ductilité.

#### 5.3.2.1 Résistance en flexion des MR

La résistance en flexion des MR du système s'articule principalement autour des clauses 21.6.8.8 et 21.6.8.11 de A23.3-2004/2009 dont l'objectif principal est d'assurer une dissipation maximale de l'énergie sismique induite sans perte significative de résistance dans les sections critiques. Ces clauses, en accord avec le concept de dimensionnement en capacité (*capacity design*), visent au respect de la hiérarchie souhaitée des concentrations de déformations inélastiques (rotules plastiques) lors des événements sismiques majeurs; idéalement, aux extrémités de toutes les poutres de couplage avant dans les MR à la base puis vers les étages supérieurs. Cependant, seule une analyse en poussée progressive dite "push-over" (voir FEMA 356, Euro code 98) est à même de révéler si le dimensionnement respecte bien un tel scénario.

#### 5.3.2.2 Résistance en cisaillement

Pour éviter tout risque de ruine prématurée de type fragile, la capacité en flexion des sections critiques doit être atteinte avant celle en cisaillement. Il est requis alors, que cette dernière soit supérieure à la plus petite valeur entre :

$$V_p = V_f \frac{M_p}{M_f},$$

l'effort de cisaillement engendré par le développement de la capacité probable

en flexion,  $M_p$ ; et

l'effort de cisaillement résultant de la sollicitation pondérée, incluant l'effet sismique, et calculé à partir du produit  $R_d R_o = 1.3$ .

soit :

$$V_r \geq \min(V_p, V_e / 1.3) \quad (5.4)$$

où  $M_p$  est déterminé à partir des coefficients de résistance pour les matériaux acier et béton  $\phi_s = \phi_c = 1$  et une résistance caractéristique de l'acier d'armature  $f_s = 1.25 f_y$ .

### 5.3.2.3 Capacité ductile

La capacité ductile des sections critiques tant à la base de MR qu'aux extrémités des PC doit être supérieure à la demande. Il s'agit alors, conformément aux clauses 21.6.7.3 et 21.6.8.4 de la norme de béton, de vérifier que  $\theta_{ic} \geq \theta_{id}$  ; où  $\theta_{ic}$  et  $\theta_{id}$  désignent respectivement la capacité et la demande en rotation inélastique (White et Adebar 2004).

## 5.4 Systèmes de MRC analysés

### 5.4.1 Description et dimensionnement des MRC

Les systèmes de MRC considérés dans cette étude font partie de SRFS de bâtiments typiques à usage de bureaux, de hauteurs variables (10, 20 et 30 étages) et situés dans les villes de Montréal et de Vancouver. Deux degrés de couplage significatifs ( $DC=0.7$  et  $DC=0.6$ ) par site (ville, classe de sol A-E) et par hauteur (nombre d'étages) sont également considérés pour représenter respectivement les systèmes de MR couplés et partiellement couplés couramment rencontrés. Les éléments PC et segments de MR sont dimensionnés conformes aux exigences du CNBC-2010 et aux prescriptions de la norme de béton A23.3-2004/2009 (voir figure 1.9).

Par ailleurs, pour un nombre d'étages et un DC fixés :

- la disposition en plan des systèmes de MR et les dimensions des sections transversales des poutres de couplage et des MR (voir la figure 2.1.a et le tableau 2.2) sont établies et

validées pour le site de référence (Montréal, C) puis généralisées aux autres sites; néanmoins

- la masse sismique est adaptée à chaque site conformément à l'équation (5.5) ci-dessous, de sorte que l'effort de cisaillement total à la base, déterminé à partir de l'équation (5.2), soit égal à celui du site de référence.

$$W_{\text{site}} = \frac{(SM_v W)_{\text{Montréal, C}}}{(SM_v)_{\text{site}}} \quad (5.5)$$

Dans l'équation (5.5), le poids sismique pour le site cible,  $W_{\text{site}}$ , est déterminé par approximations successives, en particulier lorsque la période de calcul de la méthode pseudo-statique,  $T_{\text{calcul}} = \min(T_1, 2 \times T_a, 2.0\text{s})$ , est égale à la période du premier mode de vibration,  $T_1$ . Cette dernière est obtenue à partir de l'analyse modale du MRC considéré, à l'aide du logiciel SAP2000 (Computers & Structures, Inc. 2000) (voir les tableaux 2.3 et 2.4). Dans ce qui précède,  $T_a$  désigne la période du mode fondamental de vibration du Code :  $T_a = 0.05h_n^{3/4}$  (voir l'alinéa 4.1.8.11.3.c du CNBC-2010). Par ailleurs, le plafonnement de la période de calcul permet de garantir au système de MR analysé un minimum de capacité en cisaillement.

- la répartition des efforts internes due à l'action sismique  $E$ , est celle obtenue à partir de la superposition modale des réponses spectrales (analyse dynamique linéaire) et ajustée si nécessaire au minimum requis, de sorte que dans chaque cas l'effort de cisaillement total à la base soit au moins égal  $0.8 \times V_{\text{base, st}}$  (voir l'équation 5.1);
- le renforcement des éléments des systèmes de MR (voir les tableaux 5.1 à 5.6 ci-dessous) est déterminé dans chaque cas à partir des efforts internes obtenus sous combinaison sismique  $D+0.5L+E+0.25S$ , où  $D$ ,  $L$  et  $S$  désignent respectivement le poids des charges permanentes et des équipements fixes, la surcharge d'exploitation et le poids de la neige sur la toiture.

### 5.4.2 Modèle analytique

Conformément au commentaire 9.2.2.4 de la norme de béton CSA A23.3-2004/2009, les systèmes de MR peuvent être modélisés comme des cadres résistants aux moments, composés de deux poteaux larges (les MR) entretoisés à chaque niveau par les PC (voir la figure 2.1.c). Ces dernières sont prolongées par des extensions rigides jusqu'aux axes de référence des MR pour simuler la rigidité en flexion très importante des segments de mur sur la hauteur d'étage. D'autre part, à chaque étage, la masse tributaire à chaque MR est supposée ponctuelle, concentrée à l'intersection de l'axe de référence du MR avec celui de la PC qui s'y encastre.

### 5.4.3 Rigidités effectives des éléments PC et MR

Pour tenir compte de l'état fissuré des éléments PC et MR, particulièrement mis à rude épreuve lors des événements sismiques majeurs, juste une proportion dite effective des rigidités brutes est à considérer lors des analyses dynamiques tant linéaires que non linéaires. Différentes proportions ont été recommandées dans la littérature (Park et Paulay 1975; Wallace et Moehle 1992; Paulay et Priestley 1992) ce qui n'a pas manqué d'influencer les versions successives des normes de béton. Celle en vigueur au Canada (voir tableau 21.1, CSA A23.3-2004/2009) prescrit comme suit, pour les :

- murs de refend :  $\left( \alpha_w = 0.6 + \frac{P_s}{f'_c A_g} \right)$  applicable autant pour la rigidité de flexion que celle axiale. Dans  $\alpha_w$ ,  $P_s$ ,  $f'_c$  et  $A_g$  représentent respectivement l'effort axial pondéré sous charges gravitaires, la résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours et la section brute de béton du MR.
- poutres de couplage :
  - en flexion : 0.40 si le renforcement est longitudinal et 0.25 s'il est diagonal; versus
  - en cisaillement, respectivement 0.15 et 0.45.

Tableau 5.1 Renforcement des murs de refend de hauteur 10 étages -  
disposition et dimension

DC	Site	Renforcement					
		A <sup>concentrée</sup>		A <sup>repartie</sup>			
		Zone plastique	Zone courante				
0,60	Montréal	A	4×20M+4×15M	4×15M+4×10M	2×10M@220 mm		
		B					
		C					
		D					
		E					
	Vancouver	A	4×20M+4×15M	4×15M+4×10M	2×10M@220 mm		
		B					
		C					
		D				8×20M	8×15M
		E				10×20M	10×15M
0,70	Montréal	A	4×15M+4×10M	8×10M	2×10M@225 mm		
		B					
		C					
		D					
		E				4×20M+4×15M	2×15M+6×10M
	Vancouver	A	2×20M+6×15M	2×15M+6×10M	2×10M@225 mm		
		B		4×15M+4×10M			
		C	4×25M+4×20M	4×20M+4×15M			
		D	8×25M	8×20M			
		E	8×25M	8×20M		2×10M@180 mm	



Tableau 5.2 Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 10 étages - disposition diagonale de l'armature principale

Site	Classe de sol	DC=0.6		DC=0.7		
		Niveau	Armature	Niveau	Armature	
Montréal	A	1+10	2×(4×10M)	1 +6:10	2×(15M+2×10M)	
		2:9	2×(4×15M)	2:5	2×(2×15M+10M)	
	B	1+10	2×(4×10M)	1 +7:10	2×(15M+2×10M)	
		2:9	2×(4×15M)	2:6	2×(2×15M+10M)	
	C	1+9:10	2×(4×10M)	1 +7:10	2×(15M+2×10M)	
		2:8	2×(2×15M+10M)	2:6	2×(2×15M+10M)	
	D	1+9:10	2×(4×10M)	1+8:10	2×(15M+2×10M)	
		2:8	2×(2×15M+10M)	2:7	2×(2×15M+10M)	
	E	1:2+8:10	2×(2×15M+10M)	1 +7:10	2×(2×15M+10M)	
		3:7	2×(3×15M)	2:6	2×(3×15M)	
	Vancouver	A	1:2+7:10	2×(2×15M+10M)	1+6:10	2×(2×15M+10M)
			3:6	2×(3×15M)	2:5	2×(3 ×15M)
B		1:2+8:10	2×(2×15M+10M)	1+7:10	2×(2×15M+10M)	
		3:7	2×(3×15M)	2:6	2×(3×15M)	
C		1:2+8:10	2×(2×15M+×10M)	1+7:10	2×(3×15M)	
		3:7	2×(3×15M)	2:6	2×(20M+2×15M)	
D		1:2+7:10	2×(3×15M)	1+7:10	2×(3×15M)	
		3: 6	2×(2×15M+20M)	2:6	2×(2×20M+15M)	
E		1:2+8:10	2×(3×15M)	1+8:10	2×(3×15M)	
		3:7	2×(2×15M+20M)	2:7	2×(2×20M+15M)	

Tableau 5.3 Renforcement des murs de refend de hauteur 20 étages -  
disposition et dimension

DC	Site	Renforcement						
		A <sup>concentrée</sup>		A <sup>repartie</sup>				
		Zone plastique	Zone courante					
0,60	Montréal	A	10×20M	10×15M	2×10M@200 mm			
		B						
		C						
		D						
		E						
	Vancouver	A	10×20M	10×15M	2×10M@200 mm			
		B						
		C						
		D						
E	14×20M	14×15M						
0,70	Montréal	A	8×15M	3×15M+5×10M	2×10M@228 mm			
		B						
		C						
		D						
		E						
	Vancouver	A	8×15M	3×15M+5×10M	2×10M@228 mm			
		B						
		C						
		D				10×15M	10×10M	2×10M@220 mm
		E				12×15M	12×10M	2×10M@225 mm

Tableau 5.4 Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 20 étages - disposition conventionnelle de l'armature principale

Site	Classe de sol	DC=0.6		DC=0.7	
		Niveau	Armature	Niveau	Armature
Montréal	A	1:20	2×(5×10M)	1:3+12:20	2×(2×15M+10M)
				4:11	2*(3×15M)
	B	1:20	2×(5×10M)	1:3+13:20	2×(2×15M+10M)
				4:12	2×(3×15M)
	C	1:3+17:20	2×(5×10M)	1:2+13:20	2×(2×15M+10M)
		4:16	2×(2×15M+2×10M)	3:12	2×(3×15M)
	D	1:4+10:20	2×(2×15M+2×10M)	1:3+11:20	2×(3×15M)
		5:9	2×(2×15M+3×10M)	4:10	2×(2×20M+10M)
	E	1:3+19:20	2×(2×15M+2×10M)	1:2+16:20	2×(3×15M)
		4:18	2×(2×15M+3×10M)	3+10:15	2×(20M+2×15M)
			4:9	2×(2×20M+15M)	
Vancouver	A	1:3+18:20	2×(2×15M+2×10M)	1:2+13:20	2×(3×15M)
		4+14:17	2×(2×15M+3×10M)	3:12	2×(2×20M+15M)
		5:13	2×(4×15M)		
	B	1:3+18:20	2×(2×15M+3×10M)	1:3+12:20	2×(20M+2×15M)
		4+14:17	2×(4×15M)	4:11	2×(3×20M)
		5:13	2×(4×15M+10M)		
	C	1:3+17:20	2×(4×15M)	1:3+12:20	2×(4×15M)
		4+14:16	2×(4×15M+10M)	4:11	2×(2×20M+2×15M)
		5:13	2×(5×15M)		
	D	1:3+16:20	2×(4×15M+10M)	1:2+13:20	2×(4×15M)
		4:5+13:15	2×(5×15M)	3:12	2×(2×20M+2×15M)
		6:12	2×(4×15M+20M)		
	E	1:3+16:20	2×(4×15M+20M)	1:2+16:20	2×(4×15M)
		4:5+12:15	2×(4×20M+10M)	3+12:15	2×(2×20M+2×15M)
		6:11	2×(4×20M+15M)	4:11	2×(4×20M)

Tableau 5.5 Renforcement des murs de refend de hauteur 30 étages -  
disposition et dimension

DC	Site	Renforcement			
		A <sup>concentrée</sup>		A <sup>repartie</sup>	
		Zone plastique	Zone courante		
0,60	Montréal	A	14×20M	14×15M	2×15M@270 mm
		B			
		C			
		D			
		E			
	Vancouver	A	14×20M	14×15M	2×15M@270 mm
		B			
		C			
		D	16×20M	16×20M	2×15M@250 mm
		E	18×20M	18×15M	
0,70	Montréal	A	10×20M	10×15M	2×10M@228 mm
		B			
		C			
		D			
		E			
	Vancouver	A	10×20M	10×15M	2×10M@228 mm
		B			
		C			
		D	14×20M	14×15M	2×10M@200 mm
		E			

Tableau 5.6 Renforcement des poutres de couplage des systèmes de murs de refend couplés de hauteur 30 étages - disposition conventionnelle de l'armature principale

Site	Classe de sol	DC=0.6		DC=0.7	
		Niveau	Armature	Niveau	Armature
Montréal	A	1:30	2×(2×15M+2×10M)	1:30	2×(3×15M)
	B	1:30	2×(2×15M+2×10M)	1:30	2×(3×15M)
	C	1:5+21:30	2×(2×15M+2×10M)	1:30	2×(3×15M)
		6:20	2×(2×15M+3×10M)		
	D	1:4+29+30	2×(2×15M+2×10M)	1:4+12:30	2×(3×15M)
		5+6+18:28	2×(2×15M+3×10M)	5:11	2×(2×15M+20M)
		7:17	2×(4×15M)		
	E	1:5+24:30	2×(4×15M)	1:2+15:30	2×(3×15M)
		6+7+13:23	2×(4×15M+10M)	3:4+11:14	2×(20M+2×15M)
		8:12	2×(5×15M)	5:10	2×(2×20M+15M)
Vancouver	A	1:4 + 25:30	2×(2×15M+3×10M)	1:4 + 14:30	2×(3×15M)
		5:6+21:24	2×(4×15M)	5:13	2×(20M+2×15M)
		7:20	2×(4×15M+10M)		
	B	1:5+22:30	2×(4×15M+10M)	1:3+18:30	2×(3×15M)
		6:7+18:21	2×(5×15M)	4+13:17	2×(20M+2×15M)
		8:17	2×(4×15M+20M)	5:12	2×(2×20M+15M)
	C	1:5+25:30	2×(5×15M)	1:3+17:30	2×(20M+2×15M)
		6:8+16:24	2×(2×20M+3×15M)	4+13:16	2×(2×20M+15M)
		9:15	2×(3×20M+2×15M)	5:12	2×(3×20M)
	D	1:4+27:30	2×(5×15M)	1:2+20:30	2×(20M+2×15M)
		5:6+20:26	2×(2×20M+3×15M)	3+15:19	2×(2×20M+15M)
		7:19	2×(2×20M+4×15M)	4:14	2×(2×20M+2×15M)
	E	1:5+24:30	2×(2×20M+4×15M)	1:3+22:30	2×(4×15M)
		6+20:23	2×(4×20M+2×15M)	4+16:21	2×(2×20M+2×15M)
		7:19	2×(6×20M)	5:15	2×(4×20M)

#### 5.4.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton

Le béton des éléments PC et MR est de type courant  $f'_c = 30$  MPa, de densité normal  $23.6 \text{ kN/m}^3$  et de module d'élasticité longitudinal  $E_c = 24.8$  GPa. D'autre part, le renforcement longitudinal mais aussi transversal est constitué de barres d'acier de résistance limite élastique  $f_y = 400$  MPa et de module d'élasticité longitudinal  $E_s = 200$  GPa.

#### 5.5 Analyses non linéaire

Les analyses non linéaires ont été menées à l'aide du logiciel RUAUMOKO (Carr 2006); ce dernier permet de modéliser les poutres de couplage et les segments de MR par des éléments barre, respectivement de type poutre de Giberson et poutre-colonne, capables de développer des rotules plastiques à chacune de leurs extrémités. Le comportement non linéaire des sections plastifiées dans les MR est décrit à l'aide du modèle hystérétique "Takeda modifié" (Otani 1974) dans lequel, au delà du seuil élastique, les rigidités résiduelles sont gouvernées par la demande maximale en déformation plastique (courbure) atteinte durant les cycles de chargement et par les coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$  (voir la figure 5.1). Il est utile de noter que, dans le cas des systèmes de MR, ces coefficients ont une influence négligeable (moins de 4%) sur l'effort de cisaillement total à la base (Chaallal et Gauthier 2000); les valeurs moyennes  $\alpha=0.25$  et  $\beta=0.30$  ont par conséquent été adoptées. D'autre part, le coefficient d'écrouissage  $r$  a été évalué au cas par cas en fonction du renforcement de chaque section à l'aide du logiciel XTRACT version 3.0.9 (Imbesen and Associates).

Par ailleurs, conformément à l'équation (5.6), la matrice d'amortissement  $C$  est basée sur le modèle d'amortissement de Rayleigh évalué à partir des amortissements critiques  $\xi_1=\xi_2=5\%$  des deux premiers modes de vibration de périodes respectives  $T_1$  et  $T_2$ .

$$C = aM + bK \quad (5.6)$$

avec

$$a = \frac{4\pi(\xi_2 T_2 - \xi_1 T_1)}{(T_2^2 - T_1^2)} \quad \text{et} \quad b = \frac{T_2 T_1 (\xi_2 T_1 - \xi_1 T_2)}{\pi(T_2^2 - T_1^2)} \quad (5.7)$$

où  $K$  et  $M$  désignent respectivement les matrices de rigidité et de masse du système de MR. Il est utile de noter que lors du traitement, la matrice de rigidité  $K$  est réévaluée (reconstruite) à chaque pas en fonction des dégradations de rigidité des éléments du système de MR conformément à la figure 5.1 ci-dessous.

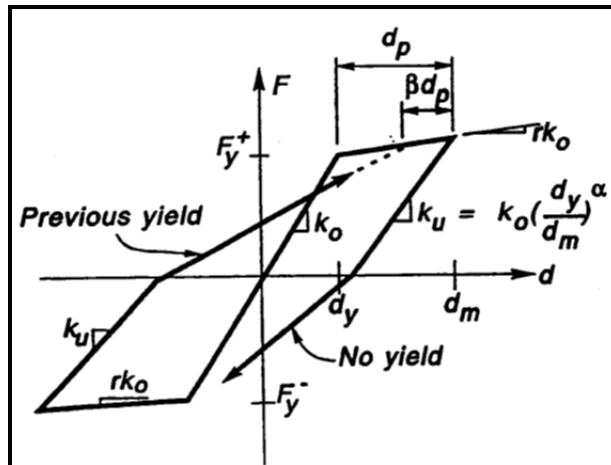


Figure 5.1 Loi de comportement hystérique - Takeda modifiée (S. Otani, 1974)

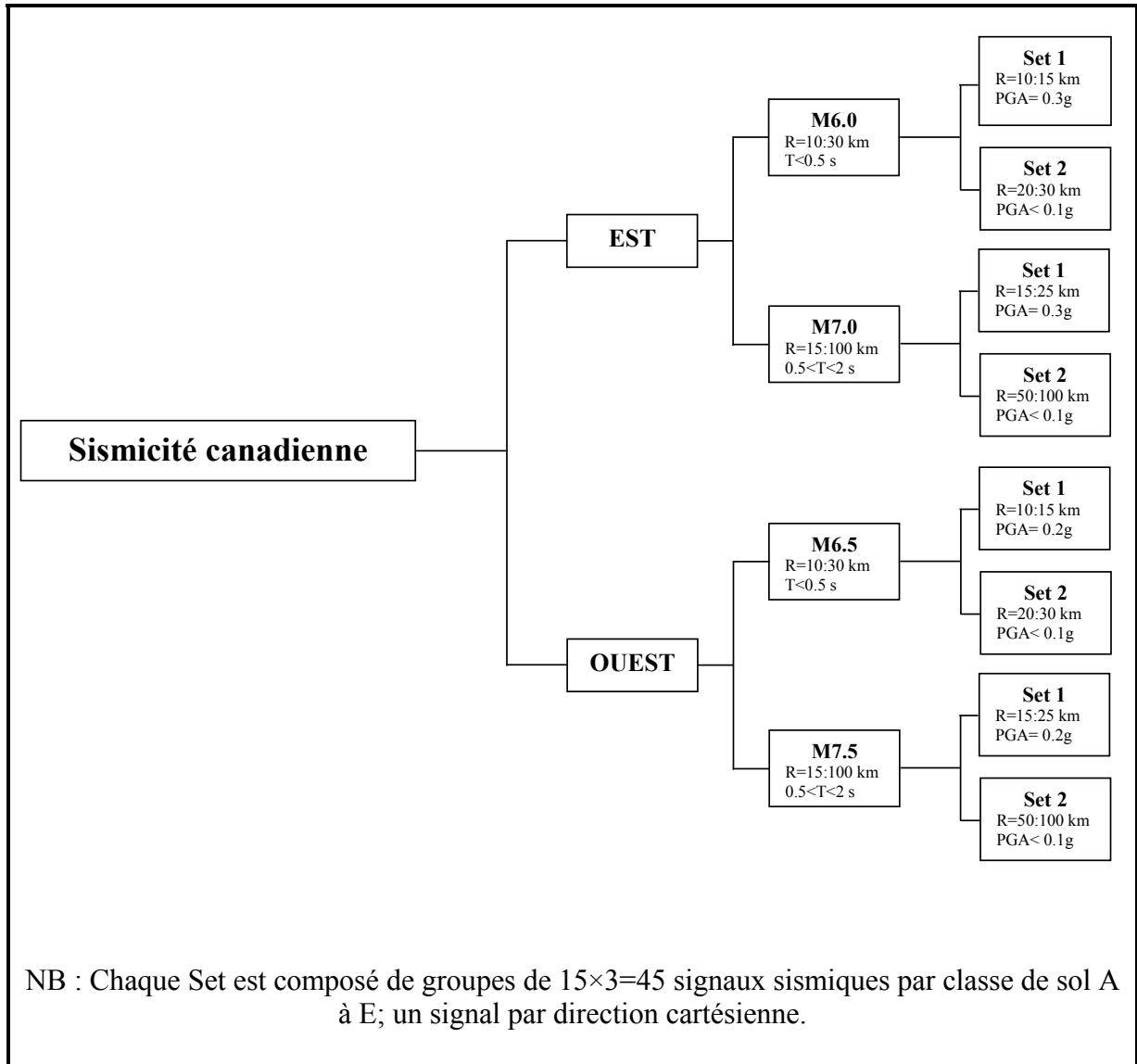


Figure 5.2 Organigramme du catalogue des signaux sismiques d'Atkinson (2009)

## 5.6 Choix des signaux sismiques

Pour chaque site considéré (ville, classe de sol) deux séries de quatre signaux sismiques, représentatifs du risque et calibrés compatibles au spectre de dimensionnement cible, ont été sélectionnés pour les analyses dynamiques non linéaires; soit un total de 80 signaux sismiques distincts.



La première série correspond aux signaux sismiques proposés par les auteurs (voir Benazza et Chaallal 2010). Les signaux proposés ont été générés compatibles, sur toute la plage des périodes des spectres du Code ( $T=0s$  à  $T=4.0s$ ), à partir des signaux synthétiques M7.0R70 et M7.2R70 respectivement représentatifs du risque sismique des sols de référence (classe C) des villes de Montréal et de Vancouver (Atkinson et Beresnev 1998). La compatibilité spectrale, spectre du signal sismique sélectionné versus spectre de dimensionnement du site cible, est obtenue conformément à la démarche présentée au chapitre 4. Il est utile de noter que, la ligne de base du signal sismique obtenu est corrigée, lorsque nécessaire, de sorte qu'au terme de la durée du signal l'accélération et la vitesse retombe à zéro. Un déplacement résiduel permanent peut cependant être admis, il correspondrait à la déformation plastique du massif de sol (Boore et Bommer 2005).

La deuxième série est, quant à elle, composée de quatre signaux sismiques synthétiques, les mieux notés parmi quarante cinq éléments composant le groupe ciblé dans le nouveau catalogue d'Atkinson (2009). Conformément à l'organigramme de la figure 5.2, le dit groupe est sélectionné en fonction :

- de la zone sismique (Est ou Ouest);
- de la période du mode fondamental de vibration du SRFS analysé (choix de la magnitude);
- du pic d'accélération au sol de l'emplacement (choix du Set ou ensemble de groupes); et finalement
- de la classe de sol du site cible (A à E).

Le classement des signaux dans le groupe sélectionné nécessite le calcul, pour chaque signal, de :

- les rapports,  $S_{cible}/S_{Atkinson}$ , de l'accélération spectrale du site cible à celle du signal synthétique d'Atkinson, sur la plage des périodes de définition du Set); puis
- le coefficient de déviation standard et la valeur moyenne de ces rapports ( $S_{cible}/S_{Atkinson}$ ).

Le signal le mieux noté est celui dont le coefficient de déviation standard est le plus faible, soit celui dont le spectre d'accélération est le plus "parallèle" au spectre du site cible, et une valeur moyenne associée des rapports  $S_{cible}/S_{Atkinson}$  comprise entre 0.5 et 2.0 (Atkinson 2009). Cette valeur moyenne représente le facteur de calibration permettant d'atteindre la compatibilité spectrale du signal sismique au spectre cible. Le tableau ci-dessous présente le résultat de la sélection de cette série de signaux synthétiques.

Tableau 5.7 Signaux sismiques synthétiques sélectionnés dans le catalogue d'Atkinson (2009) et classés par ordre de priorité (1 à 4). Montréal : zone sismique Est, M7.0, Set1; Vancouver : zone sismique Ouest, M7.5, Set1

Classe de sol	Montréal								Vancouver							
	1		2		3		4		1		2		3		4	
	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$	N°	$\gamma_{moy}$
A	36	0.65	32	0.69	33	0.70	20	0.77	27	0.66	9	0.50	7	0.58	30	0.54
B	36	0.53	32	0.56	41	0.72	33	0.56	6	0.84	30	0.50	27	0.60	25	0.69
C	28	0.60	6	0.57	18	0.60	1	0.52	8	0.58	30	0.66	27	0.79	25	0.91
D	28	0.58	6	0.56	36	0.78	18	0.58	27	0.62	7	0.55	30	0.51	25	0.70
E	4	0.54	16	0.61	5	0.51	11	0.63	30	0.51	17	0.84	25	0.69	27	0.62

N° : numéro du signal sismique dans le groupe/catalogue d'Atkinson (2009);

$\gamma_{moy}$ : valeur moyenne des rapports  $S_{cible}/S_{Atkinson}$

## 5.7 Présentation et interprétation des résultats des analyses dynamiques non linéaires

### 5.7.1 Étendue des plastifications

Les tableaux 5.8 et 5.9 ci-dessous présentent l'étendue des plastifications dans les systèmes de MR couplés et partiellement couplés analysés. Cette dernière est exprimée en termes de pourcentage moyen d'éléments poutres de couplage ou segments de MR plastifiés, évalué dans chaque cas (site, DC et nombre d'étages) sur la base de huit analyses non linéaires distinctes; une par signal sismique sélectionné, calibré compatible au spectre de dimensionnement du site cible (ville, classe de sol).

Tableau 5.8 Étendue des plastifications dans les éléments poutre de couplage et segments de murs de refend

classe de sol	Poutres de couplage						Murs de refend					
	DC=0.6			DC=0.7			DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>												
A	100.00	98.13	94.58	100.00	97.50	95.42	8.75	0.00	0.00	9.38	0.00	0.00
B	100.00	98.13	96.25	100.00	99.38	97.92	6.88	0.00	0.00	10.00	0.00	0.00
C	100.00	100.00	97.92	100.00	100.00	99.17	28.13	0.00	0.00	24.38	0.00	0.00
D	100.00	100.00	98.75	100.00	100.00	99.58	41.25	1.56	0.42	32.50	3.13	0.62
E	100.00	100.00	98.75	100.00	100.00	100.00	42.50	5.00	1.46	53.13	5.00	1.46
<b>Vancouver</b>												
A	100.00	100.00	97.50	100.00	100.00	100.00	42.50	3.76	0.21	41.25	0.94	0.42
B	100.00	100.00	97.92	100.00	100.00	100.00	48.13	9.69	4.37	38.75	4.06	3.54
C	100.00	99.38	98.33	100.00	100.00	100.00	50.00	30.00	13.34	26.25	15.31	11.46
D	100.00	100.00	99.16	100.00	100.00	100.00	36.25	48.44	25.84	30.63	30.63	2.06
E	100.00	100.00	99.17	100.00	100.00	100.00	38.75	53.75	55.42	33.75	58.44	41.46

Tableau 5.9 Étendue des plastifications dans les éléments poutre de couplage avant l'occurrence de la première rotule plastique dans les segments de murs de refend

Classe de sol	Montréal (%)						Vancouver (%)					
	DC=0.6			DC=0.7			DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
A	100.00	100.00	94.58	98.75	100.00	95.42	82.50	100.00	96.67	93.75	100.00	100.00
B	100.00	100.00	96.25	100.00	100.00	97.92	63.75	100.00	97.08	88.75	100.00	100.00
C	100.00	100.00	97.92	100.00	100.00	99.17	63.75	98.75	90.48	92.50	96.25	100.00
D	100.00	100.00	98.75	92.50	100.00	99.58	75.00	96.25	91.67	95.00	93.75	99.17
E	82.50	100.00	98.75	86.25	100.00	100.00	57.50	88.75	65.83	86.25	88.75	85.00

Ces résultats montrent que :

- pratiquement toutes les poutres de couplage des systèmes de MR analysés (près de 99% en moyenne) ont développé des rotules plastiques à leurs extrémités (voir le tableau 5.8); et qu'en moyenne,

- pour près de 95% des systèmes de MR analysés, la première rotule plastique s'est développée dans les murs de refend après que toutes les poutres de couplage aient plastifié leurs extrémités (voir le tableau 5.9).

Ils témoignent d'une participation active des poutres de couplage comme système primaire de dissipation de l'énergie sismique induite par les systèmes de MR, tant couplés ( $DC \geq 2/3$ ) que partiellement couplés ( $DC < 2/3$ ), conçus conformes aux prescriptions de la norme et du Code en vigueur. Cette hiérarchie des plastifications est tel qu'attendu d'un dimensionnement en capacité.

Par ailleurs, l'étendue des plastifications dans les MR est plutôt variable (de 0% à près de 60%) elle : i) augmente avec le risque sismique du site; ii) diminue avec l'élançement du système de MR; mais iii) semble peu sensible au  $DC$  (voir le tableau 5.8). Cependant, la hiérarchie des rotules plastiques dans les MR est plutôt aléatoire, loin du schéma souhaité qui privilégie la plastification d'une seule extrémité des segments de MR, afin d'éviter la création d'étages dits "faibles". À titre illustratif, dans les systèmes de MR partiellement couplés de hauteur 30 étages plus de 50% des segments de MR qui ont plastifié, ont développé des rotules plastiques aux deux extrémités contre seulement 30% dans les systèmes couplés. Ce scénario de plastification, lorsqu'il se développe dans deux segments de MR contigus (dans un même étage) d'un système de MR, peut induire un glissement d'étage important, particulièrement préjudiciable à la bonne tenue du SRFS.

### **5.7.2 Mécanisme de distribution de l'effort de cisaillement d'étage entre segments de murs de refend durant les cycles de chargement**

Lors d'un évènement sismique, la demande en cisaillement totale varie à chaque instant durant les cycles de chargement, en fonction de l'intensité de l'accélération de l'excitation sismique. La distribution de l'effort de cisaillement engendré à chaque étage est proportionnelle à la valeur relative ( $\alpha_{1,2}$ ) des rigidités instantanées des sections de MR contigües.  $\alpha_{1,2}$  est exprimée par la relation ci-dessous :

$$\alpha_{1,2} = k_{1,2} / (k_1 + k_2) \quad (5.8)$$

où  $k$  désigne la rigidité de la section d'un segment de MR et les indices 1 et 2 distinguent les MR du système couplé. La rigidité ( $k$ ) d'une section, sollicitée au-delà de son seuil élastique, dépend de la demande maximale de déformation plastique (ductilité en courbure) durant les cycles de chargement (voir figure 5.1).

Les phases typiques caractérisant l'évolution de la distribution de la demande en cisaillement, entre les sections de MR d'un même niveau, sont présentées dans les figures 5.3 et 5.4, et décrites ci-dessous phase par phase. Elles concernent (à titre illustratif) la demande en cisaillement à la base des MR du système partiellement couplé de hauteur 10 étages, dimensionné pour le site (Vancouver, A) et soumis à l'excitation du signal sismique N°1 calibré compatible au spectre du site cible (voir tableau 5.7). Elles sont comme suit :

- phase 1 ( $t < 7.62s$ ) : les sections à la base des MR 1 et 2 sont encore en phase élastique, la distribution de la demande en cisaillement est quasi équitable entre les MR ( $\Delta V = |V1 - V2| \cong 0$ ) ;  $V1$  et  $V2$  représentent respectivement les efforts de cisaillement à la base des MR 1 et 2;
- phase 2 ( $7.62s \leq t < 8.46s$ ) : à  $t=7.62s$  MR2 développe une rotule plastique à sa base. À partir de cet instant une fraction ( $\Delta V > 0$ ), de l'ordre de 5% en moyenne, de la demande totale à la base est transférée de la section plastifiée à la base du MR2 vers la section à la base du MR1 qui jouit encore de sa rigidité initiale ("élastique");
- phase 3 ( $t \geq 8.46s$ ) : à  $t=8.46s$ , la section à la base du MR1 développe à son tour une rotule plastique qui, sous l'effet d'une sollicitation sismique croissante jusqu'à l'instant  $t=8.52s$ , subit un écoulement plastique important de la demande en courbure (voir figure 5.4). La section à la base de MR1, siège d'une perte significative de rigidité, est alors soulagée à son tour par la section contigüe, celle à la base du MR2, qui exhibe une rigidité plus conséquente. Le transfert de cisaillement ( $\Delta V$ ) passe alors par un maximum pour atteindre, une fraction représentant plus de 30% de l'effort de cisaillement total à la

base du MRC. Une telle distribution (>80% versus 20%) engendre une demande en cisaillement, à la base du MR le plus sollicité, supérieure au minimum de capacité de conception (voir équation 1.50). Au-delà (de  $t=8.52s$ ), la demande totale en cisaillement mais aussi la proportion transférée entre les sections contigües de MR diminuent avec l'accélération du signal sismique.

Les résultats présentés dans le tableau 5.10 montrent que la distribution de l'effort de cisaillement à la base des systèmes de MRC analysés est d'autant plus éloignée de la parité (50%) que le risque sismique (zone sismique Est versus Ouest, classe de sol A à E) et/ou que la rigidité du système de MRC (DC, élancement) augmentent. Il s'agit pour chaque cas de la valeur moyenne de huit analyses dynamiques non linéaires; une par signal sismique sélectionné pour le site cible.

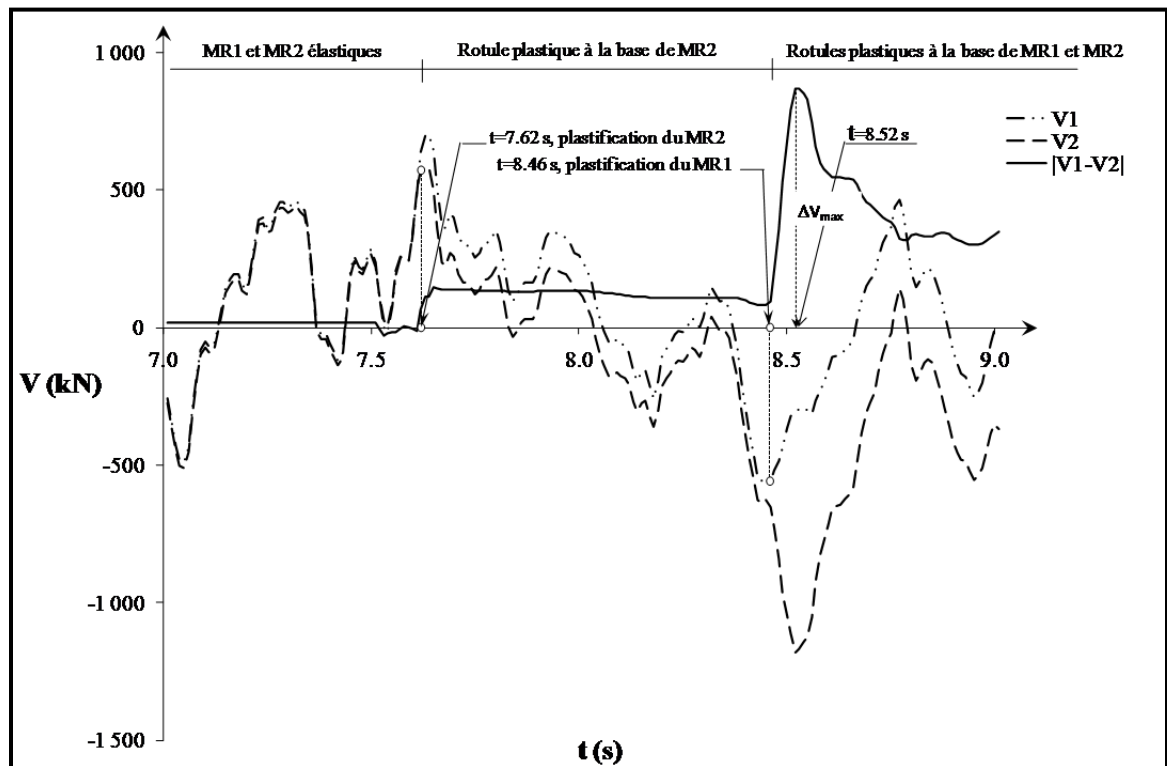


Figure 5.3 Distribution de l'effort de cisaillement entre les segments MR 1 et 2 à la base du MRPC de 10 étages : site (A, Vancouver); signal sismique N°1 calibré compatible (voir tableau 5.7)

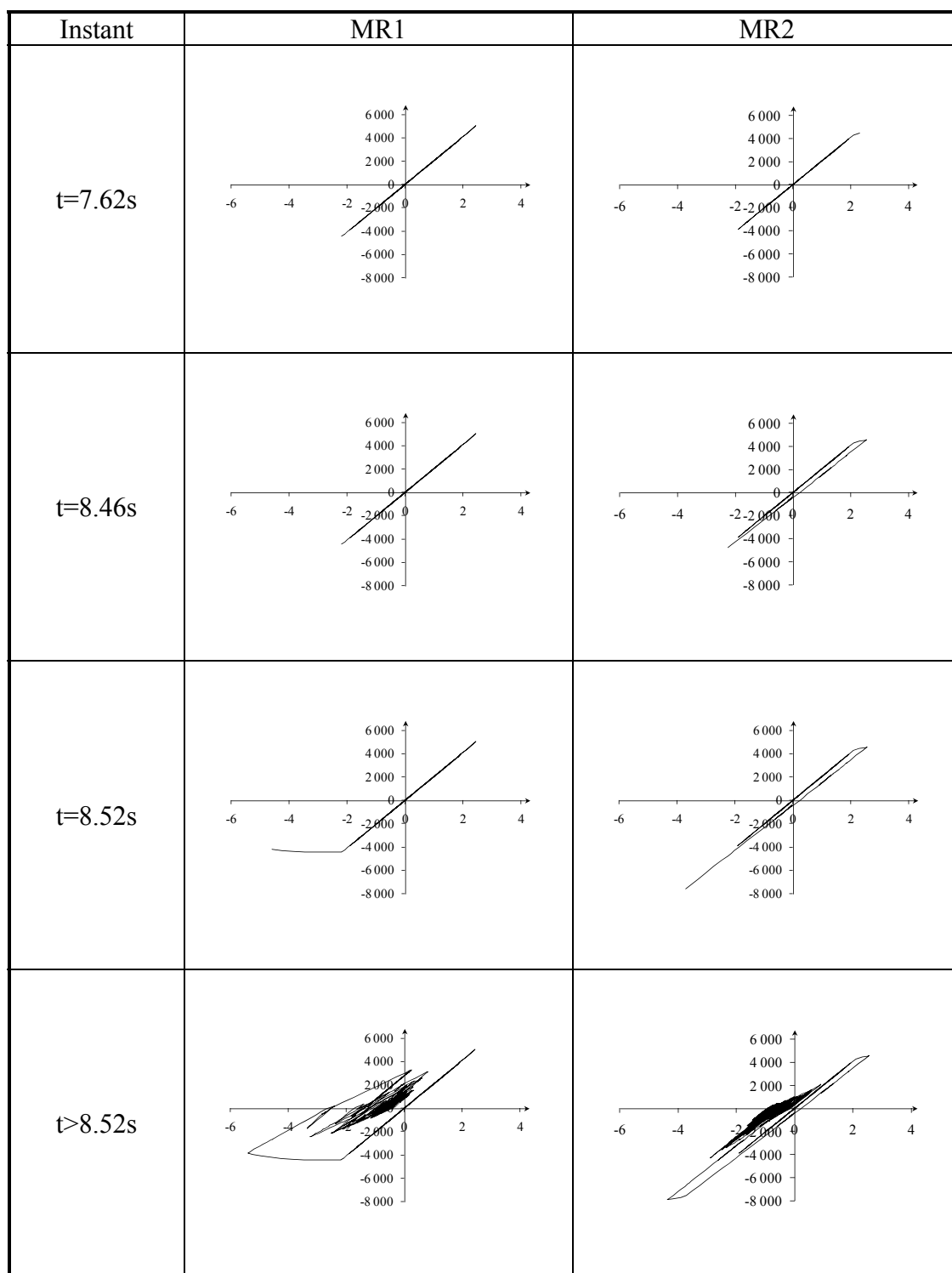


Figure 5.4 Diagrammes M- $\Phi$  – demande en courbure dans les sections à la base des MR 1 et 2 du MRPC 10 étages : site (Vancouver, A); signal N°1 calibré compatible (voir tableau 5.7)

Tableau 5.10 Distribution de l'effort de cisaillement moyen entre les sections contiguës de béton à la base des systèmes de MR (en %)

Classe de sol	DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>						
A	53.20	50.98	51.07	53.41	51.14	50.87
B	55.13	50.99	51.01	51.51	51.06	50.86
C	55.04	50.83	50.85	54.33	51.06	50.80
D	57.86	51.37	50.85	55.78	52.69	50.74
E	62.97	50.66	51.45	52.89	51.07	55.97
<b>Vancouver</b>						
A	59.01	50.80	50.70	63.08	51.06	50.78
B	59.84	52.62	55.55	56.54	53.43	55.72
C	55.74	57.65	55.46	55.63	56.60	55.81
D	64.74	63.81	61.51	53.11	60.09	60.95
E	64.46	63.51	61.47	65.80	59.74	63.92

Tableau 5.11 Nombre de fois où la demande en cisaillement a été supérieure au minimum de capacité

Classe de sol	DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>						
A	0	0	0	0	0	0
B	0	0	0	0	0	0
C	0	0	0	1	0	0
D	0	0	0	2	0	0
E	5	0	0	0	0	0
<b>Vancouver</b>						
A	2	0	0	4	0	0
B	4	0	0	1	0	0
C	0	0	0	0	1	0
D	3	0	2	0	1	0
E	6	3	1	1	2	2



### 5.7.3 Demande en cisaillement dans les murs de refend

Dans 8.5% des cas analysés (voir tableau 5.11), soit 11% des systèmes de MR partiellement couplés et 6% des systèmes de MR couplés, la demande en cisaillement à la base des MR est supérieure au minimum de capacité requis par A23.3-2009 (voir équation 1.50). Une analyse détaillée de ce groupe, en fonction des paramètres d'étude retenus, révèle la répartition présentée dans ce qui suit :

- nombre d'étages : 71% des systèmes de MR couplés de hauteur 10 étages contre respectivement 17% et 12% de ceux de hauteur 20 et 30 étages;
- degré de couplage : 63% de systèmes MR partiellement couplés contre 37% de systèmes MR couplés; et
- zone sismique : 80% dans la zone sismique Ouest (ville de Vancouver) contre seulement 20% dans la zone sismique Est (ville de Montréal).

Ces résultats montrent que le risque, "*que la demande en cisaillement soit supérieure au minimum de capacité prescrit par la norme en vigueur (A23.3-2009)*", est plus important à la base du MR d'un système rigide (système partiellement couplé de hauteur modérée) situé dans la ville de Vancouver. En effet, ce dernier, caractérisé par une période de vibration généralement plus courte et de surcroît soumis à une accélération déduite d'un spectre de calcul dont le risque sismique est plus élevé qu'à l'Est (Vancouver vs Montréal, voir figure 1.2) fait appel à une demande en cisaillement plus importante. Globalement, ce risque est de près de 40% à la base des systèmes partiellement couplés de hauteur 10 étages et situé dans la ville de Vancouver, contre 0% à la base des systèmes couplés de hauteur 20 et 30 étages situés dans la ville de Montréal (voir tableau 5.11). Afin de situer quantitativement ledit risque, les valeurs moyennes des ratios, demande en cisaillement versus minimum de capacité en cisaillement  $\left[ V_{nl} / \min(V_{pr}, V_l) \right]$ , ont été calculées pour chaque cas (ville, classe de sol et nombre d'étages) et répertoriées dans le tableau 5.12. Ces résultats montrent qu'en général le minimum de capacité prescrit par A23.3-2009 est suffisant voire limite sauf en zone sismique canadienne Ouest où ce dernier peut, dans certains cas, être en défaut. Il l'est en particulier dans le cas de systèmes de MR, tant couplés que partiellement couplés, de

hauteur modérée (10 étages) mais aussi dans le cas des systèmes partiellement couplés élancés (de hauteur 20 et 30 étages) mais situés sur des sites à risque élevé (sols de classe D et E de la ville de Vancouver). La demande en cisaillement est alors en moyenne supérieure de 15% à  $V_p$  mais reste inférieure  $V_l$  soit ( $V_{pr} < V_{nl} < V_l$ ) (voir tableau 5.13).

Tableau 5.12 Valeurs moyennes de  $\left[ V_{nl} / \min(V_{pr}, V_l) \right]$

Classe de sol	DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>						
A	0.83	0.57	0.55	0.84	0.48	0.50
B	0.82	0.54	0.56	0.77	0.50	0.51
C	0.99	0.56	0.60	0.90	0.53	0.52
D	0.92	0.65	0.59	0.89	0.63	0.52
E	0.99	0.67	0.68	0.80	0.64	0.53
<b>Vancouver</b>						
A	1.17	0.67	0.60	1.12	0.64	0.52
B	1.14	0.80	0.81	0.90	0.67	0.58
C	0.94	0.98	0.90	0.83	0.84	0.67
D	1.03	1.09	1.11	0.77	0.92	0.76
E	0.93	1.12	1.09	1.47	0.89	0.92

## 5.8 Facteur de réduction de force pour le cisaillement

La sollicitation totale vis-à-vis du cisaillement peut s'exprimer, à partir du facteur de réduction de force  $R_V$ , soit :

$$V_V = V_e \times \frac{I_E}{R_V R_o} \quad (5.9)$$

Tableau 5.13 Demande en cisaillement versus capacité probable et élastique

Classe de sol	DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>						
A	1	2	2	1	2	2
B	1	2	2	1	2	2
C	1	2	2	1	1	2
D	1	1	2	1	1	2
E	1	1	1	1	1	2
<b>Vancouver</b>						
A	3	1	2	3	1	2
B	3	1	1	1	1	1
C	1	1	1	1	1	1
D	3	3	3	1	1	1
E	1	3	3	3	1	1

Note : **1** ( $V_{nl} < V_p < V_e$ ); **2** ( $V_{nl} < V_e < V_p$ ); **3** ( $V_p < V_{nl} < V_e$ );

D'autre part, l'effet dynamique de la réponse totale en cisaillement peut être obtenu à partir des analyses non linéaires. Un facteur d'amplification dynamique peut alors être défini par :

$$\gamma_{nl} = \frac{V_{nl}}{V} \quad (5.10)$$

où, dans le cadre de cette étude,  $V$  représente la réponse élastique réduite obtenue à partir d'analyses modales spectrales. Finalement,  $R_V$  peut être exprimé comme ci-dessous:

$$R_V = \frac{R_d}{\gamma_{nl}} \quad (5.11)$$

Ce facteur spécifique, dépend de la capacité ductile du système de MR analysé mais aussi de son comportement dynamique. Il a été estimé dans chaque cas à partir des valeurs moyennes de  $V_{nl}$  à la base des MRC (voir tableau 5.14). Pour rappel, le facteur de ductilité  $R_d=4.0$

lorsque le système de MR est couplé et  $R_d=3.5$  lorsqu'il est partiellement couplé (voir A23.3-2004/2009). Les auteurs proposent les facteurs de réduction de force pour le cisaillement, suivants :

- $R_v=0.80$  lorsque  $DC < 2/3$ ; et
- $R_v=1.00$  lorsque  $DC \geq 2/3$ .

Tableau 5.14  $R_v$  : facteur de réduction de charge pour le cisaillement

Classe de sol	DC=0.6			DC=0.7		
	10 étg.	20 étg.	30 étg.	10 étg.	20 étg.	30 étg.
<b>Montréal</b>						
A	0.99	1.03	1.06	1.29	1.22	1.17
B	1.00	1.09	1.05	1.40	1.19	1.16
C	0.95	0.98	0.98	1.21	1.20	1.13
D	1.03	0.92	1.00	1.25	1.13	1.14
E	1.07	0.97	0.91	1.38	1,21	1.11
<b>Vancouver</b>						
A	0.89	0.94	0.98	0.98	1.18	1.13
B	0.93	0.95	0.95	1.23	1.15	1.10
C	1.13	0.86	0.91	1.33	1.11	1.09
D	1.04	0.82	0.84	1.38	1.04	1.02
E	1.17	0.97	0.91	0.74	1.18	0.98

## 5.9 Conclusion

Le comportement sismique non linéaire des systèmes de MR, dimensionnés conformes aux exigences du CNBC-2010 et aux prescriptions de A23.3-2009, est tel qu'attendu d'une conception en capacité : les poutres de couplage agissent comme système primaire de dissipation de l'énergie sismique induite. Cependant la demande en cisaillement à la base des MR peut être très importante, voire même supérieure à  $V_p$  dans certains cas (voir tableau 5.11). Ce niveau de demande, engendrée au moment du pic d'accélération du signal sismique, est la conjonction de plusieurs effets en cascades (amplification dynamique de la demande en cisaillement, demande de ductilité en courbure importante, dégradation de

rigidité des sections de MR) ayant pour résultante mais aussi accentués par une distribution de la sollicitation totale à la base du système de MR pouvant être significativement inéquitable entre les MR. Les facteurs de réduction force proposés, pour le cisaillement, permettent une estimation fiable et raisonnable de la demande en cisaillement, en l'occurrence à la base des MR des systèmes couplés. Ceux-ci permettent, en particulier, une vérification objective de la capacité en cisaillement, vis-à-vis des demandes obtenues à partir de l'équation (5.9) ou encore de l'équation (5.1) mais corrigées à l'aide du coefficient  $R_d/R_V$ .



## CONCLUSION

Le but de cette recherche doctorale a été de contribuer, à travers des investigations numériques, à une meilleure compréhension du comportement dynamique des systèmes de murs de refend ductiles (couplés et partiellement couplés) situés en zones sismiques canadiennes.

Les objectifs spécifiques consistaient :

- dans le volet linéaire, à documenter un facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , spécifique aux systèmes de MR; et
- dans le volet non-linéaire, à :
  - mettre en évidence et quantifier l'influence des paramètres d'étude sur :
    - les séquences de plastification (demande de ductilité globale);
    - la demande en cisaillement non-linéaire engendrée à la base des MR;
  - proposer un facteur de réduction de force,  $R_V$ , pour le cisaillement permettant une évaluation rationnelle (conservative) de la demande en cisaillement engendrée dans les systèmes de MR (couplés et partiellement couplés).

La réalisation de ces objectifs a reposé sur un nombre important d'investigations numériques dont 480 dynamiques non linéaires et a nécessité :

- le dimensionnement, conforme aux exigences sismiques canadiennes en vigueur, de 60 spécimens de systèmes de MR couvrant les paramètres d'étude :
  - nombre de étages (trois hauteurs considérées : 10, 20 et 30 étages);
  - type de couplage : couplé versus partiellement couplé ( $DC=0,7$  versus  $DC=0,6$ ); et
  - risque sismique du site (sol de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver);
- la sélection et la calibration compatible, au spectre de calcul de chaque site (ville, classe de sol), de huit signaux sismiques représentatifs du risque sismique de chaque site considéré;
- l'exécution des analyses dynamiques :
  - linéaires modales spectrales, pour :

- le dimensionnement des spécimens de systèmes de MR; et
- l'étude d'un facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , permettant de tenir compte de l'EMSV dans la réponse pseudo-statique des systèmes de MR;
- non-linéaires pas-à-pas pour l'évaluation, dans chaque cas (spécimen de système de MR et signal sismique calibré compatible au spectre de calcul cible), de :
  - la hiérarchie ou séquences des plastifications;
  - la demande en cisaillement globale et sa distribution entre les sections contigües de béton à la base des MR du système;
  - l'amplification dynamique de la demande en cisaillement engendrée dans les sections de béton à la base des MR, en particulier dans celles qui ont développé des rotules plastiques;
  - d'un facteur de réduction de force,  $R_V$ , pour le cisaillement.

Les conclusions déduites de cette recherche doctorale sont comme suit :

- 1) les prescriptions sismiques révisées (voir article 1), incorporées dans CNBC-2005/2010 et dans A23.3-2004/2009, améliorent sensiblement le dimensionnement des SRFS des bâtiments multi-étagés, en l'occurrence les systèmes de MR. Ces révisions ont trait principalement, dans :
  - CNBC 2005/2010, à :
    - la prise en compte systématique de l'EMSV dans la réponse sismique des SRFS :
      - consécration des méthodes dynamiques; et
      - adoption du facteur d'amplification dynamique  $M_V$  ( $1 < M_V < 3$ ) pour la méthode pseudo-statique; et
    - les notions nouvelles (sous jacentes à la nouvelle carte sismique) de :
      - spectre uniforme du risque sismique (UHS); et
      - compatibilité spectrale des signaux sismiques à utiliser dans les analyses pas-à-pas;
  - A23.3 2004/2009, à :
    - la capacité en cisaillement qui doit être maximale, supérieure à la plus petite valeur entre :



- la demande en cisaillement correspondant au développement de la capacité probable en flexion dans les sections plastifiées, dans les MR du système; et
- la demande en cisaillement, résultant de la combinaison de charge incluant l'effet sismique, calculée en considérant  $R_d \times R_o = 1.3$ .

Néanmoins, les articles 2 et 5 montrent que certaines de ces mesures méritent d'être revues et mises à jour. Elles concernent en particulier :

- le facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , qui doit être adapté au comportement dynamique spécifique des systèmes de MR; et
  - la demande en cisaillement (déduite d'une analyse linéaire) qui doit être évaluée de façon conservative, à partir du facteur de réduction de force pour le cisaillement,  $R_V$ , lieu du facteur,  $R_d$ , traditionnellement considéré par la norme de béton pour tenir compte de la capacité ductile en flexion des SRFS.
- 2) les résultats de l'étude concernant l'amplification dynamique due à l'EMSV engendré dans les systèmes de MR (voir article 2) montrent que le comportement dynamique des systèmes de MR est typique, indépendant du type de couplage du système structural (couplé versus partiellement couplé) (voir les figures 2.2 à 2.5); du moins lorsque le  $DC$  reste dans les limites raisonnables de la pratique courante ( $0.55 \leq DC \leq 0.75$ ). Ces résultats montrent en particulier que l'amplification dynamique due à l'EMSV dépend essentiellement de :
- la période du mode fondamental ou premier mode de vibration du système de MR;
  - la forme du spectre uniforme du risque sismique voire du contenu fréquentiel, des signaux sismiques représentatifs du risque local à chaque site cible, caractéristique à chacune des zones sismiques Est et Ouest; et
  - la rigidité du sol de fondation exprimé par la classe de sol A à E, de l'emplacement considéré.

Le facteur d'amplification dynamique,  $M_V$ , proposé dans l'article 2 est plus adapté au comportement dynamique hybride des systèmes de MR. Comparativement, le facteur

proposé est plus proche de celui des MR isolés que de celui des ossatures résistant aux moments, ce qui semble plus réaliste.

- 3) la démarche présentée dans l'article 3 permet de calibrer compatible au spectre de calcul d'un site cible en zones sismiques (Est ou Ouest) canadiennes, un signal sismique représentatif du risque sismique dudit site. Les paramètres de la fonction en ondelettes utilisée dans la transformation (du même nom) ont été optimisés pour obtenir une convergence rapide de la démarche (nombre minimum d'itérations) afin de limiter l'altération des signaux sismique obtenus. La compatibilité spectrale, spectre du signal sismique généré compatible,  $S(T)$ , versus le spectre de calcul du site cible (ville, classe de sol),  $S_{cible}(T)$ , a été obtenue pas-à-pas après quelques itérations seulement, sur la gamme complète des fréquences des spectres du Code pour un écart quadratique moyen inférieur à 3.6%. À chaque pas  $m$ , le spectre du signal sismique calibré au pas  $(m-1)$  a été ajusté au

spectre de calcul cible à l'aide des facteurs de calibration  $C_i = \frac{S_{cible}(T_i)}{S_{m-1}(T_i)}$ . Le processus

itératif se termine lorsqu'au droit de chaque point de calibration (les périodes  $T_i$ ) l'écart

spectral relatif  $\left| \frac{S_{cible}(T_i) - S(T_i)}{S_{cible}(T_i)} \right|$  est inférieur à la tolérance fixée raisonnablement à

$\epsilon=10\%$ . Ainsi calibrés, les signaux sismiques obtenus répondent parfaitement aux exigences du code. Ils sont représentatifs du risque sismique du site considéré et compatibles au spectre de calcul du site cible. Pour illustrer l'efficacité de la démarche, des signaux sismiques ont été générés compatibles aux spectres de calcul des sols de classe A à E des villes de Montréal et de Vancouver, à partir des signaux synthétiques M7.0R70 et M7.2R70 (Atkinson et Beresnev 1998) respectivement représentatifs du risque sismique desdites villes.

- 4) les signaux sismiques générés compatibles conformément à la démarche développée dans l'article 3 (calibration multi-facteur), sont adéquat. Il implique des résultats d'analyses dynamiques pas-à-pas comparables à ceux obtenus à partir de l'analyse modale-spectrale de référence (voir tableau 4.3). Comparativement, lorsque le signal sismique résulte

d'une calibration à l'aide d'un facteur unique (calibration uni-facteur), impliquant une amplification ou une atténuation de ce dernier (glissement vertical des spectres d'accélération) au droit de la période d'un seul mode de vibration, choisi parmi ceux qui contribuent le plus à la réponse sismique du SRFS, celui où les spectres, du signal sismique versus cible sont les plus éloignés, peut conduire à un surdimensionnement abusif (voir figure 4.1 et tableau 4.3).

- 5) les résultats des investigations dynamiques non-linéaires menées dans le cadre de l'article 5 montrent que le comportement dynamique des systèmes de MR, dimensionnés selon les exigences sismiques du CNBC 2005/2010 et de la norme de béton A23.3 2004/2009, est conforme à un dimensionnement en capacité. C'est-à-dire que les poutres de couplages agissent comme système primaire de dissipation de l'énergie sismique induite. En effet, dans près 95% des cas analysés (voir Tableau 5.9), la première rotule plastique est apparue dans les MR après que toutes les poutres de couplage aient plastifié leurs extrémités. Ce comportement correspond à une demande de ductilité en rotation minimale, en particulier dans les sections à la base des MR. Néanmoins, la demande en cisaillement engendrée dans ces sections plastifiées (de MR) peut être très importante. Dans 8.5% des cas analysés, elle a été supérieure d'en moyenne 15% au minimum de capacité en cisaillement, prescrit dans A23.3-2004/2009. Ce niveau de demande en cisaillement est attribuable à l'amplification dynamique non linéaire engendrée dans les sections de béton (des MR) en phase post-élastique. Il est le fait de la conjonction de plusieurs effets en cascade induits lors des fortes accélérations animant les mouvements de sol :
- la formation de rotules plastiques dans les sections critiques (à la base) des MR; engendre
  - la dégradation des rigidités de ces sections, dépendamment du taux d'incursion en phase post-élastique (demande maximale de rotation inélastique) atteint durant les cycles de chargement; celle-ci provoque

- une redistribution ou un transfert de demande de cisaillement entre les sections contiguës de MR (plastifiées) en fonction des capacités en cisaillement disponibles dans ces dernières (voir Figure 5.3); de plus
- la demande en cisaillement continue à croître avec l'accélération sismique dans ces sections plastifiées.

Enfin, la demande en cisaillement, généralement "indue", dans les sections critiques des MR résulte de l'effet conjugué de plusieurs paramètres de conception comme dû à l'amplification dynamique non-linéaire de l'EMSV d'une part et d'autre part au transfert de cisaillement entre sections contiguës de MR, en phase post-élastique. Durant cette phase, la distribution de la demande en cisaillement peut être fortement inéquitable loin de la parité 50%-50% attendue d'une distribution en phase élastique, lorsque le système de MR est symétrique. Les facteurs de réduction de force  $R_V$  proposés (voir l'article 5), différents des facteurs  $R_d$  pour tenir compte de la capacité ductile en flexion des systèmes de MR couplés ou partiellement couplés, permettent une évaluation plus rationnelle de la demande en cisaillement à partir d'analyses élastiques, pseudo-statiques ou dynamiques (modales spectrales ou pas-à-pas). Ces facteurs devraient, toutefois, être corroborés par d'autres études indépendantes.

### **Recommandations**

À la lumière des conclusions relatives aux articles présentés, les recommandations suivantes peuvent être proposées :

- 1) le facteur d'amplification dynamique pour les systèmes de MR proposé dans le CNBC-2005/2010 doit être revu et corrigé conformément aux résultats dans les figures 2.5 et 2.6;
- 2) la demande en cisaillement dans les MR doit être évaluée de façon conservatrice à l'aide du facteur  $R_V$  présenté dans l'article 2; par ailleurs
- 3) des investigations, à l'image de celles menées sur des MR isolés (Panagiotou et Restrepo 2009; Iman 2010), ayant trait au développement d'une seconde zone de concentration des déformations inélastiques (rotule plastique) dans la partie supérieure des MR peuvent être

menées pour évaluer l'efficacité de cette deuxième zone rotule plastique sur l'atténuation de l'effet des modes supérieurs de vibration sur la demande en cisaillement dans les systèmes de MR.

## ANNEXE I

### REVUE DE LA LITTÉRATURE

L'effort de recherche soutenu, concernant le comportement dynamique des systèmes de résistance aux forces sismiques (SRFS) des bâtiments multi-étagés, a permis les mises à jour régulières des prescriptions sismiques des Codes et Normes modernes. Néanmoins, certains aspects, essentiellement liés au caractère aléatoire des mouvements de sol et au comportement complexe des éléments structuraux en béton, restent peu ou mal documentés. Parmi ces aspects, l'effet des modes supérieurs de vibration (EMSV) sur la réponse non-linéaire en cisaillement des murs de refend (MR) sous charges sismiques, continue à susciter l'intérêt de nombreuses recherches.

Il convient toutefois de noter que la réponse sismique réelle (non-linéaire) des MR est complexe tant elle implique la conjonction de plusieurs effets, comme :

- la superposition de plusieurs modes de vibration;
- l'interaction M, N et T (moment de flexion, effort de cisaillement et effort axial);
- le développement de zones de concentration des déformations inélastiques ou rotules plastiques, durant les cycles de chargement; ainsi que
- le caractère aléatoire des mouvements de sol.

À défaut d'une estimation réaliste de la demande effective en cisaillement à partir des méthodes d'analyses linéaires (dynamiques ou pseudo-statiques), les codes et normes modernes prescrivent (chacun à sa manière) un minimum de capacité en cisaillement pour les sections transversales. Ce minimum requis tient compte en générale de l'effet des modes supérieurs de vibration et de la sur-résistance en flexion de la section de béton.

Le code new-zélandais (NZS 3101) prescrit un minimum de capacité,  $V_r$ , tel que présenté ci-dessous :

$$V_r \geq \omega_v \times \frac{M_r}{M_f} \times V_f \quad (0.1)$$

avec :

- $M_r$ , la capacité résistante effectif en flexion de la section à la base du MR;
- $M_r/M_f$ , le facteur de sur-résistance de la section; et
- $\omega_v$ , le facteur d'amplification dynamique pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs de vibration.

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n}{10} & \text{si } n \geq 6 \\ 1.3 + \frac{n}{30} \leq 1.8 & \text{si } n < 6 \end{cases} \quad (0.2)$$

$\omega_v$  ne dépend que du nombre  $n$  d'étages du bâtiment étudié.

L'Euro-Code EC8 (CEN 2004) prescrit un minimum de capacité,  $V_r$ , supérieur à  $\varepsilon \times V_f$ ; où  $\varepsilon$  désigne un facteur d'amplification qui tient compte d'une part de la sur-résistance de la section de béton considérée et d'autre part de la forme du spectre de calcul :

$$\varepsilon = q \sqrt{\left( \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}} \right)^2 + 0.1 \left( \frac{S_e(T_c)}{S_e(T_1)} \right)^2} \leq q \quad (0.3)$$

où:

$q$  est le coefficient de comportement utilisé dans le calcul;

$M_{Ed}$  est le moment pondéré à la base du MR;

$M_{Rd}$  est le moment résistant à la base du MR;

$\gamma_{Rd}$  est le facteur pour tenir compte de la sur-résistance due à l'écroutissement de l'acier, en l'absence de spécifications particulière  $\gamma_{Rd}$  peut être pris égal à 1.2;

$T_I$  est la période du mode fondamental de vibration du bâtiment dans la direction considérée pour le cisaillement;

$T_C$  est la période limite dans la zone d'accélération spectrale constante du spectre de calcul;

$S_e(T)$  est la réponse spectrale élastique de l'accélération de calcul.

La norme canadienne de béton *Calcul des ouvrages en béton* (CSA A23.3) prescrit une capacité minimale en cisaillement,  $V_r$ , exprimée comme suit :

$$V_r \geq V_f \times \min \left( \frac{M_p}{M_f}, \frac{R_d \times R_o}{1.3} \right) \quad (0.4)$$

avec :

- $V_f$  et  $M_f$  respectivement la demande pondérée en cisaillement et celle en flexion dans la section considérée;
- $M_p$  est la capacité probable effective en flexion calculée (pour une section de MR située en zone plastique) à l'aide des coefficients de résistance pour les matériaux acier et béton  $\phi_c = \phi_s = 1$  et une résistance caractéristique de l'acier d'armature  $f_s = 1.25 \times f_y$ .
- $R_d$  et  $R_o$ , coefficients liés respectivement à la ductilité et à la sur-résistance (over-strength) du SRFS.

Une revue succincte de ces prescriptions montre que la norme canadienne est conservatrice par rapport à NZS 3101 ou l'Euro-Code. Le minimum de capacité prescrit est relié au développement de la capacité probable en flexion qui est près d'une fois et demi supérieure à la capacité résistante en flexion ( $M_p \approx 1.47 \times M_r$ ).

Il est par ailleurs établi que la réponse en cisaillement dans les sections critiques des SRFS (à la base des MR en l'occurrence) évaluée à partir d'analyses linéaires (pseudo-statiques ou dynamiques) en considérant les facteurs de réduction (dits de ductilité ou de comportement) donnés par les codes et normes, peut largement sous-estimer la demande. Ceci est dû au fait



que ces facteurs, qui permettent de tenir compte de la capacité ductile en flexion des SRFs (réponse réel non-linéaire), ne sont pas représentatifs du comportement en cisaillement qui est d'un autre type, plutôt fragile. En effet, plusieurs études (Blakeley et col. 1975; Filiatrault et col. 1994; Tremblay et col. 2001; Priestley et Amaris 2002; Priestley 2003; Sullivan et col. 2006; Krawinkler 2006; Panneton et col. 2006) révèlent que le risque potentiel de dépassement de la capacité en cisaillement dans les sections critiques des MR, pourtant conçus et dimensionnés conformes aux prescriptions sismiques, est réel en particulier dans les sections en phase post-élastique. Dans ces sections, la demande en cisaillement engendrée continue à croître avec l'accélération des mouvements de sol alors que la capacité en flexion est atteinte. Elle peut être telle qu'une rupture fragile (par cisaillement) de la section critique voire qu'un glissement à la base du MR le long des lèvres des fissures de flexion, soit provoqué. Cet excès de demande est essentiellement attribué à l'effet des modes supérieurs de vibration et à l'amplification dynamique non-linéaire de la réponse en cisaillement du MR. Il est par ailleurs utile de noter que peu d'études ont été consacrées aux systèmes de MR couplés ou partiellement couplés. La réponse en cisaillement à la base des MR de ces systèmes structuraux est encore plus complexe (que celle dans les MR isolés) car elle implique une interaction active entre les MR du système qui se partagent la demande en cisaillement. Cette dernière évolue durant les cycles de chargement et se redistribue à chaque instant en fonction des rigidités disponibles dans chaque MR. Au moment du pique de la demande la redistribution peut être fortement inéquitable (25%-75%) entre les sections contigües de MR d'un système pourtant symétrique, en particulier lorsque ces sections sont en phase post-élastique (Chaallal et Gautier 2000). Pour tenir compte de cet effet, certains auteurs (Filiatrault et col. 1994; Chaallal et Gauthier 2000) suggèrent de considérer des facteurs de réduction de force spécifiques au cisaillement, différents de ceux dits de ductilité ou de comportement. Des facteurs ( $R_V \leq 1.2$ ) sont proposés en fonction de l'intensité de l'activité sismique du site exprimée par le rapport,  $A/V$ , du maximum d'accélération au sol,  $A$ , au maximum de vitesse au sol,  $V$ .



## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Adams, J. and Atkinson, G. (2003). Development of Seismic Hazard Maps for Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada. *Can. J. Civ. Eng.*, 30, p.255-271.
- Adebar, P., Mutrie, J. and DeVall, R. (2005). Ductility of Concrete Walls: the Canadian Seismic Design Provisions 1984 to 2004. *Can. J. Civ. Eng.*, 32, p.1124-1137.
- AFPS, Association Française de génie ParaSismique (2003). Le séisme de Boumerdès (Algérie) du 21 mai 2003. [www.afps-seisme.org](http://www.afps-seisme.org)
- Atkinson, G.M. and Beresnev, I.A. 1998. Compatible ground motion time histories for new national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25, p.305-318.
- Atkinson, G.M. 2009. Earthquake time histories compatible with the 2005 national building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36, p.991-1000. doi:10.1139/L09-044.
- Benazza, T. and Chaallal, O. 2009. Conception sismique des murs de refend couplés, selon la norme canadienne *Calcul des ouvrages en béton 2004* et le *Code national du bâtiment –Canada 2005*. *Revue canadienne du génie civil*, 36, p.1221–1237. doi:10.1139/L08-100.
- Benazza, T. and Chaallal, O. 2010. Generated Seismic Signals for Canadian Soil Classes Compatible with the Design Spectra of 2005 National Building Code. *Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. July 25-29, 2010, Toronto, Ontario, Canada. Paper No 226.
- Bentz, E. C. (2000). Response 2000, Version 1.0.5. from [www.ecf.utoronto.ca](http://www.ecf.utoronto.ca)
- Bentz, E. C. and Collins, M. P. (2006). Development of 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 Shear Provisions for Reinforced Concrete. *Can. J. Civ. Eng.*, 33, p.521-534.
- Boivin, Y. and Paultre, P. 2010. Seismic performance of a 12-storey ductile concrete shear wall system designed according to the 2005 *National building code of Canada* and the 2004 Canadian Standard Association standard A23.3. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(1), p.1–16. doi:10.1139/L09-115.
- Chaallal, O., Gauthier, D. and Malenfant, P. 1996. Classification of coupled shear walls. *Journal of Structural Engineering*, 122(12), p.1453–1458. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445 (1996) 122, p.12 (1453).

- Chaallal, O. and Gauthier, D. 2000. Seismic shear demand on wall segments of ductile coupled shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(3), p.506–522. doi:10.1139/cjce-27-3-506.
- Chaallal, O. (1984). *Nonlinear Analysis and Design of Reinforced Concrete Coupled Wall Systems Subjected to Earthquake*. PhD Thesis. University of Liverpool. U.K., 306 p.
- Chaallal, O. and Ghlamallah, N. (1996). Seismic Response of Flexibility Supported Coupled Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Structural Division, 122(10), p.1187-1197.
- Chopra, A., K. 2000. *Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*. Second edition. Prentice-Hall, Inc. Upper Saddle River, NJ 07458. ISBN 0-13-086973-2.
- Clough, R. W. and Penzien, J. 1975. *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, New York.
- Computers and Structures, Inc. 2000. SAP2000. Integrated solution for structural analysis & design [programme informatique]. Version 14. Computers & Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- CSA. (1984). *Design of Concrete Structures for Buildings*. Standard CAN3-A23.3-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.
- CSA. (1994). *Design of Concrete Structures for Buildings*. Standard CAN3-A23.3-94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.
- CSA. (2004). *Design of Concrete Structures for Buildings*. Standard CAN3-A23.3-04, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario.
- D’Aronco D. 1993. *Évaluation du cisaillement sismique des murs ductiles en béton armé au canada*. M. Sc. thesis. Département génie civil, École polytechnique, Montréal, Québec.
- Filiatrault, A., d’Aronco D. and Tinawi R. 1994. Seismic shear demand of ductile cantilever walls: a Canadian code perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, p.363–376.
- Finn, W. D. L. and Wightman, A. (2003). Ground Motion Amplification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada. *Can. J. Civ. Eng.*, 30, p.272–278.
- Fintel, M. and Ghosh, S. K. (1980). *Seismic Resistance of 16-story Coupled Wall Structure*. Skokie, Ill. : Portland Cement Association, 31 p.

- Gates, A. E., et Ritchie, D. (2007). *Encyclopedia Of Earthquakes and Volcanoes*, Facts On File, Inc. Appendix D - The Deadliest Earthquakes.
- Ghorbanirenani, I. (2010). Experimental and numerical investigations of higher mode effects on seismic inelastic response of reinforced concrete shear walls. Ph.D. Thesis. École polytechnique de Montréal.
- Humar, J. and Rahgozar M.A. 2000. Application of uniform hazard spectra in seismic design of multistorey buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27, p.563–580.
- Humar, J. and Mahgoub M. A. 2003. Determination of seismic design forces by equivalent static load method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30, p.287–307. doi : 10.1139/L02-067.
- Halchuk, S. and Adams, J. (2004). De-aggregation of Seismic Hazard for Selected Canadian Cities. 13th world conference of earthquake engineering. Vancouver, B.C., Canada.
- Kannan, A. E. and Powel, G. H. (1973). DRAIN-2D. A General Purpose Computer Program for Dynamic Analysis of Inelastic Plane Structures. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Mallat, S. G. (2000). *Une exploration des signaux en ondelettes : Stéphane Mallat*. Palaiseau, France: Éditions de l'École polytechnique.
- Mitchell, D., Tremblay, R., Karacabeyli, E., Paultre, P., Saatcioglu, M. and Anderson, D. L. (2003). Seismic Force Modification Factors for the Proposed 2005 Edition of the National Building Code of Canada. *Can. J. Civ. Eng.*, 30, p.308-327.
- Mitchell D, Paultre P, Tinawi R, Saatcioglu M, Tremblay R, Elwood K, Adams J, DeVall R. 2010. Evolution of seismic design provisions in the *National building code of Canada*. *Canadian Journal of Civil Engineering* 37(9), p.1157-1170. doi : 10.1139/L10-054.
- Naiem, F. and Lew, M. (1995). On the Use of Design Spectrum Compatible Time Histories. *Earthquake Spectra*, 11, p.111-127.
- Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies., & Institut de recherche en construction (Canada). (2006). *Guide de l'utilisateur, CNBC 2005. Commentaires sur le calcul des structures (partie 4 de la division B) (2e - ed.)*. Ottawa: Institut de recherche en construction.
- NRCC 1995. 2005. 2010. National Building Code of Canada. Part 4: Structural design. Canadian Commission on Building and Fire Codes, National Research Council of Canada (NRCC), Ottawa, Ont.

- Panagiotou, M. and Restrepo, J.I. (2009). "Dual-Plastic Hinge Design Concept for Reducing Higher-Mode Effects On High-Rise Cantilever Wall Buildings." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 38, Issue 12, p.1359-1380.
- Panneton, M., Léger, P., and Tremblay, R. (2006). Inelastic Analysis of a Reinforced Concrete Shear Wall Building According to the NBCC 2005. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33 (7), 854-871.
- Paulay, T. (1971). Coupling Beams of RC Shear Walls. *ASCE. Journal of Structural Engineering*, 97(3), p.843-862.
- Paulay, T. and Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley. New York.
- Priestley, M.J.N., and Amaris, A.D. (2002). Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls. Research Report ROSE No. 01, Rose School, University of Pavia, Pavia, Italy.
- Priestley, M.J.N. (2003). Does capacity design do the job? An examination of higher mode effects in cantilever walls. *Bull. New Zealand Soc. for Earthquake Eng.*, 36(4), 276–292.
- Rainer, H. (1995). Le séisme de Kobe: les leçons qu'en tirent les spécialistes du bâtiment. *Innovation en construction*. (Juillet 1995).
- Standards Association of New Zealand. 1982. Commentary on the design of concrete structures. Standards association of New Zealand, Wellington, NZS 3101, part 2.
- Suares, L. E. and Montejó, L. A. (2005). Generation of Artificial Earthquake via the Wavelet Transform. *International journal of Solids and Structures*, 42, p.5905-5919.
- Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N., and Calvi, G.M., (2006). Shear forces in RC walls of frame-wall structures. *Proc. of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CA, USA.
- Wallace, J. W. and Moehle, J. P. (1992). Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings. *Journal of structural engineering*, ASCE., 118, p.1625-1643.
- White, T. and Adebare, P. (2004). Estimating Rotational Demands in High-Rise Concrete Wall Buildings. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, British Columbia.