

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

PAR
BRAYARD, Philippe

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE
DES ÉCOLES TYPIQUES DU QUÉBEC

MONTREAL, LE 17 DÉCEMBRE 2008

© Brayard Philippe, 2008

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. François Brissette, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Sanda Koboetic, membre du jury
Département des génies civil, géologique et des mines à l'École Polytechnique de Montréal

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 11 DÉCEMBRE 2008

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je souhaite remercier tout particulièrement ma directrice de recherche, Marie-José Nollet, pour m'avoir proposé ce sujet quelques jours seulement après mon arrivée à Montréal. Je veux souligner sa grande disponibilité, que ce soit à l'école ou pour nos déplacements et la pertinence de ses nombreux conseils. Le soutien financier accordé par le biais du projet et financé par le Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport m'a permis de me consacrer à temps plein sur ce mémoire.

Je tiens à remercier mon co-directeur de recherche, Amar Khaled, qui m'a lui aussi été d'une aide précieuse à de nombreuses reprises. Je remercie aussi tous les élèves du laboratoire des étudiants gradués de génie de la construction qui m'ont aidé et ont répondu à mes questions à un moment ou à un autre. Plus particulièrement, je remercie Bertrand Galy avec qui j'ai travaillé quotidiennement.

Je remercie le Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport, qui a montré une grande collaboration pour cette étude. En particulier, je remercie Monsieur Daniel Chagnon et tous les intervenants des différentes commissions scolaires qui ont été très accueillants et serviables.

Enfin, je souhaite remercier mes parents, mes amis de France et de Montréal et surtout Elodie pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de ma maîtrise.

ÉTUDE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES ÉCOLES TYPIQUES DU QUÉBEC

BRAYARD, Philippe

RÉSUMÉ

Les écoles du Québec sont situées dans une région sismique où l'aléa est considéré modéré à élevé. Cependant, les bâtiments n'ont pas tous été construits récemment et ils ne satisfont pas toujours les normes sismiques modernes. L'objectif de ce mémoire est d'évaluer le comportement sismique des écoles du Québec, par l'intermédiaire d'une caractérisation structurale et non structurale.

À l'aide de plusieurs sources complémentaires, comme la visite de 14 écoles, l'étude de plans et un rapport remis par le Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport, les écoles ont été réparties en cinq types structuraux, selon leur année de construction : les écoles anciennes à ossatures en acier résistant aux moments (avant 1950), les écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois (1955 – 1963), les écoles à ossatures en béton résistant aux moments (1950 – 1964), les écoles à murs de cisaillement en béton (1964 – 1979) et les écoles récentes à ossatures contreventées en acier (après 1980). Ces cinq types ont pu être caractérisés avec une description de leurs éléments structuraux et non structuraux.

Plusieurs méthodes ont été utilisées pour évaluer la vulnérabilité sismique relative de chaque type d'école. D'abord, une revue de littérature des dommages observés sur les écoles du Québec après le séisme du Saguenay en 1988 et sur les bâtiments similaires lors de séismes à travers le monde, a été effectuée. Cette étude met en évidence des dommages structuraux surtout pour des séismes majeurs et des dommages plutôt non structuraux à la suite de séisme modéré. Puis, deux classements relatifs de la vulnérabilité sismique des cinq types d'école ont été réalisés avec les ratios entre les valeurs de cisaillements à la base selon le code utilisé pour la conception et le CNBC 2005, et les indices de priorité sismique du CNRC. Ces classements montrent que les structures les plus anciennes sont potentiellement plus vulnérables. Cependant, seule une étude cas par cas peut confirmer la vulnérabilité d'un bâtiment. Enfin des tableaux présentent les déficiences sismiques et les dommages potentiels de chaque type d'école.

Des analyses dynamiques ont été réalisées avec le logiciel SAP2000© sur une école ancienne, pour évaluer les contraintes, les déplacements du bâtiment et les plastifications lors de séismes compatibles avec le spectre de Montréal (aléa sismique modéré) et de La Malbaie (aléa sismique élevé). Pour le modèle et les hypothèses utilisés, les résultats ont montré un comportement dynamique satisfaisant à Montréal mais pas à La Malbaie où un mécanisme de colonnes faibles et poutres fortes est observée.

Mots-clés : vulnérabilité sismique, bâtiments existants, écoles du Québec, types structuraux, dommages observés, déficiences sismiques, analyses dynamiques.

STUDY OF THE SEISMIC BEHAVIOUR OF THE QUEBEC TYPICAL SCHOOLS

BRAYARD, Philippe

ABSTRACT

Quebec Schools are located in a seismic zone where the hazard is moderate to high. However, not all the buildings have been constructed recently and they don't always meet modern seismic design standards. Therefore, the objective of this master's thesis is to evaluate the seismic behaviour of the Quebec schools, through structural and non structural characterization.

With the help of several complementary sources, like the visit of 14 schools, the examination of layouts and a report delivered by the Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport, schools were classified up into five structural types, depending on their year of construction : the old schools with steel moment-resisting frames (before 1950), the "Duplessis" schools with wood post and beam (1955 – 1963), the schools with concrete moment-resisting frames (1950 – 1964), the schools with concrete shear walls (1964 – 1979) and the recent schools with steel braced frames (after 1980). These five types have been characterized with a description of their structural and non structural components.

Several methods have been used to evaluate the relative seismic vulnerability of each type of schools. First, a literature review has been performed regarding the observed damages in the Quebec buildings during the Saguenay earthquake in 1988. The review also included seismic damages observed in similar building types world-wide. This study reveals that structural damages can happen during a major earthquake while non structural damages are more likely to be observed during a moderate earthquake. Then, two relative rankings of the seismic vulnerability have been completed with the ratios between the base shear according to code specifications for the year of design and the 2005 CNBC, and the seismic priority index assigned by the CNRC. These rankings show that old structures are potentially the most vulnerable. However, only a case study can confirm the seismic vulnerability of a building. Finally, potential seismic deficiencies and damages of each type of schools have been exposed in tables.

Linear and non linear dynamic analyses have been performed with the SAP2000© software on an old school building, in order to evaluate the stresses and the displacements of the building during earthquakes compatible with the spectrum of Montreal (moderate seismic hazard) and La Malbaie (high seismic hazard). According to used model and assumption, the building show satisfactory dynamic behavior in Montreal while in La Malbaie a strong beams weak columns mechanism is noticed.

Keywords : seismic vulnerability, existing buildings, Quebec schools, structural types, observed damages, seismic deficiencies, dynamic analyses.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 NOTIONS DE BASE SUR LES SÉISMES	5
1.1 Le risque sismique	5
1.2 La sismicité au Canada	6
1.2.1 L'ouest canadien	7
1.2.2 L'est canadien	7
1.2.3 Différence entre les séismes de l'ouest et de l'est canadien	11
CHAPITRE 2 COMPORTEMENT DES BÂTIMENTS LORS D'UN SÉISME	14
2.1 Les éléments structuraux.....	14
2.1.1 Les fondations.....	15
2.1.2 Les contreventements verticaux.....	15
2.1.3 Les diaphragmes de plancher.....	22
2.2 Système de base du bâtiment.....	24
2.2.1 Chemin de charge	24
2.2.2 Redondance.....	24
2.2.3 Configuration du bâtiment.....	25
2.2.4 Bâtiment adjacent.....	27
2.2.5 État des matériaux.....	28
2.3 Les éléments non structuraux.....	28
2.3.1 Les éléments intérieurs non structuraux	30
2.3.2 Les éléments extérieurs non structuraux.....	31
2.4 La protection parasismique.....	32
2.5 Évolution des normes parasismiques du CNBC.....	33
2.6 Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments	35
2.6.1 Classification typologique pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique.....	35
2.6.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles de la Colombie-Britannique.....	36
CHAPITRE 3 LES ÉCOLES DU QUÉBEC.....	38
3.1 Le système scolaire du Québec.....	38
3.2 Les spécifications du CNBC pour les écoles	39
3.2.1 Les anciennes éditions du CNBC : de 1941 à 1995.....	39
3.2.2 La dernière édition du CNBC en 2005	39
3.3 Classement typologique des écoles du Québec	41
3.3.1 Les cinq types d'écoles.....	41
3.3.2 Sources d'information.....	41
3.4 Description des typologies étudiées.....	45
3.4.1 Type 1 - Écoles anciennes OAM	45
3.4.1.1 Superficies et dimensions	45

3.4.1.2	Informations recueillies	45
3.4.1.3	Description générale de la typologie.....	48
3.4.2	Type 2 - Écoles « Duplessis » PPB.....	51
3.4.2.1	Superficies et dimensions	51
3.4.2.2	Informations recueillies	51
3.4.2.3	Description générale de la typologie.....	54
3.4.3	Type 3 - Écoles OBM	55
3.4.3.1	Superficies et dimensions	55
3.4.3.2	Informations recueillies	55
3.4.3.3	Description générale de la typologie.....	58
3.4.4	Type 4 - Écoles MCB.....	59
3.4.4.1	Superficies et dimensions	59
3.4.4.2	Informations recueillies	60
3.4.4.3	Description générale de la typologie.....	62
3.4.5	Type 5 - Écoles récentes OCA.....	63
3.4.5.1	Superficies et dimensions	63
3.4.5.2	Informations recueillies	63
3.4.5.3	Description générale de la typologie.....	65
3.4.6	Les autres types structuraux.....	66
3.4.7	Tous types confondus	67
CHAPITRE 4	LES DOMMAGES OBSERVÉS LORS D'ANCIENS SÉISMES	79
4.1	Les séismes du Québec	79
4.1.1	Le séisme de Cornwall en 1944.....	79
4.1.2	Le séisme du Saguenay en 1988	80
4.1.2.1	Caractéristiques du séisme	80
4.1.2.2	Les dommages occasionnés	81
4.2	Les dommages observés sur les écoles du Québec.....	82
4.2.1	Les dommages observés sur les écoles de Type 1	83
4.2.2	Les dommages observés sur les écoles de Type 2	86
4.2.3	Les dommages observés sur les écoles de Type 3	86
4.2.4	Les dommages observés sur les écoles de Type 4	88
4.2.5	Les dommages observés sur les écoles de Type 5	89
4.2.6	Les dommages observés sur les autres types d'écoles.....	89
4.2.7	Conclusion	91
4.3	Les séismes dans le monde	92
4.3.1	Le séisme de Loma Prieta (États-Unis) en 1989.....	92
4.3.2	Le séisme de Northridge (États-Unis) en 1994.....	94
4.3.3	Le séisme de Nisqually (États-Unis) en 2001	95
4.3.4	Le séisme de Molise (Italie) en 2002	95
4.4	Les dommages observés sur les typologies similaires aux écoles du Québec.....	96
4.4.1	Les dommages observés sur les bâtiments OAM	96
4.4.2	Les dommages observés sur les bâtiments PPB	97
4.4.3	Les dommages observés sur les bâtiments OBM	98
4.4.4	Les dommages sur les bâtiments MCB.....	99

4.4.5	Les dommages observés sur les bâtiments OAC	99
4.4.6	Les dommages observés sur tous les types de bâtiments confondus	99
4.5	Conclusion sur les dommages observés.....	99
CHAPITRE 5 LES DÉFICIENCES SISMQUES DES ÉCOLES TYPIQUES DU QUÉBEC.....		101
5.1	Classement relatif de la vulnérabilité sismiques des types structuraux	101
5.1.1	Calcul des ratios du cisaillement à la base.....	102
5.2	Calcul des indices de priorité sismique.....	105
5.3	Identification des déficiences sismiques des types d'écoles.....	107
5.3.1	Type 1 - Écoles anciennes OAM	107
5.3.1.1	Les déficiences sismiques des bâtiments OAM.....	107
5.3.1.2	Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 1	110
5.3.1.3	Recommandations.....	110
5.3.2	Type 2 - Écoles « Duplessis » PPB.....	113
5.3.2.1	Les déficiences sismiques des bâtiments PPB	113
5.3.2.2	Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 2	117
5.3.2.3	Recommandations.....	117
5.3.3	Type 3 - Écoles OBM	120
5.3.3.1	Les déficiences sismiques des bâtiments OBM	120
5.3.3.2	Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 3	124
5.3.3.3	Recommandations.....	127
5.3.4	Type 4 - Écoles MCB	127
5.3.4.1	Les déficiences sismiques des bâtiments MCB	127
5.3.4.2	Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 4	128
5.3.4.3	Recommandations.....	128
5.3.5	Type 5 - Écoles récentes OCA.....	130
5.3.5.1	Les déficiences sismiques des bâtiments OAC.....	130
5.3.5.2	Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 5	132
5.3.5.3	Recommandations.....	132
5.3.6	Tous types confondus	132
5.3.7	Les éléments non structuraux.....	136
5.4	Conclusion	146
CHAPITRE 6 ANALYSE DYNAMIQUE DES ÉCOLES ANCIENNES OAM		147
6.1	Bâtiment étudié	147
6.2	Formulaire détaillé de vulnérabilité sismique.....	151
6.3	Présentations des analyses	152
6.4	Sélection et identification du modèle.....	153
6.5	Analyse modale et méthode statique équivalente	155
6.5.1	Paramètres de l'analyse.....	155
6.5.2	Résultats.....	157
6.5.2.1	Direction transversale	157
6.5.2.2	Direction longitudinale	158
6.5.2.3	Conclusion	160

6.6	Analyse spectrale	160
6.6.1	Paramètres de l'analyse.....	160
6.6.2	Résultats.....	161
6.6.2.1	Direction transversale	161
6.6.2.2	Direction longitudinale	162
6.6.2.3	Conclusion	164
6.7	Analyse dynamique temporelle non linéaire.....	164
6.7.1	Paramètres de l'analyse.....	164
6.7.2	Résultats.....	168
6.7.2.1	Direction transversale	168
6.7.2.2	Direction longitudinale	172
6.7.2.3	Conclusion	176
6.8	Conclusion générale.....	176
CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		178
ANNEXE I	NOTIONS DE BASE SUR LES SÉISMES	182
ANNEXE II	LE CLASSEMENT DES IRRÉGULARITÉS SELON LE CNBC 2005	192
ANNEXE III	FORMULAIRES DES VISITE D'ÉCOLES.....	198
ANNEXE IV	CALCUL DES RATIOS $V_{conception} / V_{2005}$	247
ANNEXE V	CALCUL DES INDICES DE PRIORITÉ SISMIQUE	256
ANNEXE VI	FORMULAIRE DÉTAILLÉ DE VULNÉRABILITÉ	258
ANNEXE VII	DÉTAIL DES CALCULS RÉALISÉS POUR LE CHAPITRE 7.....	267
LISTE DE RÉFÉRENCES		271

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Séismes majeurs de l'est canadien.....9
Tableau 2.1	Liste des types structuraux répertoriés dans le CNRC.....22
Tableau 2.2	Évolution des normes parasismiques du CNBC34
Tableau 3.1	Coefficient de risque parasismique à l'état limite ultime40
Tableau 3.2	Sources utilisées pour caractériser les types d'écoles.....44
Tableau 5.1	Ratios $V_{\text{construction}} / V_{2005}$ des écoles typiques du Québec.....104
Tableau 5.2	Indice de priorité sismique de chaque type d'école106
Tableau 5.3	Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 1111
Tableau 5.4	Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 2118
Tableau 5.5	Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 3125
Tableau 5.6	Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 4129
Tableau 5.7	Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 5133
Tableau 5.8	Déficiences sismiques potentielles de tous les types confondus134
Tableau 5.9	Déficiences sismiques potentielles des éléments architecturaux137
Tableau 5.10	Déficiences sismiques potentielles des composants des installations électriques et mécaniques139
Tableau 5.11	Déficiences sismiques potentielles du contenu du bâtiment.....140
Tableau 6.1	Dimensions des poutres et des colonnes du modèle149
Tableau 6.2	Propriétés des aciers du modèle.....149
Tableau 6.3	Propriétés du béton du modèle.....150
Tableau 6.4	Propriétés des remplissages de maçonnerie du modèle150
Tableau 6.5	Résistance au cisaillement et à la compression des remplissages.....151
Tableau 6.6	Périodes et masses participantes des modes prépondérants.....155

Tableau 6.7	Déplacements résultant de la méthode statique équivalente dans la direction transversale157
Tableau 6.8	Forces et moments normalisés résultant de la méthode statique équivalente dans la direction transversale158
Tableau 6.9	Déplacements résultant de la méthode statique équivalente dans la direction longitudinale159
Tableau 6.10	Forces et moments normalisés résultant de la méthode statique équivalente dans la direction longitudinale159
Tableau 6.11	Déplacements résultant de l'analyse spectrale dans la direction transversale161
Tableau 6.12	Forces et moments normalisés résultant de l'analyse spectrale dans la direction transversale162
Tableau 6.13	Déplacements résultant de l'analyse spectrale dans la direction longitudinale163
Tableau 6.14	Forces et moments normalisés résultant de l'analyse spectrale dans la direction longitudinale163
Tableau 6.15	Caractéristiques des accélérogrammes utilisés166
Tableau 6.16	Déplacements résultant de l'analyse temporelle dans la direction transversale168
Tableau 6.17	Forces et moments normalisés résultant de l'analyse temporelle dans la direction transversale169
Tableau 6.18	Niveaux de performance des rotules plastiques dans la direction transversale172
Tableau 6.19	Déplacements résultants de l'analyse temporelle dans la direction longitudinale172
Tableau 6.20	Forces et moments normalisés résultant de l'analyse temporelle dans la direction longitudinale173
Tableau 6.21	Niveaux de performance des rotules plastiques dans la direction longitudinale175

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Carte de l'aléa sismique du Canada en 20056
Figure 1.2	Historique des séismes du Québec depuis cinq ans8
Figure 1.3	Les trois régions sismiques de l'est canadien : WQU, CHV, BSL.....9
Figure 1.4	Spectre d'aléa uniforme du CNBC 2005 de Montréal et Vancouver12
Figure 2.1	Les éléments structuraux d'un bâtiment15
Figure 2.2	Déformation des poteaux et poutres d'une ossature17
Figure 2.3	Boucle d'hystérésis de l'acier18
Figure 2.4	Formation des rotules plastiques dans les poteaux ou dans les poutres.....19
Figure 2.5	Différents types de contreventements diagonaux20
Figure 2.6	Manque de redondance25
Figure 2.7	Différentes situations d'irrégularités horizontales26
Figure 2.8	Les principaux éléments non structuraux29
Figure 3.1	Répartition des écoles du Québec selon la typologie du bâtiment original ou d'un agrandissement42
Figure 3.2	Corridor de l'école 1-A avec ses colonnes et ses poutres recouvertes46
Figure 3.3	Façade avant en pierre de l'école 1-B.....47
Figure 3.4	Corridor de l'école 1-C48
Figure 3.5	Schéma d'une école ancienne à ossature en acier résistant aux moments.49
Figure 3.6	Détail des assemblages caractéristiques des structures ancienne d'acier ..50
Figure 3.7	Corridor de l'école 2-A.....52
Figure 3.8	Façade avant de l'école 2-B et son apparence d'école « Duplessis ».....53
Figure 3.9	Façade avant de l'école 2-C.....53

Figure 3.10	Schéma d'une école « Duplessis » à poteaux et poutres en bois54
Figure 3.11	Poutres et colonnes en béton de l'école 3-A56
Figure 3.12	Façade avant de l'école 3-B57
Figure 3.13	Schéma d'une école à ossature en béton résistant aux moments59
Figure 3.14	Façade avant de l'école 4-A avec ses murs de cisaillement61
Figure 3.15	Façade avant de l'école 4-B avec murs travaillant de cisaillement61
Figure 3.16	Schéma d'une école à murs de cisaillement en béton62
Figure 3.17	Façade avant de l'école 5-A64
Figure 3.18	Façade avant de l'école 5-B65
Figure 3.19	Schéma d'une école récente à ossature contreventée en acier66
Figure 3.20	Auvent en béton préfabriqué d'une école « tilt-up »69
Figure 3.21	Cheminée en périphérie du toit d'une école typique ancienne69
Figure 3.22	Cloison de blocs de béton s'arrêtant au-dessus du faux-plafond70
Figure 3.23	Ancrages des blocs de béton en partie supérieure71
Figure 3.24	Poutrelles triangulées d'acier traversant les cloisons de blocs de béton71
Figure 3.25	Faux-plafonds suspendus avec des tiges métalliques verticales72
Figure 3.26	Luminaires encastrés dans le faux-plafond73
Figure 3.27	Luminaires suspendus73
Figure 3.28	Luminaires vissés au plafond74
Figure 3.29	Fixation des casiers à des poutres74
Figure 3.30	Fixation des casiers aux murs en partie supérieure75
Figure 3.31	Fixation des rayonnages aux murs75
Figure 3.32	Petits carreaux de verre traditionnel en partie supérieure des cloisons76
Figure 3.33	Vitres en verre traditionnel en partie supérieure des cloisons76

Figure 3.34	Systèmes d'ancrage de la tuyauterie.....	77
Figure 3.35	Tuyauterie dans une chaufferie.....	78
Figure 3.36	Conduits d'aération d'un corridor d'une école polyvalente	78
Figure 4.1	Épicentre et courbes isoséistes du séisme du Saguenay	81
Figure 4.2	Prolongement jusque sous le toit de la cloison en blocs sans ancrage.....	84
Figure 4.3	Rupture des blocs de béton dans la partie supérieure du mur de la nouvelle aile de l'école polyvalente Dominique Racine	85
Figure 4.4	Débris dus aux chutes de blocs de béton dans la nouvelle aile de l'école polyvalente Dominique Racine.....	85
Figure 4.5	Fissures horizontales dans les colonnes extérieures de l'ancienne aile de l'école polyvalente de La Baie.....	86
Figure 4.6	Une des nouvelles ailes de l'école polyvalente de La Baie	87
Figure 4.7	Blocs de béton endommagés dans un corridor de l'école polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi.....	88
Figure 4.8	Système structural de l'école Georges Vanier	90
Figure 4.9	Détail de l'appui latéral pour le mur de séparation.....	90
Figure 4.10	Chute de tuiles de plafond à la piscine de l'école Wilbrod Bhérer	91
Figure 5.1	Ancrage des structures en bois aux fondations avec des boulons d'acier traversant la lisse d'assise	115
Figure 5.2	Ancrage des structures en bois aux fondations avec des fixations d'acier	115
Figure 5.3	Revêtement extérieur et ancrage des murs bas aux fondations.....	116
Figure 5.4	Fissures d'un joint lors d'un séisme, perpendiculaires au plan diagonal de traction	121
Figure 5.5	Fissures d'un joint avec deux degrés de détails	122
Figure 5.6	Ancrage des éléments de façade pour les forces horizontales	141
Figure 5.7	Contreventement d'une cloison en maçonnerie avec des cornières.....	141
Figure 5.8	Contreventement d'une cloison avec des décharges d'angle.....	142

Figure 5.9	Contreventement latéral d'un faux-plafond suspendu	142
Figure 5.10	Tiges de sûreté pour luminaires suspendus.....	143
Figure 5.11	Contreventement latéral de la tuyauterie	144
Figure 5.12	Fixations des classeurs hauts	145
Figure 5.13	Dispositif de retenue parasismique pour classeur et rayonnage	145
Figure 6.1	Bâtiment de l'école de Type 1 étudié	148
Figure 6.2	Modèle du bâtiment sous SAP2000©.....	154
Figure 6.3	Déformations des modes prépondérants selon UX.....	155
Figure 6.4	Déformations des modes prépondérants selon UY	156
Figure 6.5	Spectre d'aléa uniforme de Montréal et de La Malbaie.....	161
Figure 6.6	Accélérogrammes synthétique calibrés de Montréal et spectres d'accélération.....	167
Figure 6.7	Accélérogramme synthétique calibrés de La Malbaie et spectre d'accélération.....	167
Figure 6.8	Déplacements maximaux pour l'accélérogramme de La Malbaie dans la direction transversale	168
Figure 6.9	Séquence de plastification pour le séisme de La Malbaie dans la direction transversale	170
Figure 6.10	Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure.....	170
Figure 6.11	Rotule plastique à la base d'une colonne extérieure	171
Figure 6.12	Rotule plastique au centre du remplissage de maçonnerie	171
Figure 6.13	Déplacements maximaux pour l'accélérogramme de La Malbaie dans la direction longitudinale	173
Figure 6.14	Séquence de plastification pour un séisme dans la direction longitudinale	174
Figure 6.15	Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure du rez-de-chaussée	174
Figure 6.16	Rotule plastique à la base d'une colonne extérieure du rez-de-chaussée	175

Figure 6.17 Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure du 2^{ème} étage.....175

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

Abréviations

ACNOR	Association Canadienne de Normalisation
AINC	Affaires Indiennes et du Nord Canada
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing Materials
ATC	Applied Technology Council
BSL	Région du Bas-Saint-Laurent
CCCBPI	Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies
CHV	Région de Charlevoix-Kamouraska
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CNRC	Conseil National de Recherche du Canada
CSA	Canadian Standards Association
EMS98	Échelle Macrosismique Européenne
EERI	Earthquake Engineering Research Institute
FEMA	Federal Emergency Management Agency
INS	Indice non structural
IPS	Indice de priorité sismique
IRC	Institut de Recherche en Construction
IS	Indice structural
JMA	Nom de l'échelle de la Japan Meteorological Agency
MÉLS	Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport
MCB	Murs de cisaillement en béton

MM	Échelle de Mercalli Modifiée
MSK	Nom de l'échelle européenne d'intensité sismique et ses trois créateurs : Medvedev, Sponheuer et Karnik
NASA	National Aeronautics and Space Administration
OAM	Ossature en acier résistant aux moments
OBM	Ossature en béton résistant aux moments
OCA	Ossature contreventée en acier
OCDE	Organisation de coopération et de développement économiques
PIB	Produit intérieur brut
PPB	Poteaux et poutres en bois
RNCAN	Ressources naturelles Canada
SCHL	Société canadienne d'hypothèques et de logement
SEI	Structural Engineering Institute
SRFL	Système résistant aux forces latérales
USGS	United States Geological Survey
TPSGC	Travaux publics et services gouvernementaux Canada
WOU	Région de l'ouest du Québec

Alphabet romain minuscule

a	Accélération
a	Largeur de la bielle (FEMA 356)
f_m	Résistance à la compression du matériau de remplissage
f_{vie}	Résistance au cisaillement du matériau de remplissage
h_{inf}	Hauteur du remplissage (FEMA 356)

m	Masse
m_b	Magnitude des ondes de volume
r_{inf}	Longueur de la diagonale du panneau de remplissage
v	Rapport de vitesse de la zone (CNBC 85)

Alphabet romain majuscule

A	Facteur de sismicité pour le calcul de l'indice de priorité sismique
A	Rapport d'accélération de la zone (CNBC 80)
A_{ni}	Aire nette de la section cimentée à travers le remplissage (FEMA 356)
B	Facteur de conditions du sol pour le calcul de l'indice de priorité sismique
C	Constante dans le calcul des forces sismiques (CNBC 41, CNBC 53)
C	Genre de construction (CNBC 65)
C	Coefficient numérique de cisaillement à la base (CNBC 70)
C	Facteur du type de structure pour le calcul de l'indice de priorité sismique
CS	Commission scolaire
D	Facteur d'irrégularités pour le calcul de l'indice de priorité sismique
E	Facteur d'importance du bâtiment pour le calcul de l'indice de priorité sismique
E_{fc}	Module d'élasticité du matériau du cadre (FEMA 356)
E_{mc}	Module d'élasticité de la maçonnerie en compression (FEMA 356)
F	Coefficient de fondations
F	Facteur de dangers reliés aux éléments non structuraux pour le calcul de l'indice de priorité sismique
F	Force horizontale appliquée au centre de gravité (CNBC 41)

F	Force horizontale appliquée à chaque plancher au-dessus des fondations et au toit (CNBC 53)
F_1	Facteur de risques de chutes d'objets pour le calcul de l'indice de priorité sismique
F_2	Facteur de risques pour les opérations essentielles pour le calcul de l'indice de priorité sismique
F_x	Force latérale agissant au niveau x (CNBC 05)
I	Coefficient d'importance du bâtiment
I	Module d'inertie d'une section
I_E	Coefficient de risque parasismique de l'ouvrage (CNBC 05)
I_{MM}	Intensité de l'échelle de Mercalli Modifiée
K	Coefficient numérique pour le calcul des charges sismiques
L_{inf}	Longueur du remplissage (FEMA 356)
M_L	Magnitude locale
M_S	Magnitude des ondes de surface
M_v	Facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur sur le cisaillement à la base (CNBC 05)
M_w	Magnitude du moment sismique
OI	Occupation immédiate
PE	Prévention de l'effondrement
R	Facteur sismique (CNBC 65)
R	Coefficient sismique de la région (CNBC 70)
R	Facteur de modification de force (CNBC 90)
R_d	Coefficient de modification de force liée à la ductilité (CNBC 05)
R_o	Coefficient de modification de force liée à la sur-résistance (CNBC 05)

S	Coefficient utilisé pour le calcul des charges sismiques (CNBC 65)
S	Coefficient de réponse sismique de l'ouvrage
S	Charge due à l'accumulation de la neige et de la pluie sur un toit (CNBC 05)
S(T)	Accélération spectrale de calcul pour une période donnée, T
SO	Sécurité des occupants
T_a	Période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment (CNBC 05)
U	Facteur représentant le niveau de protection suivant l'expérience (CNBC 90)
V	Force de calcul sismique latérale agissant à la base de la structure
V_{fre}	Résistance au cisaillement du cadre en acier (FEAM 356)
V_{inc}	Résistance au cisaillement du remplissage (FEMA 356)
V_p	Force latérale agissant sur une partie de la structure
V_x	Force latérale au niveau x
W	Charge sismique du bâtiment
Za	Zone sismique d'accélération
Zv	Zone sismique de vitesse

Alphabet grec

δ	Déplacement inter étage
λ_1	Coefficient utilisé pour déterminer la largeur équivalente de la bielle de maçonnerie (FEMA 356)
Δ	Déplacement total

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

Aire

m² mètre carré

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur

km kilomètre

m mètre

cm centimètre

mm millimètre

UNITÉS DE MASSE

Masse

kg kilogramme

UNITÉS MÉCANIQUES

Vitesse

km/s kilomètre par seconde

Accélération

g accélération gravitationnelle

Angle

° degré

rad radian

UNITÉS DE TEMPS

h heure

s seconde

Force

kN kilonewton

Contrainte

kPa kilopascal

Moment d'une force

kN.m kilonewton par mètre

INTRODUCTION

Le risque sismique constitue un risque naturel sérieux au Québec. Le dernier grand séisme d'envergure en 1988 au Saguenay, avec une magnitude M_w de 5,9 en est la preuve. Tous les bâtiments doivent être conçus et construits en tenant compte de ce risque par l'application des exigences des normes parasismiques du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC). Mais les normes sont en renouvellement perpétuel, comme en témoigne la dernière édition du CNBC 2005 qui inclut des nouveautés importantes dans le domaine sismique. D'autre part, le patrimoine immobilier des écoles du Québec n'est pas récent et tel que recommandé par le code, la mise en conformité ne se fait généralement que lors de travaux de modification structurale. Une question se pose cependant : comment ces bâtiments existants réagiront en cas de séisme ? Pour répondre à cette question, une première étape est d'étudier le comportement sismique des écoles du Québec.

Contexte et problématique

En juillet 2005, le Conseil de l'Organisation de Coopération et de Développement Economique (OCDE) a approuvé la « *Recommandation de l'OCDE relative aux lignes directrices sur la sûreté sismique des établissements scolaires* ». Cette initiative vise à diminuer le risque sismique dans les écoles et contribue à prévenir des accidents graves. En approuvant ces lignes directrices, les pays membres dont le Canada se sont engagés à les mettre en application. En ce qui concerne la construction de nouveaux bâtiments, le CNBC et les normes de conception en vigueur au Québec visent déjà une performance minimale de protection des occupants et vont même au-delà dans le cas des écoles, par la prescription de facteurs d'importance associés à ce type de bâtiment. La problématique associée aux bâtiments existants est différente, puisque ces bâtiments ont pu être conçus avec des normes sismiques de conception moins restrictives que celles d'aujourd'hui. Bien que ces bâtiments soient généralement pourvus d'un système de résistance aux forces latérales, le comportement lors d'un séisme n'est pas toujours prévisible.

Afin de mettre en application les recommandations de l'OCDE en matière de sûreté sismique des établissements scolaires, la direction des équipements scolaires a tenté de définir les

grandes lignes d'un plan d'action. Outre l'aléa sismique défini selon la sismicité locale, un inventaire des bâtiments scolaires doit être réalisé dans le but d'établir dans un premier temps une priorité d'évaluation pour ensuite établir une priorité d'intervention et définir des recommandations.

Ce mémoire de maîtrise s'inscrit dans ce contexte. Il contribue à mettre en place les informations requises pour développer des outils d'évaluation adaptés aux bâtiments scolaires du Québec et qui permettront de répondre à deux éléments importants des recommandations de l'OCDE : (i) le recensement des bâtiments scolaires présentant une vulnérabilité aux séismes et, (ii) la hiérarchisation des priorités permettant d'élaborer une évaluation plus détaillée de la résistance sismique des bâtiments.

Ce projet met en place les bases nécessaires au développement d'une procédure d'évaluation de premier niveau. Ces évaluations servent à établir un classement relatif de la vulnérabilité sismique des bâtiments, sur la base d'observations visuelles et d'une procédure qui nécessite peu ou pas de calcul. Les informations recueillies doivent permettre d'identifier le système de résistance aux forces latérales et les déficiences sismiques potentielles. Suite à ces évaluations de premier niveau, les bâtiments identifiées comme prioritaires pourront faire l'objet d'une évaluation détaillée.

Les objectifs et la méthodologie prévus pour ce projet sont décrits dans les paragraphes suivants.

Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire de recherche est d'étudier le comportement sismique des écoles typiques du Québec, à partir de leur caractérisation structurale. Pour cela, les écoles visées par l'étude ont été classées en cinq types structuraux correspondant à cinq époques de construction. Le mémoire est divisé selon les sous objectifs suivants :

1. Identification des systèmes structuraux caractéristiques de chaque « type » d'école ;
2. Identification des composants des différents systèmes structuraux identifiés en 1 (cadres, murs de refend, etc.) et des composants non-structuraux (panneaux préfabriqués, murs de remplissage en maçonnerie, etc.) pour chaque type d'école ;

3. Inventaire des déficiences sismiques et dommages potentiels reliés aux composants structuraux et non-structuraux répertoriés en 2 ;
4. Validation du comportement d'un bâtiment de Type 1 (Ossature en acier résistant aux moments) par une analyse dynamique non linéaire pour des séismes compatibles avec des spectres de Montréal (aléa sismique modéré) et de La Malbaie (aléa sismique élevé).

Méthodologie

Pour répondre aux objectifs 1 et 2, l'inventaire des bâtiments des écoles et l'identification des types de bâtiments scolaires sont réalisés à partir du rapport du MÉLS (Chagnon, 2006). Ensuite les caractéristiques structurales et non structurales de chaque type de bâtiment sont déterminées en se basant sur les classes typologiques utilisées par le CNRC (IRC, 1992) et le FEMA (ATC et FEMA, 2002a). Par ailleurs, l'analyse de plans de chaque type et des visites sur le terrain d'au moins deux écoles de chaque type sont effectués afin de compléter et valider cet inventaire.

Pour répondre à l'objectif 3, les dommages observés sur les bâtiments de types structuraux identiques après les séismes historiques du Québec (notamment le séisme du Saguenay en 1988) et retrouvés dans la littérature, sont étudiés. Une collecte d'informations supplémentaires est faite sur les dommages ayant touché des structures similaires ailleurs dans le monde.

Ensuite les déficiences sismiques relatives aux systèmes structuraux ou éléments non structuraux répertoriés sont identifiés et des liens entre les dommages observés et les déficiences sismiques présentes sont établis.

Enfin, un inventaire des déficiences sismiques et des dommages potentiels associés est réalisé en identifiant leur importance et leur incidence.

Pour répondre à l'objectif 4, la sélection d'un type structural est effectuée sur la base du classement établi précédemment. Les paramètres d'analyse et de modélisation sont définis et justifiés. Ils incluent entre autre les dimensions typiques, les propriétés des matériaux et les

séismes d'analyse. L'analyse dynamique linéaire et non linéaire du modèle peut alors être faite.

Organisation du mémoire

Le chapitre 1 présente le risque sismique et les particularités de la sismicité au Canada. Le chapitre 2 explique comment les bâtiments réagissent lors d'un séisme et se divise selon les quatre facteurs déterminants : le système de base du bâtiment, les éléments structuraux, les éléments non structuraux et les protections parasismiques. Le chapitre 3 présente les écoles du Québec et leur classement en cinq catégories. Ce classement est ensuite développé avec l'identification pour chaque type d'école du système structural, des éléments structuraux et des éléments non-structuraux. Le chapitre 4 est une revue de tous les dommages observés sur des écoles et sur des bâtiments similaires lors de séismes récents. Le chapitre 5 présente les déficiences sismiques de chaque type d'école avec son classement. Le chapitre 6 présente les résultats des analyses linéaires et non linéaires effectuées sur un modèle de bâtiment sélectionné. Des conclusions sont tirées à la fin du mémoire ainsi que des recommandations pour les études futures.

CHAPITRE 1

NOTIONS DE BASE SUR LES SÉISMES

L'étude du comportement sismique des écoles typiques du Québec passe avant tout par une bonne compréhension du risque sismique.

Les notions de base sur les séismes sont présentées en Annexe I avec une explication de l'origine des tremblements de terre, les différents types d'ondes sismiques émises et leurs mesures. Dans ce chapitre, le risque sismique et les composantes requises pour son évaluation sont définies. Enfin, la sismicité du Canada est décrite, en mettant en évidence les différences entre les séismes de l'est et de l'ouest canadien.

1.1 Le risque sismique

Le risque sismique admet plusieurs définitions selon les sources utilisées. La plus concise est de définir le risque sismique comme le produit de l'aléa sismique et de la vulnérabilité sismique du bâtiment (Filiatrault, 1996). Ces deux termes sont présentés plus en détails dans cette section. Parfois un dernier facteur est ajouté : la valeur mise en danger, regroupant les valeurs humaines, mobilières et immobilières. La relation ainsi obtenue est :

$$\text{Risque} = \Sigma [(\text{aléa sismique}) \times (\text{vulnérabilité sismique}) \times (\text{valeur mise en danger})] \quad (1-1)$$

L'aléa sismique

L'aléa sismique est couramment défini comme la probabilité d'occurrence d'une intensité sismique donnée pendant une période de temps donnée. Il doit être quantifié pour être utilisé lors de la conception de tout bâtiment. Le CNBC 2005 fournit ainsi des cartes d'aléa sismique pour tout le Canada qui donne l'accélération spectrale S_a avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans. Avec les accélérations spectrales de quatre périodes clés (0,2 s - 0,5 s - 1 s - 2 s), le code permet de tracer les spectres d'aléa uniforme pour une ville donnée.

La vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique est la probabilité d'occurrence d'un niveau de dommage pour une classe de bâtiments lors d'un séisme d'une intensité donnée. Cette vulnérabilité sismique dépend de nombreux facteurs qui sont expliqués au chapitre 2.

1.2 La sismicité au Canada

Au Canada, les phénomènes sismiques sont un danger national puisque trois grandes zones sont concernées par un aléa sismique assez élevé : l'ouest, le nord et l'est (*Voir Figure 1.1*). Comme les centres urbains du pays se trouvent surtout à l'ouest et à l'est, le risque sismique est pris très au sérieux, car les pertes économiques et en vies humaines peuvent être considérables.

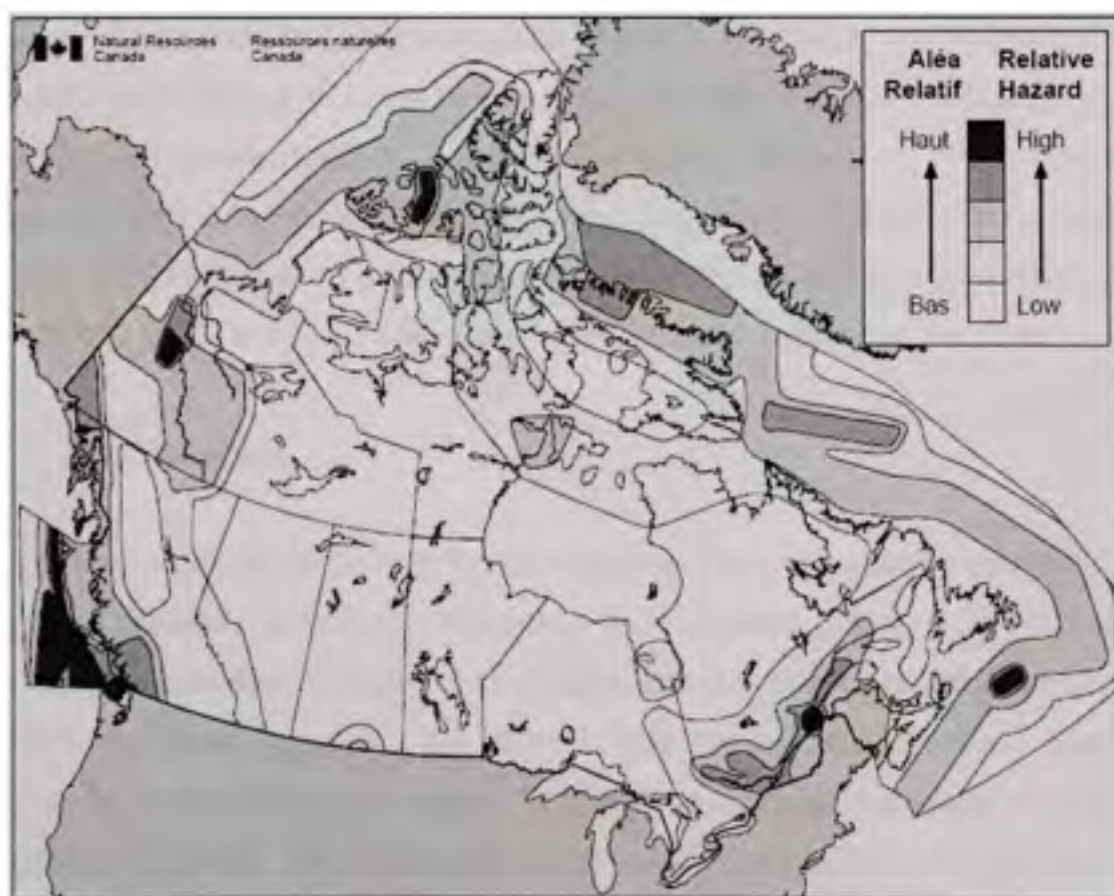


Figure 1.1 Carte de l'aléa sismique du Canada en 2005.
(RNCAN, 2008)

Pour bien comprendre la sismicité du Québec, il est pertinent de présenter brièvement la sismicité de l'ouest canadien avant celle de l'est canadien et comprendre quelles sont les différences fondamentales entre les deux régions.

1.2.1 L'ouest canadien

L'ouest canadien est la région du Canada la plus sujette aux tremblements de terre. Trois plaques tectoniques se touchent le long de cette région : la plaque de l'Amérique du nord, la plaque du pacifique et la plaque Juan de Fuca.

Les trois types de séismes tectoniques (glissement, convergence et divergence) peuvent y avoir lieu. La cause de ces séismes est bien identifiée avec la présence de nombreuses failles actives dont la faille de subduction de Juan de Fuca au large de l'île de Vancouver. La Commission Géologique du Canada enregistre plus de 1 000 séismes par an dans cette région et a identifié trois zones à fort aléa sismique : la région de la Reine-Charlotte, la région au large de la côte du Pacifique et la région continentale (Filiatrault, 1996). Des séismes puissants ont causé de nombreux dégâts au cours de ces derniers siècles, avec une magnitude M_W de 9,0 le 26 janvier 1700 dans la zone de subduction Cascadia ou plus récemment une magnitude M_W de 8,1 le 22 août 1949 au large de l'archipel de la Reine-Charlotte.

1.2.2 L'est canadien

La compréhension de la sismicité de l'est canadien est beaucoup moins précise que celle de l'ouest. L'est canadien est situé en plein milieu de la plaque d'Amérique du Nord et peu de failles sont présentes dans la région. Les séismes semblent plutôt être liés à des champs de contraintes régionaux, entraînant des séismes dans les zones de faiblesse relativement récentes de la croûte terrestre, qui brisent l'intégrité de la plaque tectonique d'Amérique du Nord (RNCAN, 2008). Ces contraintes sont surtout représentées sous la forme d'une compression est-nord-est (Adams et Basham, 1989). D'une façon générale, la raison de ces séismes pourrait être la réactivation d'un système de failles de rift, vieux de plus de 225 millions d'années (Filiatrault, 1996). L'origine de ces failles date de 250 à 800 millions

d'années. Elles sont en profondeur et donc non visibles, contrairement à l'ouest canadien où elles sont en surface. La commission géologique du Canada enregistre chaque année près de 450 séismes dans l'est du pays. Ces séismes sont caractérisés par un hypocentre situé à des profondeurs comprises entre 5 et 25 km. Ils ont en général une magnitude plus faible que ceux de l'ouest : quatre séismes par an dépassent la magnitude $M_w = 4$ et sur une période de dix ans, trois séismes dépassent une magnitude $M_w = 5$ (Voir Figure 1.2).

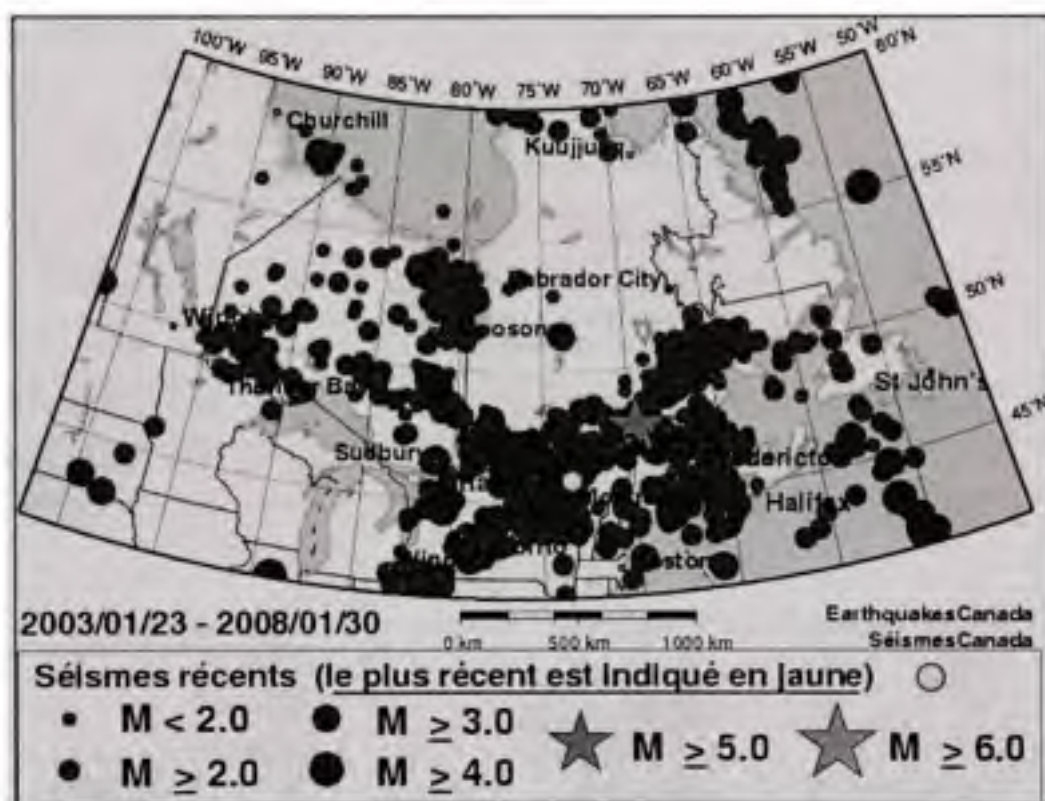


Figure 1.2 *Historique des séismes du Québec depuis cinq ans.*
(RNCAN, 2008)

Des séismes dévastateurs de forte magnitude ont déjà eu lieu au Québec dans le passé et d'autres se produiront par la suite inévitablement (Voir Tableau 1.1). Il faut noter que les magnitudes des séismes anciens sont des magnitudes estimées, car à cette époque les appareils de mesure n'existaient pas. Tout l'est canadien est touché par les séismes mais les enregistrements ont permis de délimiter trois régions principales : l'ouest du Québec (WQU), la Région de Charlevoix (CHV) et la région du Bas-Saint-Laurent (BSL) (Voir Figure 1.3).

Tableau 1.1

Séismes majeurs de l'est canadien
(Bruneau et Lamontagne, 1994; RNCAN, 2008)

Date	Magnitude M_w	Localisation
18 novembre 1929	7,2	Grands Bancs, Sud de Terre-Neuve
5 février 1663	7,0	Charlevoix-Kamouraska, Qc
20 octobre 1870	6,5	Charlevoix-Kamouraska, Qc
1 ^{er} mars 1925	6,2	Charlevoix-Kamouraska, Qc
1 ^{er} novembre 1935	6,2	Région du Témiscamingue, frontière Québec et Ontario
6 décembre 1791	6,0	Charlevoix-Kamouraska, Qc
17 octobre 1860	6,0	Charlevoix-Kamouraska, Qc
25 novembre 1988	5,9	Région du Saguenay, Qc
16 septembre 1732	5,8	Ouest du Québec, Région de Montréal
5 septembre 1944	5,6	Région de Cornwall

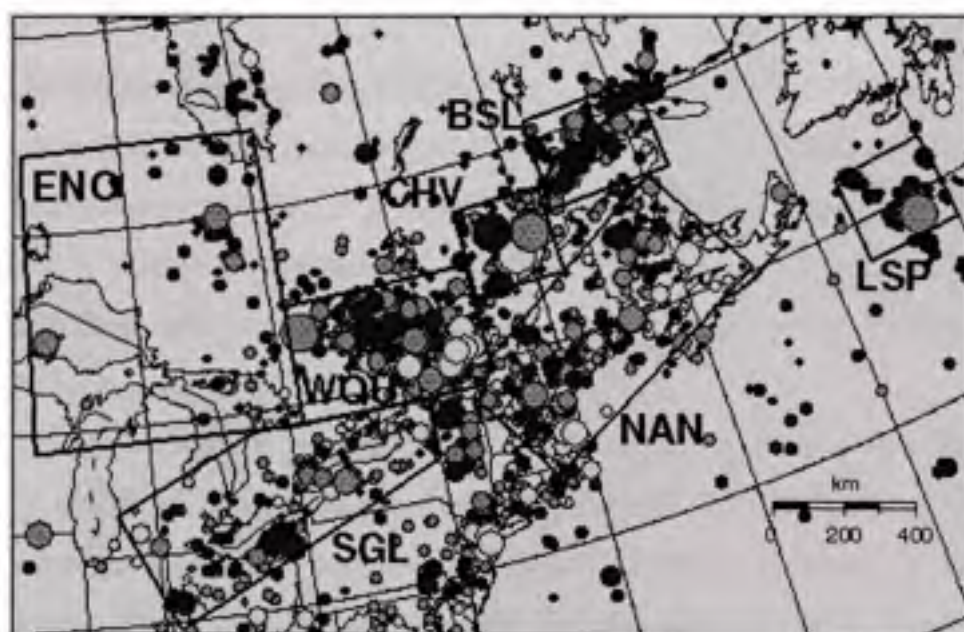


Figure 1.3 Les trois régions sismiques de l'est canadien : WQU, CHV, BSL.
(RNCAN, 2008)

Région de l'ouest du Québec (WOU)

La région de l'ouest du Québec connaît de nombreux séismes. Dans cette région, deux bandes parallèles se distinguent avant de se regrouper à Montréal avec des caractéristiques tectoniques différentes :

- une bande ouest-nord-ouest le long de la rivière des Outaouais, s'étalant du lac de Témiscamingue jusqu'à Ottawa puis qui s'élargit dans la direction sud-est vers Cornwall et dans la direction est vers Montréal. Cette zone comprenait des failles actives à une époque comprise entre 250 et 500 millions d'années. D'après des études récentes, les séismes d'aujourd'hui sont liés à l'activité d'un réseau de failles normales ou failles de rift de la vallée d'Ottawa (Filiatrault, 1996) ;
- une bande nord-nord-ouest de Montréal jusqu'à Baskatong. Les séismes y sont plus nombreux que dans la première bande mais d'intensité plus faible. La cause des séismes de cette bande est assez hypothétique. La seule raison présumée est la présence d'un point chaud sous l'Amérique du Nord datant d'il y a 120 à 140 millions d'années. Lors du passage du point chaud, la croûte s'est fissurée par un soulèvement différentiel, créant ainsi des zones de faiblesses propices aux tremblements de terre. Toutefois, la présence de ce point chaud n'a jamais été prouvée.

Région de Charlevoix-Kamouraska (CHV)

Cette région sismique est historiquement la plus active de l'est canadien avec 6 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5,9 depuis 1663. C'est d'ailleurs dans cette région que s'est produit le dernier séisme d'envergure de l'est canadien en 1988 au Saguenay. Le type de failles présentes dans cette zone délimitée par les rives du Saint-Laurent n'a pas été identifié jusqu'à maintenant.

Une théorie de la distribution particulière des failles de la région concerne la chute d'une météorite il y a 350 millions d'années. Cette chute aurait créé des failles annulaires dans l'écorce terrestre qui affectent le comportement actuel des séismes. Mais certains chercheurs s'entendent à dire que les conséquences de cette chute ne sont pas des facteurs contrôlant la sismicité de la région (Adams et Basham, 1989).

Néanmoins, les raisons de la sismicité importante de la région de Charlevoix demeurent obscures. En effet, le système de failles de rift le long de plusieurs milliers de kilomètres passant par le fleuve Saint-Laurent et la rivière des Outaouais est actif seulement sur des régions isolées et surtout sur la région de Charlevoix. Et cette activité peut très bien s'arrêter après une période de retour d'une dizaine de milliers d'années comme c'est le cas le long de ces plans de faiblesse.

Région du Bas-Saint-Laurent (BSL)

Comme dans la région de Charlevoix, les séismes de la région du Bas-Saint-Laurent se concentrent sous le fleuve Saint-Laurent. Cependant, plusieurs séismes ont montré que les mécanismes principaux de rupture sont des glissements le long de failles normales. Le moteur de ces glissements est la compression uniforme de l'est du Canada suivant la direction nord-est, sud-ouest.

1.2.3 Différence entre les séismes de l'ouest et de l'est canadien

Les séismes de l'ouest et de l'est canadien sont différents sur de nombreux points. Pour bien les cerner, A. Filiatrault (Filiatrault, 1996) a extrapolé les travaux d'O. W. Nuttli de 1988, qui avait étudié les similarités et les différences entre les séismes de l'ouest et de l'est des États-Unis.

Période de retour et aléa sismique

La période de retour des séismes d'envergure est nettement plus courte à l'ouest qu'à l'est. Mais bien que l'intensité des séismes probables dans l'ouest canadien soit plus élevée (*Voir* Figure 1.4), le risque sismique de l'est n'est pas pour autant négligeable. En effet, lors du séisme du Saguenay en 1988, le contenu énergétique des réponses spectrales était très élevé dans les hautes fréquences (Tinawi, Mitchell et Law, 1989). De plus, la densité de population et la densité des bâtiments en maçonnerie avec un comportement sismique médiocre y sont importantes.

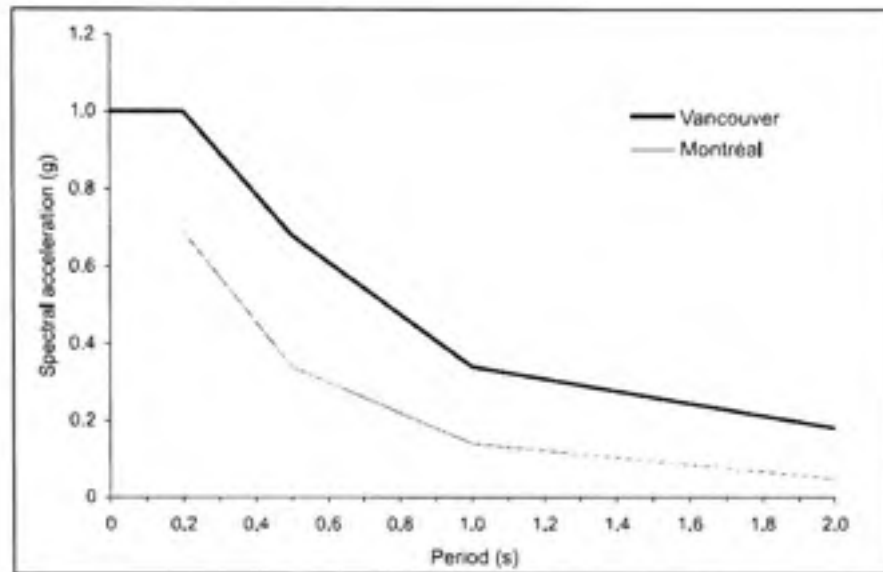


Figure 1.4 *Spectre d'aléa uniforme du CNBC 2005 de Montréal et Vancouver.*
(CNRC, 2005)

En combinant l'activité de l'est du Canada et des États-Unis, deux séismes d'intensité $I_{MM} \geq VIII$ ont été dénombrés au 16^{ème} siècle, quatre au 17^{ème} siècle et même seize au 19^{ème} siècle mais aucun au 20^{ème} siècle. L'aléa sismique de l'est canadien a donc tendance à être négligé alors que les conséquences d'un séisme d'envergure pourraient être importantes.

Atténuation des ondes sismiques

L'atténuation des ondes sismiques est un phénomène dû aux forces de friction qui font perdre de l'énergie sous forme de chaleur. L'atténuation de l'est est beaucoup plus faible, ce qui compense en partie le taux de sismicité plus faible que dans l'ouest canadien. Par exemple, le séisme du Saguenay en 1988 a été ressenti au Sud à Washington D.C. situé à près de 1500 km de l'épicentre et à l'ouest à Thunder Bay, ON, situé à plus de 2 000 km. Des dommages ont même été observés à Montréal à 350 km de l'épicentre. En comparaison, un séisme à l'ouest s'atténue généralement en moins de 100 km. O.W. Nuttli affirme qu'un séisme de magnitude 7 entraînerait un niveau de vibration supérieur à 0.25g sur une distance environ dix fois plus grande à l'est des États-Unis, plutôt qu'en Californie.

Mécanisme de rupture tectonique

Dans l'est, le mécanisme de rupture est mal connu, d'où une évaluation de l'aléa sismique plus compliquée. À l'inverse, les tremblements de terre de l'ouest de l'Amérique du Nord et surtout ceux de Californie sont provoqués par des ruptures de failles s'étendant jusqu'à la surface. Il est alors plus simple d'évaluer l'aléa sismique de la région avec des évidences géologiques précises.

Profondeur du foyer

Une similarité entre les séismes de l'ouest et de l'est est la profondeur du foyer situé entre 5 et 15 km généralement. La seule exception est la région continentale de l'ouest canadien faisant intervenir un mécanisme de subduction, où le foyer peut être situé à des profondeurs beaucoup plus grandes.

CHAPITRE 2

COMPORTEMENT DES BÂTIMENTS LORS D'UN SÉISME

La réponse d'un bâtiment lors d'un séisme ne dépend pas uniquement de l'importance du séisme. Elle dépend aussi des caractéristiques du bâtiment et de ses éléments constitutifs : éléments structuraux, système de base du bâtiment, éléments non structuraux et protection parasismiques. Pour bien comprendre comment un bâtiment va réagir, il est donc intéressant d'étudier toutes ces caractéristiques et ces éléments.

Ensuite, l'évolution des normes sismiques depuis la création du CNBC est présentée. Enfin la méthodologie de l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment est introduite en soulignant l'importance du classement typologique. Comme exemple, le programme de réhabilitation sismique des écoles de Colombie Britannique est exposé pour voir quelles stratégies ont été adoptées dans l'ouest canadien.

2.1 Les éléments structuraux

Un séisme impose au sol des déplacements verticaux et horizontaux par l'intermédiaire de ses ondes. Pendant toute la durée de la sollicitation, les bâtiments tendent à rester au repos (IRC, 1992). Cependant si le séisme est assez puissant avec une accélération de la masse plus importante, les bâtiments vont eux aussi se déplacer. Ces déplacements importants et irréguliers engendrent donc des efforts internes dans de nombreux éléments structuraux. Pour la résistance verticale, les bâtiments sont en général bien conçus pour supporter les charges permanentes, les charges d'exploitation ou encore les charges de neige. En revanche, pour la résistance horizontale, le bâtiment est plus rarement sollicité et il doit être muni d'un Système Résistant aux Forces Latérales (SRFL). Un SRFL dans chaque direction principale du bâtiment permet de résister à un séisme dans toutes les directions (IRC, 1993). Plusieurs éléments structuraux déterminants participent au SRFL : les fondations, les contreventements latéraux et les diaphragmes des planchers et du toit (*Voir Figure 2.1*).

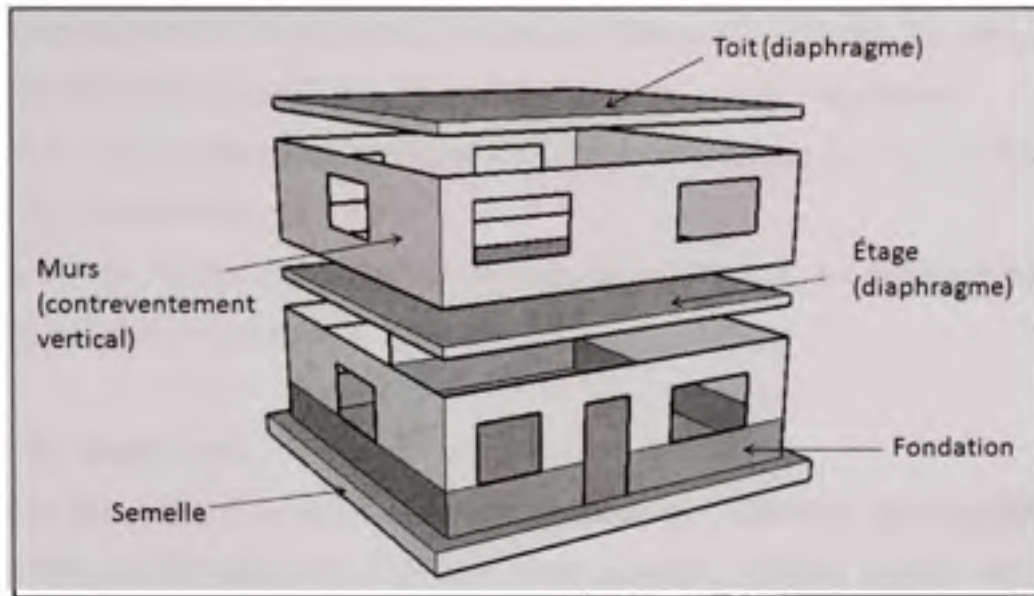


Figure 2.1 *Les éléments structuraux d'un bâtiment.*

2.1.1 Les fondations

Les fondations ont un rôle central dans la bonne tenue à un séisme. Elles reçoivent en premier les forces sismiques. Ces forces se propagent alors dans toute la structure jusqu'au toit avant de revenir aux fondations. Ainsi, si la fondation est bien dimensionnée et avec de bonnes connexions avec les autres éléments structuraux, le comportement global du bâtiment sera meilleur.

2.1.2 Les contreventements verticaux

Les bâtiments sont répartis en deux catégories concernant la stabilité sous charges horizontales :

- les structures auto-stables ou auto-contreventées stables pour les charges verticales et horizontales grâce à une conception bien choisie ;
- les structures contreventées stables pour les charges horizontales grâce à des éléments spécifiques appelés contreventements.

Un contreventement vertical est donc un élément ayant deux rôles principaux :

- assurer la stabilité des bâtiments non auto-stables pour les charges horizontales ;
- raidir les bâtiments en limitant les déformations de manière importante.

En général, les contreventements verticaux sont choisis en fonction du type structural de base et du matériau de construction.

Il existe trois types de contreventement : les murs de cisaillement, les ossatures résistant aux moments et les contreventements diagonaux.

Les murs de cisaillement

Les murs de cisaillement ou murs de refend résistent, par définition, aux cisaillements (ou efforts tranchants) des bâtiments. Ces murs aussi appelés panneaux rigides ont deux rôles principaux :

- absorber l'effort tranchant en plan pour des secousses sismiques parallèles ;
- résister aux forces latérales pour des secousses sismiques perpendiculaires.

Tous les murs ancrés à la structure principale sont en fait des murs de cisaillement, car ils participent à l'absorption des forces latérales. Un mur de remplissage désolidarisé de la structure n'est donc pas considéré comme tel, car malgré sa rigidité importante, sa résistance est faible.

Les murs de cisaillement peuvent prendre différentes formes : les murs en maçonnerie ou maçonnerie armée, les voiles en béton préfabriqué ou en béton armé, les voiles en bois massif et enfin les voiles en panneaux de particules ou de contreplaqués. La structure obtenue est alors plus rigide mais cette efficacité est réduite dès que ces éléments sont percés.

Le choix du type de mur se fait en fonction de sa compatibilité avec le système structural global. Les parements en contreplaqués et les contreventements en bois et en acier se retrouvent plutôt dans les bâtiments à ossature de bois. Les murs de cisaillement en béton armé ou des murs de remplissage armé (en briques ou blocs de béton) sont utilisés pour les bâtiments en béton.

Selon ce choix, la tenue aux séismes varie considérablement. Ainsi les murs à revêtements en bois et les murs en béton ou maçonnerie armés ont les meilleurs comportements. Les murs en béton préfabriqué sont légèrement moins performants. La maçonnerie creuse ou en blocs

donne des résultats assez médiocres et enfin les carreaux d'argiles creux non armés, très friables, sont les moins conseillés.

Les ossatures résistant aux moments

Les ossatures résistant aux moments aussi appelés portiques sont des cadres dont les liaisons poteaux poutres sont renforcées pour résister à la rotation des colonnes. Même s'ils sont plus flexibles que les autres types de contreventement et plus cher (Zacek, 2004b), leur avantage est d'avoir des travées libres de tout élément.

Leur résistance aux forces latérale vient de la résistance à la flexion et de la continuité de chacun des poteaux et poutres (*Voir Figure 2.2*).

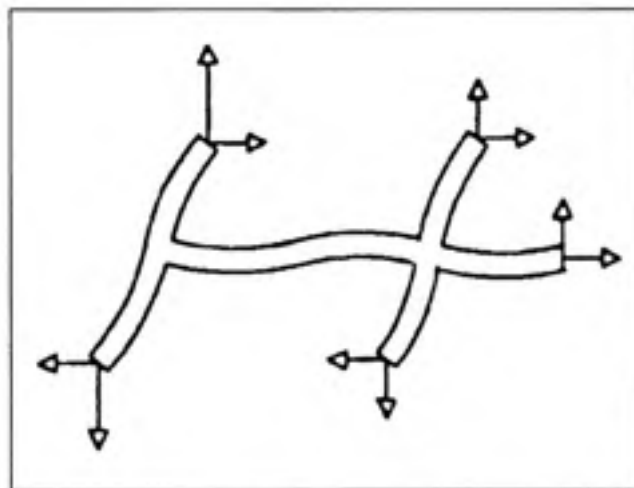


Figure 2.2 *Déformation des poteaux et poutres d'une ossature.*
(IRC, 1993)

Lors d'un tremblement de terre, des rotules plastiques se forment dans une ossature bien dimensionnée. Ces rotules absorbent l'énergie, et permettent des déplacements élastiques plus grands que les déplacements de calcul. Cette énergie dissipée par les articulations plastiques est l'aire incluse dans les boucles d'hystérésis du matériau. La Figure 2.3 illustre le comportement idéalisé élastique-parfaitement plastique de l'acier sans écrouissage.

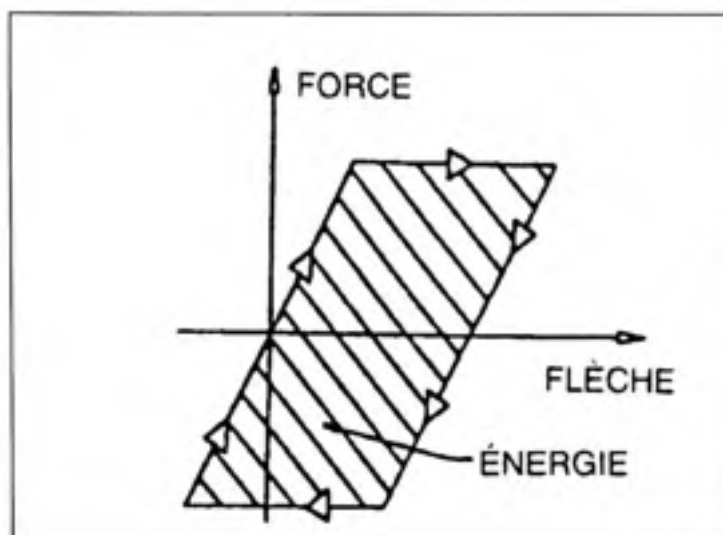


Figure 2.3 *Boucle d'hystérésis de l'acier.*
(IRC, 1993)

Il existe deux types d'ossatures résistant aux moments : les ossatures ductiles et les ossatures ordinaires.

Les systèmes à ossatures ductiles modernes ont les extrémités des poutres et des poteaux dimensionnées afin de pouvoir supporter un comportement inélastique pendant les secousses sismiques et les déplacements associés. Une des exigences des systèmes à ossatures ductiles en béton est l'apparition des rotules plastiques dans les poutres avant qu'elles ne se forment dans les poteaux (*Voir* Figure 2.4). En effet, la combinaison d'un nombre élevé de rotules plastiques avec les charges sismiques est préjudiciable pour la stabilité de la structure. Ainsi, si des rotules plastiques se forment aux extrémités de tous les poteaux d'un même étage, cela crée un étage faible très vulnérable. Par contre, si les rotules plastiques se forment dans les poutres, l'effet n'est pas aussi défavorable et l'effondrement est moins probable. C'est le mécanisme dit de poteaux forts. Il faut aussi privilégier cette situation pour les ossatures ductiles en acier mais cela n'est pas une exigence.

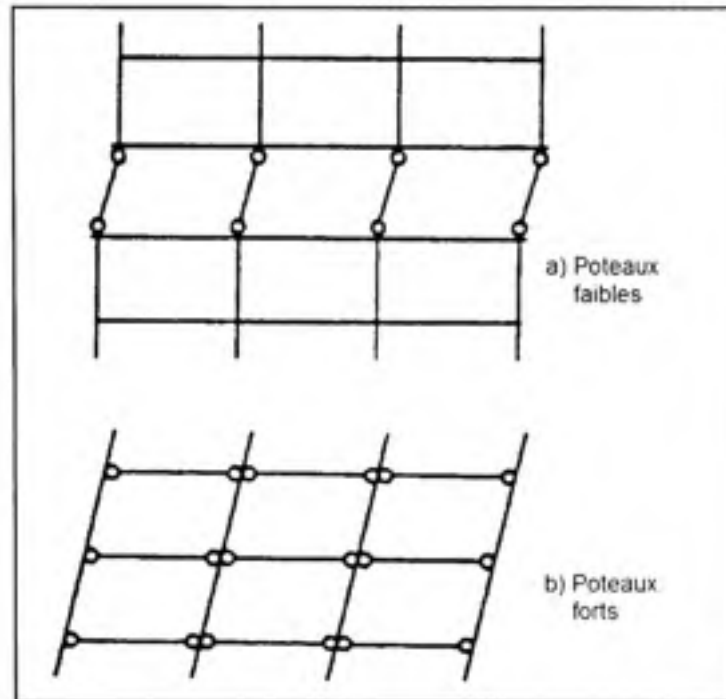


Figure 2.4 *Formation des rotules plastiques dans les poteaux ou dans les poutres.*
(IRC, 1993)

Malheureusement, les ossatures résistant aux moments de la plupart des bâtiments existants ne peuvent être considérées comme parfaitement ductiles car ils leur manquent des détails parasismiques nécessaires. Ces ossatures dites ordinaires résistent principalement grâce à la réserve incluse dans les calculs du code et les coefficients de sécurité. La rupture peut avoir lieu par cisaillement fragile, en compression, ou en tension dans les éléments ou les joints.

Les contreventements diagonaux

Les contreventements diagonaux fournissent une résistance aux forces latérales grâce à l'action de leurs éléments diagonaux. Leurs actions créent des forces dans les poutres et poteaux adjacents, de telle sorte que tous les éléments travaillent ensemble quand ils sont soumis à des forces axiales.

Les contreventements diagonaux ajoutent de la rigidité aux structures poteaux poutres. Ils peuvent être classés en deux catégories : les contreventements concentriques et les contreventements excentriques. Les contreventements concentriques ne possèdent aucune ou peu d'excentricités. C'est le cas des contreventements diagonaux, en V, en K, etc. Les

contreventements excentriques possèdent des diagonales pour apporter la rigidité habituelle et des poutres de liaison pour absorber l'énergie lors de leur fléchissement (*Voir Figure 2.5*). Ces poutres de liaisons travaillent comme des ossatures résistant aux moments et constituent le lieu de formations des rotules plastiques en cisaillement ou en flexion.

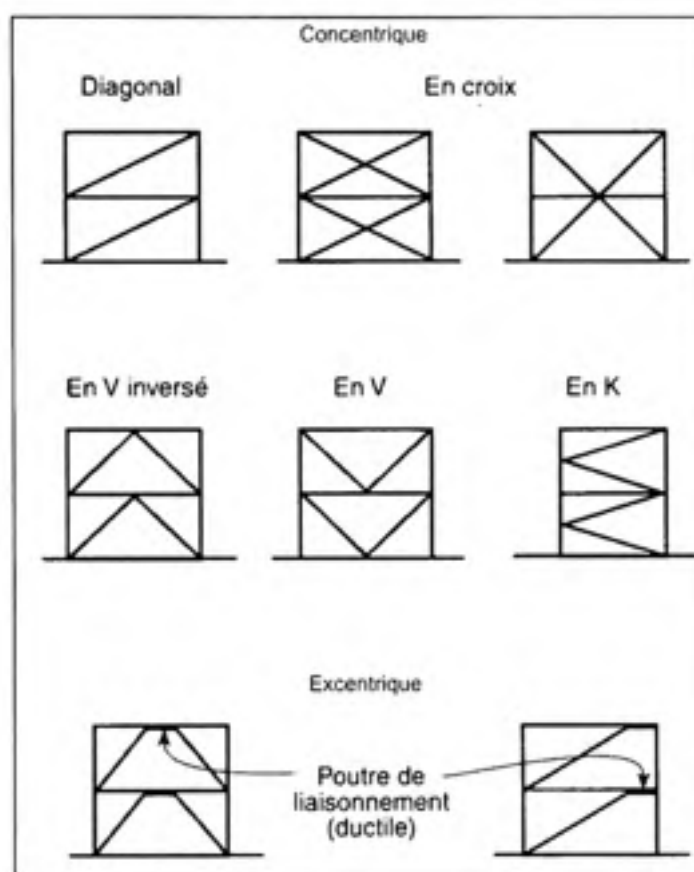


Figure 2.5 *Différents types de contreventements diagonaux.*
(IRC, 1995)

Les contreventements diagonaux sont utilisés pour les bâtiments à faible et moyenne hauteur car c'est une solution plus économique que les ossatures résistant aux moments (Zacek, 2004b). Ils sont couramment employés dans les bâtiments avec des ossatures en acier mais peuvent aussi être appliqués aux bâtiments en béton. Les barres inclinées sont ordinairement en acier mais parfois en bois et peuvent être rigides ou constituées de tirants, croisés ou non.

Quand les contreventements sont constitués de tiges de tension flexibles, elles ne travaillent qu'en traction, contrairement aux éléments rigides qui travaillent en traction et en compression (IRC, 1995). Les contreventements diagonaux rigides reliés en leurs points d'intersections sont privilégiés car ils possèdent un comportement ductile lors d'un séisme. À l'inverse les contreventements diagonaux qui ne travaillent qu'en tension ont une mauvaise tenue, à cause de l'élongation par fluage et du claquage des barres distendues (IRC, 1995). Il faut noter que les contreventements en K, en V et en V inversé sont beaucoup moins performants que les contreventements diagonaux rigides, car le flambage en compression crée des forces non équilibrées perpendiculaires aux poutres et aux poteaux aux points d'intersection avec les contreventements. Les poutres et poteaux doivent donc être dimensionnés pour les charges de gravité et pour supporter les efforts qu'imposent les contreventements.

Le contreventement vertical utilisé détermine ainsi le système structural de base d'un bâtiment. Quinze types de systèmes de base ont été retenus dans le « *FEMA 154* » (ATC et FEMA, 2002a) et le « *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* » du CNRC (IRC, 1992) et sont présentés dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1

Liste des types structuraux répertoriés dans le CNRC
(IRC, 1992)

Type de structure	Description
Bois	OLB Ossature légère en bois PPB Poteaux et poutres en bois
Ossature en acier	OLA Ossature légère en acier OAM Ossature résistant aux moments OCA Ossature contreventée en acier AMB Acier avec murs de cisaillement en béton AMR Acier avec murs de remplissage en maçonnerie
Béton	OBM Ossature en béton résistant aux moments MCB Murs de cisaillement en béton BMR Ossature avec murs de remplissage en maçonnerie OBP Ossature en béton préfabriquée MBP Murs en béton préfabriqués
Maçonnerie	MAL Murs porteurs en maçonnerie armée, toits et planchers en platelage de bois ou de métal MAB Murs porteurs en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton MNA Murs porteurs en maçonnerie non armée

2.1.3 Les diaphragmes de plancher

Un diaphragme est un élément horizontal, pouvant s'apparenter à un contreventement horizontal. Il a trois rôles principaux (Zacek, 2004b) :

- transmettre les charges sismiques horizontales aux éléments verticaux de contreventement (murs et ossatures) ;
- raidir les bâtiments en diminuant de manière importante le déversement des éléments verticaux ;

- faire le lien entre tous les éléments verticaux pour que ces derniers travaillent ensemble. Les éléments d'assemblage entre les diaphragmes et les éléments verticaux doivent être conçus avec soin car les séismes passés ont montré qu'ils étaient plus souvent la cause de la rupture du diaphragme que ne l'est la faiblesse du diaphragme lui-même (IRC, 1995).

Les diaphragmes doivent être présents à chaque étage. Par exemple, les fondations continues (semelles filantes ou radier) ou couplées (semelles isolées solidarisées par des longrines) ont cet effet de diaphragme.

Les deux types de diaphragmes les plus couramment utilisés sont les diaphragmes flexibles et les diaphragmes rigides. Cette rigidité (ou inversement flexibilité) est en fait une rigidité relative par rapport aux éléments verticaux sur lesquels ils reposent. Ainsi un toit de platelage en acier est considéré comme flexible s'il est associé à des murs en béton, et une dalle en béton comme rigide quand elle est combinée avec des ossatures en aciers résistant aux moments. Les diaphragmes dits flexibles ont donc toujours une certaine rigidité et un arrangement d'éléments mobiles ne peut être considéré comme tel. Les diaphragmes rigides, comme les dalles en béton, les platelages en métal remplis de béton ou les structures de planchers à contreventements horizontaux, transmettent les forces d'inertie des étages à la structure verticale, en fonction de la rigidité relative des éléments verticaux. Ainsi dans les zones à sismicité élevée, les déformations importantes imposées aux diaphragmes peuvent entraîner l'effondrement des murs de maçonnerie.

Les diaphragmes se comportent comme des poutres, que ce soit en flexion ou en cisaillement. Pour l'intégrité du diaphragme, des barres de liaison ou des membrures continues sont utilisées près du périmètre, des entures ou des armatures au niveau des angles rentrant, et des collecteurs transmettent les efforts tranchants, qui s'exercent sur le diaphragme, à la structure verticale.

Enfin, il faut noter que toutes les ouvertures dans les diaphragmes, que ce soit des escaliers ou des ascenseurs, diminuent leur performance.

2.2 Système de base du bâtiment

Le système de base d'un bâtiment concerne les aspects généraux de son organisation (chemin de charge), la redondance et la configuration du bâtiment, son environnement (les bâtiments adjacents) et sa composition (l'évaluation des matériaux et de leur état) (IRC, 1993).

2.2.1 Chemin de charge

Le chemin de charge est le parcours selon lequel les forces sismiques sont transmises aux fondations. Il est déterminant pour créer un trajet de charge entre les fondations et les diaphragmes de chaque niveau, et pour que toutes les parties du bâtiment travaillent ensemble. Le chemin de charge des bâtiments est en général le même. Les forces sismiques touchent tous les éléments du bâtiment avant d'être transmises aux diaphragmes horizontaux. Les diaphragmes répartissent les efforts sur tous les éléments verticaux, qui vont ensuite transmettre ces forces aux fondations. Ce chemin de charge est essentiel, ne serait ce que pour résister aux forces du vent. Il faut donc éviter de perturber ce chemin de charge avec des ouvertures de toute sorte et dans tous les cas proscrire les discontinuités.

L'identification et l'évaluation du chemin de charge pour les forces sismiques constitue une priorité pour bien comprendre le comportement du bâtiment.

2.2.2 Redondance

La redondance aussi appelée hyperstaticité permet à une structure de demeurer stable même après la défaillance d'un élément, d'un assemblage ou d'un composant ou après la formation de rotules plastiques. Dans ces situations, les stabilités latérale et verticale sont conservées. Les structures redondantes ont une réserve de résistance, d'autant plus importante que le degré d'hyperstaticité est élevé. Ainsi, un bâtiment hyperstatique de degré 12 peut tolérer la formation de 12 rotules plastiques avant d'atteindre l'instabilité. Cette caractéristique fondamentale donne aussi une meilleure performance générale car elle limite les surcharges locales.

À l'inverse, un système sans redondance, appelé isostatique, atteindra la ruine après la défaillance d'un élément ou la formation d'une rotule plastique. Il faut que tous les composants soient fonctionnels pour être stable, ce qui est particulièrement insécuritaire. Par exemple, la présence d'une seule ossature diagonale sur un niveau est un manque de redondance, car en cas de défaillance, le niveau ne serait plus capable de reprendre des charges latérales (Voir Figure 2.6).

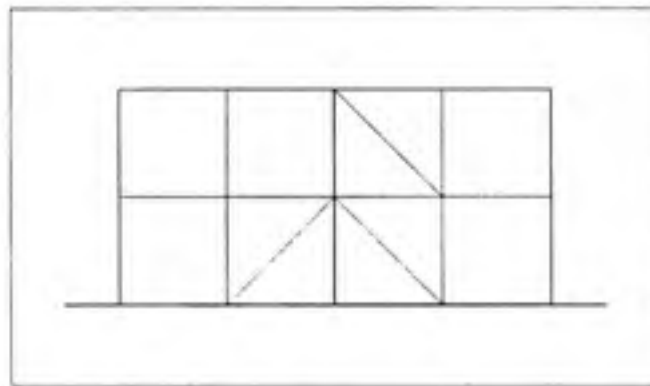


Figure 2.6 *Manque de redondance.*

2.2.3 Configuration du bâtiment

Les irrégularités d'un bâtiment sont des préoccupations majeures pour un bon comportement lors d'un séisme. Il faut donc tenir compte de ces irrégularités durant la conception pour bien anticiper les faiblesses.

Les irrégularités des bâtiments peuvent entraîner des comportements sismiques néfastes. Par exemple, la présence d'irrégularités en plan dans la configuration de la structure aura tendance à occasionner de la torsion alors que les irrégularités verticales peuvent engendrer des forces localisées importantes. Selon le CNBC 2005 (CNRC, 2005), ces irrégularités sont classées selon huit types. Six types concernent des irrégularités verticales : irrégularité de la rigidité verticale, irrégularité de poids, irrégularité géométrique verticale, discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales, décalage latéraux et discontinuité de la résistance. Deux types concernent des irrégularités horizontales :

sensibilité à la torsion et systèmes non orthogonaux. Toutes ces irrégularités sont détaillées à l'Annexe II.

Dans la pratique, lors d'une évaluation, une irrégularité en plan ou horizontale (*Voir Figure 2.7*) se traduit par une asymétrie dans la géométrie créant un décalage entre le centre de résistance et le centre de masse.

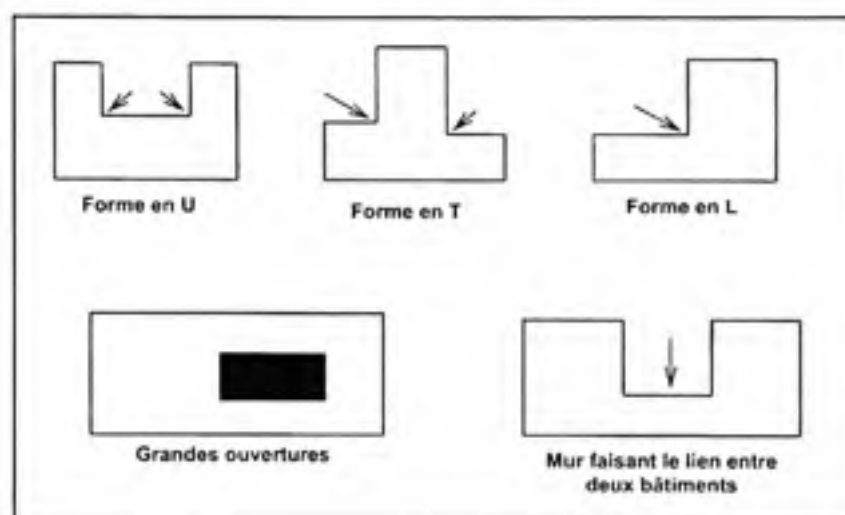


Figure 2.7 *Différentes situations d'irrégularités horizontales.*
(ATC et FEMA, 2002a)

Les quatre types d'irrégularités (masse, résistance, rigidité et rigidité et résistance combinées) influencent de manière comparable les déformations aux étages : les effets combinés d'irrégularités de résistance et de rigidité étant les plus importants parmi les trois devant les effets d'irrégularités de résistance, les irrégularités de rigidités (Chintanapakdee et Chopra, 2004) et les irrégularités de masse (Al-Ali et Ali, 1999).

Même de petits changements dans la résistance au cisaillement ou la rigidité des étages peuvent mener à des changements significatifs dans les réponses sismiques. Ainsi réduire la rigidité du premier étage de 30% en gardant la résistance constante, augmente la déformation du premier étage de 20 à 40%, selon la ductilité (Valmundsson et Nau, 1997).

Concernant les étages faibles, introduire un étage faible augmente la déformation dans les étages modifiés et les étages voisins mais diminue celle des autres étages. À l'inverse, un

étage fort diminue la déformation dans les étages modifiés et voisins mais augmente celle des autres étages.

La déformation dans les étages supérieurs est beaucoup plus sensible aux irrégularités situées dans les étages inférieurs, que ne l'est celle des étages inférieurs pour les irrégularités dans les étages supérieurs. Par contre, les effets de l'irrégularité de masse sont généralement plus prononcés pour les discontinuités de masse situées à mi hauteur et moins critique quand elles sont à la base du bâtiment.

2.2.4 Bâtiment adjacent

Les dommages intrinsèques des bâtiments ne sont pas les seuls dommages observés lors des séismes. En effet, les dommages engendrés par les bâtiments adjacents sont un problème récurrent. Même si des changements semblent avoir été apportés, les bâtiments ont été dimensionnés de manière isolée, comme en l'absence de tout bâtiment adjacent (IRC, 1993) jusqu'en 1993 au moins. Pourtant dans la réalité, et surtout dans les grandes agglomérations, les constructeurs essaient d'occuper le maximum de surface possible et les distances entre bâtiments sont réduites au minimum.

Lorsque deux bâtiments sont adjacents et qu'ils rentrent en collision lors d'un séisme, deux situations sont très défavorables :

- quand les planchers des deux bâtiments sont à des hauteurs différentes, les planchers qui représentent des masses très lourdes viennent frapper les poteaux de l'autre bâtiment ;
- quand les bâtiments ont des hauteurs totales différentes, le petit bâtiment peut recevoir des surcharges car il sert de base à la partie supérieure du grand bâtiment. Le grand bâtiment est lui touché par une importante discontinuité de rigidité à la hauteur correspondante au petit bâtiment. En effet, lorsque deux bâtiments entrent en collision, la rigidité latérale de chaque bâtiment entre en jeu. Par exemple, un bâtiment élevé et flexible avec des ossatures résistant aux moments peut subir de nombreux dégâts s'il rencontre un bâtiment beaucoup plus rigide.

Dans le cas où les bâtiments et les planchers ont la même hauteur, les dommages sont largement limités. Il est donc très important de bien respecter ce cas lors de la construction, car il est après difficile voire impossible de trouver des solutions correctives.

2.2.5 État des matériaux

La détérioration des matériaux influence la performance de ces derniers et peut entraîner une perte de résistance des systèmes résistant aux forces verticales et latérales. Les matériaux les plus courants sont tous sensibles à une détérioration : le béton, l'acier, le bois et la maçonnerie. L'eau est la cause principale de détériorations pour tous les matériaux. Malheureusement, les dégâts causés par l'eau ne sont pas toujours directement visibles de l'extérieur et ainsi ils peuvent restés cachés. D'autre part, lorsqu'un bâtiment subit un séisme, même si les matériaux ont l'air dans un bon état apparent, il faut toujours faire des inspections approfondies sur les matériaux des systèmes de résistance aux forces latérales et verticales.

2.3 Les éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont les éléments non conçus par l'ingénieur en structure mais habituellement par l'architecte, l'ingénieur en mécanique ou en électricité (*Voir Figure 2.8*). Toutefois ces éléments doivent garder une certaine résistance et parfois jouer un rôle structural donc leur élaboration est souvent faite avec l'accord de l'ingénieur en structure.

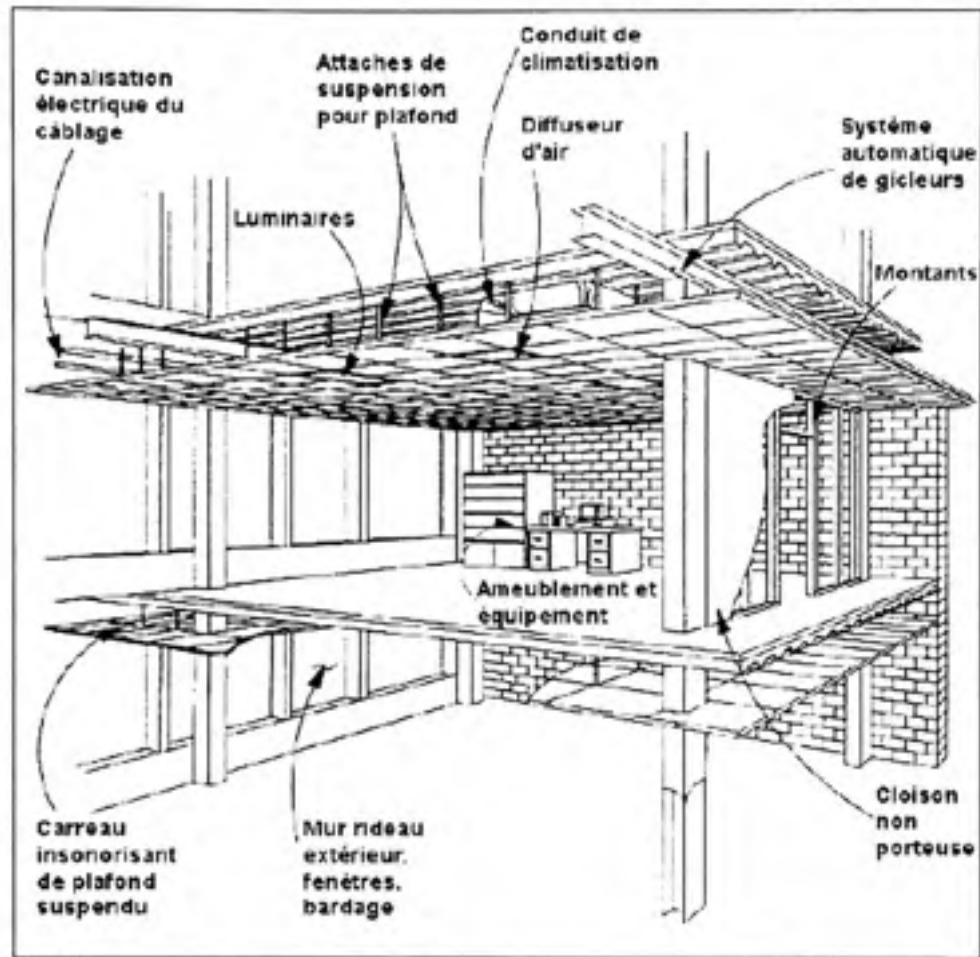


Figure 2.8 *Les principaux éléments non structuraux.*
(FEMA, 1994)

Quand les séismes sont de faible intensité, les dommages relatifs aux éléments non structuraux sont les principales sources de dégâts car les dommages structuraux sont très peu présents. Même dans les régions à sismicité modérée comme le Québec, ce risque doit être étudié avec attention.

Les éléments non structuraux sont regroupés en deux grandes catégories : les éléments intérieurs non structuraux et les éléments extérieurs non structuraux.

2.3.1 Les éléments intérieurs non structuraux

La sécurité des occupants lors d'un séisme est directement liée aux éléments intérieurs non structuraux (ACNOR et Braiter, 2006). Plusieurs de ces éléments sont déterminants et doivent être contrôlés.

Les cloisons non structurales

Les cloisons non structurales sont vulnérables aux séismes. Pour éviter l'effondrement à la moindre secousse, toutes les cloisons non structurales sont calculées pour avoir une résistance minimale aux forces horizontales perpendiculaires au plan des cloisons.

Les dommages les plus répandues concernent la fissuration voire la dislocation et l'effondrement des cloisons de maçonnerie et de blocs, sous l'effet de charges horizontales perpendiculaires au mur. Ces dommages ont représenté le risque le plus élevé pour les personnes lors du tremblement de terre du Saguenay en 1988, les cloisons lourdes représentant même une menace mortelle. En outre, les déformations des cloisons peuvent empêcher la bonne ouverture des portes. Pour empêcher l'effondrement des cloisons de maçonnerie et de blocs, il faut les munir d'armatures verticales ou à défaut de supports latéraux à leur sommet.

Les cloisons constituées de plaques de plâtre ou de panneaux de gypse peuvent se renverser lors d'un séisme, surtout quand le plafond se fissure au droit des attaches des cloisons. Les cloisons démontables en métal, en bois ou en verre risquent de se séparer des profilés avant de renverser. Tout type confondu, les cloisons à risque sont celles situées près des issues de sortie. Si ces cloisons s'effondrent, elles pourraient empêcher l'évacuation des occupants.

Les installations et les équipements

Les installations et les équipements pouvant être touchés lors d'un séisme sont nombreux : les appareillages mécanique et électrique comme les pompes, les conduits, la tuyauterie, les ventilateurs, les luminaires, des meubles comme les armoires, les casiers, etc. Si ces éléments sont correctement ancrés aux murs et aux planchers, ils auront un bon comportement durant

un séisme. Le dimensionnement de ces ancrages doit se faire non seulement pour le poids propre mais aussi pour les efforts résultant des séismes.

Il existe une liste de dommages souvent observés sur les installations et les équipements. Par exemple, une tuyauterie ou une conduite rigide d'un diamètre important peut se rompre lorsqu'elle n'est pas fixée assez solidement. Cette rupture se fait aux endroits de faiblesse comme les coudes, les tés, au droit des raccordements ou aux intersections des joints sismiques. Les meubles peuvent se déplacer, se renverser, obstruer une sortie, entrer en collision avec d'autres éléments et empêcher ces derniers de fonctionner. Les contrepoids d'ascenseurs représentent une importante masse sismique et peuvent se détacher de leur rails-guides. Les dommages sur l'ascenseur (cabine et rails) et sur les éléments structuraux risquent alors d'être importants. Les faux-plafonds et les luminaires sont aussi un danger permanent pour les occupants en cas de chute. Les appareillages mécanique et électrique qui tombent en panne, représentent moins une menace directe pour la sécurité des occupants mais leur absence est susceptible de gêner le déroulement d'une évacuation ou le fonctionnement de certains bâtiments. En particulier, les bâtiments de protection civile comme les hôpitaux, les postes de pompier et les postes de police doivent ancrer toutes leurs installations et tous leurs équipements pour rester opérationnels après un séisme important.

Les réservoirs d'eau et les récipients à pressions intérieurs

Les réservoirs d'eau et autres récipients à pression intérieurs peuvent tomber de leur support et ainsi entraîner des dégâts importants sur les planchers et d'autres éléments structuraux. Le danger est à prendre très au sérieux s'ils renferment des matières chaudes ou corrosives, ou s'ils menacent des éléments structuraux essentiels.

2.3.2 Les éléments extérieurs non structuraux

Les éléments extérieurs non structuraux sont liés aussi à la sécurité des personnes. En effet, ils peuvent chuter sur des piétons, des véhicules, des personnes sortant du bâtiment et même bloquer des issues. Malheureusement, l'ingénieur ne peut analyser cette sécurité des personnes qu'au cas par cas, car un parapet donnant à l'arrière d'un entrepôt sans aucun

passage est considéré comme moins dangereux qu'un parapet au-dessus de l'entrée principale d'une école.

Les revêtements extérieurs

Lors d'un séisme, les revêtements extérieurs, les placages des murs extérieurs ou les vitrages peuvent tomber dans la rue, sur un trottoir ou sur un bâtiment voisin. Cette chute est observée quand les éléments ne sont pas correctement ancrés ou correctement fixés à la structure, c'est-à-dire avec des fixations manquant de forces et parfois de ductilité. Les éléments de façade sont souvent conçus pour résister seulement aux forces verticales et non aux forces horizontales. Des panneaux simplement posés sur des consoles avec des fixations légères en partie supérieure ne fourniront pas une résistance aux forces horizontales suffisante, et ce malgré les frottements dues aux charges verticales importantes. Cependant, pour les panneaux de refend recouverts de contreplaqués, les clous trop enfoncés ne sont pas un gage de bonnes performances. En effet, les appareils de clouage ont tendance à trop enfoncer les clous et dans ce cas, leur résistance maximale est réduite.

Les parapets et les ornements

Les parapets et les ornements sont très vulnérables aux séismes. Ces éléments souvent situés en haut des bâtiments doivent résister à des moments renversants importants dus aux efforts d'inertie. Si leur ancrage est trop faible, ils peuvent basculer soit sur le toit, soit dans le vide. Les solutions correctives coûtent en général bien moins chers que pour d'autres éléments structuraux, avec l'utilisation de contreventements et d'ancrages.

2.4 La protection parasismique

La protection parasismique d'un bâtiment cherche à conférer un comportement adéquat lors d'événements sismiques, en atténuant l'amplification dynamique des oscillations par la structure.

Bien sûr, la protection parasismique passe par l'application de tous les résultats développés précédemment sur les éléments structuraux, non structuraux et sur le système de base du

bâtiment. Par exemple cela peut prendre la forme d'ajout ou de renforcement d'éléments structuraux : ajout de contreforts, de contreventements, de murs de cisaillement, renforcement des ossatures résistant aux moments, des diaphragmes, etc.

De nombreux autres principes parasismiques existent pour obtenir un bon comportement. Par exemple, les joints jouent un rôle important dans la réponse sismique d'un bâtiment. Ainsi il faut absolument prévoir des joints dans un bâtiment muni de cloisons intérieures ou de parois non porteuses sensibles aux déplacements avec une structure porteuse souple dans le plan, comme de la maçonnerie avec des cadres (Bachmann, 2002). De même, entre deux bâtiments voisins, les joints doivent être prévus et conçus de façon appropriée : vides, sans point de contact et avec une largeur minimum.

D'autres équipements, comme les isolateurs parasismiques, peuvent participer à la protection parasismique des bâtiments. D'une forme ronde ou carrée, leurs dimensions ne sont pas élevées avec quelques décimètres ou mètres en largeur et jusqu'à 30 cm d'épaisseur. Ils sont constitués d'un empilement de feuillets métalliques et d'élastomère. Ces appareils d'appuis sont placés entre les fondations et la structure et jouent un rôle d'isolateurs des secousses pour le bâtiment situé au-dessus. En effet, les déplacements imposés par les charges sismiques arrivent par les fondations où le chemin de charge débute. À cet endroit, les isolateurs encaissent une grosse partie des efforts et dissipent cette énergie pour réduire les charges sismiques des niveaux supérieurs d'un facteur qui peut dépasser cinq (Zacek, 2004a). Toute la structure doit ainsi être dimensionnée en fonction de la présence d'appuis parasismiques, car ils modifient d'une part les caractéristiques dynamiques du bâtiment et d'autre part les efforts internes dans les éléments structuraux (Kert, 1995).

2.5 Évolution des normes parasismiques du CNBC

Les normes parasismiques du CNBC ont évolué pratiquement à chaque version, parallèlement à l'amélioration des connaissances sur le risque sismique (Heidebrecht, 2003). Le Tableau 2.2 présente les principaux changements depuis la première édition en 1941.

Tableau 2.2

Évolution des normes parasismiques du CNBC

Année	Charges sismiques latérales	Nouveautés
1941	$F = C * W$	Apparition des normes sismiques basées sur le « <i>Uniform Building Code</i> » de 1937 en appendice.
1953	$F = C * W$	Apparition des normes sismiques dans le CNBC. Quatre zones sismiques sont identifiées selon une évaluation qualitative de l'activité sismique historique.
1965	$V = R * C * I * F * S * W$	Apparition du facteur d'importance I, de la condition des fondations F et du genre de construction C.
1970	$V = 0.25 * R * K * C * I * F * W$	Quatre zones avec des frontières sont identifiées selon l'accélération de pointe avec une probabilité de dépassement annuelle de 0,01.
1975, 1980	$V = A * S * K * I * F * W$	Apparition du facteur de réponse sismique S pour diminuer les charges sismiques de 20% par rapport à 1970 sans compromettre le niveau de protection. Le facteur A est numériquement égal à l'accélération de pointe de la zone.
1985	$V = v * S * K * I * F * W$	Six zones d'accélération et de vitesse sont identifiées avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans. Le facteur v est numériquement égal à la vitesse de pointe de la zone.
1990, 1995	$V = \frac{v * S * I * F * U * W}{R}$	Apparition du facteur de modification de force R reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie.
2005	$V = \frac{S(Ta) * Mv * I_E * W}{R_d * R_0}$	Spectres de risque uniforme S(Ta) avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans pour un nombre élevé de villes. Séparation du coefficient de modification de force liée à la ductilité R_d de celui liée à la sur-résistance R_0 .

À chaque nouvelle version du CNBC, les normes parasismiques sont devenues de plus en plus précises avec un niveau de séisme probable est de plus en plus contraignant. C'est pourquoi, les bâtiments qui ont été conçus avec des anciennes versions du CNBC sont préoccupants et cela même s'ils ont une typologie d'habitude performante d'un point de vue de la vulnérabilité sismique.

2.6 Évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments se fait en général en trois étapes en commençant par une classification typologique. Cette importance est discutée dans la première section. Le programme de réhabilitation sismique des écoles de Colombie Britannique est ensuite présenté comme exemple d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

2.6.1 Classification typologique pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique

L'identification du type structural d'un bâtiment parmi les quinze typologies retenues dans le « *FEMA 154* » (ATC et FEMA, 2002a) et le « *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* » du CNRC (IRC, 1992) et présentées dans le Tableau 2.1 est l'étape préliminaire essentielle de l'évaluation de la vulnérabilité sismique. En effet, les déficiences sismiques potentielles et leurs dommages associés dépendent en grande partie de ce type structural. Une fois cette identification effectuée, trois étapes se succèdent. Il faut alors distinguer deux situations : l'évaluation d'un bâtiment unique et l'évaluation d'un ensemble de bâtiments.

Au Canada, les ingénieurs utilisent les « *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* » (IRC, 1993) comme document de référence pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un seul bâtiment. La phase I est une évaluation sommaire faite avec une liste d'énoncés à remplir et quelques calculs rapides. En cas de déficience identifiée lors de cette phase, l'ingénieur effectue la phase II : une évaluation détaillée se présentant comme une analyse basée sur la méthode statique équivalente du CNBC ou une analyse dynamique. Enfin, la phase III consiste à mettre en place des procédures de mitigation.

Pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un ensemble de bâtiments, le principe est assez semblable. La phase I est une évaluation sommaire, qui vise à établir un classement relatif de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Plusieurs méthodes peuvent être appliquées en fonction du degré de précision désiré, du nombre de bâtiments à évaluer, du temps et des moyens applicables (Lang, 2002) : observation de la vulnérabilité résultant de séismes, jugement expert, modèles analytiques simples ou attribution de pointage. Ensuite, si les résultats précédents sont jugés peu satisfaisants, il devient nécessaire de réaliser la phase II : une évaluation détaillée pour un nombre sélectionné de bâtiments. Enfin, la phase III consiste toujours à mettre en place des procédures de mitigation.

Le projet se situe à l'amont de la phase I, en définissant les classes typologiques ou types structuraux des écoles et en identifiant les déficiences sismiques et dommages potentiels. Ces informations permettront de développer des outils nécessaires pour un classement des priorités.

2.6.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des écoles de la Colombie-Britannique

La province de Colombie-Britannique a entrepris en 2004 un programme de réhabilitation sismique de 750 écoles publiques à risque sur 10 à 15 ans pour un total de \$1 500 000 000 (White, Taylor et Ventura, 2007). Afin d'obtenir une sécurité optimum, l'objectif est le développement de stratégies modernes de réhabilitation reflétant les normes de sécurité communautaires et basées sur le meilleur coût effectif.

Les critères minimums de performance sismique pour un bâtiment scolaire sont : (i) un risque de sécurité pour les occupants acceptable pour tous les SFRL, (ii) un chemin de charge bien défini avec des diaphragmes adéquats et une bonne résistance des connexions, (iii) compatibilité des déplacements avec les éléments non structuraux, (iv) restriction des murs de partitions lourds.

Les lignes directrices se sont orientées sur la typologie des bâtiments de la région et ont débouché sur les « *Bridging Guidelines for the seismic upgrading of low-rise buildings in British Columbia* » avec une première version en 2005 et une seconde en 2007.

Les trois principaux objectifs de ces lignes directrices sont : (i) une performance structurale améliorée pour la sécurité des occupants, (ii) des réhabilitations rentables, (iii) des lignes directrices techniques « conviviales ». Le premier objectif est atteint en minimisant la probabilité d'effondrement structural. Les stratégies rentables sont accomplies en fournissant une méthode rationnelle basée sur les déplacements qui justifient la résistance de tous les matériaux structuraux nouveaux et existants. Le dernier objectif est obtenu en développant et présentant le guide technique sous la forme de critères de résistance latérale minimum prédéterminés.

Les conditions techniques des lignes directrices reposent sur des analyses non linéaires temporelles, qui estiment les dommages inélastiques d'un séisme en fonction de la sismicité (six zones), du sol (cinq types), du SRFL (dix-sept sortes), du diaphragme (six types) et surtout, de la limite de déformation dépendant du système.

Le programme de réhabilitation sismique des écoles de Colombie-Britannique est un programme d'envergure, avec une collaboration étroite entre le ministère de l'éducation, les ingénieurs de l'industrie et les chercheurs des grandes universités. Même si la sismicité et les typologies des bâtiments sont différentes entre l'est et l'ouest canadien, c'est un exemple à suivre.

CHAPITRE 3

LES ÉCOLES DU QUÉBEC

Dans ce chapitre, les écoles du Québec sont présentées et définies. Un bref rappel sur le système scolaire québécois est fait à la première section, avec l'explication des limites du champ de l'étude. Ensuite, les spécifications des CNBC pour les écoles sont présentées, depuis la première version en 1941 jusqu'à la plus récente en 2005. Enfin le classement des écoles du Québec selon cinq types différents est introduit en citant les sources utilisées : un rapport du MÉLS (Chagnon, 2006) et une base de données des écoles du Québec, les visites d'écoles ainsi que l'évaluation et l'étude de plans d'écoles. Enfin, chaque type d'école est décrit plus précisément.

3.1 Le système scolaire du Québec

Le système scolaire du Québec comporte quatre niveaux d'enseignement : le primaire (y compris l'éducation préscolaire), le secondaire, le collégial et l'universitaire. Le réseau est constitué d'établissements publics et privés, francophones et anglophones. L'éducation est dirigée par le MÉLS et représente le deuxième budget de la province de Québec (avec près de 8% du PIB) derrière la santé. Au niveau local, le ministère est représenté par 72 commissions scolaires, qui gèrent l'enseignement primaire et secondaire de leur territoire.

Dans ce mémoire, seuls les établissements scolaires qui dépendent directement du ministère sont considérés, ce qui exclut les établissements scolaires privés. Par ailleurs, les établissements des niveaux collégial et universitaire ne sont pas inclus car ils sont généralement constitués en complexe regroupant plusieurs bâtiments, ce qui rend leur étude inappropriée dans un contexte de classification typologique. Cela concerne au total environ 950 000 élèves du préscolaire au secondaire.

3.2 Les spécifications du CNBC pour les écoles

Les écoles sont des bâtiments à usage public avec une occupation humaine importante et fréquente. Pour ce type de bâtiment, le CNBC prévoit des facteurs de sécurité supérieurs pour l'évaluation des charges sismiques. Ainsi, pour une même année de conception, ils sont mieux protégés que les bâtiments « normaux ». Il est donc intéressant de voir depuis quand cette protection supplémentaire existe et comment elle a évolué.

3.2.1 Les anciennes éditions du CNBC : de 1941 à 1995

Historiquement, la première apparition d'un coefficient d'importance I dans l'évaluation date de la quatrième édition du CNBC en 1965. À l'époque, ce coefficient prend la valeur de 1,3 pour un bâtiment qui sert de lieu de rassemblement à un grand nombre de personnes ou qui pourvoit spécialement au bien-être du public et la valeur de 1,0 pour les autres bâtiments. Ce coefficient est constamment utilisé dans toutes les démarches du code et en particulier dans le calcul du cisaillement de l'assise. En augmentant le coefficient, les restrictions sont plus sévères. Ce coefficient fut conservé tel quel dans les éditions du code de 1970, 1975, 1977, 1980 et 1985, même si parallèlement, la formule du calcul des charges sismiques évoluait de manière importante (*Voir* Tableau 2.2).

Dans la dixième édition du code en 1990, le coefficient I devient le coefficient de priorité sismique. Il prend la valeur de 1,5 pour les bâtiments de protection civile, 1,3 pour les écoles et 1,0 pour les autres bâtiments. Il reste inchangé pour le code de 1995.

3.2.2 La dernière édition du CNBC en 2005

Dans la dernière édition du code, le coefficient s'appelle le coefficient de risque parasismique I_E et varie selon le type de bâtiment tel qu'indiqué dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1

Coefficient de risque parasismique à l'état limite ultime
(CNRC, 2005)

Catégorie de risque	Types de bâtiments	Coefficient de risque parasismique I_E
Faible	Bâtiments représentant un risque direct ou indirect faible pour la vie humaine.	0,8
Normal	Tous les bâtiments, sauf ceux des catégories Faible, Élevé et protection Civile.	1,0
Élevé	Bâtiments susceptibles d'être utilisés comme refuge de protection civile (écoles, centres communautaires).	1,3
Protection Civile	Bâtiments où sont fournis des services essentiels en cas de catastrophe : hôpitaux, centrales téléphoniques, postes de pompiers et de police, stations d'épuration, centrales électriques, stations de radio.	1,5

Les écoles font partie de la catégorie de risque élevé avec une valeur de 1,3 inchangée depuis 1965. Comme dans les précédentes éditions, ce coefficient est utilisé lors du calcul de la force sismique latérale minimale V afin de dimensionner les éléments verticaux résistant aux forces latérales. La force latérale V_p utilisée pour le dimensionnement des éléments de structures, des composants non structuraux et des équipements, fait aussi intervenir le coefficient de priorité sismique.

3.3 Classement typologique des écoles du Québec

3.3.1 Les cinq types d'écoles

Les écoles du Québec ont souvent été construites selon le même modèle en fonction de l'époque. Les similarités entre les bâtiments d'une même période permettent de faire un classement historique des écoles, ce qui permet de rassembler les 3 588 écoles du Québec selon un minimum de types structuraux. Selon le rapport du MÉLS « *Parc immobilier scolaire / portrait des principales caractéristiques pour une étude de résistance aux secousses sismiques* » (Chagnon, 2006), la majorité des écoles du Québec peuvent être classées en cinq types structuraux, correspondant à cinq grandes périodes :

- **Type 1 - Écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments OAM** (avant 1950) : Poutres et colonnes en acier supportant un tablier en bois ou en béton.
- **Type 2 - Écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois PPB** (1955 - 1963) : Poteaux et poutres en bois lamellé collé.
- **Type 3 - Écoles à ossature en béton résistant aux moments OBM** (1950 - 1964) : Poutres et colonnes en béton supportant un plancher en béton.
- **Type 4 - Écoles à murs de cisaillement en béton MCB** (1964 - 1979) : Ossature en béton armé avec des murs de cisaillement en béton.
- **Type 5 - Écoles récentes à ossature contreventée en acier OCA** (après 1980) : Charpente en acier supportant un tablier d'acier recouvert de béton. Le contreventement latéral est assuré par des diagonales.

3.3.2 Sources d'information

Au début de l'étude, en plus d'un rapport, le MÉLS a fourni une base de données des écoles du Québec. Elle permet d'avoir directement des informations de base sur chaque école, soit : le nom, l'adresse, la commission scolaire (CS), le nombre d'élèves, la superficie, l'année de construction et le type structural qui en résulte. L'exploitation de cette base de donnée permet

en outre d'obtenir des renseignements supplémentaires comme la répartition des cinq types d'écoles. Cette répartition réalisée à partir des années de construction est approximative car les types structuraux donnés dans la base de données ne sont pas toujours retrouvés dans la réalité. Par conséquent, les proportions obtenues sont seulement des ordres de grandeur. La Figure 3.1 illustre la répartition selon la typologie du bâtiment original et la typologie d'un agrandissement. À noter que, d'après le MÉLS, les données concernant les agrandissements de certaines commissions scolaires et les agrandissements de toutes les commissions scolaires depuis 1993 sont manquantes.

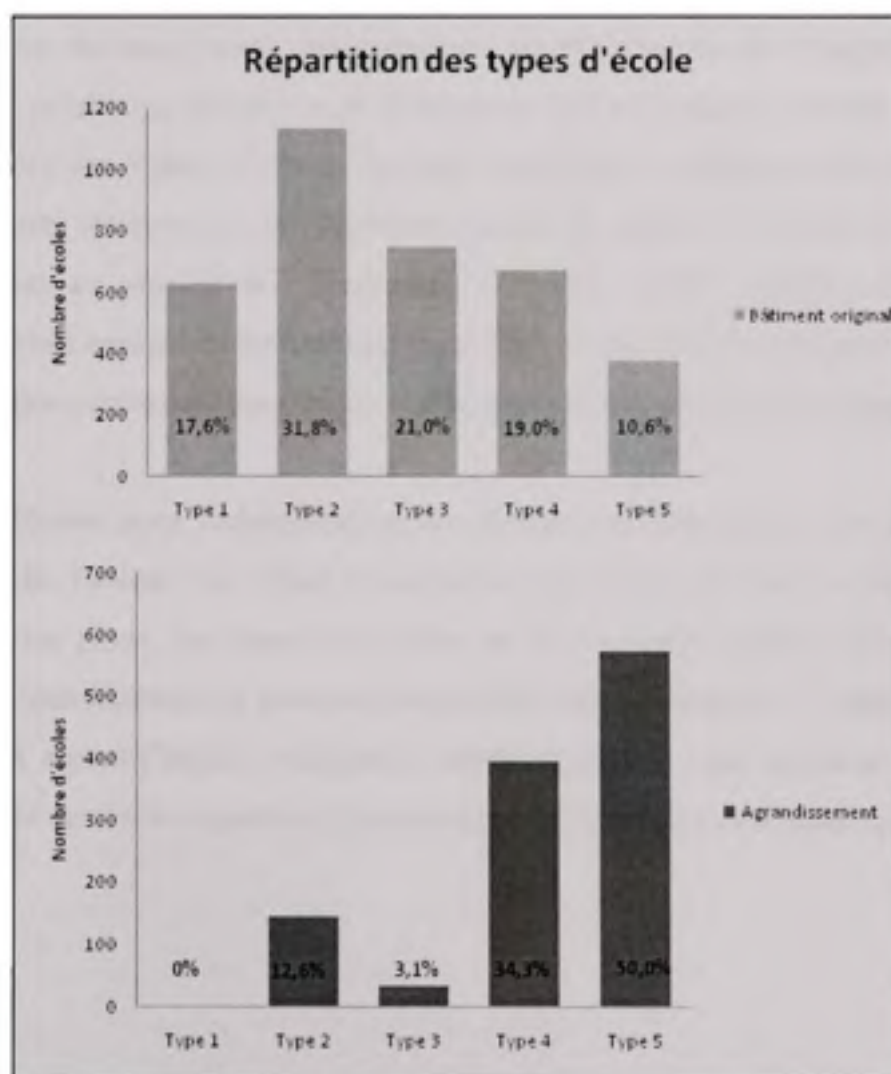


Figure 3.1 *Répartition des écoles du Québec selon la typologie du bâtiment original ou d'un agrandissement.*

Les autres informations disponibles dans ce mémoire ont été corroborées et enrichies par l'auscultation de plans et par la visite d'au moins deux écoles de chaque typologie :

- l'étude des plans a servi à recueillir rapidement des informations sur l'agencement général du bâtiment, les irrégularités du bâtiment (par exemple la présence d'un gymnase ou d'une salle de récréation au centre ou en périphérie), et sur l'organisation, les dimensions et l'espacement des éléments structuraux ;
- la visite d'école a permis quant à elle de corroborer les informations obtenues à partir des plans et d'avoir des informations sur les éléments non structuraux comme les matériaux de remplissage, les panneaux, les cloisons ou les vitrages. Le but est de trouver parmi ces éléments non structuraux, des redondances ou des variantes. Afin de rendre les visites d'écoles les plus bénéfiques possibles et d'oublier le moins d'éléments intéressants, un formulaire inspiré de celui du « *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* » (IRC, 1992) a été réalisé. Les formulaires complétés sont présentés en Annexe III. Il faut noter que les informations recueillies concernent surtout des établissements d'enseignement primaire.

Les sources utilisées pour l'identification des éléments structuraux et non-structuraux sont résumés dans le Tableau 3.2. Pour conserver la confidentialité des écoles visitées et/ou étudiées avec les plans, les noms des écoles et toutes autres indications susceptibles de permettre leur identification ne sont pas mentionnés dans ce mémoire. L'appellation adoptée est « École 1-A » pour l'école A de Type 1 visitée ou étudiée avec les plans. L'École 6-A et l'École 6-B sont des écoles ayant un type structural différent des cinq typologies étudiées.

Tableau 3.2

Sources utilisées pour caractériser les types d'écoles

École	Plans	Visite	Autres documents
1-A	X	X	
1-B	X	X	Descriptif structural fourni par la CS.
1-C	X	X	
2-A	X	X	
2-B		X	
2-C		X	
3-A	X	X	
3-B	X	X	
3-C	X		
3-D	X		
4-A		X	
4-B	X	X	
5-A	X	X	
5-B	X	X	
6-A		X	Rapport d'inspection après le séisme du Saguenay fourni par la CS.
6-B		X	

Les informations obtenues avec les plans et les visites sont comparées aux descriptions faites dans le rapport du ministère où sont identifiés les systèmes structuraux, les éléments structuraux et non structuraux caractérisant chaque typologie. En général, le type de contreventement latéral et de diaphragme de plancher y sont bien spécifiés mais aucune information n'est donnée sur les fondations. Les systèmes structuraux de chaque type d'école sont alors déterminés d'après ceux décrits dans le CNRC et le FEMA (Tableau 2.1). Après

analyse des éléments communs entre le rapport, les visites et les plans, des conclusions sont émises pour chaque type d'école avec la description et le schéma d'une école « typique » et sont présentées dans la section suivante.

3.4 Description des typologies étudiées

3.4.1 Type 1 - Écoles anciennes OAM

Les écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments de Type 1 sont des écoles d'enseignement primaire construites avant 1950.

3.4.1.1 Superficies et dimensions

La superficie totale du bâtiment varie de 1 000 à 6 000 m² répartie sur deux à quatre niveaux. La largeur varie de 19 à 22 m tandis que la longueur peut dépasser les 80 m en tenant compte des changements de direction.

3.4.1.2 Informations recueillies

École 1-A : Visite du 3 juin 2008 et consultation des plans à la CS le 18 juin 2008.

École 1-B : Visite du 5 juin 2008 et consultation des plans et du descriptif original de l'école fournis le même jour.

École 1-C : Visite du 8 juillet 2008.

L'école 1-A est une école construite entre 1922 et 1931 avec un ensemble de trois bâtiments formant un H. Les colonnes et les poutres en acier sont de dimensions différentes selon le bâtiment et sont recouvertes de terracotta pour la protection incendie ou de plâtre (*Voir Figure 3.2*). Ces cadres assurent le SRFL dans la direction longitudinale et dans la direction transversale, des remplissages de blocs de terracotta ou de blocs de béton (autour de la

chaufferie) les complètent. L'ensemble de bâtiments a des irrégularités verticales importantes avec des zones à un, deux ou trois étages.

Le revêtement extérieur est surtout en briques et sur le toit, une cheminée en maçonnerie est un élément vulnérable lors des tremblements de terre.



Figure 3.2 *Corridor de l'école 1-A avec ses colonnes et ses poutres recouvertes.*

L'école 1-B est une école construite en 1914 et agrandie dans les années 1980 avec un nouveau bâtiment pour le gymnase. Les cadres d'acier sont réguliers dans tout le bâtiment, recouverts de plâtre et remplis avec du terracotta pour fournir un certain contreventement latéral. Le nouveau bâtiment n'a pas créé d'irrégularités car il est séparé du bâtiment original par un joint de dilatation.

Le revêtement extérieur est en pierres (*Voir Figure 3.3*) ou en briques selon les façades. Sur le toit, des cheminées et des corniches représentent des éléments vulnérables lors de secousses sismiques.



Figure 3.3 *Façade avant en pierre de l'école 1-B.*

L'école 1-C a été construite en 1920. Bien que sa date de construction et son apparence extérieure correspondent aux écoles de Type 1, son système structural est composé de poutres et de colonnes en béton avec remplissage de maçonnerie comme une école de Type 3. À l'intérieur, les poutres et les colonnes sont très massives et entourées de maçonnerie, ce qui rappelle davantage les écoles de Type 1 que celles de Type 3 (*Voir Figure 3.4*). Son agencement montre une irrégularité horizontale avec un petit décrochement au centre du bâtiment dû à la présence du gymnase. À l'extérieur, un revêtement de briques orne toutes les façades avec des corniches en pierre. Une cheminée en maçonnerie de briques est présente à l'arrière.

Même si le type structural diffère, les informations recueillies sur les dimensions et l'agencement des espaces ont été utilisées pour les écoles de Type 1.



Figure 3.4 *Corridor de l'école 1-C.*

3.4.1.3 Description générale de la typologie

La Figure 3.5 présente le système structural d'ossature en acier résistant aux moments constitué de colonnes et de poutres supportant un tablier en bois ou un plancher en béton. Le contreventement latéral est assuré soit par des cadres rigides dans les deux directions ou soit par des cadres rigides dans la direction longitudinale et des remplissages en maçonnerie de briques ou terracotta entre les colonnes dans la direction transversale. La portée des éléments principaux est inférieure à 7,3 m dans les zones de classes. Dans le réfectoire, il n'y a pas d'éléments de très grandes portées et des colonnes sont souvent présentes au milieu. Le gymnase ou la salle de récréation ont un seul étage et n'ont pas de position particulière, pouvant même se situer dans les niveaux supérieurs.

Les tabliers et la toiture à bassins sont formés de solives en bois recouverts de planches ou de dalle pleine en béton armé. Les diaphragmes en bois pour les planchers et le toit sont d'ailleurs très courants pour tous les bâtiments anciens à ossature en acier résistant aux moments (IRC, 1992).

Système structural :

1- Cadres dans les deux directions

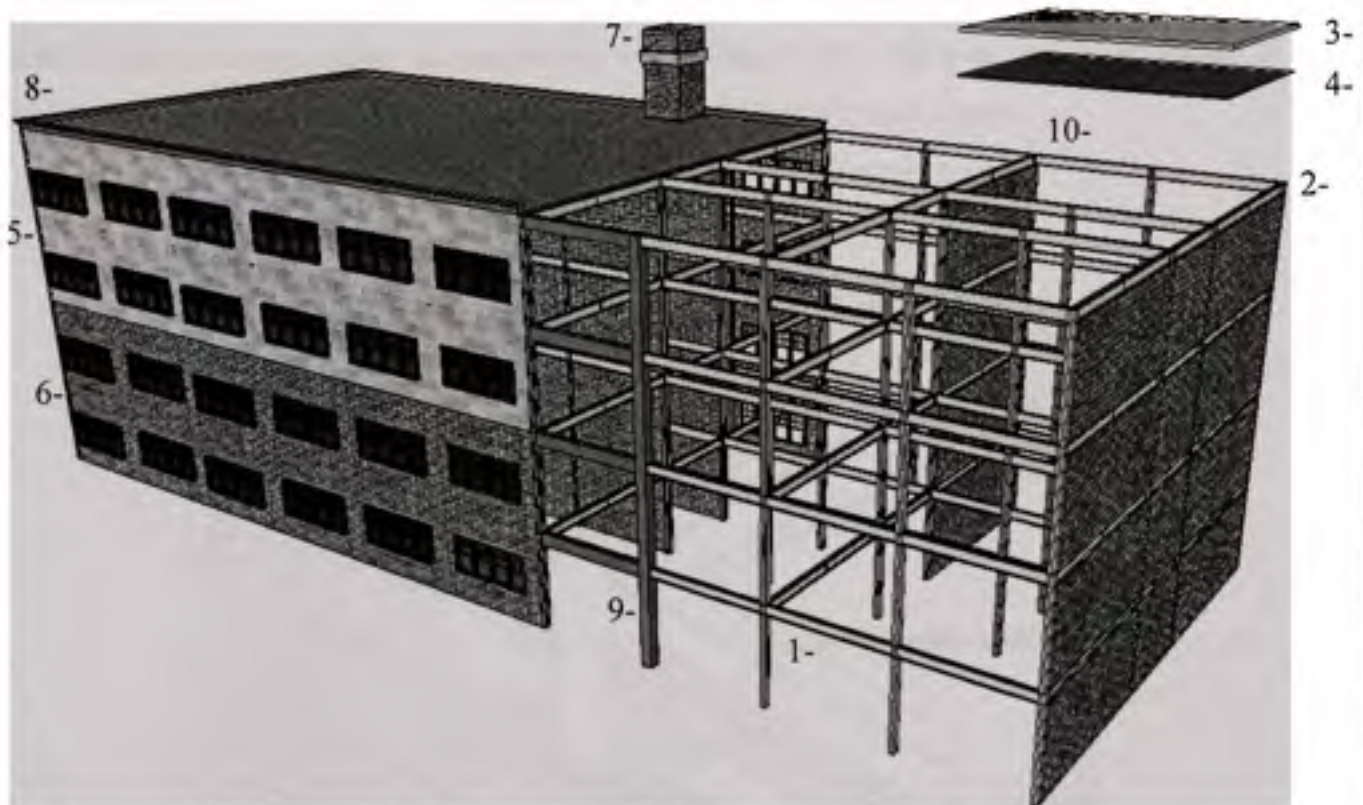
ou

2- Cadres dans la direction longitudinale avec remplissage de maçonnerie dans la direction transversale

Système de portée de toiture/plancher :

3- Dalle en béton armé

4- Planchers de bois sur solives de bois



Détails :

5- Parements de pierres

6- Parements de briques

7- Cheminée en maçonnerie

8- Corniches / parapets

9- Ossatures en acier recouvertes de briques ou de terracotta

10- Cloisons en maçonnerie

Agencement :

Gymnase et réfectoire sur un étage sans localisation particulière

Figure 3.5 Schéma d'une école ancienne à ossature en acier résistant aux moments.

Malgré une structure d'acier habituellement légère, les écoles sont assez massives avec le recouvrement des ossatures par des briques ou du terracotta pour la protection incendie et le remplissage des cadres avec des blocs de béton, de briques ou de terracotta.

D'après la date de construction de ce type d'école, il est probable que certaines colonnes soient même encastrées dans la maçonnerie (*Voir Figure 3.6*). Dans ce cas, la typologie se définit plus comme une structure en acier avec remplissage de maçonnerie.

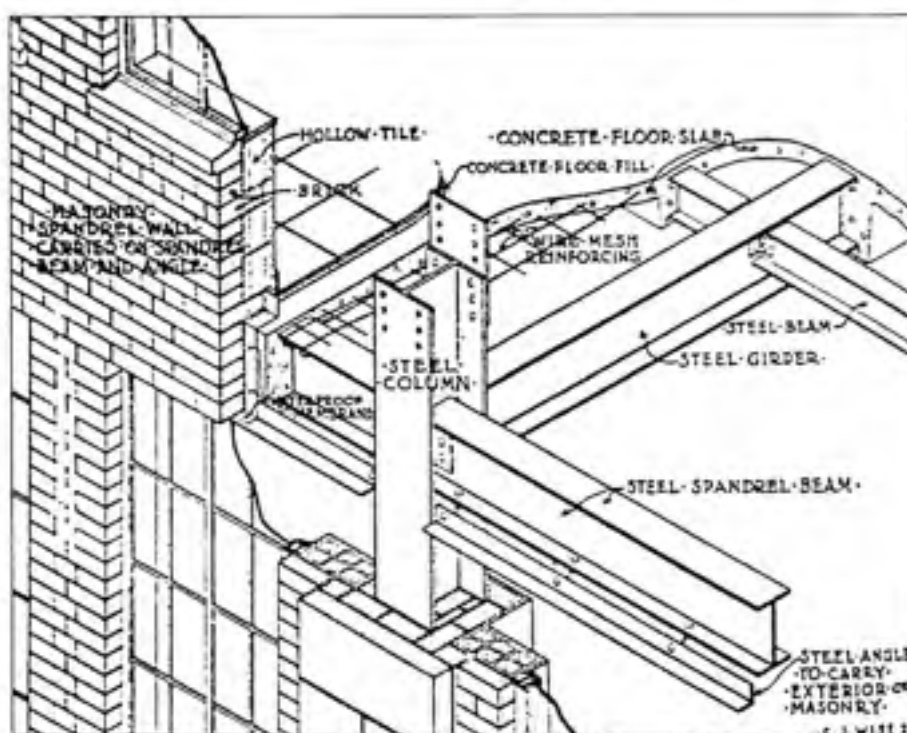


Figure 3.6 *Détail des assemblages caractéristiques des structures ancienne d'acier.*

(Forget, 1990)

Selon le rapport du MÉLS, certaines cloisons y compris les parois intérieures des façades, peuvent être composées de colombages de bois ou de madriers recouverts de plaques, mais cela n'a pu être confirmé avec les visites. À l'extérieur, le parement est en briques ou en pierres avec parfois plusieurs épaisseurs et il n'est pas relié à la structure principale par un système d'ancrage (Chagnon, 2006).

3.4.2 Type 2 - Écoles « Duplessis » PPB

Les écoles du modèle « Duplessis » à poteaux et poutres en bois de Type 2 sont des écoles d'enseignement primaire construites entre 1955 et 1963.

3.4.2.1 Superficies et dimensions

Ces écoles sont assez petites avec une surface totale de 600 m² en général voire de 800 m² pour les plus grandes et les plus récentes. Cette surface est répartie sur deux niveaux ou trois lorsque des chambres de résidence sont présentes au dernier étage. La superficie est composée de quatre à douze classes et une salle de récréation en demi-sous-sol d'une surface de 160 m² à 190 m². La largeur du bâtiment ne dépasse pas 15 m en largeur et 37 m de longueur.

3.4.2.2 Informations recueillies

École 2-A : Visite du 9 juin 2008 et consultation des plans sur place.

École 2-B : Visite du 28 mai 2008.

École 2-C : Visite du 2 juillet 2008.

L'école 2-A a des bâtiments originaux construits en 1957 et a subi des agrandissements en 1988 avec une liaison entre les anciens bâtiments et une extension.

Le système structural des bâtiments originaux (A et C) est en poteaux et poutres en bois (*Voir Figure 3.7*) avec quelques colonnes en acier et des murs de cisaillement en bois aux extrémités. Les cadres sont réguliers sauf dans l'ancien gymnase situé au rez-de-chaussée où les poutres ont de plus grandes dimensions et de plus grandes portées. Le remplissage entre les colonnes est fait avec un colombage de bois. La charpente du toit est composée de poutres en bois. En façade, un revêtement de briques et un bardage métallique sont utilisés. Une cheminée en maçonnerie de briques est présente en périphérie du toit.



Figure 3.7 *Corridor de l'école 2-A.*

L'école 2-B (Voir Figure 3.8) a été construite en 1957 et a initialement été identifiée comme une école de Type 2 d'après sa date de construction, son agencement et son apparence d'école « Duplessis ». Mais lors de la visite, les poutres et colonnes se sont avérées être en acier. Même si le type structural diffère, les informations recueillies sur les dimensions et l'agencement des espaces ont été utilisées pour les écoles de Type 2. L'information structurale a tout de même été prise en note.

Les cadres d'acier sont réguliers dans tout le bâtiment (sauf dans le gymnase) et recouverts de plâtre, donc aucune information n'est disponible sur les connexions. Le contreventement latéral est assuré par ces ossatures résistant aux moments couplées à des remplissages de maçonnerie aux extrémités.

Le bâtiment a une irrégularité horizontale avec un gymnase excentré au sous-sol. L'usage actuel du bâtiment n'est plus une école donc les conclusions sur les éléments non structuraux sont assez limitées, mise à part pour les cloisons non structurales composées de blocs ou simplement de plâtre, et une cheminée en maçonnerie sur le toit.



Figure 3.8 *Façade avant de l'école 2-B et son apparence d'école « Duplessis ».*

Le bâtiment A de l'école 2-C (Voir Figure 3.9) a été construit en 1950. Son agencement intérieur et extérieur sont identiques à ceux de l'école 2-B. Cependant le système structural est bien en poteaux et poutres de bois avec remplissage de maçonnerie, surtout aux extrémités. Les cadres sont présents uniquement dans la direction transversale. Dans les salles de classe, les poutres sont simplement appuyées sur un support en bois alors que dans l'ancien gymnase, les portées sont plus longues et les connexions sont différentes. La charpente du toit est en fermes de bois boulonnées, avec un recouvrement de bois. Le grand espace du gymnase dans un coin du demi sous-sol crée la seule irrégularité du bâtiment. En façade, un revêtement de briques et un bardage métallique sont utilisés. Sur le toit, une cheminée en maçonnerie de briques est présente.



Figure 3.9 *Façade avant de l'école 2-C.*

3.4.2.3 Description générale de la typologie

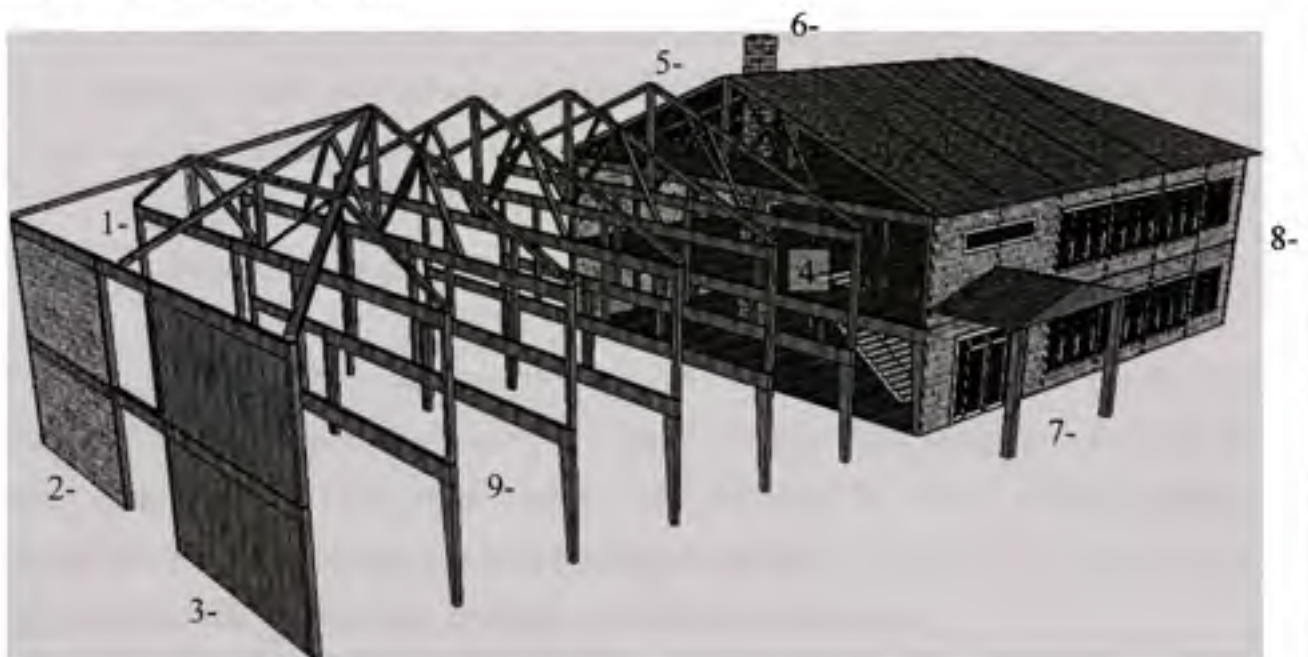
La Figure 3.10 présente le système structural constitué d'un assemblage de poteaux et de poutres en bois lamellé collé. Dans la direction transversale, le contreventement est assuré par les cadres et les murs extérieurs qui peuvent être des murs de cisaillement en bois ou des remplissages de maçonnerie. Dans la direction longitudinale, le cloisonnement intérieur en colombage assure seul le contreventement. L'espacement est régulier à 2,4 m sauf dans le gymnase ou salle de récréation, situés dans un coin du demi sous-sol où les cadres de bois ont une portée moyenne de 10 m. Les classes ont une largeur de 6 m et les corridors de 2,4 m.

Système structural :

- 1- Poteaux et poutres de bois
- 2- Remplissage de maçonnerie
- 3- Murs de cisaillement en bois

Système de portée de toiture/plancher :

- 4- Solives de bois et revêtement
- 5- Fermes de bois et revêtement



Détails :

- 6- Cheminée en maçonnerie
- 7- Auvent
- 8- Parement de briques

Agencement :

- 9- Gymnase sur un étage au rez-de-chaussée

Figure 3.10 Schéma d'une école « Duplessis » à poteaux et poutres en bois.

Deux types de planchers et de toits ont été successivement employés. Au début, les planchers étaient formés de planches de contreplaqués fixées sur des solives, posés sur les cadres en bois ou sur les murs porteurs en colombages des cloisons du corridor central. Les toitures étaient à deux ou quatre versants avec des fermes de bois. Ensuite, les planchers ont été modifiés et construits avec des madriers à doubles rainures de 65 mm d'épaisseur. Des toits de type cathédrale sans vide technique sont apparus (Chagnon, 2006).

Pour les éléments non structuraux, le parement extérieur est en briques et/ou en déclin de bois ou d'aluminium. Les parois intérieures des façades sont en colombages de bois et les cloisons intérieures en panneaux.

3.4.3 Type 3 - Écoles OBM

Les écoles à ossatures en béton résistant aux moments de Type 3 sont des écoles d'enseignement primaire ou secondaire construites entre 1950 et 1964, c'est-à-dire à peu près à la même époque que les écoles de Type 2.

3.4.3.1 Superficies et dimensions

Ces écoles sont plus grandes que les écoles de Type 2 avec une superficie pouvant aller au-delà des 6 000 m², avec plus de 12 groupes d'élèves et jusqu'à trois niveaux. La largeur du bâtiment peut atteindre 19 m et la longueur peut dépasser les 45 m, et même parfois beaucoup plus en tenant compte des changements de direction. La salle de récréation d'une surface de 200 à 400 m² se trouve en demi-sous-sol, sous des classes.

3.4.3.2 Informations recueillies

École 3-A : Visite du 3 juin 2008 et consultation des plans à la CS le 18 juin 2008.

École 3-B : Visite du 4 juin 2008 et consultation des plans fournis le même jour.

École 3-D : Consultation des plans à la CS le 18 juin 2008.

École 3-E : Consultation des plans à la CS le 18 juin 2008.

L'école 3-A a été construite en 1967. Le système structural est composé de poutres et de colonnes en béton coulé en place dans les deux directions (*Voir Figure 3.11*) formant un quadrillage avec un espacement entre chaque poutre d'environ 2,65 m, sauf dans le gymnase où les poutres sont dans une seule direction et avec un espacement de 3,90 m. Néanmoins, le maillage n'est pas régulier sur tout le bâtiment et les espacements varient à divers endroits. Le remplissage des cadres est fait avec des blocs de béton, qui assurent le contreventement latéral avec les ossatures résistant aux moments dans les deux directions. L'école possède des irrégularités géométriques horizontales en plan et verticales avec des parties à un ou deux étages. En façade, entre les panneaux préfabriqués en béton, un parement de briques est attaché aux blocs de béton intérieurs.



Figure 3.11 *Poutres et colonnes en béton de l'école 3-A.*

L'école 3-B a été construite en 1961 et peut être considérée comme une école typique de Type 3. Le système structural est composé de cadres en béton armé dans la direction longitudinale et de cadres en béton armé avec remplissage aux extrémités dans la direction transversale. Le remplissage est fait principalement avec des blocs de béton, surtout dans les cadres aux extrémités, ce qui assure avec les murs en béton des cages d'escalier le

contreventement latéral dans la direction transversale. Sur certains cadres longitudinaux, les axes des poutres sont décalés. L'école n'a pas d'irrégularité notable. À l'extérieur, un parement de briques est présent sur toutes les façades (*Voir Figure 3.12*) ainsi que des éléments vulnérables comme des auvents de béton en porte-à-faux au-dessus de toutes les sorties et une cheminée en maçonnerie.



Figure 3.12 *Façade avant de l'école 3-B.*

L'école 3-C a été construite en 1957 et a bénéficié d'une extension en 1967. Les plans ont montré que le système structural original est composé de poutres et de colonnes en béton armé tandis que l'agrandissement est composé de poutres et de colonnes en acier. Les poutres et les colonnes du bâtiment original sont régulièrement espacées sauf dans la zone du gymnase. Le bâtiment original a des irrégularités horizontales importantes avec des décrochements et un grand espace (certainement un gymnase) construit perpendiculairement à une extrémité du bâtiment principal créant une forme en L.

L'école 3-D a été construite en 1957 et a été agrandie dès 1959. Les plans ont montré que le système structural est composé de cadres de béton coulé en place avec des poutres dans seulement une direction par « zone » mais qui au total portent dans les deux directions principales sur toute l'école. Les colonnes sont régulièrement espacées sauf lors des

changements de direction. L'école a des irrégularités horizontales avec un bâtiment original en forme de L.

3.4.3.3 Description générale de la typologie

La Figure 3.13 présente le système structural d'ossature en béton résistant aux moments constitué d'un assemblage de poutres et de colonnes en béton. Le contreventement latéral est assuré soit par les cadres résistant aux moments portant dans les deux directions, soit par des cadres résistant aux moments dans la direction longitudinale et des remplissages dans la direction transversale. Les cadres montrent parfois des irrégularités avec des décalages de leurs axes et des portées qui varient. La hauteur de chaque étage peut atteindre 4,5 m et la trame structurale est inférieure à 5,3 m, sauf dans le gymnase où les cadres en béton ont de plus grandes portées. L'assemblage poutres et colonnes supportent la dalle de béton coulée en place sur des solives ou sur un coffrage perdu. Appuyé sur la charpente en béton, le toit ventilé a des bassins formés par un tablier de bois fixé sur chevrons (Chagnon, 2006) ou par une dalle pleine de béton.

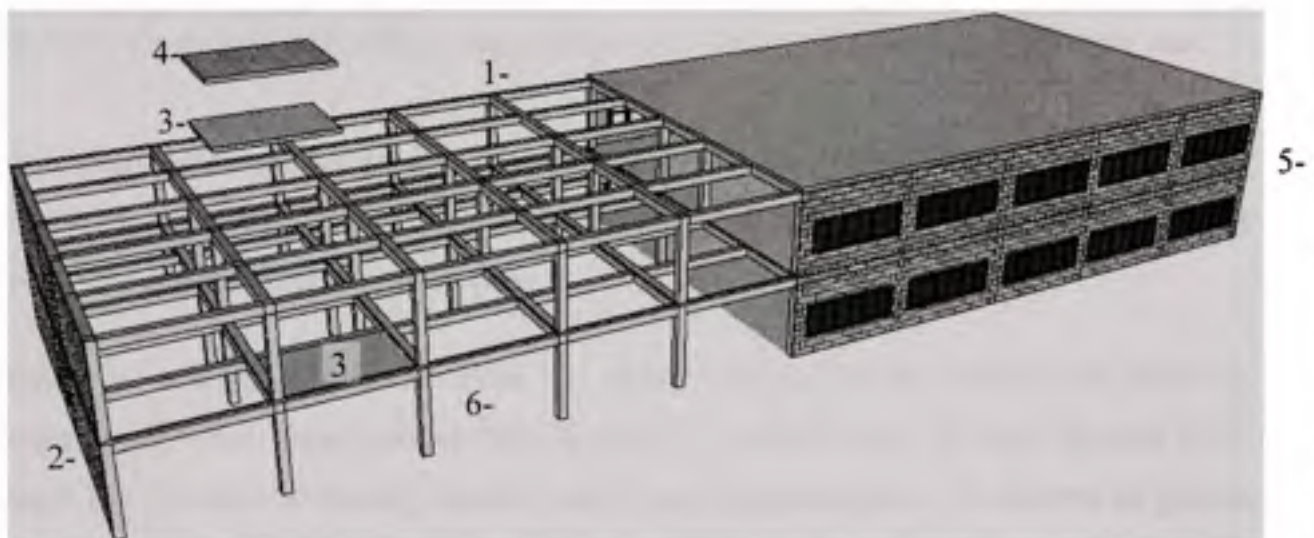
Le remplissage des cadres est fait avec des blocs de béton qui s'arrêtent généralement au niveau des poutres et, d'après le rapport du MÉLS (Chagnon, 2006), des cloisons intérieures peuvent être en blocs évidés de terracotta. Le revêtement extérieur est un parement de briques d'une seule épaisseur parfois relié à la structure principale avec un ancrage, tandis que la cloison intérieure des façades est en blocs de béton.

Système structural :

- 1- Cadres en béton dans les deux directions ou
- 2- Cadres en béton dans la direction longitudinale et remplissage de maçonnerie aux extrémités dans la direction transversale

Système de portée de toiture/plancher :

- 3- Dalle en béton sur solives ou sur coffrage perdu
- 4- Tablier de bois fixé sur des chevrons

**Détails :**

- 5- Parements de briques

Agencement :

- 6- Gymnase sur un étage au rez-de-chaussée

Figure 3.13 Schéma d'une école à ossature en béton résistant aux moments.

3.4.4 Type 4 – Écoles MCB

Les écoles à murs de cisaillement en béton de Type 4 ont été construites entre 1964 et 1979.

3.4.4.1 Superficies et dimensions

Ces écoles sont beaucoup plus grandes que les précédentes avec une superficie variant de 6 000 à 30 000 m² et sont le plus souvent des écoles d'enseignement secondaire appelés

polyvalentes. En plus des classes, de nouveaux locaux font leur apparition comme des grands gymnases, des piscines, des auditoriums, des cafétérias, des locaux d'administration. Il n'y a plus de limite pour la longueur et la largeur des bâtiments car les nouveaux systèmes de ventilation permettaient d'aérer les locaux situés au centre du bâtiment.

3.4.4.2 Informations recueillies

École 4-A : Visite du 3 juin 2008.

École 4-B : Visite du 5 juin 2008 et consultation des plans de l'école fournis le même jour.

Les informations recueillies pendant nos visites ont été faites sur des écoles primaires à murs de cisaillement en béton avec un seul bâtiment et non sur des polyvalentes, qui représentent pourtant la majorité des écoles de ce type.

L'école 4-A a été construite en 1964. Le système structural est composé de murs de cisaillement en béton situés surtout dans la direction transversale : sur deux façades (*Voir Figure 3.14*), sur deux côtés du gymnase et autour des cages d'escalier. Ils assurent en grande partie le contreventement latéral. Dans l'autre direction, des cadres de béton armé sont utilisés. Dans les cages d'escalier, les murs de béton ne sont pas toujours sur toute la hauteur et ils sont alors complétés par des colonnes en béton et des remplissages de blocs ou de briques. Les cloisons intérieures de tout le bâtiment sont en blocs de béton ou en briques. Hormis le gymnase intérieur qui est excentré, le bâtiment est assez régulier. À l'extérieur, les deux façades qui ne sont pas formées de murs de cisaillement, étaient à l'origine composées de panneaux d'auvents préfabriqués en béton, mais des panneaux préfabriqués plus conventionnels les ont remplacés sur une des façades. De petits auvents en béton sont présents au-dessus de chaque sortie.



Figure 3.14 *Façade avant de l'école 4-A avec ses murs de cisaillement.*

L'école 4-B a été construite en 1966. Le système structural est en murs de cisaillement en béton qui forment le contreventement latéral à part entière. Ces murs de béton coulé en place sont abondants puisque toutes les façades (Voir Figure 3.15) sont en béton de même qu'une bonne partie des cloisons intérieures. Les autres cloisons sont constituées de blocs de béton. Les diaphragmes de planchers sont des dalles à caissons en béton armé. La forme du bâtiment en trapèze crée une irrégularité horizontale.



Figure 3.15 *Façade avant de l'école 4-B avec murs travaillant de cisaillement.*

3.4.4.3 Description générale de la typologie

La Figure 3.16 présente le système structural des murs de béton travaillant en cisaillement constitué d'un assemblage de poutres, de colonnes avec des murs de cisaillement assurant le contreventement latéral dans une ou deux directions. Ces systèmes ont souvent été utilisés lors de la construction d'écoles, d'églises et de bâtiments industriels (IRC, 1992). Les murs sont situés en périphérie, autour des cages d'escalier ou autour du grand espace réservé au gymnase. Les planchers sont en béton et constitués de dalles pleines ou de planchers à caissons. Le remplissage des cadres se fait avec des blocs de béton ou de la brique, sans ancrage qui les raccordent à la structure principale.

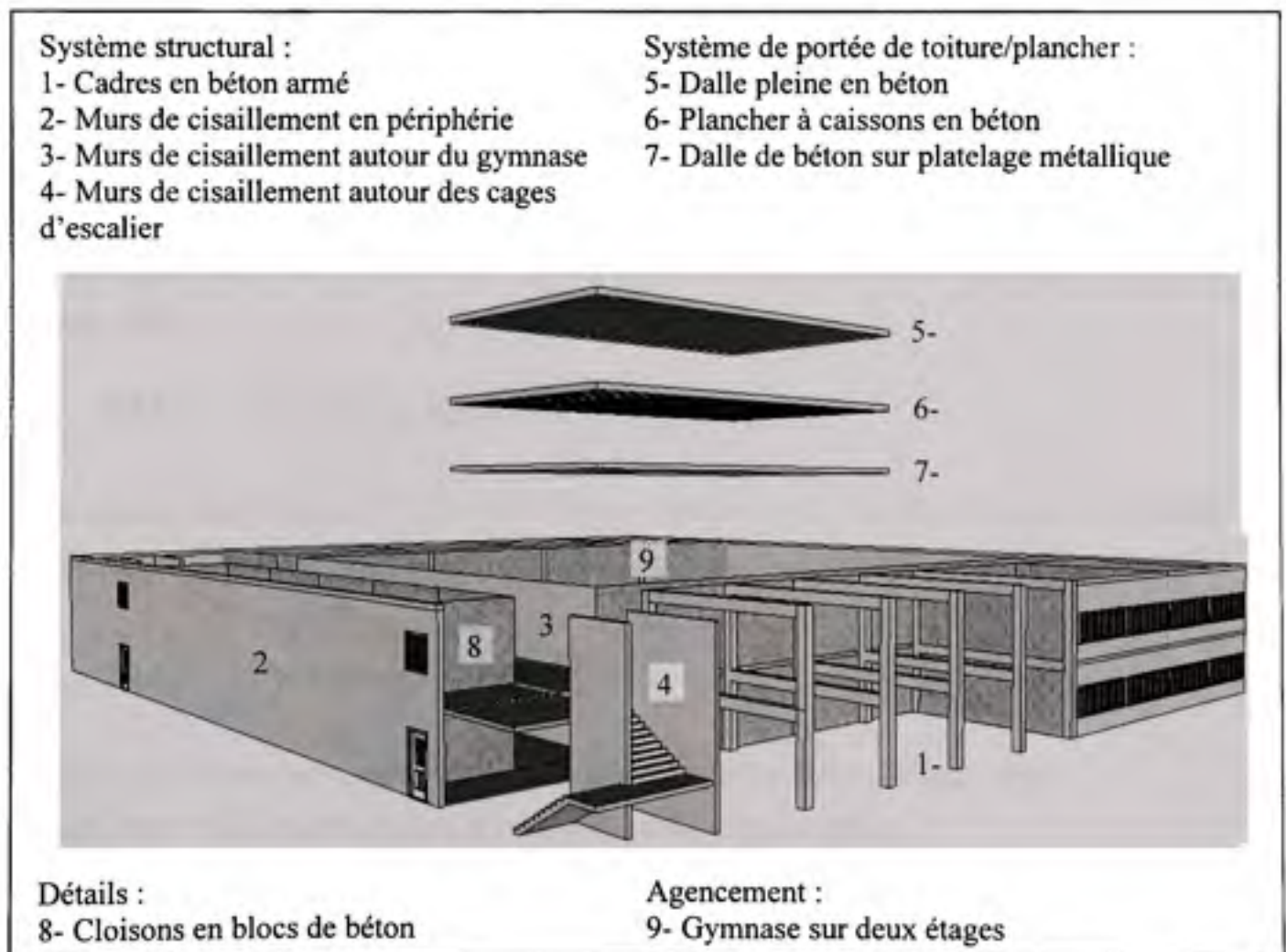


Figure 3.16 Schéma d'une école à murs de cisaillement en béton.

Les trames structurales et les longueurs de travée sont assez variables, car à cette époque, c'est la forme du bâtiment qui était privilégié et qui guidait la méthode de construction. Ainsi pour de très longues portées, par exemple dans les gymnases, des poutres en T en béton précontraint ou des poutrelles triangulées d'acier ont été utilisées.

Pour des écoles de superficie élevée comme les polyvalentes, elles sont divisées en plusieurs bâtiments séparés par des joints. Le système structural de chaque bâtiment revient alors à celui des bâtiments plus petits présentés à la Figure 3.16.

Différents parement extérieurs sont retrouvés sur ces bâtiments en plus de la maçonnerie et du béton brut des murs de cisaillement. Ainsi, des panneaux préfabriqués de béton avec ou sans isolation thermiques et avec ou sans finition intérieure ont été posés de même que, des recouvrements d'acier pré-peints.

3.4.5 Type 5 - Écoles récentes OCA

Les écoles récentes à ossature contreventée en acier de Type 5 sont des écoles d'enseignement primaire, secondaire ou des centres de formations professionnelles construits après 1980.

3.4.5.1 Superficies et dimensions

La surface totale varie de 3 000 m² à 12 000 m² répartie sur un ou deux niveaux. Ces écoles sont en général moins étendues que celles de Type 4 avec une largeur qui varie de 23 à 29 m.

3.4.5.2 Informations recueillies

École 5-A : Visite du 4 juin 2008 et consultation des plans fournis le même jour.

École 5-B : Visite du 9 juin 2008 et consultation des plans sur place.

L'école 5-A a été construite en 1985 et agrandie aux deux extrémités en 1993. Le système structural d'ossatures en acier contreventées n'est pas visible mais les plans de

l'agrandissement ont montré l'existence de quatre contreventements concentriques sur deux étages qui garantissent le contreventement latéral. Le bâtiment n'est pas régulier car il a une forme non orthogonale et a un gymnase à une extrémité. Les éléments structuraux sont peu visibles : les poutres, les colonnes sont recouvertes par les cloisons de blocs présentes dans toute l'école et les poutrelles triangulées d'acier supportant les planchers sont cachées dans les faux-plafonds. Quelques cloisons en plâtre sont utilisées pour des aménagements intérieurs et un mur en béton coulé en place est présent dans une cage d'escalier de la partie récente. À l'extérieur, un placage de briques est posé sur toutes les façades (*Voir Figure 3.17*).



Figure 3.17 *Façade avant de l'école 5-A.*

L'école 5-B a été construite en 1993. D'après les plans, le SRFL est composé de sept contreventements concentriques situés à l'étage. Le bâtiment montre des irrégularités verticales avec des parties à un et deux étages et horizontales avec une disposition irrégulière des contreventements, un bâtiment en forme de L et un gymnase à une extrémité. Les cadres d'acier ainsi que les poutrelles triangulées sont masqués par des blocs de béton et des faux-plafonds suspendus. Les cloisons intérieures sont toutes en blocs de béton armés verticalement d'après les plans. La paroi extérieure est composée de blocs de béton et d'un

parement de briques sur la façade (*Voir Figure 3.18*). Des auvents massifs de briques soutenus par une structure d'acier sont situés au-dessus de chacune des trois sorties.



Figure 3.18 *Façade avant de l'école 5-B.*

3.4.5.3 Description générale de la typologie

La Figure 3.19 présente le système structural constitué d'ossature formée de colonnes, de poutres et poutrelles en acier avec des contreventements diagonaux en acier dans les deux directions. Le platelage d'acier est supporté par des poutrelles triangulées d'acier à chaque niveau et recouvert d'un plancher en béton.

La hauteur des étages est comprise entre 4 et 4,5 m. Les éléments principaux ont des portées maximales de 10 m dans les zones de classes et de 24 m pour les gymnases et les ateliers. Le gymnase se tient souvent sur deux étages et est présent à une extrémité. Pour atteindre des portées plus grandes (jusqu'à 36 m), des treillis tridimensionnels sont utilisés.

Les cloisons intérieures sont essentiellement constituées de blocs de béton armés verticalement et traversées par les poutrelles triangulées, ou d'après le rapport du MÉLS (Chagnon, 2006), de colombages métalliques recouverts de plaques de plâtre. Les façades sont composées de panneaux préfabriqués de briques ou de parement de briques plus

traditionnel. Ils sont reliés à la structure principale avec un ancrage régulier. Certains bâtiments ont été recouverts partiellement de parement métallique pré-peint en panneaux.

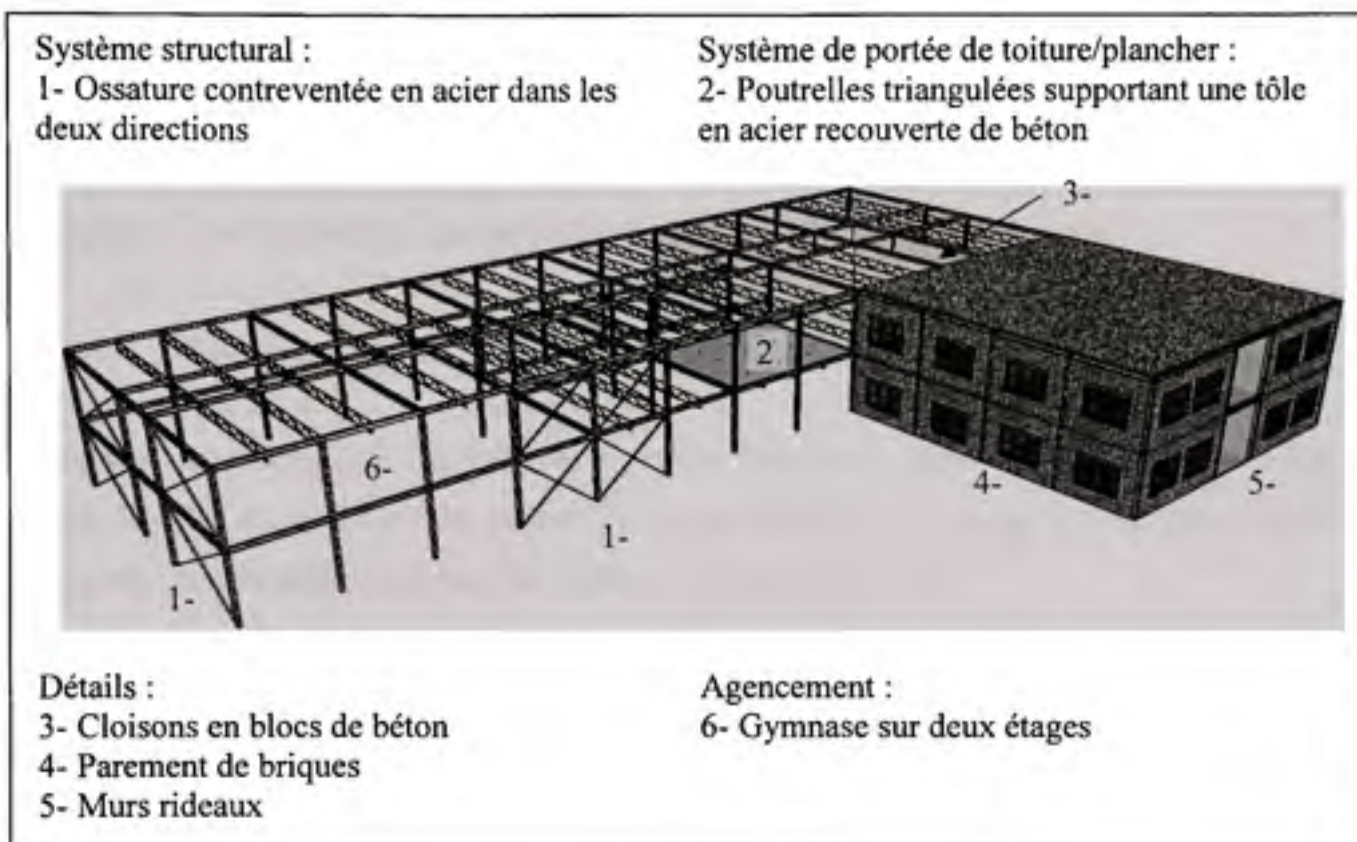


Figure 3.19 Schéma d'une école récente à ossature contreventée en acier.

3.4.6 Les autres types structuraux

École 6-A : Visite du 28 mai 2008 et consultation d'un rapport d'inspection suite au séisme du Saguenay fourni le même jour.

École 6-B : Visite du 3 juin 2008.

Les écoles qui ne peuvent être classées dans les cinq types structuraux définis précédemment sont rassemblés dans les « autres types » bien qu'il n'y ait pas de lien entre les écoles elles mêmes. En particulier, deux visites ont concerné des écoles en béton préfabriqué. La première avait un système structural en tilt-up avec des cadres porteurs en béton préfabriqué

sur les façades et à l'intérieur des cadres préfabriqués en forme de T assemblés par plaques et soudures dans les deux directions principales. La deuxième école est composée de poutres en béton préfabriqué en forme de U inversé simplement posées sur des colonnes de béton préfabriqué. Ces écoles correspondent à des écoles de Type 4 d'après leurs dates de construction, ce qui confirme qu'à cette époque, la forme du bâtiment était prioritaire devant le type de construction. Étant donné le manque d'information permettant d'établir si ces typologies sont récurrentes dans la province, leurs déficiences ne sont pas traitées.

3.4.7 Tous types confondus

Certaines caractéristiques des écoles peuvent être traitées de manière globale, quelque soit le type d'école. Ainsi, dans cette section, les irrégularités des bâtiments, les fondations et les éléments non-structuraux de tous les types confondus sont étudiés.

Irrégularité

Quelques irrégularités structurales ont été rencontrées durant les visites. Les irrégularités horizontales sont les plus récurrentes avec par ordre décroissant de fréquence, des asymétries dans la géométrie (bâtiment en L, en T), des grands espaces excentrés pouvant entraîner de la torsion (gymnases) et des bâtiments non orthogonaux (trapèze, etc.). L'irrégularité verticale la plus courante est l'irrégularité géométrique avec des bâtiments ayant jusqu'à trois hauteurs différentes. Il faut remarquer qu'aucun étage faible, en particulier de rez-de-chaussée faible n'a été répertorié. Ces irrégularités sont préoccupantes pour les écoles les plus anciennes car elles ont normalement été prises en considération lors de la conception des écoles plus récentes de Type 4 et de Type 5.

Bâtiments adjacents

Le CNBC fixe un espacement minimum avec les bâtiments adjacents pour éviter tout risque de cognement lors d'un séisme. L'ordre de grandeur estimé à l'aide du CNBC 2005 est de 400 mm pour un bâtiment avec une hauteur de 10 m et 600 mm pour un bâtiment de 15 m.

Dans la réalité, aucune école visitée n'a de bâtiments adjacents à moins de plusieurs mètres. Le seul risque de collision est obtenu quand des écoles ont été agrandies, sans joint parasismique.

Fondations

Les fondations des écoles étaient parfois inconnues mais d'après les plans, tous types confondus, elles sont en grande partie composées à Montréal de semelles filantes en béton sur tout le périmètre du bâtiment, et de semelles isolées en béton pour les poteaux. La seule exception est une école construite sur un radier en béton.

Le type de fondations est une information importante à prendre en compte pour l'évaluation sismique d'un bâtiment et peut être obtenue assez facilement lorsque les plans sont disponibles. Par contre, elle doit être étudiée en fonction du potentiel d'amplification relié aux propriétés géotechnique du sol.

Éléments extérieurs

Des éléments non structuraux extérieurs importants ont été identifiés sur certaines écoles. Sur les quatorze écoles visitées, six comportent des auvents au-dessus des sorties, qu'ils soient en béton (*Voir Figure 3.20*), en bois ou en brique à structure d'acier. Sept écoles ont des cheminées en maçonnerie sur le toit situées souvent sur la périphérie de l'école (*Voir Figure 3.21*). Des parapets de faibles hauteurs ainsi que des corniches ont été rencontrés. Sur les façades, des éléments préfabriqués comme des panneaux de béton, des panneaux de briques ou des bardages métalliques ont été observés à plusieurs reprises.



Figure 3.20 *Auvent en béton préfabriqué d'une école « tilt-up ».*



Figure 3.21 *Cheminée en périphérie du toit d'une école typique ancienne.*

Cloisons

Les cloisons intérieures en blocs de béton sont très utilisées dans tous les types d'écoles. Les dispositions en quinconce ou selon un simple empilement vertical sont toutes les deux

utilisées et une tendance montre que la disposition en quinconce est présente sur tous les types d'écoles alors que les empilements ne touchent que les Types 4 et 5 (de 1964 à aujourd'hui). Cependant, dans certaines de ces écoles et en particulier dans la majorité des écoles de Type 5, les cloisons en blocs peuvent être armées verticalement ce qui compense cette faiblesse éventuelle.

La majorité des écoles ont des cloisons de blocs prolongées jusqu'à la dalle supérieure mais une école de Type 4 comporte des cloisons s'arrêtant juste au niveau des faux-plafonds (*Voir Figure 3.22*). Une autre école possède des ancrages en partie supérieure sous formes de cornières régulièrement espacées (*Voir Figure 3.23*). Les écoles de Type 5 à ossatures d'acier contreventées ont souvent des poutrelles triangulées d'acier qui traversent les cloisons de blocs en de nombreux points (*Voir Figure 3.24*).



Figure 3.22 *Cloison de blocs de béton s'arrêtant au-dessus du faux-plafond.*



Figure 3.23 *Ancrages des blocs de béton en partie supérieure.*



Figure 3.24 *Poutrelles triangulées d'acier traversant les cloisons de blocs de béton.*

Les cloisons intérieures en briques ou en terracotta (pour les écoles les plus anciennes) sont assez répandues et sont souvent recouvertes de plâtre pour la finition.

Faux-plafonds suspendus

Les faux-plafonds ou plafonds suspendus sont présents dans la majorité des écoles. Ils ont été observés à douze reprises sur quatorze visites, même si parfois leur utilisation ne s'étend pas à tout le bâtiment. La méthode de fixation des faux-plafonds est souvent identique : des rails sont attachés à des cornières vissées en partie supérieure des cloisons et à des tiges métalliques verticales intermédiaires accrochées directement au plafond (*Voir Figure 3.25*). Ces tiges sont assez isolées et ne se trouvent pas à l'intersection de tous les rails perpendiculaires.



Figure 3.25 *Faux-plafonds suspendus avec des tiges métalliques verticales.*

Luminaires

Les luminaires sont accrochés par trois systèmes différents : encastrés dans le faux-plafond à la place d'une tuile (*Voir Figure 3.26*), suspendus (*Voir Figure 3.27*) ou vissés à même le

plafond (Voir Figure 3.28). Ces trois systèmes sont présents dans les mêmes proportions, quelque soit le type d'école.



Figure 3.26 *Luminaires encastrés dans le faux-plafond.*



Figure 3.27 *Luminaires suspendus.*



Figure 3.28 *Luminaires vissés au plafond.*

Casiers et rayonnages

Dans les corridors, des casiers ont été observés dans neuf des quatorze écoles visitées. Dans tous les cas, ces casiers sont fixés à la structure car leur utilisation normale est déjà risquée et pourrait les faire basculer. Ainsi les casiers sont soit vissés de l'intérieur, soit attachés avec des cornières en partie supérieure (*Voir Figure 3.29 et Figure 3.30*). Souvent des séries de trois casiers solidaires sont accrochés par un seul point d'ancrage.



Figure 3.29 *Fixation des casiers à des poutres.*



Figure 3.30 *Fixation des casiers aux murs en partie supérieure.*

Dans les bibliothèques, les visites ont montré que plus de la moitié des rayonnages sont ancrés à la structure (Voir Figure 3.31). Mais d'autres ont montré une vulnérabilité plus ou moins importante : par exemple des rayonnages situés au centre de la pièce sans aucune connexion à la structure, des rayonnages attachés entre eux mais pas à la structure pouvant ainsi basculer ou encore des rayonnages fixés à des éléments non structuraux (grillage).



Figure 3.31 *Fixation des rayonnages aux murs.*

Vitrage

Le verre de sécurité est en général présent dans tous les oculi des blocs portes et dans certains châssis vitrés. Cependant, du verre traditionnel se retrouve souvent utilisé pour des châssis vitrés de grandes dimensions et en partie supérieure de cloisons séparant les classes et le corridor (*Voir Figure 3.32 et Figure 3.33*). Ces zones sont pourtant assez fréquentées dans l'usage normal du bâtiment.



Figure 3.32 *Petits carreaux de verre traditionnel en partie supérieure des cloisons.*



Figure 3.33 *Vitres en verre traditionnel en partie supérieure des cloisons.*

Conduits et tuyauterie

Dans tous les types d'écoles, la tuyauterie est présente en partie supérieure des corridors et de quelques salles, parfois cachée par le faux-plafond. Elle est ancrée avec des tiges métalliques verticales et différents systèmes d'attaches (*Voir Figure 3.34*). Bien sûr, ces conduits sont le plus nombreux dans les salles de chaufferie (*Voir Figure 3.35*). Dans les écoles les plus récentes, de Type 4 et 5, des conduits d'aération ou de ventilation viennent compléter le réseau (*Voir Figure 3.36*).

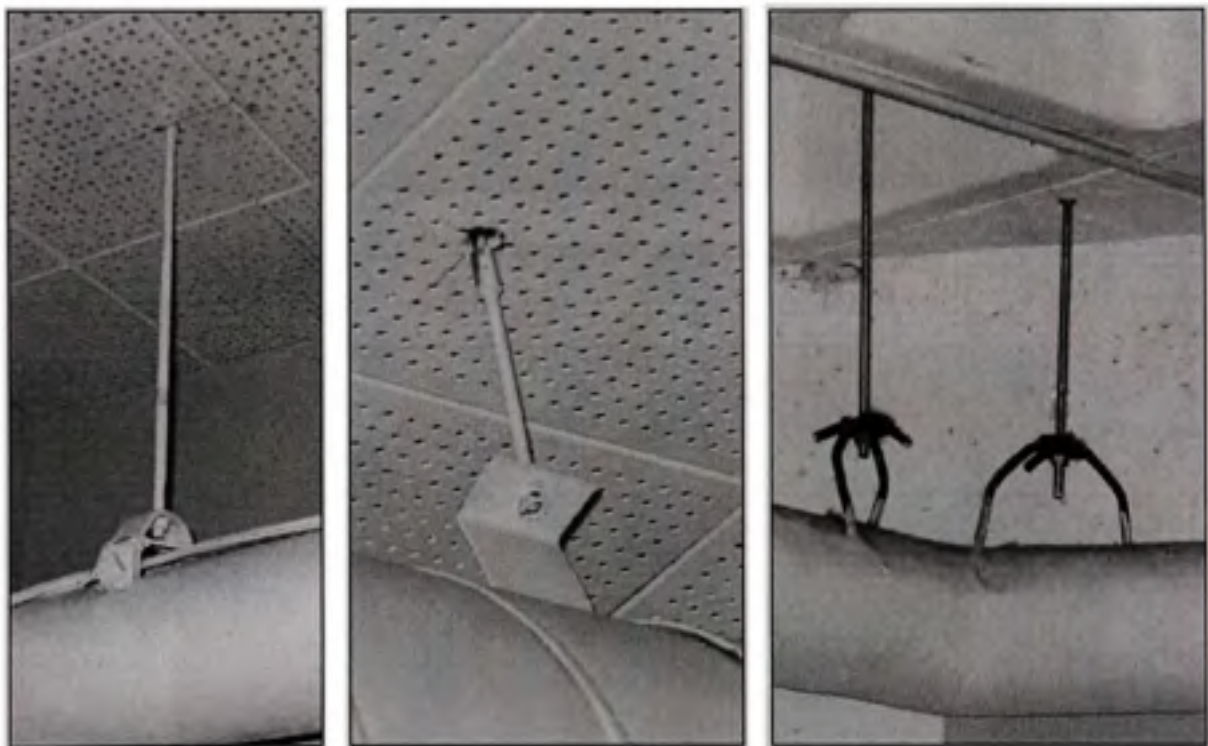


Figure 3.34 *Systèmes d'ancrage de la tuyauterie.*

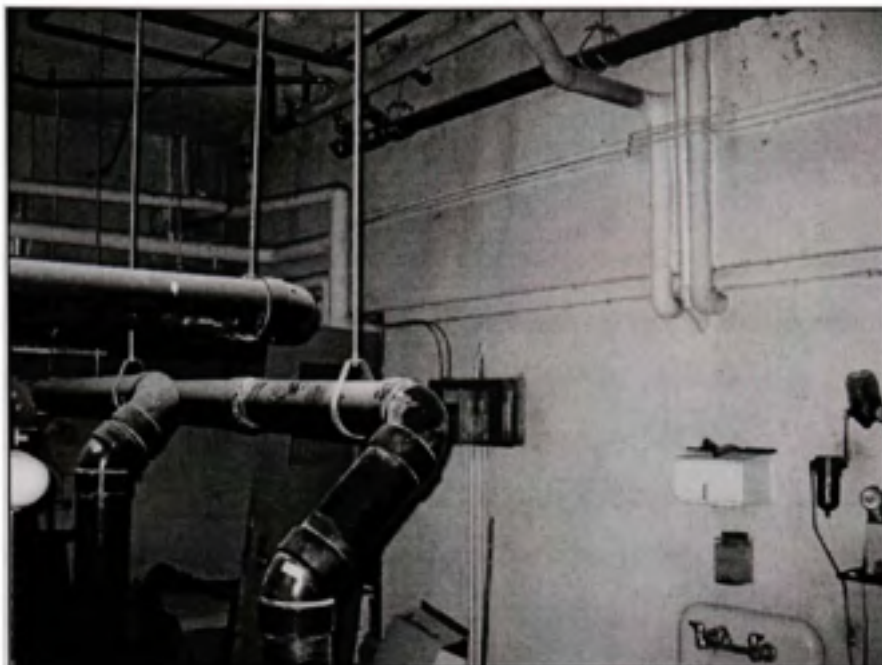


Figure 3.35 *Tuyauterie dans une chaufferie.*



Figure 3.36 *Conduits d'aération d'un corridor d'une école polyvalente.*

CHAPITRE 4

LES DOMMAGES OBSERVÉS LORS D'ANCIENS SÉISMES

L'étude des dommages observés lors de séismes passés contribue à mieux comprendre le comportement sismique des bâtiments et à déterminer la vulnérabilité des structures face à des événements sismiques futurs. Les écoles du Québec situées pour la plupart en zone urbaine ont connu un ou plusieurs séismes d'intensité faible à modérée depuis leur construction, comme l'a démontré l'historique des séismes passés au chapitre 1. Les dommages qui ont déjà touché certaines écoles doivent donc être analysés en détails.

Dans un premier temps, les dommages causés par des séismes au Québec sont présentés avec une emphase particulière sur ceux causés par le séisme du Saguenay en 1988. Puis des dommages de séismes du monde entier ayant touché des bâtiments de typologies similaires à celles étudiées sont exposés.

4.1 Les séismes du Québec

Les dommages observés à la suite de séismes au Québec ne sont pas très nombreux. En effet, avant le séisme du Saguenay en 1988, le dernier séisme pour lequel des dommages ont été répertoriés sur des bâtiments du Québec remonte à celui de Cornwall en 1944, situé à seulement 30 km de la province québécoise.

4.1.1 Le séisme de Cornwall en 1944

Le séisme de Cornwall a eu lieu le 5 septembre 1944 à 12h38 heure locale. Cornwall est situé en Ontario à seulement 30 km de la frontière québécoise. Les secousses ont été ressenties sur une zone allant de l'Abitibi à la Virginie selon la direction Nord-Sud et du Nouveau Brunswick au Lac Michigan dans la direction Est-Ouest. Cependant les dommages se sont concentrés principalement dans un rayon de 50 km autour de l'épicentre. Même si la magnitude du moment sismique mesuré M_w n'est que de 5,6, des dommages importants ont été observés à Cornwall et à Massena, NY. Les dommages les plus fréquents ont été des

ruptures en dehors du plan de placages, de murs ou de languettes, de fissures dans les cheminées et des ruptures en plan (Bruneau et Lamontagne, 1994). Malheureusement, très peu de données précises ont été fournies sur les dommages au Québec et aucune information n'est disponible sur les écoles de Type 1.

Durant ce séisme, l'un des bâtiments les plus endommagés est la Collegiate and Vocational School de Cornwall. Cette école composée de deux étages et d'un sous-sol est construite en maçonnerie non armée, un type structural différent des cinq typologies étudiées. Malgré la magnitude modérée du séisme, une rupture importante en dehors du plan a eu lieu dans un mur de maçonnerie non renforcée au dernier étage d'une aile. Les chutes de maçonnerie à travers le toit d'un gymnase adjacent ont fait de gros dégâts.

4.1.2 Le séisme du Saguenay en 1988

Le séisme du Saguenay en 1988 est le séisme de référence pour l'est canadien. La précision des appareils de mesure et l'intérêt de la communauté scientifique ont permis de tirer beaucoup d'informations de ce tremblement de terre.

4.1.2.1 Caractéristiques du séisme

Le séisme du Saguenay a eu lieu le 25 novembre 1988 à 18h46 heure locale. Un tremblement précurseur d'une magnitude de 4,7 avait eu lieu le 23 novembre 1988 à 04h11 et des répliques sismiques ont eu lieu dans un carré de 35 km Nord-Sud et Est-Ouest (RNCAN, 2008). La localisation exacte se situe à une latitude de 48,12° Nord, une longitude de 71,18° Ouest et une profondeur du foyer de 29 km dans le bouclier Canadien (*Voir Figure 4.1*). Les mesures du séisme ont déterminé une magnitude m_b de 5,9 (RNCAN, 2008) ou de 6,0 (Paultre et al., 1993), M_s de 5,8 et M_w de 5,9. Heureusement, aucune perte de vie humaine n'a été déplorée à la suite de ce séisme.

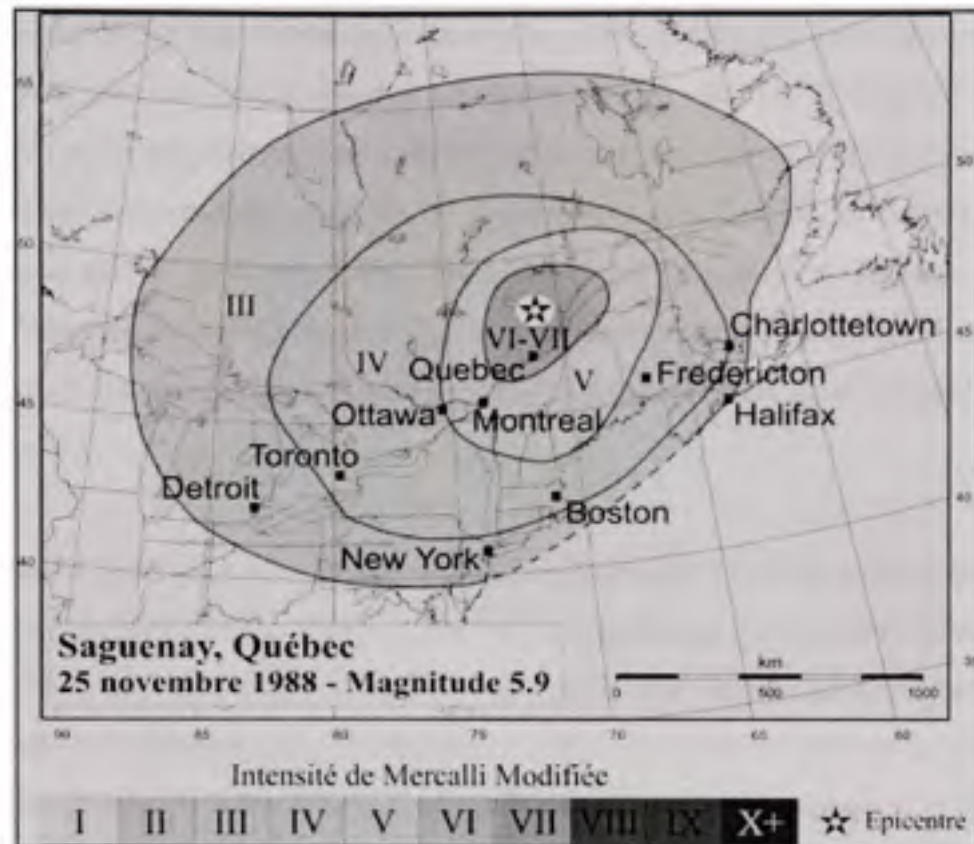


Figure 4.1 *Épicentre et courbes isoséistes du séisme du Saguenay.*
(Cajka et Drysdale, 1996)

4.1.2.2 Les dommages occasionnés

Le séisme du Saguenay est considéré comme un séisme modéré affectant surtout les structures à faibles périodes proches de l'épicentre. En effet, les bâtiments de faible hauteur non conçus pour résister aux forces sismiques peuvent subir des dommages structuraux et non structuraux importants même dans le cas de secousses modérées. La force, la ductilité, l'amortissement et la résistance à la torsion nécessaires pour une performance sismique satisfaisante ne sont pas toujours bien combinés avec l'utilisation des principes valables pour la conception sismique (Léger et Romano, 1991).

Peu de dommages structuraux importants ont été répertoriés à la suite de ce séisme (Allen et al., 1989). Cependant, la mauvaise performance des structures à contreventement en acier,

incapables de reprendre des efforts de compression, a été remarquée. Le piètre comportement des bâtiments ayant des étages souples ont également été mis en évidence. Dans tous les types structuraux, la maçonnerie non armée et non conforme aux normes du CNBC 85 et de l'ACNOR, a été très touchée : fissures en cisaillement dans le plan et ruptures en flexion autour de l'axe faible. Les principales défaillances sont reliées aux ancrages aux appuis latéraux et l'absence de double armement des murs porteurs et non porteurs. Les cloisons en blocs de béton et les placages sont les éléments les plus concernés, surtout dans les bâtiments les plus anciens.

Dans l'ensemble, la présence et l'importance des dommages variaient surtout en fonction de la composition du sol : sur sol rocheux, très peu de dégâts ont été observés même proche de l'épicentre alors que sur sol silteux meuble (alluvions), des dégâts architecturaux importants ont été relevés et cela même loin de l'épicentre. Pour les autres catégories de sol, les dégâts étaient intermédiaires. Le type de sol influence l'importance des dommages car il est la cause de l'amplification des accélérations, de l'augmentation de la période du mouvement du sol et la création de tassement du terrain.

Au Québec, hormis à Laterrière voire à Chicoutimi, le séisme du Saguenay n'a pas atteint une intensité assez importante pour vérifier le comportement des bâtiments avec le séisme modèle du CNBC 85. Alors, même si le séisme du Saguenay n'a pas causé de dommages élevés pour le niveau d'accélération enregistré, des inquiétudes sont apparues concernant la performance sismique des bâtiments de faible hauteur lors de séismes futurs avec une période de retour plus grande, c'est-à-dire d'une intensité plus importante (Tso et Zhu, 1991).

4.2 Les dommages observés sur les écoles du Québec

Même si le séisme du Saguenay n'a pas provoqué de dommages structuraux importants, il n'a pas épargné les écoles du Québec. D'après le programme de compensation du ministère de la sécurité publique du Québec, 226 réclamations ont été faites par les écoles représentant

12,2% du nombre total de demandes, derrière les maisons de moins de deux étages et les ponts et aqueducs avec respectivement 1 155 et 228 réclamations. Le montant global alloué pour les écoles est de \$25 000 000 soit 56,9% du total, loin devant les hôpitaux et les maisons de moins de deux étages avec \$6 678 000 et \$5 617 000 (Paultre et al., 1993). Les dommages des écoles se sont situés principalement à Chicoutimi, à la Ville de La Baie et à Québec.

Dans la CS de Chicoutimi, 16 des 25 bâtiments ont subi des dommages architecturaux plus ou moins importants. Les travaux de réparations et d'améliorations ont coûté près de \$3 000 000. Dans la CS de la Baie des Ha! Ha!, les 17 bâtiments scolaires ont subi des dommages structuraux plus ou moins importants, totalisant \$2 800 000 de réparations. Dans la ville de Québec, situé à 150 km au sud de l'épicentre, des dommages ont eu lieu dans les secteurs caractérisés par des dépôts alluvionnaires assez profonds, comme c'est le cas de la basse ville.

4.2.1 Les dommages observés sur les écoles de Type 1

Aucun dommage sur les écoles de Type 1 n'a été répertorié à la suite du séisme du Saguenay. Cependant, des dommages sur des écoles plus récentes à ossature d'acier résistant aux moments ont été observés à Chicoutimi et à Québec.

- **Ville de Québec** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989), (Allen et al., 1989) et (Cazes, 2005) : À Montmagny, situé sur la rive sud du Saint-Laurent à 130 km de l'épicentre, des dégâts très importants ont touché la polyvalente Louis-Jacques-Casault, construite en 1961. Des blocs de béton situés au sommet des cloisons sont tombés. Dans le gymnase de l'école, un mur en maçonnerie entourant la structure d'acier, sans ancrage à la structure principale et sans armature verticale a été endommagé. La structure d'acier a heurté ce mur et a entraîné un déplacement permanent. Avec des mouvements de sol plus élevés, le mur se serait totalement effondré. Des réparations ont eu lieu depuis, avec des blocs à armature verticale fixés à la structure. Ces dommages montrent que les déplacements des structures en acier sont à prendre en compte car dans le cas de bâtiments peu élevés, ils peuvent être importants et créer des mouvements différentiels avec les cloisons de blocs. De plus, pour améliorer la

protection contre les incendies, les cloisons de blocs de béton ont tendance à être prolonger jusque sous les toits, mais sans ancrage à la charpente d'acier du toit (*Voir Figure 4.2*). Les éléments en acier sont donc très proches de certains blocs et les traversent dans certains cas. À cause du mouvement différentiel, les éléments et les blocs de béton s'entrechoquent provoquant l'effondrement de blocs.

L'école polyvalente de Montmagny est considérée comme école de Type 3 dans la base de données d'après sa date de construction et sa superficie. Cependant son gymnase a un système structural de cadres en acier comparable à celui des écoles de Type 1. Les dommages observés sont donc répertoriés pour les deux types d'écoles. En effet, ils pourraient se reproduire sur d'autres écoles de Type 1 ayant ce système structural, mais aussi sur des écoles de Type 3, car les comportements des bâtiments à ossatures de béton ou d'acier résistant aux moments sont assez semblables.

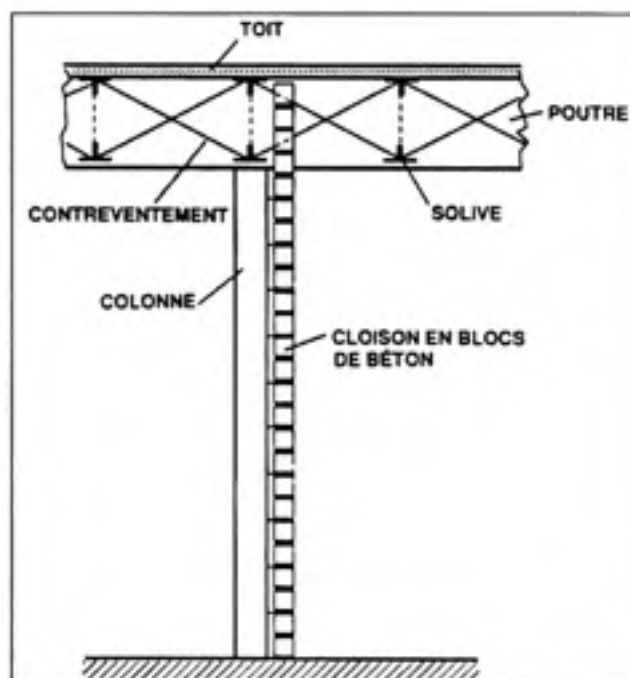


Figure 4.2 *Prolongement jusque sous le toit de la cloison en blocs sans ancrage.*
(Allen et al., 1989)

- **Chicoutimi** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989) et (Tinawi et Mitchell, 1990) : La nouvelle aile de l'école polyvalente Dominique Racine construite après 1974 a un système structural composé de cadres en acier avec des murs de remplissage non renforcés. Des blocs de béton empilés verticalement et sans aucune connexion à la structure principale ont cédé sur une longueur de plus de 5 m dans la zone de la piscine (Voir Figure 4.3 et Figure 4.4).



Figure 4.3 *Rupture des blocs de béton dans la partie supérieure du mur de la nouvelle aile de l'école polyvalente Dominique Racine.*

(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)



Figure 4.4 *Débris dus aux chutes de blocs de béton dans la nouvelle aile de l'école polyvalente Dominique Racine.*

(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)

4.2.2 Les dommages observés sur les écoles de Type 2

Aucun dommage sur les écoles « Duplessis » n'a été répertorié à la suite du séisme du Saguenay. Ce type de structure légère et très ductile démontre un bon comportement pour une intensité sismique modérée comme le séisme du Saguenay.

4.2.3 Les dommages observés sur les écoles de Type 3

Les dommages répertoriés pour les écoles ont en fait eu lieu sur des écoles polyvalentes selon la base de données des écoles du Québec. Cependant, les écoles polyvalentes Dominique Racine et de La Baie ont un système structural composé de cadres en béton armé, qui est celui des écoles de Type 3. Les dommages répertoriés sont donc représentatifs des écoles de Type 3.

- **Ville de La Baie** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989) et (Tinawi et Mitchell, 1990) : L'école polyvalente de la Baie accueille 1 500 élèves. Sa structure originale de 1963 est en cadre de béton armé sur un ou deux étages. Des fissures ont eu lieu dans tous les poteaux extérieurs au niveau du 2^{ème} étage à l'endroit des joints de construction des poteaux, dans un plan horizontal au niveau des poutres de rives (*Voir Figure 4.5*).



Figure 4.5 *Fissures horizontales dans les colonnes extérieures de l'ancienne aile de l'école polyvalente de La Baie.*
(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)

En 1970, des ailes ont été ajoutées sur la partie à un étage (*Voir Figure 4.6*). Ces extensions perpendiculaires à l'ancien bâtiment sont sur colonnes pour créer un stationnement au rez-de-chaussée. Cet étage souple a causé un mouvement différentiel de 25 mm entre l'ancienne et la nouvelle aile. Les classes et les corridors situés dans ces ailes ont subi des fissurations importantes dans la maçonnerie non armée. Dans le gymnase de 10 m de haut, trois rangées supérieures de blocs de béton sont tombées de même que deux rangées dans l'auditorium du 2^{ème} étage. Dans l'auditorium, des tuiles de plafond, supportées par des sections en T inversé et suspendues seulement par des supports verticaux ont chuté.



Figure 4.6 *Une des nouvelles ailes de l'école polyvalente de La Baie.*
(*Tinawi, Mitchell et Law, 1989*)

La génératrice de secours n'a pu se mettre en marche à cause de mauvais contacts. Les cours ont repris cinq jours après le tremblement de terre. Le coût total des travaux est élevé à \$670 000.

- **Chicoutimi** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989), (Tinawi et Mitchell, 1990) et (EERI, 1989b) : L'école polyvalente Dominique Racine, construite en 1960, est l'école secondaire à deux étages la plus touchée. Le système structural de l'aile principale est composé de cadres en béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie non armée, formés de blocs de béton creux empilés à la verticale et non en quinconce. Presque tous les murs de maçonnerie

dans les classes, les corridors (*Voir Figure 4.7*) et les escaliers étaient fissurés et de manière plus importante dans la direction la plus faible de l'aile principale. D'autres dommages liés aux murs de maçonnerie non renforcée ont été observés : chute de blocs depuis la partie supérieure des murs à travers les tuiles du plafond. L'école a enregistré un déplacement résiduel de 12 mm dans un joint d'expansion entre deux ailes. Le coût total de réparation pour cette école est d'environ \$1 000 000.



Figure 4.7 *Blocs de béton endommagés dans un corridor de l'école polyvalente Dominique Racine à Chicoutimi.*
(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)

4.2.4 Les dommages observés sur les écoles de Type 4

Aucun dommage sur des écoles de Type 4 n'a été répertorié à la suite du séisme du Saguenay. L'ajout des murs de cisaillement en béton fournit une sécurité parasismique suffisante pour un séisme d'intensité modérée comme celui du Saguenay.

4.2.5 Les dommages observés sur les écoles de Type 5

Aucun dommage sur des écoles de Type 5 n'a été répertorié à la suite du séisme du Saguenay. À cette époque, ces écoles construites à partir de 1980 étaient peu nombreuses. De plus, les contreventements en acier permettent au bâtiment d'avoir un bon comportement pour ce niveau d'intensité sismique.

4.2.6 Les dommages observés sur les autres types d'écoles

Des dommages ont eu lieu sur des écoles n'ayant pas une typologie parmi les cinq identifiés précédemment.

- **Ville de La Baie** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989) et (EERI, 1989b) : L'école primaire Georges Vanier, construite en 1962, a deux étages et 14 classes. Elle est construite entièrement en béton mais son SRFL n'a pas de correspondance dans les quinze typologies retenues dans le CNRC et le FEMA. Le toit en forme de voile plissé est supporté par plusieurs poteaux, indépendants de ceux supportant la dalle de plancher. L'espace ouvert au rez-de-chaussée crée un étage faible et les murs de maçonnerie aux extrémités de la structure augmentent la rigidité de la structure.

Des dommages importants ont eu lieu à cause d'un déplacement différentiel entre le plancher et le toit. Ce déplacement était à son maximum au centre de la structure (à mi-chemin entre les murs de maçonnerie des extrémités). De plus, la direction du séisme était la direction faible du SRFL de la structure, augmentant ainsi les dommages. De très nombreuses fissures sont apparues au niveau du toit (*Voir Figure 4.8*), autour des poteaux supportant ce dernier et même dans les poteaux juste en-dessous du toit. À l'intérieur, la structure a montré de nombreuses fissures dans des murs de maçonnerie non renforcée. Les travaux de réparation et de renforcement (*Voir Figure 4.9*) ont coûté \$420 000.

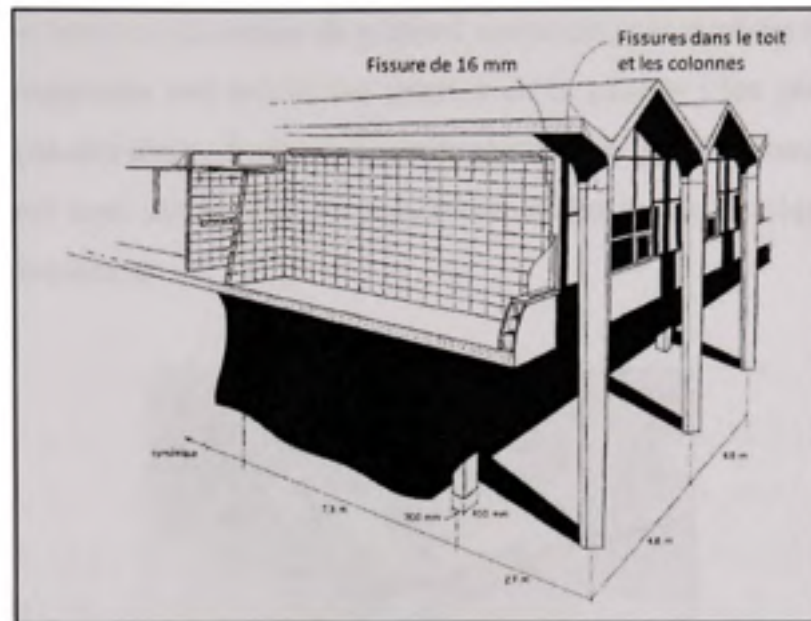


Figure 4.8 *Système structural de l'école Georges Vanier.*
(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)

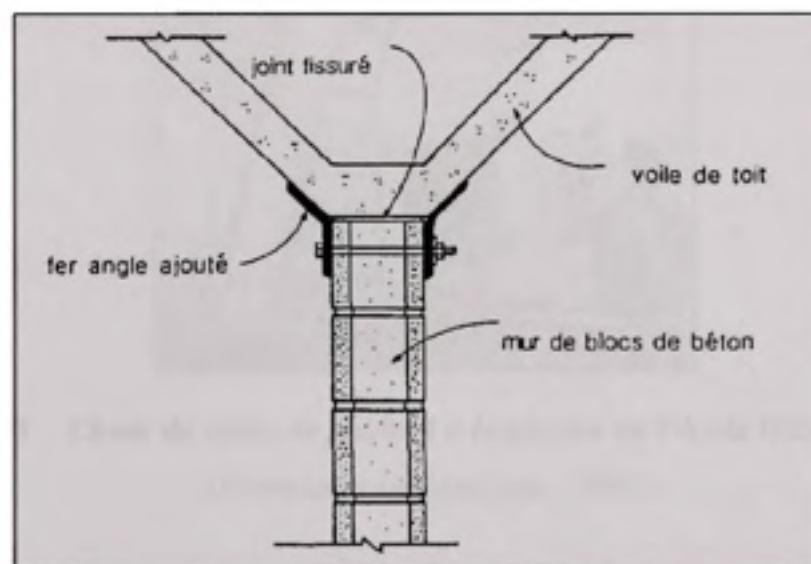


Figure 4.9 *Détail de l'appui latéral pour le mur de séparation.*
(Tinawi, Mitchell et Law, 1989)

- **Ville de Québec** (Tinawi, Mitchell et Law, 1989) & (Le Soleil, 27 novembre 1988) : L'école secondaire Wilbrod Bhérer, située dans la basse ville, a subi des fissurations dans les cloisons

en maçonnerie non armée et des tuiles du plafond suspendu sont tombées (*Voir Figure 4.10*). Des dommages importants ont touché les gradins de la piscine : les grandes colonnes de soutien ont été déplacées d'une vingtaine de centimètres. Son type structural n'est pas précisé mais les dommages sont surtout dus à l'amplification des ondes sismiques par les dépôts alluvionnaires sous-jacents.

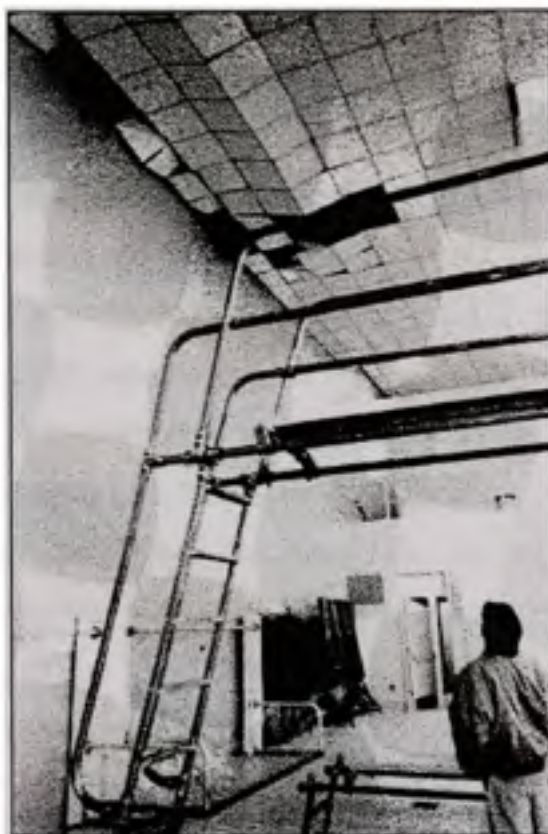


Figure 4.10 *Chute de tuiles de plafond à la piscine de l'école Wilbrod Bhérrer.*
(Bruneau et Lamontagne, 1994)

4.2.7 Conclusion

Tous les types confondus, les dommages observés les plus importants et les plus fréquents sont des fissurations dans des murs de maçonnerie non renforcée, des chutes de blocs de béton non ancrés à la structure principale et pour des dommages plus légers, des chutes de tuiles de plafond. Comme ces éléments sont présents dans tous les types d'écoles, ils

devraient être contrôlés avec soin. Par contre, les écoles les plus récentes de Type 4 et 5 n'ont pas montré les mêmes dommages, démontrant que l'application des dernières normes a permis de sécuriser ces éléments à risque.

4.3 Les séismes dans le monde

Les dommages observés à la suite des séismes au Québec et en particulier celui du Saguenay ne fournissent pas assez d'informations sur les dommages structuraux. Il est donc intéressant de rechercher des dommages observés sur des bâtiments semblables ailleurs dans le monde. Pour retrouver des techniques de construction similaires à celles utilisées au Québec, seuls les séismes récents d'Amérique du Nord, du Japon et de l'Europe ont été étudiés. La sismicité de ces régions est naturellement différente de celle du Québec, caractérisée par un contenu fréquentielle élevée affectant les structures à faibles périodes proches de l'épicentre. Cependant, les dommages observés dans ces régions permettent de voir quelles sont les déficiences sismiques potentielles lors de séismes de magnitudes élevées.

Dans cette section, les caractéristiques des principaux séismes et leurs dommages sont présentés d'une manière générale, avec si possible des précisions concernant les dommages sur les écoles. Puis, un résumé des dommages observés sur des systèmes structuraux semblables à ceux des écoles typiques du Québec est fait.

4.3.1 Le séisme de Loma Prieta (États-Unis) en 1989

Le séisme de Loma Prieta a eu lieu le 17 octobre 1989 à 17h04, heure locale. L'épicentre a été localisé près du Loma Prieta Peak en Californie, à 14 km au nord-est de Santa Cruz et 96 km au sud-est de San Francisco. Causé par la faille de glissement de San-Andreas, le séisme a été mesuré avec une magnitude M_w de 6,9 (USGS, 2008). L'accélération maximale au sol enregistrée est de 0,67g près de l'épicentre et de 0,25g à Oakland, ce qui est nettement plus élevé que celles du Saguenay. Ces secousses sont demeurées assez intensives pendant 10 à

15 s. Le bilan humain est assez important avec 67 morts, 3 757 blessés, une dizaine de milliers de sans-abris et plus de 20 000 bâtiments endommagés.

Beaucoup de dommages spectaculaires ont touché les structures ne respectant pas les normes, en particulier celles en maçonnerie non renforcée (plus de 4 000 bâtiments à San Francisco et Oakland). Les plus endommagés d'entre elles sont situées dans la région de Market Street, où les conditions de sol ont largement aggravé les dégâts (EERI, 1989a). Les bâtiments anciens mais qui ont été mis aux normes se sont mieux comportés, de même que les bâtiments conçus et construits avec les normes les plus récentes de l'époque.

Dommages sur les écoles publiques

Les procédures pour la conception et la construction des écoles publiques de Californie sont établies dans le « *California State Building Code* » et le « *Field Act* ».

Sur les 1 544 écoles dans la zone touchée par le séisme, des dommages structuraux ont été observés sur quelques écoles seulement à proximité de l'épicentre mais les dommages ont quand même été estimés à \$81 000 000 au total. Seulement trois écoles, à San Francisco, Watsonville et Los Gatos ont subi des dommages sévères. À Los Gatos, les bâtiments étaient construits sur des ramifications de la faille de San Andreas. À San Francisco, les pertes ont atteint \$45 000 000 dont le tiers pour les bureaux du district de l'avenue Van Ness, qui sont des bâtiments d'administration non soumis aux mêmes normes que les écoles.

Le programme de renforcement des écoles publiques de 1968 a montré son efficacité dans le quartier de Marina où des immeubles se sont effondrés. L'école Winfield Scott, construite en 1930 et renforcée en 1970, n'a subi que des fissures mineures dans le plâtre et des dommages dans la cour de récréation estimés au total à \$100 000.

Les dommages observés fréquemment sur les écoles ont été des chutes de tuiles de toit en argile, des déplacements de tuiles de plafonds et de plâtre, et des fissures dans les cheminées, les murs et les dalles en béton.

4.3.2 Le séisme de Northridge (États-Unis) en 1994

Le séisme de Northridge a eu lieu le 17 janvier 1994 à 4h31, heure locale. L'épicentre est situé près de Northridge en Californie dans la banlieue de Los Angeles. La faille de glissement était encore inconnue à l'époque du séisme et se situait près de faille de Santa-Susanna (Todd et al., 1994). La magnitude M_w mesurée est de 6,7. Même si la magnitude est plus faible que celle du séisme de Loma Prieta, les dommages ont été plus importants car l'épicentre est situé dans une région nettement plus dense. Le bilan est élevé avec une soixantaine de morts, plus de 7 000 blessés, entre 20 000 et 120 000 sans abris, environ 100 000 bâtiments endommagés et des pertes économiques entre \$20 et 40 milliards selon les sources.

Le séisme a imposé des accélérations au sol supérieures à celles prévues dans le code du bâtiment de Los Angeles. Des bâtiments de tous les âges et de tous les types ont été touchés, parfois même sévèrement et dans de nombreux quartiers différents. Les dommages les plus sévères se sont produits sur des bâtiments construits avant les normes de conception de 1976 qui peuvent être classés en quatre catégories : (i) les bâtiments conçus avec des techniques et des matériaux défaillants comme les bâtiments en béton préfabriqué, à ossatures de béton non ductiles ou en maçonnerie non renforcée et non réhabilitée, (ii) les bâtiments ductiles à ossature d'acier résistant aux moments, (iii) les bâtiments irréguliers comme ceux à rez-de-chaussée faible ou en flan de colline et (iv) les bâtiments avec une conception, construction ou une maintenance non soignée (Seismic Safety Commission, 1995).

Tous les bâtiments endommagés ont été inspectés. Plus de 3 000 ont été classés « rouge » : personne ne peut entrer et des travaux de réparation doivent être entrepris ou le bâtiment sera démoli. Plus de 14 000 bâtiments ont été classés « jaune » : les gens peuvent pénétrer mais ne peuvent pas l'occuper tant que les travaux ne sont pas effectués.

4.3.3 Le séisme de Nisqually (États-Unis) en 2001

Le séisme de Nisqually a eu lieu le 28 février 2001 à 10h54, heure locale. L'épicentre est situé à Nisqually dans l'état de Washington à 58 km au sud ouest de Seattle. La magnitude M_w mesurée est de 6,8. Le bilan est assez modéré avec un décès, 400 blessés et des pertes estimées à \$2 milliards (Nisqually Earthquake Clearinghouse Group, 2001).

Les dommages sur les bâtiments ont varié selon les conditions locales de sol et se sont concentrés sur des sols faibles ou des remblais à Olympia, à l'aéroport Sea-Tac et au sud de Seattle. Les dommages aux bâtiments ont été principalement non-structuraux mais des dommages structuraux ont touchés d'anciens bâtiments en maçonnerie non renforcée, et quelques bâtiments à ossatures de bois ou en béton armé. En général, les bâtiments plus récents ou réhabilités dernièrement se sont bien comportés avec cependant certains dommages non structuraux. Au total sur les 1 000 bâtiments inspectés, près de 50 bâtiments ont été classés « rouge » et 220 « jaune ».

4.3.4 Le séisme de Molise (Italie) en 2002

Le séisme de Molise s'est manifesté par deux grosses secousses : la première a lieu le 31 octobre 2002 à 11h32, heure locale et la deuxième, le 1^{er} novembre 2002 à 16h08. Les épicentres sont relativement proches de Molise, au centre de l'Italie, à 220 km au sud est de Rome. Les mesures ont permis d'évaluer la magnitude du moment sismique M_w du séisme initial à 5,9 et à 5,8 pour le suivant (EERI, 2003). Le premier séisme a causé la mort de 30 personnes dont 27 à l'école élémentaire San Giuliano di Puglia, alors que le deuxième n'a fait qu'aggraver les dégâts matériels.

Des dommages sur les bâtiments ont affectés de nombreuses villes de la région à la suite de quoi, environ 17 000 inspections ont été réalisées. Les bâtiments sont ici classés selon un système alphabétique de A à F correspondant au code couleur tel que A = vert, B, C et D = jaune, E et F = rouge. Dans les cinq villes les plus touchées, sur 4 700 bâtiments inspectés, 1 350 sont marqués « rouge » et 700 « jaune ». Dans cette région, les bâtiments anciens sont

pour la plupart en pierre et les plus récents sont en ossature en béton armé avec des partitions de briques creuses et un rez-de-chaussée faible sans mur de remplissage. Même si, la mise en œuvre et les matériaux ont été jugés très pauvres par rapport aux normes d'aujourd'hui, les bâtiments récents n'ont eu que des dommages mineurs.

Dommmages sur les écoles

Près de 300 écoles primaires et secondaires ont été inspectées à la suite du séisme de Molise. Les écoles sont assez âgées avec 45% construites avant 1945, 40% entre 1946 et 1971 et 15% après 1971. Ces écoles ont pour la plupart moins de trois étages, des petits volumes (90% sont inférieurs à 10 000 m³) et sont réparties en trois types structuraux : 40% en maçonnerie, 40% à ossatures en béton armé et 20% en maçonnerie et béton armé (Augenti et al., 2004). Beaucoup de ces écoles avaient été construites sans protection sismique. Les dommages observés ont donc été largement supérieurs à ceux attendus pour un séisme de magnitude modérée. De plus, elles présentent souvent de grandes ouvertures (souvent des fenêtres) dans la structure porteuse. Les dommages ont été observés surtout sur les écoles en maçonnerie avec des fissures très importantes et même l'effondrement total d'un bâtiment.

4.4 Les dommages observés sur les typologies similaires aux écoles du Québec

4.4.1 Les dommages observés sur les bâtiments OAM

- **Mexico, 1985, (IRC, 1992) :** des bâtiments OAM se sont effondrés. Un problème géologique est à l'origine de ces dégâts disproportionnés. Généralement, les effondrements de ce type de bâtiment est rare et aux États-Unis, ces bâtiments se sont mieux comportés.
- **Northridge, 1994 et Kobe (Japon), 1995, (ATC et FEMA, 2002a) et (Nakashima, Roeder et Maruoka, 2000) :** les soudures des bâtiments OAM ont montré des signes de vulnérabilité. Des fissures au niveau des soudures ont commencé là où les brides des poutres sont soudées aux brides des colonnes. Dans certains cas, ces fissures ont brisé la soudure ou se sont propagées dans les brides des colonnes. Ces dommages ont été observés dans les bâtiments

ayant subi une accélération au sol d'au moins 0,2g. Bien qu'aucun des bâtiments touchés ne se soient écroulés, ils ont été jugés non sécuritaires jusqu'aux réparations.

À Northridge, les fissures aux soudures étaient les plus communes, les fissures dans les colonnes arrivaient avec une fréquence intermédiaire et les fissures dans les ailes des poutres avaient la fréquence la plus faible. Des ossatures inspectées, 32% avaient des fissures visibles, et 15,7% des fissures dans les colonnes ou les poutres. Le pourcentage est respectivement de 50% et 27,7% pour des bâtiments conçus après 1990 et 24% et 12,5% pour des bâtiments d'avant 1980. Aucun dommage n'a été relevé sur les bâtiments OAM avec des connexions plus anciennes, boulonnées ou rivetées.

Après le séisme de Kobe, 988 bâtiments en acier ont été inspectés, 432 étaient classés OAM. De ces derniers, 47 s'étaient effondrés et 159 étaient endommagés sévèrement. Aucun bâtiment OAM de plus de cinq étages ne s'est effondré. La plupart des bâtiments effondrés ou sévèrement touchés étaient de vieilles structures construites à partir d'éléments légers formés à froid et conçus avec des normes sismiques moins restrictives que celles d'aujourd'hui. Sur les 55 bâtiments à poteaux creux endommagés, 45 étaient soit sévèrement touchés soit effondrés et 25 d'entre eux, avaient des soudures d'angle plutôt que des soudures traversées au niveau de plusieurs connexions critiques. Quand les connexions avaient des soudures traversées, des déformations plastiques étaient couramment remarquées et seulement trois bâtiments se sont effondrés. Des dommages significatifs ont aussi eu lieu sur des ossatures plus récentes.

Les dommages étaient donc plus communs dans les bâtiments récents à Northridge avec des fissures au niveau des soudures tandis qu'à Kobe, ce sont les bâtiments anciens à éléments légers faits à froid qui se sont effondrés ou ont été touchés sévèrement.

4.4.2 Les dommages observés sur les bâtiments PPB

- **Northridge, 1994, (Todd et al., 1994) :** le Meadows Complex, construit en 1972 est un ensemble de bâtiments de trois étages en bois avec des treillis métalliques et des murs de stuc, disposés autour d'une cour. De nombreuses unités ont un étage ouvert utilisé comme

parking au rez-de-chaussée, les autres ayant des espaces habitables. Tous les bâtiments ont subi des dommages et la moitié des bâtiments se sont effondrés, correspondant en grande partie aux bâtiments avec l'étage faible. Les premiers étages ont cédé alors que les étages supérieurs sont restés intacts. Le système de résistance aux efforts latéraux composé de treillis métalliques et de murs de stuc était insuffisant. Au total, les dommages sur les constructions en bois ont coûté plus de \$15 000 000, soit sept fois les prédictions initiales (Osteraas et al., 2004).

- **Nisqually**, 2001, (Nisqually Earthquake Clearinghouse Group, 2001) : des bâtiments commerciaux à ossature en bois ont subi des dommages structuraux importants comme le Seattle Chocolates Building. Pour les bâtiments résidentiels, les dommages se limitent à ceux sur les cheminées et à des séparations des murs de blocs ou de béton du reste de la structure.

4.4.3 Les dommages observés sur les bâtiments OBM

- **Pyrgos** (Grèce), 1993, (Karantoni et Bouckovalas, 1997) : dans le quartier de Dexameni, des fissures diagonales sont apparues au sommet des colonnes du rez-de-chaussée et dans les murs en béton armé. À Lapato, des dommages plus sérieux comme de la désintégration du béton des colonnes du rez-de-chaussée ont eu lieu. Une des causes de tous ces dommages serait une mise en résonance des bâtiments. Cependant les dommages sont légers comparés à ceux ayant touchés les remplissages en maçonnerie des cadres en béton.
- **Northridge**, 1994, (Mitchell et al., 1995) : des fissures très sévères ont touché les colonnes et les joints poutres colonnes de différents bâtiments. Les causes invoquées sont le mécanisme des colonnes courtes et un mauvais renforcement des joints au cisaillement.
- **Nisqually**, 2001, (Nisqually Earthquake Clearinghouse Group, 2001) : les dommages structuraux subis par des structures OBM avec ou sans remplissage de briques incluent des fissures dans les colonnes et les poutres, des épaufrures dans les colonnes et des fissures aux connexions entre les poutres et les colonnes.

4.4.4 Les dommages sur les bâtiments MCB

- **Northridge**, 1994, (Mitchell et al., 1995) : les murs de cisaillement en béton ont montré des fissures diagonales et les poutres couplées ont eu des ruptures en cisaillement. Des ruptures en traction, parfois combinées à des ruptures en cisaillement, sont à l'origine des fissures diagonales.
- **Nisqually**, 2001, (Nisqually Earthquake Clearinghouse Group, 2001) : les murs structuraux en béton ont montré des fissures diagonales et des dégâts au niveau des joints de construction.

4.4.5 Les dommages observés sur les bâtiments OAC

Aucun dommage touchant les bâtiments OAC n'a été observé à la suite des séismes étudiés. Cela confirme que l'ajout des contreventements en acier fournit une protection parasismique suffisante pour des séismes d'intensité élevée.

4.4.6 Les dommages observés sur tous les types de bâtiments confondus

Certains dommages structuraux importants ont été observés sur tous les types structuraux. Ainsi des dommages importants allant jusqu'à l'effondrement ont été constatés quand les bâtiments sont construits sur des sols liquéfiables, mous ou sur des remblais. Enfin des dommages sérieux ont été causés par la présence d'irrégularités comme des rez-de-chaussée faibles.

4.5 Conclusion sur les dommages observés

L'étude des dommages observés sur des séismes au Québec permet de constater que les ceux-ci touchent principalement les éléments non structuraux et cela pour des types structuraux pouvant entraîner des déplacements importants, comme les bâtiments de Type 1 et Type 3. L'étude des dommages observés ailleurs dans le monde a montré que lors de

séismes de magnitude élevée, des dommages structuraux peuvent se produire sur des bâtiments de Type 1, 3 et 4 présentant des déficiences sismiques liées à la résistance ou la rigidité. Cependant, il faut rappeler que les séismes du Québec sont généralement d'intensité modérée et sont caractérisés par un contenu fréquentiel élevé. Les dommages les plus probables sont des dommages aux éléments non structuraux et des dommages aux bâtiments de faible hauteur ou de rigidité élevée.

CHAPITRE 5

LES DÉFICIENCES SISMQUES DES ÉCOLES TYPQUES DU QUÉBEC

Chaque type structural possède ses caractéristiques intrinsèques dans son comportement lors d'un séisme. Ils ont tous des avantages particuliers mais aussi des inconvénients, aussi appelés déficiences sismiques. Ces déficiences ont été établies d'abord avec les connaissances de base sur les systèmes de résistance aux forces latérales, sur les matériaux de construction, puis au fur et à mesure avec les données historiques tirées des séismes.

Dans un premier temps, afin d'obtenir un classement relatif de la vulnérabilité sismique des types structuraux, le niveau de conception sismique existant au moment de la construction est comparé avec celui exigé aujourd'hui. D'abord, le ratio entre le cisaillement à la base évalué selon le code en vigueur au moment de la conception et celui du CNBC 2005 a été calculé pour chaque type d'école. Puis, un deuxième classement est réalisé à partir de l'indice de priorité sismique du CNRC, qui compare les niveaux de conception sismique par rapport à celui du CNBC 90.

Enfin, les déficiences théoriques de chaque type structural sont présentées. Les déficiences sismiques sont classées suivant l'importance des dommages potentiels et leur incidence : d'ordre structural, fonctionnel, sécuritaire ou non structural. L'étude des déficiences permet aussi de proposer un classement relatif des types structuraux. Des recommandations sont données pour vérifier la présence de ces déficiences sismiques.

5.1 Classement relatif de la vulnérabilité sismiques des types structuraux

Il est possible d'obtenir un classement relatif de la vulnérabilité sismique des types structuraux sur la base du CNBC utilisé lors de la conception. Cependant, les résultats obtenus pour réaliser ces classements ne doivent être considérés que sur une base relative, car plusieurs spécificités de ces bâtiments ne sont pas prises en compte (réserve de résistance, ductilité, redondance, autres critères de conception).

5.1.1 Calcul des ratios du cisaillement à la base

Le cisaillement à la base est un des paramètres considérés pour la conception sismique d'un bâtiment. Il faut bien noter que les valeurs du cisaillement à la base ne donnent pas la résistance des bâtiments, mais plutôt une indication. En effet, plusieurs critères de conception sont utilisés pour la résistance latérale d'un bâtiment : limites de déplacements, résistance aux charges de vent, etc. L'analyse de l'ordre de grandeur du ratio du cisaillement à la base $V_{\text{conception}} / V_{2005}$ est cependant intéressante car le CNBC a introduit des exigences sismiques dès la première version du code de 1941 en appendice et elles ont évolué pratiquement à chaque version.

Pour le calcul des ratios, les éléments communs choisis pour tous les types d'écoles sont : (i) la catégorie de site avec un sol de bonne condition (sol très dense et roche tendre) c'est-à-dire un site de catégorie C selon le CNBC 2005 et (ii) la localisation des écoles prise dans les deux principales agglomérations de la région : Montréal et la ville de Québec. Les hypothèses retenues dans les différentes versions du CNBC sont présentées ici et les résultats sommaires sont donnés dans le Tableau 5.1. Le détail des calculs est donné en Annexe IV.

Écoles de Type 1 (avant 1950)

- Avant 1941, le CNBC n'existait pas à cette époque et le dimensionnement pour les charges sismiques était empirique. Cependant, ces écoles ont depuis subi plusieurs séismes d'une magnitude M_w supérieure ou égale à 5,9 (en 1925, 1935 et 1988) sans dommages structuraux importants ce qui démontre un bon comportement général.
- Pour les écoles construites avec le code de 1941, le calcul du cisaillement à la base a été fait avec un coefficient sismique C correspondant à des bâtiments entiers tels que définis dans le CNBC 1941 ; le calcul du cisaillement à la base selon le CNBC 2005 a été fait en assignant au Type 1, la typologie des ossatures en acier résistant aux moments de construction traditionnelle, soit $R_d = 1,5$ et $R_0 = 1,3$.
- Il est important de souligner que le calcul des forces sismiques de 1941 est effectué au centre de gravité et non à la base, comme c'est le cas pour le CNBC 2005.

Écoles de Type 2 (1955 - 1963)

- Le calcul du cisaillement à la base a été fait avec un coefficient sismique C correspondant à des bâtiments entiers tels que définis dans le CNBC 1953 ; le type structural retenu dans le CNBC 2005 est celui des ossatures contreventées en bois avec assemblage à ductilité restreinte, soit $R_d = 1,5$ et $R_0 = 1,5$. Les murs de cisaillement en bois n'étant pas toujours présents, le choix a été fait de prendre la typologie du CNBC 2005 la plus conservatrice pour les calculs.

Écoles de Type 3 (1950 - 1964)

- Comme pour les écoles de Type 2, le calcul du cisaillement à la base a été fait avec un coefficient sismique C correspondant à des bâtiments entiers tels que définis dans le CNBC 1953 ; le type structural retenu dans le CNBC 2005 est celui des constructions traditionnelles à ossature en béton résistant aux moments, soit $R_d = 1,5$ et $R_0 = 1,3$.

Écoles de Type 4 (1964 - 1979)

- La typologie retenue dans le calcul du cisaillement à la base du CNBC 1965 est celle des bâtiments à charpente en béton armé résistant aux moments, avec planchers et toit suffisamment forts et rigides ainsi que des murs de cisaillement suffisamment renforcés pour supporter les efforts de cisaillement admis d'une façon ductile ; dans le CNBC 1970, la typologie retenue est celle des bâtiments ayant un système complet d'ossature spatiale à joints ductiles résistant aux moments et des murs de contreventements ; et la typologie retenue dans le CNBC 2005 est celle des constructions traditionnelles avec murs de cisaillement, soit $R_d = 1,5$ et $R_0 = 1,3$.

Écoles de Type 5 (après 1980)

- La typologie retenue pour le calcul du cisaillement à la base du CNBC 1980 et 1985 est celle des ossatures spatiale ductile résistant aux moments ; la typologie retenue dans le CNBC 1990 est celle des ossatures ductiles contreventées ; et la typologie

retenue dans le CNB 2005 est celle des ossatures à contreventement concentrique de ductilité moyenne, soit $R_d = 3,0$ et $R_0 = 1,3$.

Tableau 5.1

Ratios $V_{\text{construction}} / V_{2005}$ des écoles typiques du Québec

Type d'école	Nombre d'étages	Année du code	Montréal	Québec
Type 1	2, 3 et 4	<1941	X	X
	2	1941	9,2%	10,5%
	3		13,2%	15,0%
	4		15,5%	17,3%
Type 2	2	1953	23,1%	27,0%
	3		24,3%	28,3%
Type 3	2	1953	25,1%	29,4%
	3		29,3%	33,3%
Type 4	2	1965	20,8%	24,5%
		1970	10,2%	24,0%
	3	1965	22,3%	26,2%
		1970	10,6%	24,9%
Type 5	2	1980	17,8%	41,6%
		1985	24,3%	43,1%
		1990	47,8%	83,2%

Interprétation des ratios

L'objectif de ces ratios est de comparer le niveau de conception sismique existant au moment de la construction avec celui exigé aujourd'hui. Ces résultats ne doivent être pas étudiés de manière individuelle mais comme un classement relatif des cinq types d'école. En effet, dans les bâtiments les plus anciens, le système de résistance latérale a pu être conçu pour d'autres critères de conception que le critère de conception sismique. De plus, les coefficients de

modification de force liée à la sur-résistance et à la ductilité ont été considérés comme faibles, ce qui défavorise les structures plus anciennes, comme par exemple les écoles de Type 1, 2, 3 et 4. Enfin, le récent passage à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans dans le CNBC 2005 a un impact important sur les résultats obtenus. Par exemple, selon le code de 1970, la sismicité à Montréal était considérée comme la moitié de celle de la ville de Québec alors qu'avec le code 2005, la sismicité de Montréal est supérieure à celle de Québec.

Ces résultats sont conformes aux conclusions du chapitre 4 sur les dommages observés à la suite de séismes. Les écoles de Type 1 et de manière générale tous les bâtiments OAM sont plus vulnérables que les écoles de Type 2, 3 et 4 et les bâtiments PPB, OBM et MCB. Les écoles de Type 5 et les bâtiments OCA ont un bon comportement sismique.

5.2 Calcul des indices de priorité sismique

Le classement des types d'écoles avec le « *Manuel de sélection sismique des bâtiments en vue de leur évaluation sismique* » (IRC, 1992) est pertinent car il permet d'avoir rapidement un classement relatif de la vulnérabilité sismique des différents types d'écoles. Cette méthode d'évaluation rapide donne une idée du niveau de conception au moment de la construction par rapport à celui de 1990.

Ce système de cotation est déterminé avec trois formules qui permettent de calculer l'indice structural IS, l'indice non structural INS et l'indice de priorité sismique IPS :

$$IS = A \times B \times C \times D \times E \quad (5-1)$$

$$INS = B \times E \times F \quad (5-2)$$

$$IPS = IS + INS \quad (5-3)$$

- A : la sismicité. Le calcul a été fait pour la ville de Montréal avec $Z_v = 2$ et $Z_a > Z_v$.
- B : l'état du sol. Un sol rocheux ou sol dur correspondant au sol de Type C du CNBC 2005 (Heidebrecht, 2003) a été considéré soit $B = 1,0$.

- C : le type de structure. Ils correspondent aux typologies du CNRC du Tableau 2.1.
- D : les irrégularités du bâtiment. Des irrégularités horizontales ont été retenues pour les écoles de Type 2 et de Type 5.
- E : l'importance du bâtiment. Ici ce sont uniquement des écoles.
- F : les dangers reliés aux éléments non structuraux pris comme le maximum entre F_1 pour les risques pour la vie et F_2 pour les risques d'exploitation continue de bâtiments spéciaux. $F_2 = 1,0$ (aucun risque d'exploitation continue de bâtiments spéciaux) est identique pour tous les types d'écoles

Les valeurs des coefficients dépendent tous de l'année de conception. Les calculs sont détaillés en Annexe V, et les résultats sont résumés dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2

Indice de priorité sismique de chaque type d'école

Type	1	2	3	4	5
IS	2,7	6,75	5,625	3,0 ou 1,8 (avant ou après 1970)	2,7 ou 1,8 (avant ou après 1990)
INS	9	4,5	9	4,5 ou 2,4 (avant ou après 1970)	2,4
IPS	11,7	11,25	14,625	7,5 ou 4,2 (avant ou après 1970)	4,2 ou 5,1 (avant ou après 1990)

Ces indices de priorité sismiques permettent d'identifier sur une base relative quels bâtiments dans un ensemble de bâtiment évalués doivent faire l'objet d'une évaluation détaillée et selon quel ordre de priorité. Il est entendu que les résultats d'un même type d'école peuvent varier selon le scénario choisi avec différente zone de sismicité ou différente catégorie de sol.

Un bâtiment ayant un IPS inférieur à 2 est considéré comme conforme. Un IPS inférieur à 10 montre une priorité faible : c'est le cas des écoles de Type 4 et de Type 5. Un IPS entre 10 et 20 indique une priorité moyenne : c'est le cas des écoles de Type 1, de Type 2 et de Type 3. Un IPS supérieur à 20 aurait traduit une priorité haute et un IPS au-dessus de 30 aurait été considéré comme potentiellement dangereux. La raison des indices élevés pour les écoles de Type 1 et 3 est le risque de chutes d'objets souvent fréquents avec des bâtiments à ossatures résistant aux moments.

Ces résultats confirment dans l'ensemble ceux obtenus avec les ratios. La seule différence est que les écoles de Type 4 obtiennent de meilleurs résultats avec ce nouveau classement. Sinon les écoles de Type 1, 2 et 3 restent plus vulnérables que les écoles de Type 5.

5.3 Identification des déficiences sismiques des types d'écoles

L'identification des déficiences sismiques des types d'écoles est effectuée en trois étapes. D'abord une revue de la littérature est réalisée sur les déficiences générales du type structural de chacun des cinq types d'écoles. Ensuite un tableau expose les déficiences propres des types d'écoles, avec les éléments structuraux et les éléments non structuraux concernés, ainsi que les dommages potentiels, leur importance et leur incidence. Enfin des tableaux sur les déficiences tous types confondus et celles des éléments non structuraux sont présentés.

5.3.1 Type 1 - Écoles anciennes OAM

5.3.1.1 Les déficiences sismiques des bâtiments OAM

Les bâtiments à ossature en acier résistant aux moments ont un comportement satisfaisant vis-à-vis des séismes grâce à leur résistance, leur flexibilité et leur légèreté (IRC, 1992). Des essais ont généralement montré un comportement hystérétique stable durant les séismes (Schneider, Roeder et Carpenter, 1993). Cependant, ce comportement favorable sous des conditions sismiques extrêmes ne peut avoir lieu que si les ossatures ont été convenablement

calculées, détaillées et construites. De plus, l'année de référence sismique de ce type d'ossatures est 1990 (IRC, 1993) et avant cette date, elles possèdent des déficiences théoriques connues comme :

- les éléments non structuraux comme les cloisons intérieures, le matériel et le revêtement intérieur où des dommages peuvent se produire à cause des déformations importantes des ossatures. Pour cette raison, les codes modernes, comme l'Eurocode 8, prescrivent des déformations inter-étages très strictes qui dans de nombreux cas contrôlent la conception structurale, entraînant un choix d'éléments structuraux qui sont largement surdimensionnés en terme de résistance ;
- le revêtement et le matériau de finition extérieur qui peut se décrocher en cas de mauvais ancrage ;
- des déplacements permanents à cause des déformations plastiques des éléments structuraux ;
- des dommages importants lors de collision avec les bâtiments adjacents.

Les connexions ont un rôle majeur dans ce type de bâtiments : leur résistance, leur rigidité et leur ductilité sont les préoccupations principales lors de la conception sismique (Roeder, 2002). Leur résistance contrôle la résistance de l'ossature, tandis que leur rigidité affecte la réponse dynamique de la structure et les déformations résultantes. Les connexions sont critiques pour une bonne performance aux séismes car c'est là où ont lieu des demandes inélastiques importantes ainsi que dans la zone des panneaux (zone d'intersection entre les poutres et colonnes) et dans la poutre adjacente.

Les connexions des ossatures en acier résistant aux moments conçues avant la révision des normes suite au séisme de Northridge de 1994 sont très vulnérables (Allen, Richard et Partridge, 1998). Leurs propriétés géométriques engendrent des gradients élevés de rigidité dans la connexion à la jonction ailes de la poutre / âme de la poutre / ailes de la colonne / âme de la colonne. Cela crée de grandes contraintes et des gradients d'efforts aux soudures des ailes des poutres et des colonnes, causés par la flexion hors plan de ces ailes et générant de grandes courbures locales dans ces éléments. Par exemple, concernant les connexions

poutres colonnes à ailes soudées et âmes boulonnées, l'initiation de fissures au niveau des soudures peut se propager dans les poutres et les colonnes. De plus, avant le séisme de Northridge, la résistance, la rigidité et la ductilité des connexions n'étaient pas considérées dans les calculs quelque soit la demande sismique (Roeder, 2002). Il était pris pour acquis que leur résistance était plus grande que la résistance de la zone des panneaux des colonnes ou la capacité au moment plastique de la poutre. La rigidité de la connexion était négligée de même que la rigidité des éléments, car la connexion était considérée comme rigide. Cependant, les connexions d'avant Northridge n'avaient pas la ductilité attendue car la plupart des connexions fournissaient peu de déformations inélastiques. Leur résistance était plus faible que la résistance de déformation de la poutre et de la zone des panneaux, à cause de nombreux modes de ruptures inattendus.

Les structures à ossatures résistant aux moments sont classées en deux catégories : celles à colonnes fortes et poutres faibles et celles à colonnes faibles et poutres fortes. Leurs déficiences sismiques sont différentes. Les recherches se sont concentrées historiquement sur les ossatures d'acier à colonnes fortes et poutres faibles car elles ont une plus grande ductilité que celles à colonnes faibles poutres fortes (Roeder, Schneider et Carpenter, 1993). Cependant il est parfois trop cher et impossible en pratique d'obtenir des comportements de colonnes fortes et poutres faibles à chaque joint. Quand ils sont sujet à des séismes qui imposent des déplacements importants, les ossatures à colonnes faibles et poutres fortes ont alors des déplacements de plancher bien plus importants que des ossatures comparables à colonnes fortes poutres faibles. Cette différence de comportement sismique entre les deux systèmes d'ossatures devient d'autant plus grande que la hauteur du bâtiment est importante. Les ossatures à colonnes faibles et poutres fortes produisent une concentration de déformation plastique dans un nombre limité d'éléments alors que les ossatures à colonnes fortes poutres faibles distribuent les déformations plastiques sur de nombreux éléments de la structure. La plus grande demande en ductilité des ossatures à colonnes faibles et poutres fortes est deux à trois fois plus grande que celle des ossatures comparables à colonnes fortes poutres faibles et se situent aux extrémités des colonnes du rez-de-chaussée.

Néanmoins les ossatures à colonnes faibles et poutres fortes ont suffisamment de ductilité pour supporter la demande inélastique induite par un séisme majeur, à condition que leur résistance en cisaillement à la base soit assez grande. Même si d'autres caractéristiques comme l'élanement de la section transversale de la colonne et le ratio de chargement axial affectent le comportement hystérétique, la résistance résiduelle de la capacité en cisaillement à la base a la plus grande influence sur la performance des ossatures à colonnes faibles et poutres fortes (Schneider, Roeder et Carpenter, 1993).

5.3.1.2 Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 1

Les écoles de Type 1 sont des bâtiments massifs à ossature en acier résistant aux moments. Le poids élevé de ces structures habituellement légères est due au remplissage de maçonnerie et au recouvrement des éléments structuraux avec de la brique ou du terracotta. La vulnérabilité sismique de ce type d'école a été résumée dans le Tableau 5.3 avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence. Pour l'importance des dommages, « 1 » signifie des dommages mineurs, « 2 » des dommages modérés et « 3 » des dommages sévères. L'incidence des dommages peut être d'ordre structural (perte de stabilité ou rupture d'élément), d'ordre fonctionnel (accessibilité, opérabilité), d'ordre sécuritaire (chutes d'éléments, etc.) ou non structural (esthétisme, etc.).

5.3.1.3 Recommandations

Quand l'évaluation détaillée d'une école est requise, des recommandations permettent de vérifier la présence de déficiences sismiques potentielles pour chaque type d'écoles.

Les recommandations pour les écoles de Type 1 sont de porter attention à :

- la résistance relative des poutres et des colonnes ;
- le dimensionnement des connexions soudées, boulonnées ou rivetées par rapport aux normes actuelles ;
- l'absence d'armature dans le remplissage de maçonnerie et l'absence d'un système d'ancrage à la structure.

Tableau 5.3

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 1

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Ossatures	Comportement de colonnes faibles et poutres fortes.	Déformation plastique dans un nombre limité d'éléments		X		Structurale
	Résistance en cisaillement à la base insuffisante.	Déplacement important		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
Connexions poutres colonnes soudées		Effondrement			X	Structurale
	Manque de ductilité dû à un dimensionnement déficient et des propriétés géométriques préjudiciables (calculs, détails ou construction non conformes).	Fissuration des soudures		X		Structurale
		Déformation plastique		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
Poutres colonnes à ailes soudées et âmes boulonnées ou rivetées		Fissuration		X		Structurale
	Manque de ductilité et de résistance de la soudure.	Déformation plastique		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale

Tableau 5-3 (suite)

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 1

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Remplissage de maçonnerie	Absence d'armature verticale et d'ancrage à la superstructure.	Épaufrure	X			Non structurale
		Fissuration	X			Non structurale
	Absence de contreventement limitant les déplacements hors plan.	Obstruction des sorties par des débris	X			Sécuritaire
		Chute de briques		X		Sécuritaire
		Effondrement des murs		X		Structurale

5.3.2 Type 2 - Écoles « Duplessis » PPB

5.3.2.1 Les déficiences sismiques des bâtiments PPB

En tant que matériau de construction, le bois est hétérogène et anisotrope, montrant d'assez grandes variantes dans ses propriétés mécaniques (Folz et Filiatrault, 2004). D'une manière générale, les bâtiments en poteaux et poutres de bois ont eu un bon comportement lors des séismes passés grâce à leur faible hauteur, leur légèreté (IRC, 1992), leur ratio poids/rigidité faible, leur flexibilité et à la redondance du système. En particulier, les bâtiments de faible hauteur à ossatures en bois ont un comportement satisfaisant lors de séismes à conditions : *(i)* qu'ils répondent comme un ensemble, *(ii)* qu'ils aient des murs de cisaillement adéquats et *(iii)* qu'ils soient raisonnablement symétriques en plan et en élévation (Soltis et Falk, 1992). Les diaphragmes horizontaux des planchers et du toit et les murs de cisaillement constituent le SRFL des structures en bois. Cependant, pour bien résister aux forces horizontales et ne pas se déformer, les murs de cisaillement ne doivent pas manquer d'entretoises. Les murs de cisaillement peuvent être constitués de n'importe quel matériau en panneau à conditions que les têtes des clous ne sortent pas du revêtement. Même si la capacité en cisaillement du gypse et du plâtre est plus faible que celle du contreplaqué ou de panneaux de particules, la résistance et la rigidité des murs de cisaillement sont surtout liées à l'espacement des clous plutôt qu'au matériau de revêtement.

L'année de référence sismique de ce type de bâtiment à poteaux et poutres en bois est 1990 (IRC, 1993) et des dommages importants ont été observés à la suite de séismes modérés ou importants. Des déficiences ont été identifiées telles que le manque de résistance à la torsion, la présence de grandes ouvertures dans les murs du rez-de-chaussée et la faiblesse des connexions entre les murs de cisaillement et les fondations de la structure (Tarabia et Itani, 1997). Ainsi, la première cause des dommages touchant les bâtiments résidentiels en bois durant les séismes avant 1988 est une résistance latérale trop faible, près des grandes ouvertures du rez-de-chaussée. Cela entraîne un étage souple où des ruptures et des instabilités ont lieu et des déformations significatives (Van de Lindt, Pei et Liu, 2008). Néanmoins, le déplacement maximal d'un bâtiment à deux étages est largement diminué

avec des murs de cloisonnement intérieur qui augmente la rigidité et la résistance du bâtiment. Des essais ont montré que le déplacement maximal réduit de 75% passant de 111 mm à 28 mm (Van de Lindt et Liu, 2007). Enfin, les niveaux rigides dans ce type de bâtiment sont assez courants et créent un comportement sismique insatisfaisant.

Les ruptures d'éléments structuraux comme les solives ou les colombages ne sont pas les causes probables d'effondrement d'un bâtiment à ossatures de bois. Les défaillances touchent plutôt les connexions entre les éléments structuraux (Filiatrault et Stidea, 1995).

Les murs extérieurs, comme les placages de maçonnerie ou de pierre peuvent être une source de danger. Le placage n'est pas suffisamment fixé dans de nombreux cas ou avec un mortier de qualité médiocre et il peut se détacher lors de séismes modérés ou importants.

L'absence d'ancrage entre la superstructure et les fondations est la cause la plus courante de dommage structural. S'ils ne sont pas ancrés correctement, les bâtiments peuvent même glisser hors de leurs fondations, entraînant des dommages importants en particulier aux réseaux électriques, à la plomberie, aux fondations, aux planchers, aux murs, aux fenêtres et au contenu du bâtiment (Filiatrault et Stidea, 1995). La remise en état après de tels dommages se fait en soulevant le bâtiment, en le remplaçant et en réparant les dommages, et représente un processus très coûteux. De nombreuses municipalités demandent de boulonner les charpentes en bois à leurs fondations (*Voir* Figure 5.1 et Figure 5.2).

Les bâtiments anciens à ossature de poteaux en bois n'ont parfois pas de fondations ou des fondations faibles en maçonnerie non armée ou béton peu armé. Elles n'offrent qu'une faible résistance en cisaillement et peuvent s'effondrer (IRC, 1992).

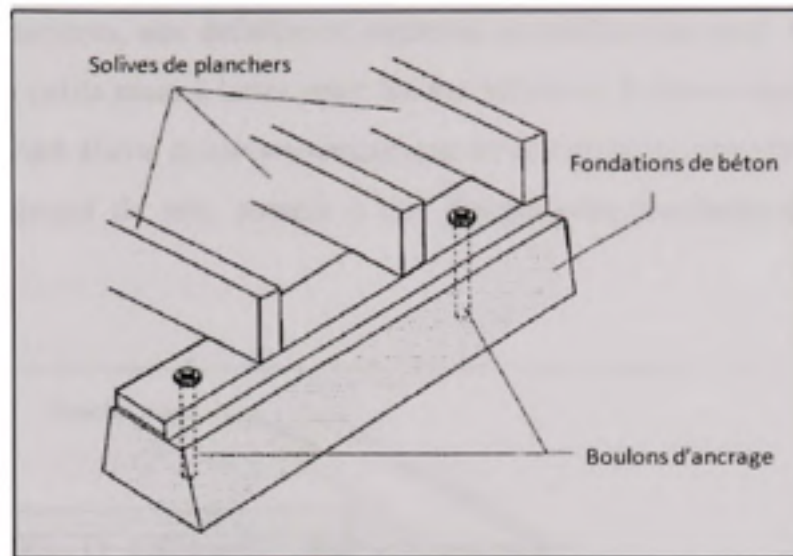


Figure 5.1 *Ancrage des structures en bois aux fondations avec des boulons d'acier traversant la lisse d'assise.*
(Filiatrault et Stidea, 1995)

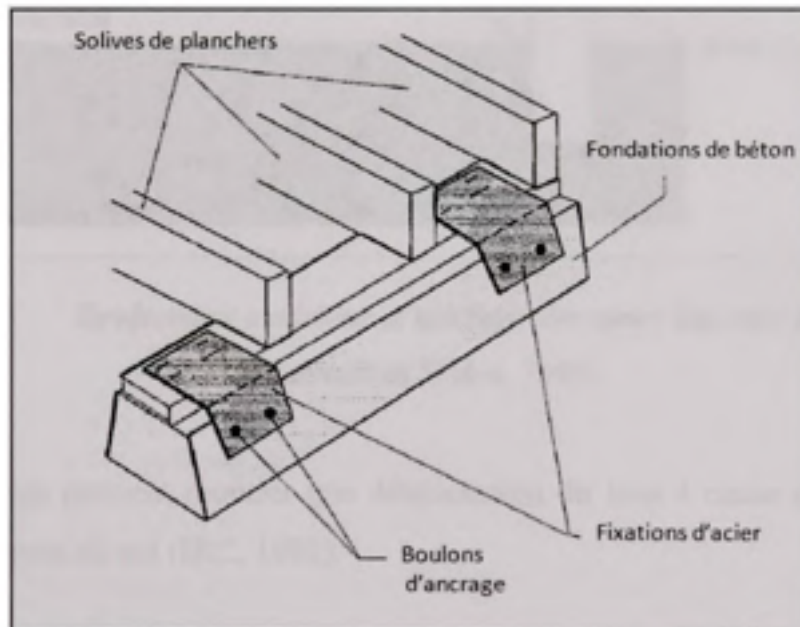


Figure 5.2 *Ancrage des structures en bois aux fondations avec des fixations d'acier.*
(Filiatrault et Stidea, 1995)

Dans les vieux bâtiments, une défaillance concerne la stabilité des murs bas (cripple walls). Ces murs sont des petits murs à lattes entre les fondations et le rez-de-chaussée (*Voir Figure 5.3*). Ils n'ont souvent aucun contreventement que ce soit en plan ou hors du plan et peuvent ainsi s'effondrer quand ils sont soumis à des chargements horizontaux (ATC et FEMA, 2002a).

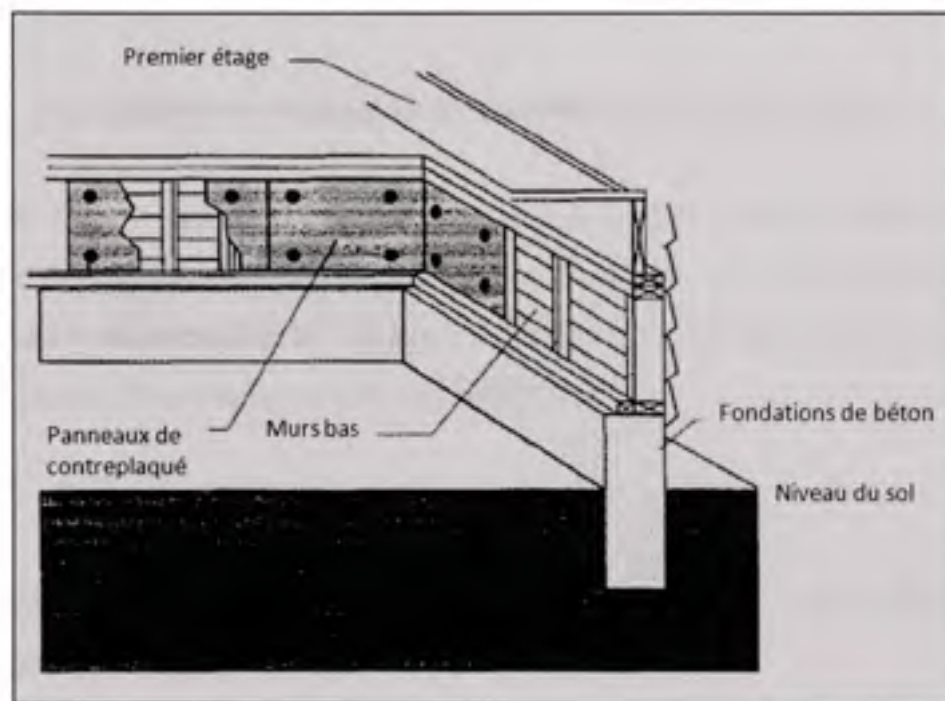


Figure 5.3 *Revêtement extérieur et ancrage des murs bas aux fondations.*
(Filiatrault et Stidea, 1995)

Enfin, les bâtiments peuvent montrer une détérioration du bois à cause de l'exposition des colonnes, surtout près du sol (IRC, 1992).

En Nouvelle-Zélande, les écoles à ossatures en bois ont montré une très bonne résistance sismique (Mitchell, 2004). Même si ces bâtiments ont été endommagés, ils sont moins susceptibles de causer des pertes de vies humaines que les bâtiments plus lourds. Les déficiences sismiques remarquées sont surtout non structurales et concernent :

- les murs internes retirés entre les classes sans ajout de contreventement sismique ;

- les toits lourds ;
- les luminaires lourds et mal fixés ;
- les cheminées de maçonnerie non contreventées ;
- les connexions structurales avec des boulons manquants ou perdus ;
- les ossatures en bois pourries ;
- les mains courantes faibles.

5.3.2.2 Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 2

Les écoles de Type 2 sont des bâtiments à poteaux et poutres en bois. Elles sont légères et ductiles, avec des planchers et des charpentes de toit en bois. La vulnérabilité sismique de ce type d'école a été résumée dans le Tableau 5.4 avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence.

5.3.2.3 Recommandations

Les recommandations pour vérifier la présence de déficiences sismiques potentiels dans une école de Type 2 sont de porter attention à :

- l'état et l'emplacement des murs de cisaillement en bois, le nombre et l'espacement des entretoises, l'état des clous ;
- l'état des éléments structuraux (poteaux et poutres) ;
- l'ancrage de la superstructure aux fondations ;
- la résistance à la torsion en cas d'irrégularité importante ;
- la présence d'armature dans le remplissage de maçonnerie et la présence d'un système d'ancrage à la structure.

Tableau 5.4

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 2

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Structure	Manque de résistance à la torsion en présence d'irrégularité horizontale.	Déplacement important		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
	Détérioration du bois.	Fissuration		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
Fondations	Absence d'ancrage entre la superstructure et les fondations.	Dommages sur les éléments structuraux		X		Non structurale
		Dommages sur les éléments structuraux			X	Structurale
		Glissement hors des fondations			X	Structurale
		Rupture de conduits et de canalisations			X	Fonctionnelle
		Renversement			X	Structurale
		Effondrement			X	Structurale
	Murs bas ou fondations faibles.					

Tableau 5-4 (suite)

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 2

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Murs de cisaillement en bois	Capacité insuffisante à cause de : - clous mal enfoncés ; - nombre d'entretoises insuffisant ; - espacement important des entretoises.	Fissuration des éléments de finition	X			Non structurale
		Déformation		X		Structurale
	Présence de grandes ouvertures créant un étage faible.	Effondrement			X	Structurale
Remplissage de maçonnerie	Absence d'armature verticale et d'ancrage à la superstructure. Absence de contreventement limitant les déplacements hors plan.	Épaufrure	X			Non structurale
		Fissuration	X			Non structurale
		Obstruction des sorties par des débris	X			Sécuritaire
		Chute de briques		X		Sécuritaire
		Effondrement des murs		X		Structurale

5.3.3 Type 3 - Écoles OBM

5.3.3.1 Les déficiences sismiques des bâtiments OBM

Les ossatures résistant aux moments ont été largement utilisées pour des systèmes de résistance aux séismes grâce à leurs capacités supérieures à la déformation et à dissiper l'énergie (Han, Kwon et Lee, 2004). En effet, la philosophie de la conception sismique de ce type de structure repose sur la réserve suffisante de ductilité avec laquelle la structure peut dissiper de l'énergie sismique (Uma et Prasad, 2004). La ductilité structurale vient essentiellement de la ductilité des éléments dans lesquels elle est obtenue sous la forme de rotations inélastiques. Dans les éléments de béton armé, les rotations inélastiques se répandent sur des régions définies : les rotules plastiques. Les matériaux vont alors au-delà de la région élastique et des dommages sont probables dans ces régions. Dans la conception sismique, les dommages associés aux rotules plastiques doivent être situés dans les poutres plutôt que dans les colonnes : c'est le mécanisme de colonnes fortes poutres faibles. En effet, les demandes en rotations inélastiques imposées peuvent être obtenues relativement bien avec un détail adéquat des poutres. Mais, si les rotules plastiques se forment dans les colonnes, les demandes de rotations inélastiques imposées sont très élevées et deviennent très difficiles à compenser avec n'importe quel détail : c'est le mécanisme d'étage.

Les joints poutres colonnes sont une grande préoccupation pour les déficiences sismiques. Ils représentent la zone cruciale dans une ossature en béton résistant aux moments pour le transfert efficace des charges entre les éléments (poutres et colonnes) de la structure. Une conception et des détails non sécuritaires dans la région du joint gouvernent la structure entière (*Voir Figure 5.4*), même si les autres éléments structuraux sont conformes aux exigences de conception (Uma et Prasad, 2004). La condition primordiale de conception est que le joint doit être plus résistant que les éléments adjacents. Leur comportement est ensuite contrôlé par l'adhérence et le mécanisme de rupture au cisaillement, qui sont des sources faibles de dissipation d'énergie. Le critère de performance pour les joints sous action sismique peut être résumé par :

- le joint doit avoir suffisamment de résistance pour obtenir la capacité maximale des éléments adjacents en flexion à se mobiliser ;
- la dégradation des joints doit être limitée de sorte que la capacité des colonnes n'est pas affectée pour supporter ses charges de conception ;
- la déformation du joint ne doit pas entraîner d'augmentation des déplacements des planchers.

Une partie significative de ductilité peut ainsi être développée dans une structure avec des joints poutres colonnes bien conçus, où les éléments structuraux peuvent se comporter de manière satisfaisante grâce aux principes de conception de capacité.

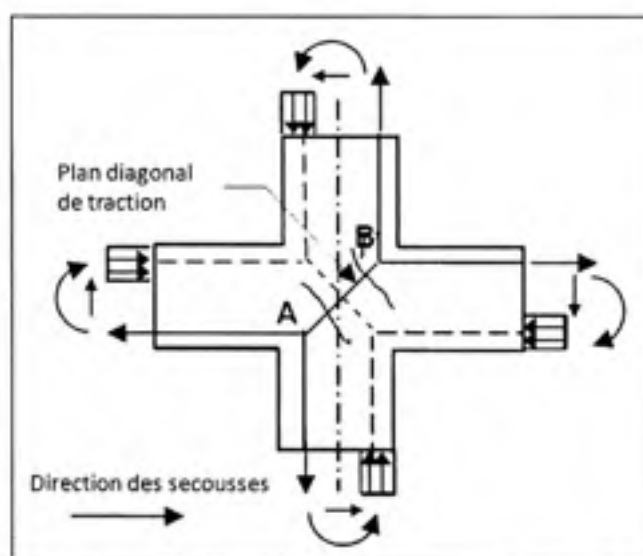


Figure 5.4 *Fissures d'un joint lors d'un séisme, perpendiculaires au plan diagonal de traction.*

(Uma et Prasad, 2004)

Outre les connexions poutres colonnes, les connexions colonnes fondations sont très importantes pour transférer les charges latérales dues aux séismes (Bendimerad, 2004). Ces connexions nécessitent le même soin pour bien accomplir ce transfert.

Afin d'obtenir une réponse ductile des structures en béton armé durant un séisme sévère, des détails judicieux dans le renforcement sont aussi d'une grande importance (Voir Figure 5.5). Un

des objectifs est que la résistance totale des barres d'armatures, servant comme principal renforcement en flexion ou en cisaillement, doit pouvoir se développer sous la condition la plus défavorable qu'un séisme puisse imposer (Uma et Prasad, 2004). Un contrôle de la qualité très strict est nécessaire durant la construction pour s'assurer que les détails de conception sont bien respectés sur le terrain.

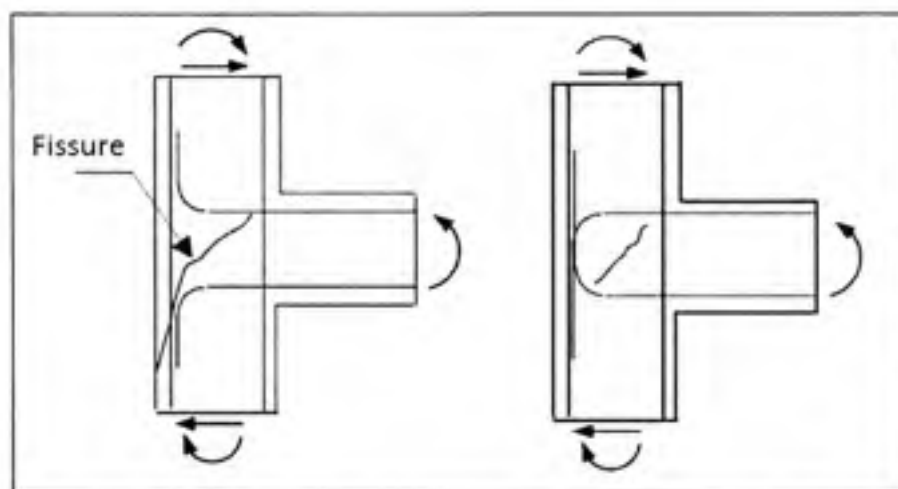


Figure 5.5 *Fissures d'un joint avec deux degrés de détails.*
(Uma et Prasad, 2004)

La plupart des bâtiments de faible hauteur dans les zones à sismicité faible à modérée ainsi que les bâtiments plus vieux, construits avant 1970 dans les zones à sismicité élevée ont été conçus avant tout pour les charges de gravité sans considération des charges latérales (Han, Kwon et Lee, 2004). Lors de séismes mineurs, la résistance latérale inhérente de ces structures est adéquate pour résister aux forces sismiques et éviter des dommages sérieux. Des essais ont ainsi montré qu'elles ont une capacité à la dissipation d'énergie stable sans détérioration abrupte de résistance bien qu'elles aient été conçues seulement pour les charges de gravité et avec les conditions des bâtiments à ossatures ordinaires résistant aux moments. Cependant elles peuvent se comporter d'une manière non ductile durant un séisme modéré ou élevé car elles ont moins de détails sismiques, comme par exemple un système de base de colonnes fortes et de poutres faibles. Plus précisément, la contribution de la dalle à la

capacité au moment de la poutre fait que le comportement de colonnes faibles et poutres fortes domine le mode de rupture (Sadjadia, Kianousha et Talebib, 2007). Des mécanismes d'étage faible peuvent se produire dans certains cas. De plus, le calcul pour les charges verticales mène souvent à des ossatures résistant dans une direction seulement (Dolce, 2004). Dans la direction faible, il n'y a pas d'ossatures ou seulement quelques ossatures externes, ce qui engendre une flexibilité élevée avec peu de résistance supplémentaire disponible pour contrer les charges sismiques.

Dans ce type de conception pour les charges de gravité, la vérification des joints n'est pas critique. Mais la rupture d'ossatures en béton armé durant de nombreux séismes ont montré de grands signes de faiblesse dus au cisaillement dans les joints, et ces dommages ont culminé avec des effondrements de bâtiments.

La vulnérabilité des vieux bâtiments à ossatures de béton de faible et moyenne hauteurs durant les séismes récents a été remarquée. Leur performance dépend généralement des détails de renforcement, de la forme du bâtiment et des hypothèses de calcul appliquées (Han, Kwon et Lee, 2004). Une déficience due à leur ancienneté est que le béton utilisé dans les bâtiments avant 1980 était souvent de mauvaise qualité avec parfois une exécution assez pauvre des coffrages de béton (Dolce, 2004).

L'année de référence sismique des bâtiments à ossatures de béton résistant aux moments est 1985 (IRC, 1993) et les déficiences théoriques générales des structures plus anciennes sont (IRC, 1992) :

- un espacement trop important des armatures transversales des poteaux pouvant entraîner un mauvais confinement du béton voire une rupture en cisaillement ;
- une rupture du poteau due à des barres nervurées inadéquates ;
- une résistance insuffisante au cisaillement des poteaux pouvant entraîner une rupture en cisaillement ;
- une rupture fragile prématurée en cisaillement ou compression par manque d'ancrage de cisaillement ;

- l'apparition de charnière durant l'inversion de charge en cas de mauvaise continuité des barres d'armatures des poutres ;
- des ruptures dues à un mauvais renforcement des assemblages poutres colonnes ou à la présence de joints dans l'armature des poutres tout près des poteaux ;
- des dommages non structuraux importants à cause de la faible rigidité de l'ossature ;
- des dommages lors de la collision avec des bâtiments adjacents.

Pour les bâtiments en béton armé, les grandes ouvertures dans le remplissage peuvent causer des irrégularités, créant des faiblesses locales et des demandes en ductilité inaccessibles (Dolce, 2004). Une hauteur entre étage excessive, observée de manière courante dans les gymnases et les théâtres, augmente la flexibilité de la structure et en même temps les dangers d'effondrement des panneaux de remplissages durant des séismes de faible intensité.

Enfin, avec un chargement cyclique de grande amplitude, un mauvais confinement entraînera une désintégration rapide de tous les éléments non ductiles en béton, qui s'ensuit de rupture fragile et d'un effondrement possible du bâtiment (ATC et FEMA, 2002a).

5.3.3.2 Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 3

Les écoles de Type 3 sont des bâtiments à ossature de béton résistant aux moments avec des cadres dans la direction longitudinale et des remplissages de maçonnerie aux extrémités. La vulnérabilité sismique de ce type d'école a été résumée dans le Tableau 5.5 avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence.

Tableau 5.5

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 3

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Structure	Absence de système de résistance dans une direction.	Fissuration	X			Structurale
		Déplacements importants		X		Structurale
	Béton de mauvaise qualité.	Fissuration	X			Structurale
		Rupture			X	Structurale
Connexions poutre colonne	Calcul, détail ou construction non conformes. Résistance usuelle du joint trop faible.	Fissuration		X		Structurale
		Déformation plastique		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
Cadres	Comportement de colonnes faibles poutres fortes. Manque de ductilité. Détails inadéquats du renforcement.	Déformation plastique dans un nombre limité d'éléments		X		Structurale
		Déplacement important		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale

Tableau 5-5 (suite)

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 3

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Remplissage en maçonnerie	Absence d'armature verticale. Absence de contreventement limitant les déplacements hors plan.	Épaufrure	X			Non structurale
		Fissuration	X			Non structurale
		Obstruction des sorties par des débris	X			Sécuritaire
		Chute de briques		X		Sécuritaire
		Effondrement des murs		X		Structurale

5.3.3.3 Recommandations

Les recommandations pour vérifier la présence de déficiences sismiques dans une école de Type 3 sont de porter attention à :

- la résistance relative des poutres et des colonnes ;
- la qualité du béton des éléments structuraux ;
- la résistance en cisaillement des colonnes ;
- la résistance du joint des connexions poutres colonnes ;
- le renforcement des cadres et en particulier des connexions poutres colonnes ;
- la présence d'armature dans le remplissage de maçonnerie et la présence d'un système d'ancrage à la structure.

5.3.4 Type 4 - Écoles MCB

5.3.4.1 Les déficiences sismiques des bâtiments MCB

Les bâtiments à murs de cisaillement de béton ont un meilleur comportement que ceux à ossature en béton (IRC, 1992). Cette conclusion a été confirmée par l'analyse des bâtiments en béton de Nouvelle-Zélande de l'époque 1935-1965 (Mitchell, 2004). Ils sont plus lourds que les bâtiments à ossature mais aussi plus rigides.

Les déficiences des grands bâtiments avec murs de cisaillement en béton sont causées par les discontinuités verticales, les collisions et les irrégularités de configuration (ATC et FEMA, 2002b). L'année de référence sismique de ce type de bâtiment est 1985 (IRC, 1993) et leurs déficiences théoriques sont :

- l'effondrement des murs de cisaillement quand les joint de constructions des murs sont trop faibles. Cette rupture peut avoir lieu avant le niveau de résistance prévu ;
- la rupture des murs par flexion due à des longueurs de recouvrement insuffisantes des barres d'armature verticales ;
- les fissures de cisaillement et de fatigue au niveau des ouvertures dans les murs de béton, les poutres de tympan et les poutres de liaison entre les murs de cisaillement.

Des essais ont montré que la rigidité des murs de cisaillement est constante et commence à diminuer doucement avant la première fissure diagonale de cisaillement, à partir de laquelle elle décroît sévèrement (Cheng, Mertz et Ger, 1993). De plus, les armatures horizontales de renforcement ont peu d'effet sur les déformations en cisaillement des murs de faible hauteur.

5.3.4.2 Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 4

Les écoles de Type 4 sont des bâtiments comportant des murs de cisaillement en béton que ce soit extérieurs sur les façades et intérieurs comme par exemple autour des cages d'escalier. La vulnérabilité sismique de ce type d'école a été résumée dans le Tableau 5.6 avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence.

5.3.4.3 Recommandations

Les recommandations pour vérifier la présence de déficiences sismiques dans une école de Type 4 sont de porter attention à :

- la résistance locale des murs de cisaillement en présence des grandes ouvertures ;
- la longueur d'ancrage des barres d'armature verticale des murs de béton ;
- la résistance des joints de constructions ;
- le renforcement en cisaillement au niveau des ouvertures, des poutres de tympans et des poutres de liaison.

Tableau 5.6

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 4

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Murs de cisaillement	Joint de construction faible.	Fissuration		X		Structurale
	Présence de grandes ouvertures.	Épaufrure	X			Non structurale
	Mauvais renforcement dû à une longueur d'ancrage des barres d'armature verticale insuffisante ;	Fissuration		X		Structurale
Poutres de liaisons	Renforcement en cisaillement insuffisant au niveau des ouvertures, des poutres de tympans et des poutres de liaison.	Épaufrure	X			Non Structurale
		Fissuration		X		Structurale
		Rupture		X		Structurale

5.3.5 Type 5 - Écoles récentes OCA

5.3.5.1 Les déficiences sismiques des bâtiments OAC

Les ossatures en acier à contreventements concentriques sont largement utilisées comme SRFL dans les bâtiments en acier à cause de leur faible coût et de la facilité de conception, dans les détails et la fabrication. Les séismes récents ont montré que les bâtiments en acier ont un meilleur comportement que tous les autres types de structures commerciales et industrielles pour la protection de la vie, les pertes économiques et la durée des interruption de travail (Remennikov et Warpole, 1997). D'ailleurs, l'année de référence sismique de ce type structural est 1990 donc certaines écoles de type 5 sont conformes aux exigences les plus récentes. Cependant, un soin particulier est requis dans la conception et le détail des systèmes à ossatures d'acier et plus particulièrement de leurs connexions afin que ces caractéristiques favorables soient bien présentes.

Dans l'ensemble, les déficiences théoriques des ossatures contreventées en acier sont semblables à celles des ossatures en acier résistant aux moments (IRC, 1992). Ainsi, d'après les séismes récents, les déficiences des ossatures contreventées se concentrent dans les connexions des ossatures des étages inférieures (ATC et FEMA, 2002b).

Le comportement des contreventements en X ou en V reposent sur les déformations inélastiques des diagonales comme source principale de dissipation d'énergie durant un séisme. Ces déformations inélastiques font apparaître des rotules plastiques, c'est-à-dire des zones où les courbures inélastiques se forment. Le nombre de rotules plastiques dépend des conditions d'appui aux extrémités : une seule dans une articulation idéale et trois dans un encastrement idéal. De même que pour les ossatures résistant aux moments, il est préférable d'appliquer un mécanisme global inélastique où la structure entière est soumise aux déformations inélastiques et que les rotules plastiques se répartissent sur autant de niveaux possibles afin de réduire l'importance des déformations plastiques en des points particuliers. Sinon, les simulations numériques de comportement dynamique des ossatures contreventées ont montré que les déformations inélastiques tendent à se concentrer dans les quelques étages faibles de la partie inférieure du bâtiment.

Les ossatures contreventées montrent de très bonnes propriétés de rigidité latérale mais la dissipation d'énergie sous l'action de séismes importants repose entièrement sur le comportement hystérétique des barres diagonales (Martinelli, Mulas et Perotti, 1996). Le comportement hystérétique de ces éléments est assez complexe, car il implique des phénomènes comme le flambement, les déformations en traction, les effets de flambement local, et la détérioration post flambement de la capacité de résistance à la compression (Remennikov et Warpole, 1997). En comparaison avec les ossatures résistant aux moments, les ossatures diagonales ont des déformations inélastiques réversibles limitées.

Basé sur la réponse sismique prédite analytiquement d'un bâtiment à ossatures d'acier de deux étages avec des diagonales en X ou en V, le comportement ductile des ossatures contreventées peut être considéré comme dépendant seulement du facteur de ductilité structural, qui ne devrait pas être plus grand que trois. Les autres paramètres clés qui influencent le comportement du contreventement comme l'élancement ou la compacité de la section transversale sont bien identifiés et les normes de conception sismique modernes incluent maintenant des limites pour assurer une réponse ductile sous des séismes importants.

Par ailleurs, les murs de partitions en gypse ou en plâtre apportent une certaine contribution à la résistance au cisaillement à chaque étage (Medhekar et Kennedy, 1999). Cette contribution de rigidité des cloisons non structurales ou du revêtement peut réduire la période des bâtiments de manière importante, particulièrement dans les zones de faible sismicité où les effets sont proportionnellement plus grands.

Lors des calculs, les poutres et les colonnes doivent être dimensionnées pour supporter les charges de gravité en plus de l'action correspondant aux forces maximum anticipées des ossatures (Tremblay, 2002). Des hypothèses de conception similaire s'appliquent à tous les éléments situés le long du chemin de charge latéral de la structure comme les connexions, les diaphragmes horizontaux, les fondations. Tous ces éléments doivent rester intacts pendant que les ossatures se déforment en traction et flambent en compression.

5.3.5.2 Les déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 5

Les écoles de Type 5 sont des bâtiments à ossature d'acier munis de contreventements concentriques en acier. Les contreventements sont situés sur un ou plusieurs étages. La vulnérabilité sismique de ce type d'école a été résumée dans le Tableau 5.7 avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence.

5.3.5.3 Recommandations

Les recommandations pour vérifier la présence de déficiences sismiques dans une école de Type 5 sont de porter attention à :

- la ductilité des contreventements ;
- les efforts de compressions admissibles des contreventements ;
- la résistance des connexions poutres colonnes des étages inférieurs ;
- la présence d'armature dans le remplissage de maçonnerie et la présence d'un système d'ancrage à la structure.

5.3.6 Tous types confondus

Des vulnérabilités sismiques ont été observées sur tous les types confondus, comme ce fut remarqué à la fin du chapitre 4. Les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence sont présentés dans le Tableau 5.8.

Les recommandations pour vérifier la présence de déficiences sismiques générales sont de porter attention à :

- la présence de rez-de-chaussée faibles, de zones de hauteurs différentes ou de gymnase excentré, créant des irrégularités ;
- la présence d'un ancrage suffisant entre la superstructure et les fondations ;
- la présence de sol mou non complètement consolidé, de sol mal compacté ou de sol liquéfiable.

Tableau 5.7

Déficiences sismiques potentielles des écoles de Type 5

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Contreventements en acier	Manque de ductilité du contreventement.	Déformation plastique dans un nombre limité d'éléments		X		Structurale
		Déplacement important		X		Structurale
	Contreventement ne pouvant reprendre les efforts de compression.	Rupture			X	Structurale
Connexions poutres colonnes	Résistance insuffisante aux étages inférieurs pour reprendre les forces maximales.	Fissuration		X		Structurale
		Déformation plastique		X		Structurale
		Rupture			X	Structurale
Remplissage de maçonnerie	Absence de contreventement limitant les déplacements hors plan.	Épaufrure	X			Non structurale
		Fissuration	X			Non structurale
	Absence d'espacement entre les poutrelles triangulées d'acier et la maçonnerie.	Obstruction des sorties par des débris	X			Sécuritaire
		Chute de briques		X		Sécuritaire
		Effondrement des murs		X		Structurale

Tableau 5.8

Déficiences sismiques potentielles de tous les types confondus

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Structure	Irrégularités : - bâtiment avec différentes hauteurs ; - rez-de-chaussée faible ; - présence de gymnase excentré (Type 2 et Type 5 surtout). Contreventement dans une direction seulement.	Dommages sur les éléments non structuraux		X		Non structurale
		Déplacement important		X		Structurale
		Dommages sur les éléments structuraux			X	Structurale
		Effondrement			X	Structurale
Sol	Présence de sol mou non complètement consolidé, de sol mal compacté ou de sol liquéfiable.	Dommages sur les éléments non structuraux		X		Non structurale
		Déplacement important			X	Structurale
		Dommages sur les éléments structuraux			X	Structurale
		Renversement du bâtiment			X	Structurale

Tableau 5-8 (suite)

Déficiences sismiques potentielles de tous les types confondus

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Fondations	Ancrage insuffisant ou absent entre la superstructure et les fondations.	Dommages sur les éléments non structuraux		X		Non structurale
		Glissement hors des fondations			X	Structurale
	Sous-dimensionnement de la fondation pour le type de sol.	Rupture de conduits et de canalisations			X	Fonctionnelle
		Dommages sur les éléments structuraux			X	Structurale

5.3.7 Les éléments non structuraux

La vulnérabilité sismique des éléments non structuraux touchant tous les types d'écoles ont été résumés dans différents tableaux avec les déficiences sismiques potentielles, les dommages associés, leur importance et leur incidence: les éléments architecturaux (éléments extérieurs, cloisons en maçonnerie, faux-plafonds suspendus et vitrage) dans le Tableau 5.9, les composants des installations électriques et mécaniques (luminaires, conduits et tuyauteries) dans le Tableau 5.10, et le contenu du bâtiment (casiers et rayonnages) dans le Tableau 5.11.

Tableau 5.9

Déficiences sismiques potentielles des éléments architecturaux

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Éléments extérieurs : auvents, cheminées, parapets, panneaux préfabriqués	Capacité d'ancrage insuffisante des corniches, parapets et des panneaux préfabriqués.	Fissuration	X			Non structurale
	Contreventement latéral insuffisant des cheminées.	Obstruction des sorties par un élément effondré	X			Sécuritaire
	Ancrage des éléments de façade seulement pour les forces verticales (Voir Figure 5.6).	Chute			X	Sécuritaire
Cloisons en maçonnerie	Mauvaise stabilité latérale et liaison n'offrant pas la résistance voulue.	Épaufrure	X			Non structurale
	Absence de contreventement limitant les déplacements hors plan (Voir Figure 5.7 et Figure 5.8).	Fissuration	X			Non structurale
		Obstruction des sorties par des débris	X			Sécuritaire
	Absence de contreventement de la cloison en partie supérieure.	Chute de briques		X		Sécuritaire
		Effondrement des murs		X		Sécuritaire

Tableau 5-9 (suite)

Déficiences sismiques potentielles des éléments architecturaux

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Faux-Plafonds suspendus	Contreventement latéral insuffisant des faux-plafonds suspendus, non conforme aux dernières recommandations : des diagonales dans quatre directions et une entretoise travaillant en compression (<i>Voir Figure 5.9</i>).	Chute de tuiles	X			Sécuritaire
	Continuité d'un faux-plafond suspendu sur un joint sismique.	Séparation des rails		X		Sécuritaire
Vitrage	Absence de verre de sécurité.	Fissuration	X			Non structurale
	Absence d'un dégagement périphérique adéquat sur le pourtour des vitres.	Éclatement	X			Non structurale
		Gêne pour l'évacuation	X			Sécuritaire

Tableau 5.10

Déficiences sismiques potentielles des composants des installations électriques et mécaniques

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Luminaires	Contreventement latéral insuffisant des luminaires suspendus ou encastrés (<i>Voir</i> Figure 5.10), non conforme aux dernières recommandations. Espacement faible entre les luminaires suspendus et les autres éléments (murs adjacents, etc.).	Collision	X			Non structurale
		Chute du luminaire	X			Sécurité
		Dysfonctionnement des luminaires pour l'évacuation	X			Fonctionnelle
Conduits et tuyauterie	Entretoises de contreventement latéral et longitudinal, rigides ou sous formes de câble, non conforme aux dernières recommandations (<i>Voir</i> Figure 5.11). Continuité d'un conduit ou d'une tuyauterie sur un joint sismique.	Fuite	X			Non structurale
		Chocs avec les éléments adjacents	X			Non structurale
		Rupture		X		Sécurité
		Inondation (réseau d'eau)			X	Fonctionnelle
		Incendie (réseau de gaz)			X	Fonctionnelle

Tableau 5.11

Déficiences sismiques potentielles du contenu du bâtiment

Éléments	Déficiences sismiques	Dommages	Importance			Incidence
			1	2	3	
Casiers et rayonnages	Absence de retenue des éléments rangés dans les casiers et les rayonnages. Absence d'ancrage aux murs adjacents ou aux planchers (<i>Voir</i> Figure 5.12 et Figure 5.13). Capacité portante insuffisante du mur ou du plancher de l'ancrage.	Chute d'éléments	X			Sécuritaire
		Basculement	X			Sécuritaire

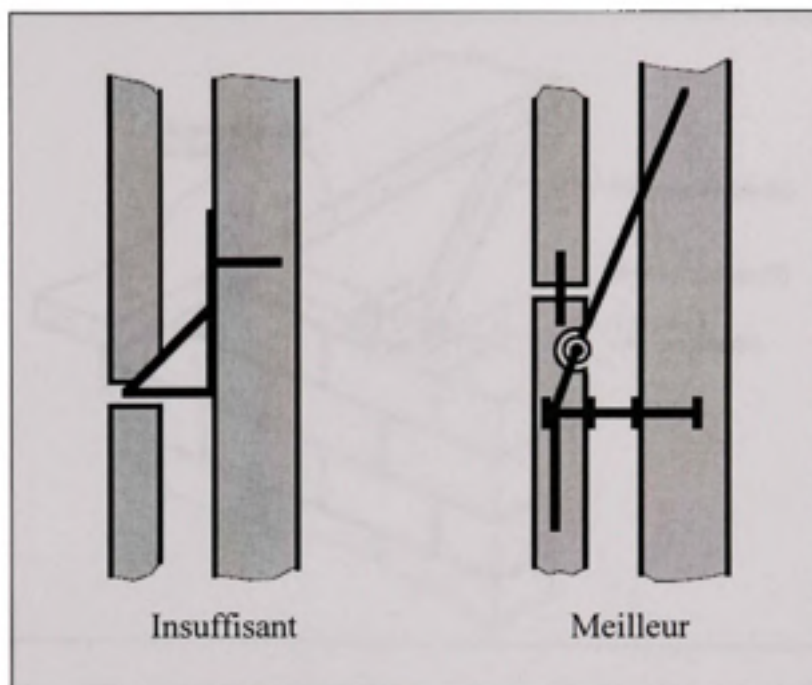


Figure 5.6 *Ancrage des éléments de façade pour les forces horizontales.*
(Bachmann, 2002)

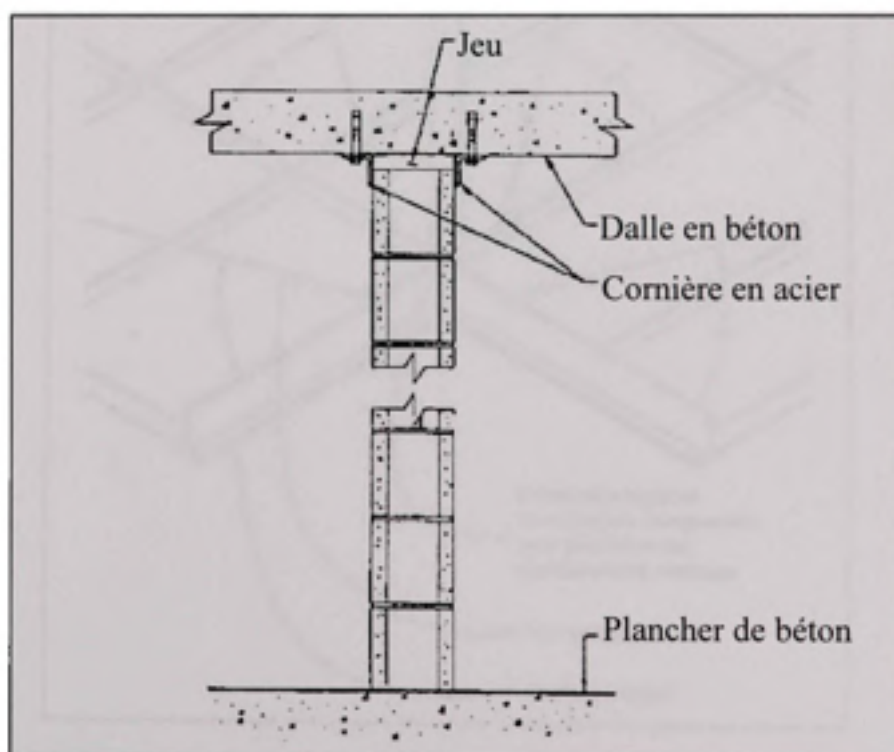


Figure 5.7 *Contreventement d'une cloison en maçonnerie avec des cornières.*
(TPSGC, 1995)

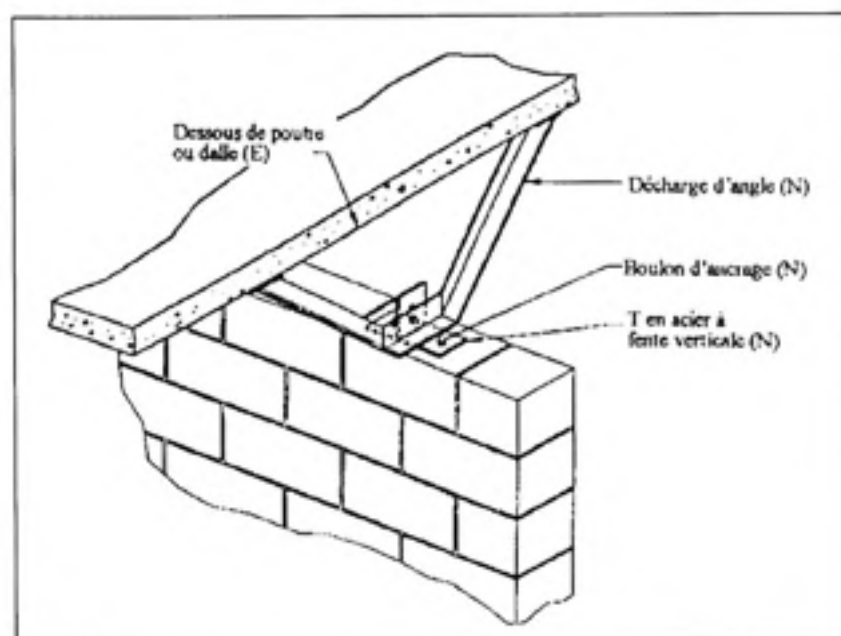


Figure 5.8 *Contreventement d'une cloison avec des décharges d'angle.*
(TPSGC, 1995)

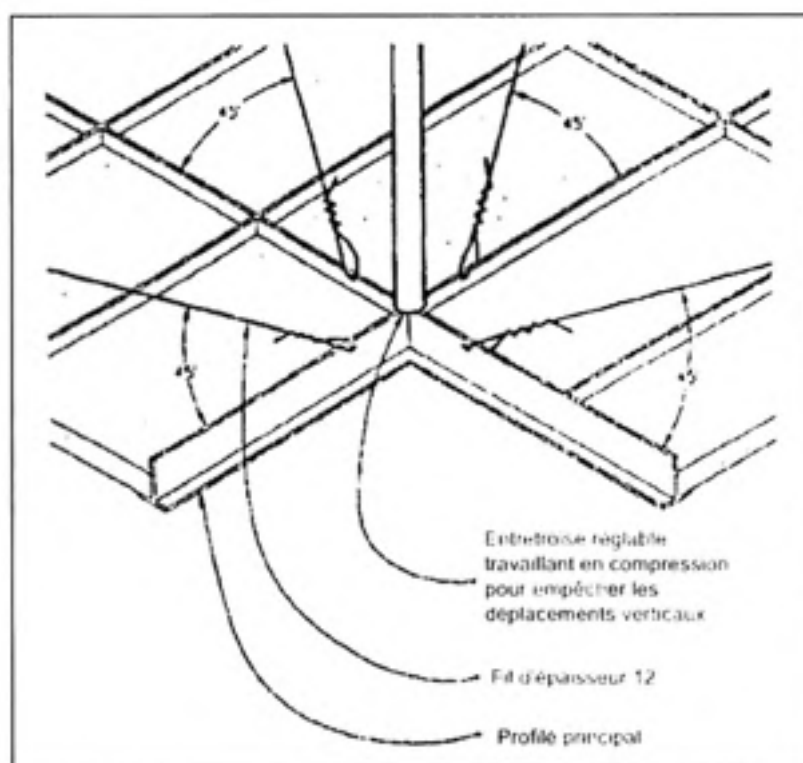


Figure 5.9 *Contreventement latéral d'un faux-plafond suspendu.*
(TPSGC, 1995)

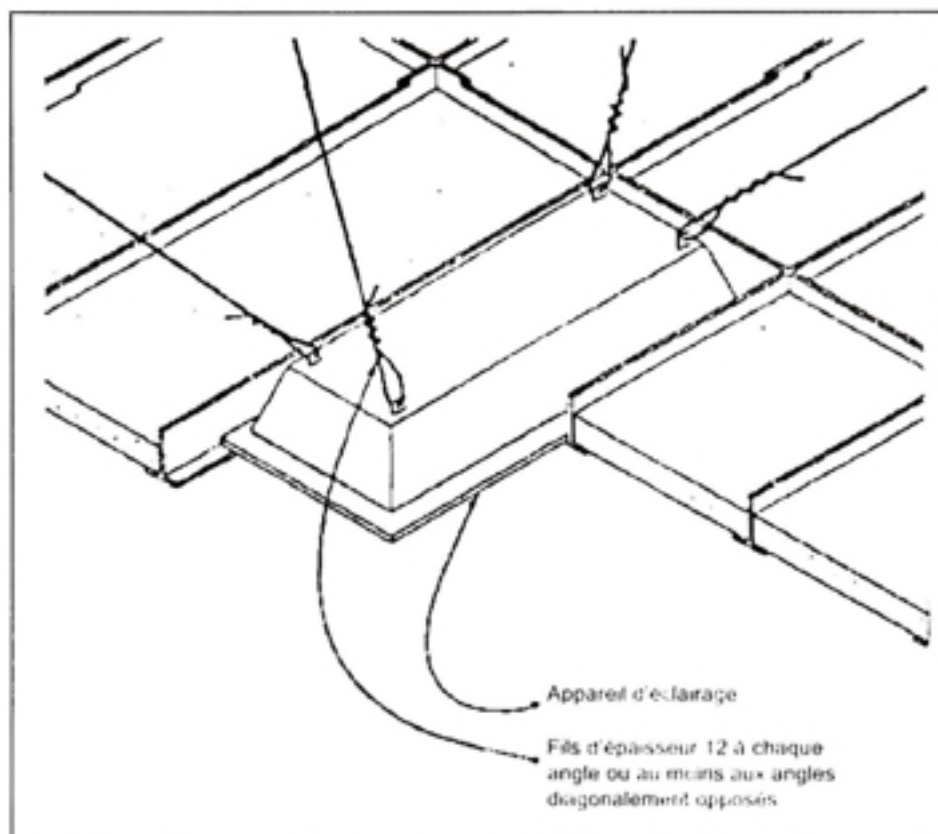


Figure 5.10 *Tiges de sûreté pour luminaires suspendus.*
(TPSGC, 1995)

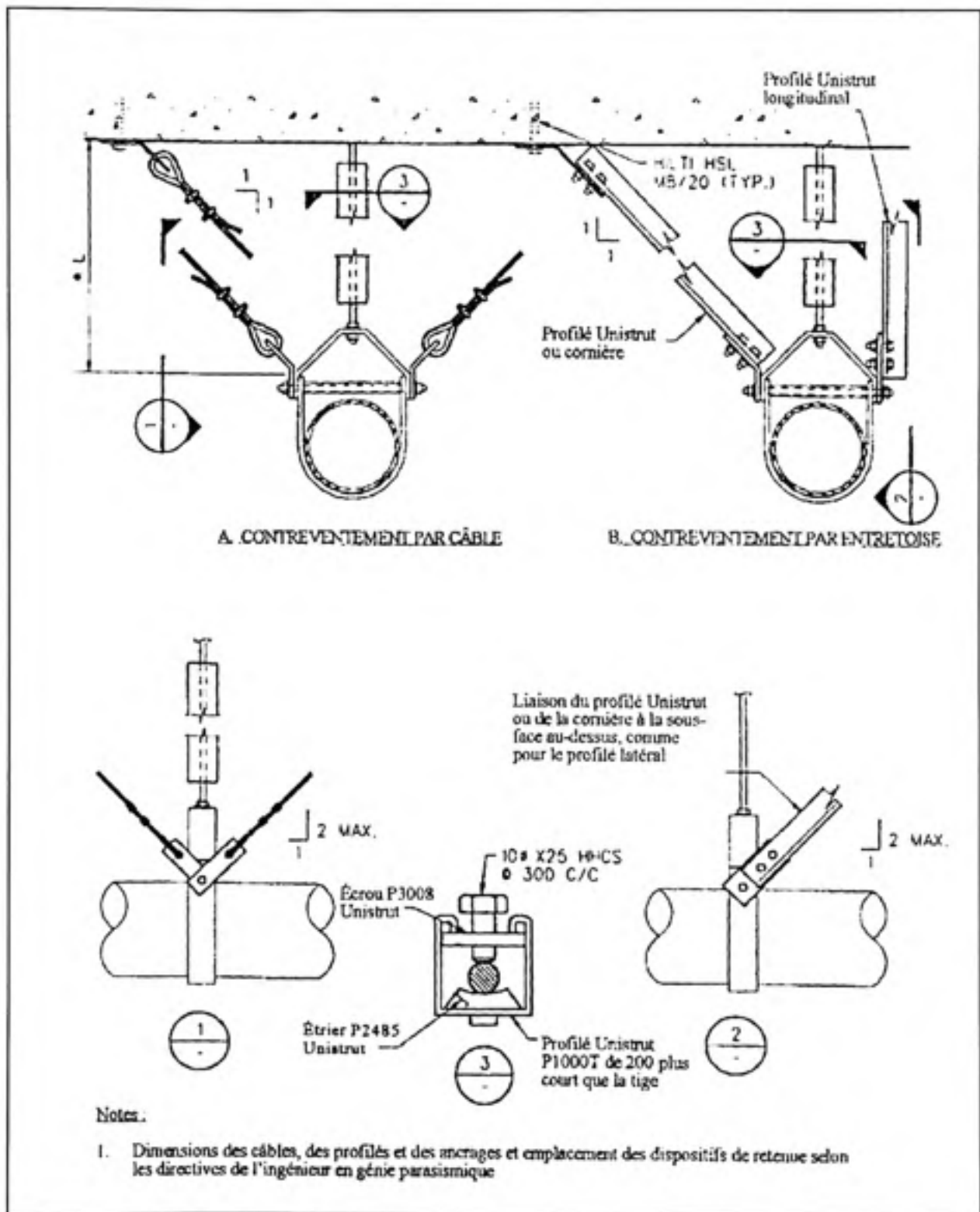


Figure 5.11 *Contreventement latéral de la tuyauterie.*

(TPSGC, 1995)

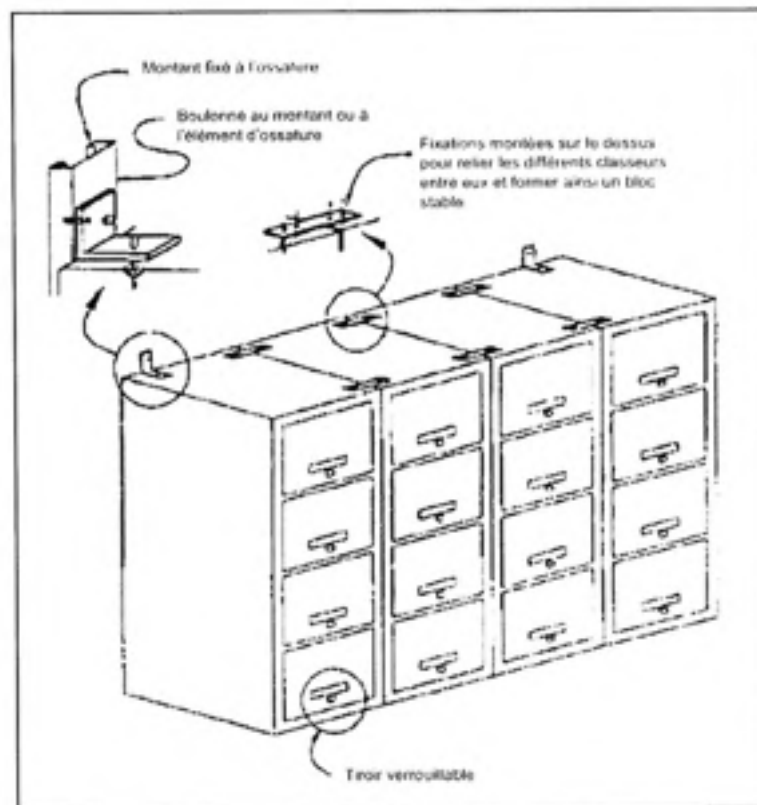


Figure 5.12 *Fixations des classeurs hauts.*
(TPSGC, 1995)

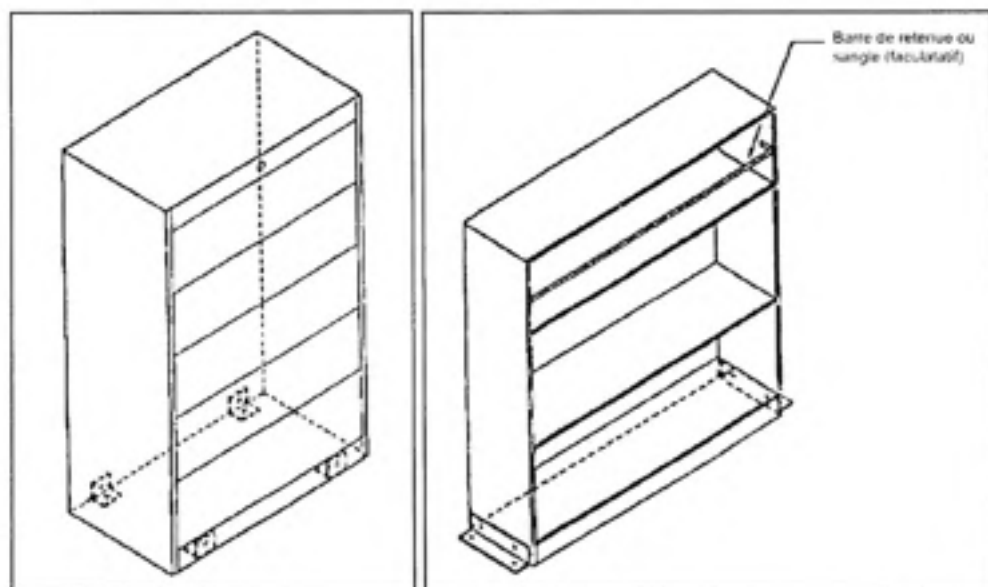


Figure 5.13 *Dispositif de retenue parasismique pour classeur et rayonnage.*
(TPSGC, 1995)

5.4 Conclusion

Plusieurs classements relatifs de la vulnérabilité sismiques des types structuraux ont été réalisés d'après les ratios du cisaillement à la base, les indices de priorité sismique et l'évaluation de la vulnérabilité sismique selon leurs déficiences théoriques. Ces classements sont cohérents entre eux et mettent en évidence que les écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments de Type 1 et les écoles à ossature en béton résistant aux moments de Type 3 sont potentiellement les plus vulnérables aux séismes, avant les écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois de Type 2, les écoles à murs de cisaillement en béton de Type 4 et les écoles récentes à ossatures contreventées en acier de Type 5.

La liste des déficiences présentées n'est pas exhaustive et ces déficiences ne peuvent être attribuées d'office à un bâtiment de type structural correspondant sans une étude spécifique du bâtiment concerné.

Cependant, il faut remarquer que des variations considérables peuvent exister entre deux écoles du même type voire dans la même école sur les deux directions orthogonales. Il est donc difficile de dresser des conclusions pour les écoles qui ne sont pas des écoles typiques, comme celles identifiées au chapitre 3. De plus, les changements et les réhabilitations qui ont été faits durant l'existence du bâtiment sont une cause additionnelle de variation entre plusieurs écoles du même type, car elles peuvent modifier la vulnérabilité sismique du bâtiment.

CHAPITRE 6

ANALYSE DYNAMIQUE DES ÉCOLES ANCIENNES OAM

Les déficiences sismiques potentielles et leurs dommages de tous les types d'écoles ont été développés au chapitre précédent. Pour approfondir ce jugement et avoir des informations supplémentaires pertinentes, une école ancienne à ossature en acier résistant aux moments de Type 1 a été modélisée avec le logiciel SAP2000©. Les objectifs principaux de ce chapitre sont d'étudier les déplacements de la structure, les efforts dans les éléments structuraux, la présence et la séquence de plastification.

Ce chapitre débute avec la présentation du bâtiment à étudier. Il est soumis à une évaluation détaillée du manuel « *Seismic evaluation of existing building* » (ASCE et SEI, 2003). Ensuite, une présentation de toutes les analyses effectuées sur ce modèle est faite avant de détailler plus précisément le modèle utilisé et les paramètres sélectionnés. Enfin toutes les analyses sont traitées une par une, en séparant les résultats de la direction transversale et ceux la direction longitudinale.

6.1 Bâtiment étudié

L'étude porte sur un bâtiment d'une école ancienne à ossature en acier résistant aux moments située à Montréal : le bâtiment des garçons de l'école 1-A du chapitre 3, construite en 1922. Le choix d'étudier ce type d'école a été fait car il est intéressant d'analyser les déplacements de ce type de structure, qui sont souvent à l'origine d'importants dommages structuraux et non structuraux. Parmi les écoles typiques anciennes, le choix s'est porté sur l'école ayant le plus grand nombre de plans structuraux disponibles.

Les dimensions du bâtiment sont 65,8 m (longueur) x 19,39 m (largeur) x 11,5 m (hauteur) avec trois niveaux et un agencement presque régulier sur tout le bâtiment. La Figure 6.1 montre le système structural composé de quatre cadres en acier résistant aux moments dans la direction longitudinale et de remplissages de blocs de terracotta dans certains cadres intérieurs et dans les cadres extérieurs des deux extrémités de la direction transversale. Pour

cette dernière, les poutres sont articulées à chaque extrémité et ne transmettent pas les moments aux colonnes.

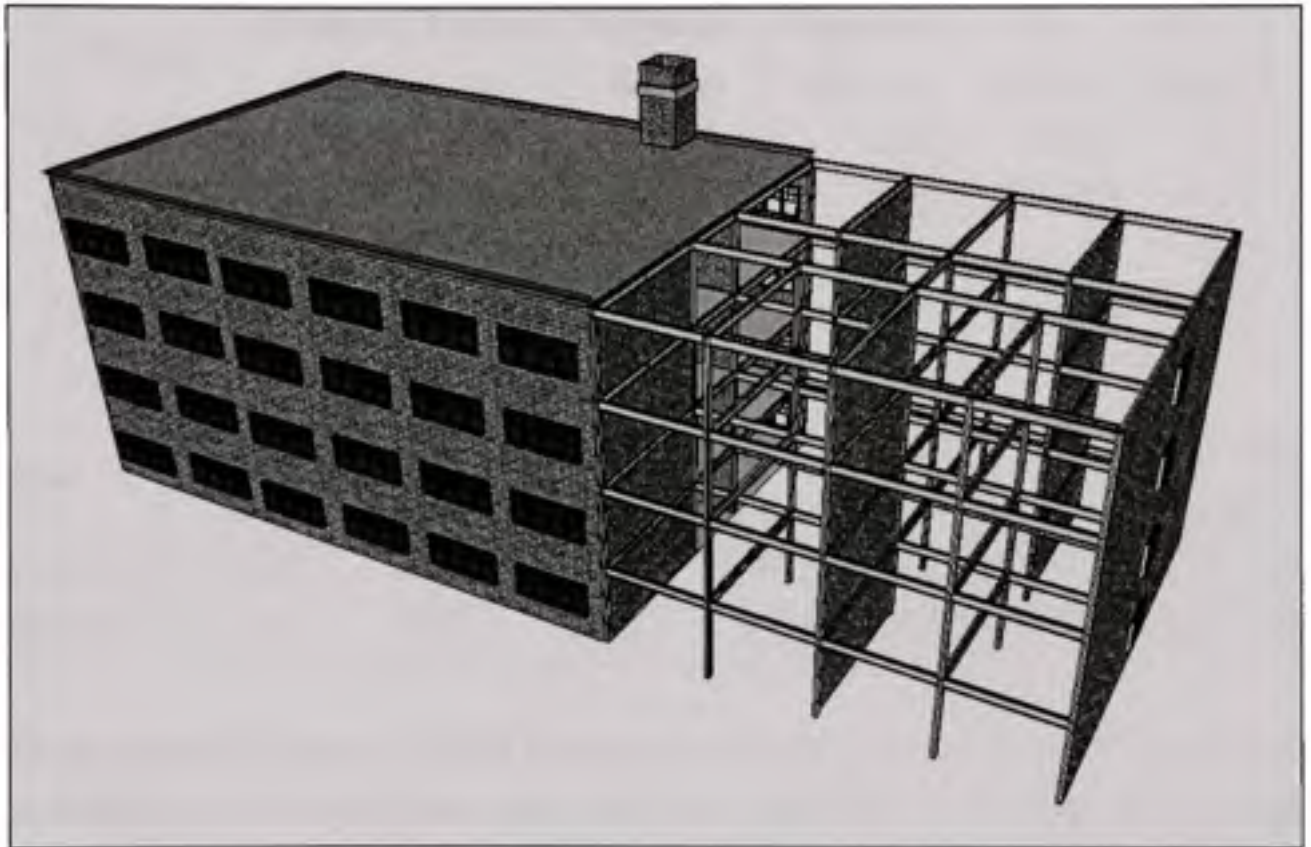


Figure 6.1 *Bâtiment de l'école de Type 1 étudié.*

La brique est aussi présente sur toutes les façades du bâtiment mais en dehors des cadres d'acier donc elle n'a aucune action structurale (ASCE et FEMA, 2000).

Les dimensions des ossatures (poutres et colonnes) ont été obtenues sur les plans et sont résumées dans le Tableau 6.1. Les poutres sont en I avec différentes dimensions selon leur emplacement. Les colonnes sont des colonnes en H de différentes dimensions selon qu'elles soient en périphérie ou à l'intérieur. Leurs résistances pondérées au moment et au cisaillement ont été calculées avec la calculatrice d'acier du logiciel SAFI©.

Tableau 6.1

Dimensions des poutres et des colonnes du modèle

Élément	Hauteur (m)	Largeur (m)	Épaisseur âme (m)	Épaisseur ailes (m)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)
Poutre en I	0,3175	0,152	0,0068	0,011	103,4	24,7
Poutre en I	0,457	0,203	0,0081	0,015	306,5	59,7
Poutre en I	0,559	0,203	0,01	0,018	469,9	72,6
Poutre en I	0,762	0,254	0,01	0,024	1091,2	149,7

Élément	Hauteur (m)	Largeur (m)	Épaisseur âme (m)	Épaisseur ailes (m)	V_{rx} (kN)	V_{ry} (kN)	M_{rx} (kN.m)	M_{ry} (kN.m)
Colonne extérieure	0,203	0,203	0,0085	0,0127	215,2	562,3	105,4	50,1
Colonne intérieure	0,36	0,239	0,015	0,015	673,6	781,9	310,9	84,5

Les propriétés des matériaux ont été déterminées en fonction de l'année de construction. Les propriétés des aciers ont été prises comme ceux des années 1909 à 1923 (AISC, 1953) et sont résumées dans le Tableau 6.2.

Tableau 6.2

Propriétés des aciers du modèle

Propriété	Valeur
Module d'élasticité E	200 000 MPa
Limite d'élasticité F_y	210 MPa
Limite de tension F_u	420 MPa
Masse volumique	7 850 MPa

Les propriétés du béton ont été prises comme celui des années 1910 à 1924 (Nollet, 2007) et sont résumées dans le Tableau 6.3.

Tableau 6.3

Propriétés du béton du modèle

Propriété	Valeur
Module d'élasticité E	30 000 MPa
Résistance à la compression f_c	14 MPa
Masse volumique	2 400 kg/m ³

Les propriétés des remplissages de maçonnerie ont été prises d'après les normes actuelles du « *Standard Specification for Structural Clay Load-Bearing Wall Tile* » (ASTM, 2003), car les propriétés mécaniques du terracotta ont très peu évoluées depuis la première version de cette norme en 1921 (Bennett, Boyd et Flanagan, 1997). Elles sont résumées dans le Tableau 6.4.

Tableau 6.4

Propriétés des remplissages de maçonnerie du modèle

Propriété	Valeur
Module d'élasticité E	4 400 MPa
Masse volumique	860 kg/m ³
Coefficient de poisson	0,46

Les résistances au cisaillement V_r et à la compression P_r des remplissages de maçonnerie d'épaisseur 10 cm (Rempl. 10) et d'épaisseur 20 cm (Rempl. 20) ont été calculées (Voir Annexe VII) avec le « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000). Les résultats sont donnés dans le Tableau 6.5.

Tableau 6.5

Résistance au cisaillement et à la compression des remplissages

Épaisseur du remplissage	V_r (kN)	P_r (kN)
Épaisseur de 10 cm	79,2	297,0
Épaisseur de 20 cm	158,4	492,8

La rigidité et la ductilité réelles de ce bâtiment ont été difficiles à modéliser. En plus des remplissages des cadres, toutes les ossatures d'acier sont entourées de terracotta pour la protection incendie, ce qui augmente la rigidité. Au niveau des connexions poutres colonnes, il a fallu faire des choix de modélisation, car les informations disponibles sont peu nombreuses.

Le bâtiment à l'étude est soumis à plusieurs analyses conformément au code actuel pour les villes de Montréal (aléa sismique modéré) et de La Malbaie (aléa sismique élevé). Le choix des villes a été dicté par plusieurs raisons : Montréal est considérée comme la plus grande ville du Québec et c'est là où se situe l'école tandis que d'après la dernière version du CNBC 2005, La Malbaie a la plus forte sismicité de la province. De plus, il est probable qu'à cette époque, la conception d'un bâtiment dans deux zones différentes était identique et aucun renforcement supplémentaire n'était appliqué pour une zone à aléa sismique élevé.

6.2 Formulaire détaillé de vulnérabilité sismique

Le bâtiment a été soumis à une évaluation détaillée de vulnérabilité sismique du manuel « *Seismic Evaluation of Existing Building* » (ASCE et SEI, 2003). Le bâtiment étant situé à Montréal (région à risque sismique modéré), les vérifications nécessaires pour un niveau de performance d'occupation immédiate touchent les éléments structuraux (vérifications de base et intermédiaires), les fondations, les données géologiques du site et les éléments non structuraux (vérifications de base et intermédiaires). Ces formulaires sont présentés en

Annexe VI. Pour chaque élément à vérifier, il y a quatre possibilités de réponse : C pour conforme, NC pour non conforme, N/A pour non applicable quand par exemple l'élément n'est pas présent dans le bâtiment et N/D pour non disponible, quand l'élément est présent mais l'information n'a pas pu être vérifiée.

Malheureusement de nombreuses réponses demeurent non disponibles car les plans structuraux originaux sont incomplets. De plus, les éléments structuraux sont tous recouverts de maçonnerie pour la protection incendie, ce qui a limité les informations disponibles lors de la visite. En raison de ces incertitudes et des quelques réponses non conformes (NC) concernant la maçonnerie non renforcé et la présence d'éléments non structuraux vulnérables (parapets, cheminée en maçonnerie, vitrage non sécurisé) il est nécessaire d'effectuer des analyses dynamiques, tel que recommandé.

6.3 Présentations des analyses

La première étape consiste en une analyse modale du modèle afin de déterminer les ratios de masse participante et identifier les modes de vibration prépondérants. Le CNBC 2005 prescrit qu'il faut s'intéresser à tous les modes jusqu'à obtenir un ratio de masse participante au moins égal à 90%. La méthode statique équivalente est alors appliquée. Après identification de la période fondamentale et en utilisant le spectre d'aléa uniforme du CNBC 2005 de la ville de Montréal et de La Malbaie avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, la force sismique latérale du code V_{CNBC} est déterminée. D'après les « *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants* » (IRC, 1993), la structure doit résister à au moins 60% de cette force. Ce coefficient de réduction de 0,60 vient du fait que des coefficients de sécurité sont inclus dans le code et il est admis qu'avec un tel coefficient, la sécurité des personnes n'est pas affectée, même si le fonctionnement du bâtiment peut être touché. Cette force de $0,60 \times V_{\text{CNBC}}$ est ensuite répartie sur la hauteur et la largeur du bâtiment. Les résultats sont comparés aux valeurs de résistance en cisaillement et en flexion des colonnes, aux valeurs de résistance en flexion des poutres et aux valeurs de résistance en compression des bielles de maçonnerie.

La deuxième étape consiste en une analyse spectrale multimodale de la structure. Pour cela, les modes identifiés à la première étape sont combinés par la méthode CQC. Les chargements utilisés sont les spectres de risque uniforme fournis dans le CNBC 2005 pour un sol de classe C et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans pour les villes de Montréal et de La Malbaie. Cette analyse permet d'examiner le comportement linéaire de la structure et les résultats sont à nouveau comparés aux valeurs de résistance des colonnes, des poutres et des bielles de maçonnerie.

La troisième étape est une analyse dynamique temporelle non linéaire. Ce type d'analyse permet d'observer le comportement de la structure dans le temps et de voir l'ordre d'apparition des rotules plastiques. Les chargements utilisés sont les séismes synthétiques compatibles avec le spectre de la ville de Montréal et de La Malbaie pour un sol de catégorie C (Atkinson, 1999). La méthode d'intégration directe appliquée est la méthode Hilbert-Hughes-Taylor ($\alpha = -0,1$), car cette méthode est inconditionnellement stable avec un taux de convergence du second ordre, une amélioration du contrôle de l'amortissement numérique de la méthode Newmark- β et sans problème de surestimation de la méthode de collocation (Paultre, 2005).

6.4 Sélection et identification du modèle

Le modèle du bâtiment sous SAP2000© est présenté à la Figure 6.2.

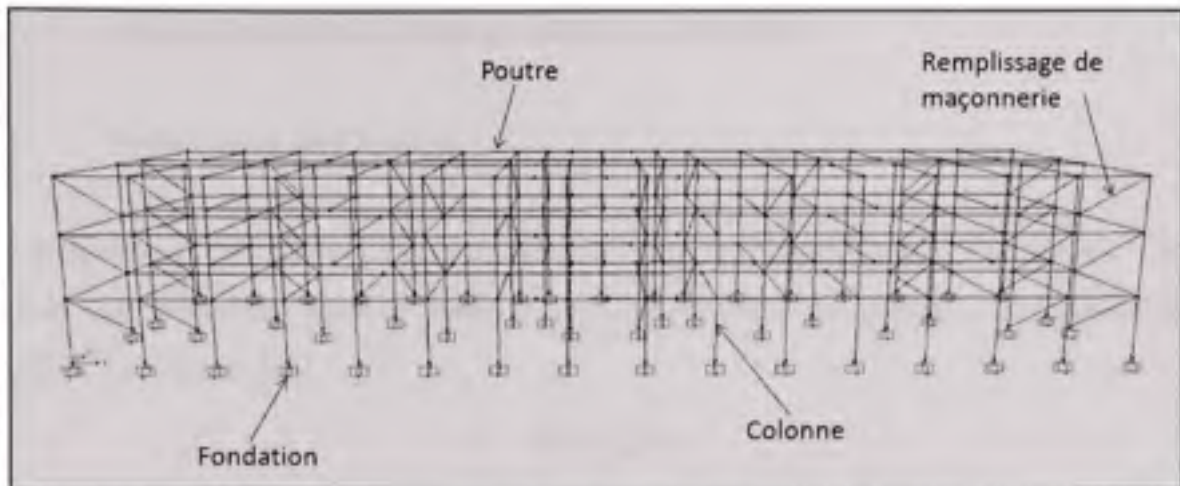


Figure 6.2 *Modèle du bâtiment sous SAP2000®.*

- Conditions d'appui aux sols : encastremements avec translations et rotations interdites dans toutes les directions.
- Dalles en béton : les dalles en béton ont une épaisseur de 10 cm à chaque étage et ont été modélisées par des diaphragmes rigides.
- Remplissage de maçonnerie : dans SAP2000®, les remplissages sont modélisés par des diagonales équivalentes, qui représentent la partie du remplissage qui résiste aux charges latérales. Leurs caractéristiques géométriques ont été calculées à l'aide du « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000) et sont détaillées dans l'Annexe VII. Le poids des remplissages de maçonnerie (dans les cadres ou en dehors) a été placé sur les poutres sous-jacentes. La résistance limite en traction de ces remplissages est supposée nulle.
- Surcharges de neige calculées avec le CNBC 2005 : le paragraphe 4.1.6.2. de la division B du CNBC 2005 permet de calculer les 25% de la surcharge de neige S tel que $S = 0,56$ kPa pour Montréal et $S = 0,65$ kPa pour La Malbaie.

6.5 Analyse modale et méthode statique équivalente

6.5.1 Paramètres de l'analyse

Les périodes et les masses participantes des modes prépondérants fournis par l'analyse modale sont résumées dans le Tableau 6.6 et les modes de vibration sont présentés à la Figure 6.3 et Figure 6.4.

Tableau 6.6

Périodes et masses participantes des modes prépondérants

UX			UY		
Mode	Période	Masse participante	Mode	Période	Masse participante
3	0,64 s	91,6%	1	1,06 s	91,6%
7	0,21 s	7,8%	4	0,35 s	6,9%

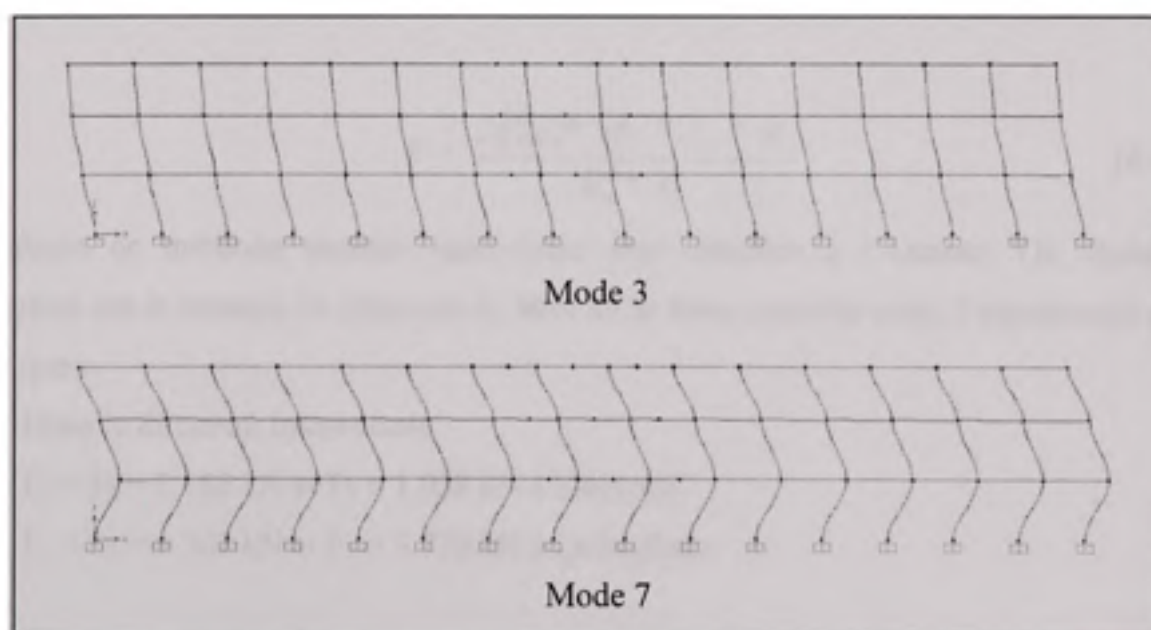


Figure 6.3 *Déformations des modes prépondérants selon UX.*

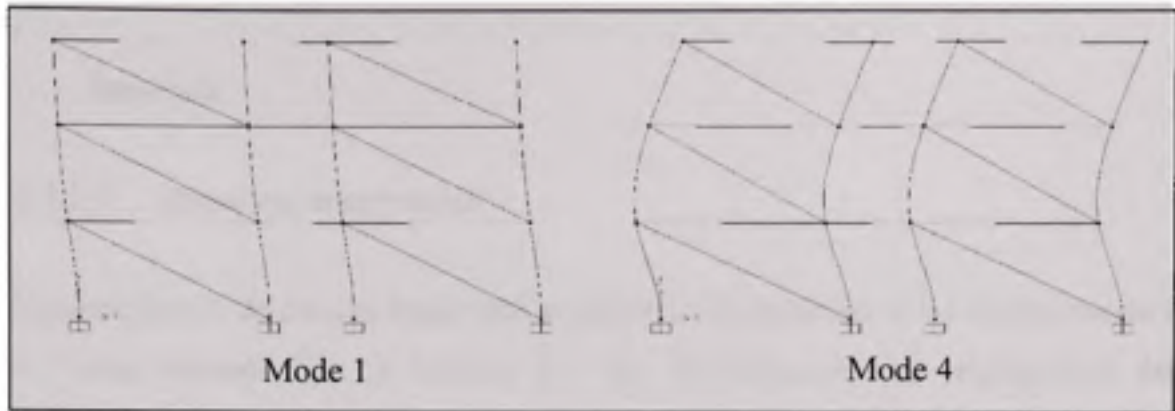


Figure 6.4 *Déformations des modes prépondérants selon UY.*

L'analyse statique équivalente est applicable avec ce modèle car elle vérifie la condition b) de la section 4.1.8.7. à savoir une structure régulière de hauteur inférieure à 60 m et avec une période latérale fondamentale T_a inférieure à 2,0 s dans chacune des deux directions orthogonales.

Selon la section 4.1.8.11 du CNBC 2005, la force sismique latérale sismique, V , est donnée par :

$$V = \frac{S(T_a) * M_v * I_E * W}{R_d * R_0} \quad (6-1)$$

Les calculs de méthode statique équivalente sont détaillés à l'Annexe VII. Enfin, la distribution sur la hauteur du bâtiment de 60% de la force calculée selon l'équation (6-1) se fait tel que :

- 1) Dans la direction transversale

$$F_1 = F_2 = 1\,185 \text{ kN et } F_3 = 1\,038 \text{ kN à Montréal.}$$

$$F_1 = F_2 = 4\,307 \text{ kN et } F_3 = 3\,770 \text{ kN à La Malbaie.}$$

- 2) Dans la direction longitudinale

$$F_1 = F_2 = 2\,377 \text{ kN et } F_3 = 2\,079 \text{ kN à Montréal.}$$

$$F_1 = F_2 = 8\,595 \text{ kN et } F_3 = 7\,520 \text{ kN à La Malbaie.}$$

6.5.2 Résultats

6.5.2.1 Direction transversale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction transversale et les déplacements inter-étages δ sont résumés dans le Tableau 6.7. Les déplacements sont négligeables dans la direction orthogonale à celle des charges, ce qui montre la régularité générale du bâtiment, n'engendrant aucune torsion.

Tableau 6.7

Déplacements résultant de la méthode statique équivalente dans la direction transversale

Ville	Étage	ΔUY (m)	δUY	%
Montréal	1	0,100	0,100	2,50
	2	0,167	0,067	1,68
	3	0,195	0,028	0,80
La Malbaie	1	0,363	0,363	9,08
	2	0,606	0,243	6,08
	3	0,708	0,102	2,91

Dans la direction transversale, les déplacements sont assez élevés à cause de la période relativement faible choisie pour le calcul de la force sismique latérale sismique. Concernant les déplacements inter-étages, la limite de 2% pour les écoles fixée par le CNBC 2005 n'est pas respectée à La Malbaie et même au rez-de-chaussée à Montréal.

Les forces de compression des bielles de maçonnerie, les forces de cisaillement et les moments fléchissants des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.8 avec une normalisation par rapport à leurs valeurs de résistances élastiques calculées précédemment. Dans la direction transversale, les poutres sont articulés aux extrémités donc les moments fléchissants ne sont pas étudiés.

Tableau 6.8

Forces et moments normalisés résultant de la méthode statique équivalente dans la direction transversale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Rempl. 10	Rempl. 20
		Vmax/Vr	Mmax/Mr	Vmax/Vr	Mmax/Mr	Pmax/Pr	Pmax/Pr
Montréal	1	0,068	1,845	0,129	1,621	1,230	1,229
	2	0,016	0,681	0,030	0,599	0,831	0,818
	3	0,003	0,101	0,006	0,086	0,371	0,359
La Malbaie	1	0,248	6,700	0,469	5,887	4,413	4,420
	2	0,057	2,468	0,108	2,178	2,966	2,926
	3	0,011	0,368	0,021	0,316	1,303	1,259
Vr, Mr ou Pr		781,9 kN	84,5 kN.m	215,2 kN	50,1 kN.m	297,0 kN	492,8 kN

Les moments fléchissants des colonnes intérieures et extérieures dépassent les moments admissibles au rez-de-chaussée à Montréal et aux deux étages inférieurs à la Malbaie. Les remplissages de maçonnerie des deux épaisseurs subissent des forces de compression bien plus importantes qu'ils ne peuvent reprendre, au rez-de-chaussée pour Montréal et à tous les étages pour La Malbaie. Les valeurs élevées des rapports normalisés des moments fléchissants des colonnes et des forces axiales des bielles montrent que le bâtiment est sous-dimensionné à Montréal et à La Malbaie.

6.5.2.2 Direction longitudinale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction longitudinale et les déplacements inter-étages δ sont résumés dans le Tableau 6.9. Les déplacements sont à nouveau négligeables dans la direction orthogonale à celle des charges, ce qui montre la régularité générale du bâtiment.

Tableau 6.9

Déplacements résultant de la méthode statique équivalente dans la direction longitudinale

Ville	Étage	ΔUX (m)	δUX	%
Montréal	1	0,018	0,018	0,45
	2	0,030	0,012	0,30
	3	0,035	0,005	0,14
La Malbaie	1	0,065	0,065	1,63
	2	0,111	0,046	1,15
	3	0,128	0,017	0,49

Dans la direction longitudinale, les déplacements sont inférieurs à ceux dans la direction transversale et ils ne dépassent pas la limite de 2% fixée par le CNBC 2005. En comparant les SRFL des deux directions principales, les ossatures résistant aux moments obtiennent de meilleurs résultats que les remplissages de maçonnerie dans ce bâtiment.

Les moments fléchissants des poutres, les forces de cisaillement et les moments fléchissant des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.10 avec une normalisation par rapport à leurs valeurs de résistances élastiques calculées précédemment. Dans cette direction, les ossatures résistant aux moments reprennent tous les efforts et aucun remplissage de maçonnerie n'est présent donc les forces axiales des bielles ne sont pas étudiées.

Tableau 6.10

Forces et moments normalisés résultant de la méthode statique équivalente dans la direction longitudinale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Poutres int.	Poutres ext.
		V_{max}/V_r	M_{max}/M_r	V_{max}/V_r	M_{max}/M_r	M_{max}/M_r	M_{max}/M_r
Montréal	1	0,233	1,011	0,055	0,695	0,553	0,204
	2	0,176	0,773	0,039	0,597	0,445	0,124
	3	0,108	0,418	0,021	0,401	0,270	0,042
La Malbaie	1	0,798	3,537	0,199	2,163	1,146	0,715
	2	0,542	2,390	0,139	1,506	0,774	0,408
	3	0,278	1,096	0,069	0,667	0,369	0,127
Vr ou Mr		673,6 kN	310,9 kN.m	562,4 kN	105,4 kN.m	1091,2 kN.m	469,9 kN.m

Tout en restant admissibles, les forces de cisaillement des colonnes sont supérieures dans cette direction contrairement à la direction transversale où ce sont les remplissages de maçonnerie qui reprennent une part importante de ces forces.

Les résultats obtenus à Montréal sont assez satisfaisants dans cette direction. À la Malbaie, les déficiences concernent les résistances en flexion des poutres intérieures du rez-de-chaussée et dans une plus grande mesure, les résistances en flexion de presque toutes les colonnes à La Malbaie. Même si les déplacements sont acceptables, le bâtiment est sous-dimensionné pour éviter des plastifications trop importantes à La Malbaie.

6.5.2.3 Conclusion

Les déplacements obtenus avec la méthode statiques équivalente excèdent les limites du CNBC 2005 dans la direction transversale, à Montréal et à La Malbaie. Les efforts dépassent les résistances élastiques de certains éléments structuraux dans les deux directions principales, pour les charges sismiques de La Malbaie et même celles de Montréal. Pour étudier plus en détails le comportement linéaire du bâtiment, une analyse spectrale doit donc être réalisée.

6.6 Analyse spectrale

6.6.1 Paramètres de l'analyse

L'analyse spectrale multimodale est effectuée avec les spectres d'aléa uniforme fournis dans le CNBC 2005 pour un sol de classe C et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans (*Voir Figure 6.5*).

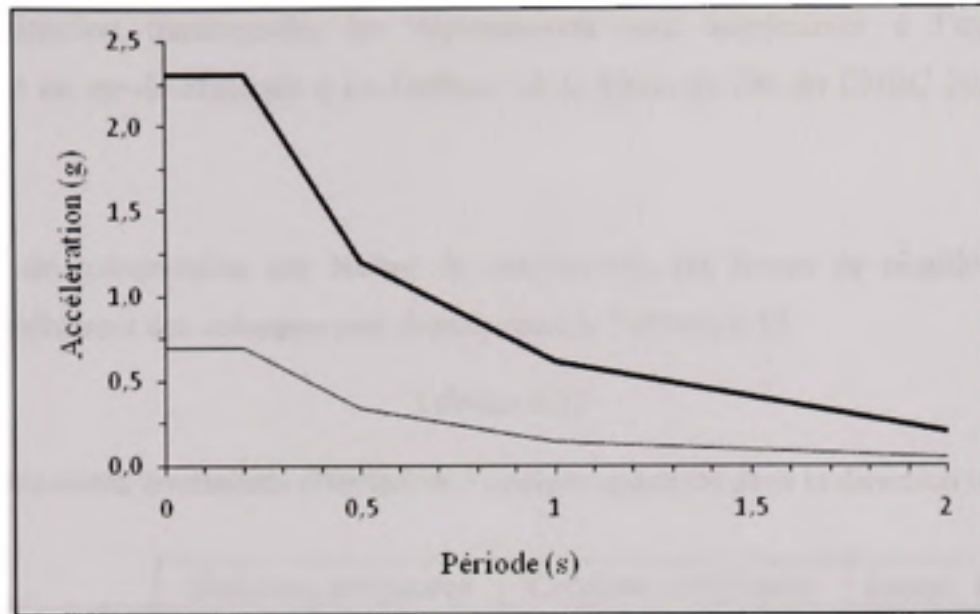


Figure 6.5 *Spectre d'aléa uniforme de Montréal et de La Malbaie.*
(CNRC, 2005)

6.6.2 Résultats

6.6.2.1 Direction transversale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction transversale et les déplacements inter-étages δ sont donnés dans le Tableau 6.11.

Tableau 6.11

Déplacements résultant de l'analyse spectrale dans la direction transversale

Ville	Étage	Δ_{UY} (m)	δ_{UY}	%
Montréal	1	0,023	0,023	0,58
	2	0,039	0,016	0,40
	3	0,048	0,009	0,26
La Malbaie	1	0,096	0,096	2,40
	2	0,168	0,076	1,90
	3	0,205	0,037	1,06

Dans la direction transversale, les déplacements sont admissibles à l'exception du déplacement au rez-de-chaussée à La Malbaie où la limite de 2% du CNBC 2005 n'est pas respectée.

Les forces de compression des bielles de maçonnerie, les forces de cisaillement et les moments fléchissant des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.12.

Tableau 6.12

Forces et moments normalisés résultant de l'analyse spectrale dans la direction transversale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Rempl. 10	Rempl. 20
		Vmax/Vr	Mmax/Mr	Vmax/Vr	Mmax/Mr	Pmax/Pr	Pmax/Pr
Montréal	1	0,015	0,413	0,029	0,364	0,273	0,274
	2	0,004	0,159	0,008	0,140	0,211	0,210
	3	0,002	0,055	0,003	0,048	0,140	0,138
La Malbaie	1	0,063	1,735	0,120	1,517	1,156	1,161
	2	0,015	0,630	0,029	0,552	0,897	0,892
	3	0,006	0,196	0,011	0,171	0,550	0,542
Vr, Mr ou Pr		781,9 kN	84,5 kN.m	215,2 kN	50,1 kN.m	297,0 kN	492,8 kN

Les résultats de l'analyse spectrale confirment ceux de la méthode statique équivalente. Le comportement linéaire est satisfaisant à Montréal. À la Malbaie, les moments fléchissants des colonnes sont admissibles sauf au rez-de-chaussée. Les remplissages de maçonnerie des deux épaisseurs du rez-de-chaussée subissent des forces de compression qu'ils ne peuvent reprendre. Le bâtiment n'est donc pas conçu pour avoir un comportement linéaire acceptable à La Malbaie dans cette direction.

6.6.2.2 Direction longitudinale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction longitudinale et les déplacements inter-étages δ sont résumés dans le Tableau 6.13.

Tableau 6.13

Déplacements résultant de l'analyse spectrale dans la direction longitudinale

Ville	Étage	ΔUX (m)	δUX	%
Montréal	1	0,016	0,016	0,40
	2	0,030	0,014	0,35
	3	0,035	0,005	0,14
La Malbaie	1	0,058	0,058	1,45
	2	0,108	0,050	1,25
	3	0,127	0,019	0,54

Les déplacements dans la direction longitudinale sont tous admissibles et sont inférieurs à ceux de la direction transversale, ce qui confirme les résultats de la méthode statique équivalente.

Les moments fléchissants des poutres, les forces de cisaillement et les moments fléchissants des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.14.

Tableau 6.14

Forces et moments normalisés résultant de l'analyse spectrale dans la direction longitudinale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Poutres int.	Poutres ext.
		V_{max}/V_r	M_{max}/M_r	V_{max}/V_r	M_{max}/M_r	M_{max}/M_r	M_{max}/M_r
Montréal	1	0,192	0,860	0,050	0,537	0,217	0,188
	2	0,152	0,668	0,042	0,448	0,146	0,127
	3	0,090	0,355	0,026	0,244	0,053	0,045
La Malbaie	1	0,695	3,115	0,180	1,946	0,787	0,682
	2	0,552	2,421	0,154	1,624	0,529	0,459
	3	0,322	1,268	0,091	0,864	0,189	0,162
V_r ou M_r		673,6 kN	310,9 kN.m	562,4 kN	105,4 kN.m	1091,2 kN.m	469,9 kN.m

Les moments fléchissants dépassent les moments admissibles de quasiment toutes les colonnes à La Malbaie. Par contre, les poutres peuvent reprendre les efforts de flexion, ce qui montre que les déficiences de ce bâtiment touchent principalement les colonnes.

Les résultats sont beaucoup plus favorables à Montréal, puisque les moments fléchissants des poutres et les colonnes sont admissibles.

6.6.2.3 Conclusion

L'analyse spectrale a montré que le bâtiment a un comportement linéaire satisfaisant pour le spectre de Montréal. Cependant lorsque soumis au spectre de La Malbaie, dans les deux directions, les efforts obtenus dépassent les résistances calculés pour certains éléments : les moments fléchissants des colonnes et les forces de compression des remplissages dans la direction transversale, et les moments fléchissants des colonnes dans la direction longitudinale. Une analyse temporelle non linéaire doit être réalisée pour étudier plus en détails ces déficiences et voir leur séquence d'apparition.

6.7 Analyse dynamique temporelle non linéaire

6.7.1 Paramètres de l'analyse

Pour l'analyse dynamique temporelle non linéaire, des modifications ont été ajoutées au modèle.

- Remplissage de maçonnerie : dans les cadres pourvus de remplissage, une deuxième diagonale a été ajoutée car les charges sismiques sollicitent la direction transversale de la structure dans les deux sens, et les diagonales reprennent les efforts de compression par alternance.
- Rotules : des rotules de moment sont disposées à chaque extrémité des colonnes car les valeurs des efforts obtenues avec la méthode spectrale dépassent souvent les moments admissibles et la plastification de ces rotules est probable. Des rotules de cisaillement sont ajoutées aux colonnes situées dans les cadres avec remplissage pour voir la plastification éventuelle des remplissages a une incidence sur les efforts repris par les colonnes. Des rotules de moment sont disposées aux extrémités des poutres pour voir si leur plastification apparaît avant la plastification des colonnes. Dans

SAP2000©, les propriétés des rotules sont calculées automatiquement avec les « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000). Pour les remplissages de maçonnerie, des rotules de compression de forces axiales (compression) calculées avec les mêmes normes sont placées au centre des diagonales (Voir Annexe VII).

- Amortissement : pour chaque direction, l'amortissement a été fixé à 5% pour les deux modes prépondérants définis avec l'analyse modale.

L'analyse temporelle a été réalisée à l'aide d'accélérogrammes synthétiques unidirectionnelles compatibles avec le spectre de la ville de La Malbaie et de Montréal pour un sol de classe C et une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans.

L'utilisation d'accélérogrammes synthétiques présente plusieurs avantages par rapport aux accélérogrammes historiques. Tout d'abord, les accélérogrammes historiques ne sont pertinents que lorsqu'ils sont disponibles avec un large éventail de magnitude-distance et un « environnement » tectonique semblable à celui étudié (Atkinson et Beresnev, 1998). Sinon, les caractéristiques des accélérogrammes historiques n'ont pas de relation évidente avec l'aléa sismique du site, et c'est le cas de la majorité des régions du Canada. Un accélérogramme historique représente un événement passé mais les événements futurs auront des différences certaines en termes de localisation, de magnitude, de type de rupture et donc des accélérogrammes différents. D'ailleurs, les accélérogrammes synthétiques prennent en compte les caractéristiques principales des séismes passés qui se reproduisent et ils sont donc aussi « vrais » que les accélérogrammes historiques d'un point de vue de la probabilité future d'occurrence. Ainsi, de nombreuses études ont montré que les deux types d'accélérogrammes sont fonctionnellement équivalents pour des analyses linéaires et non-linéaires (Atkinson et Beresnev, 1998).

Les accélérogrammes ont été obtenus grâce à la méthode détaillée dans le « *Spectrum-compatible time histories for 1/2500 P.A. uniform hazard spectra* » (Atkinson, 1999). Leurs

caractéristiques sont détaillées dans le Tableau 6.15. À Montréal (*Voir* Figure 6.6), deux cas de figures sont considérés : un séisme court de magnitude 6,0 à 30 km et un séisme long de magnitude 7,0 à 70 km. Dans la suite, les résultats les plus défavorables entre ces deux cas sont présentés. À La Malbaie (*Voir* Figure 6.7), un seul cas de figure est étudié pour le séisme court et le séisme long : un séisme de magnitude 7,0 à 20 km. Tous les accélérographes ont été calibrés avec un facteur de calibration qui multiplie chaque point de l'enregistrement pour que leur spectre d'accélération se rapproche le plus possible du spectre d'aléa uniforme du code. Il faut noter que les accélérographes de Montréal et de La Malbaie n'ont pas la même échelle pour l'accélération, en ordonnée sur la Figure 6.6 et la Figure 6.7.

Tableau 6.15

Caractéristiques des accélérographes utilisés
(Atkinson, 1999)

Ville	Type	Essai	M_w	R (km)	PGA (g)	PGA après calibration (g)	Facteur de calibration
Montréal	Synthétique	#1	6.0	30	0,43	0,37	0,85
	Synthétique	#1	7.0	70	0,30	0,27	0,90
La Malbaie	Synthétique	#1	7.0	20	1,71	1,28	0,75

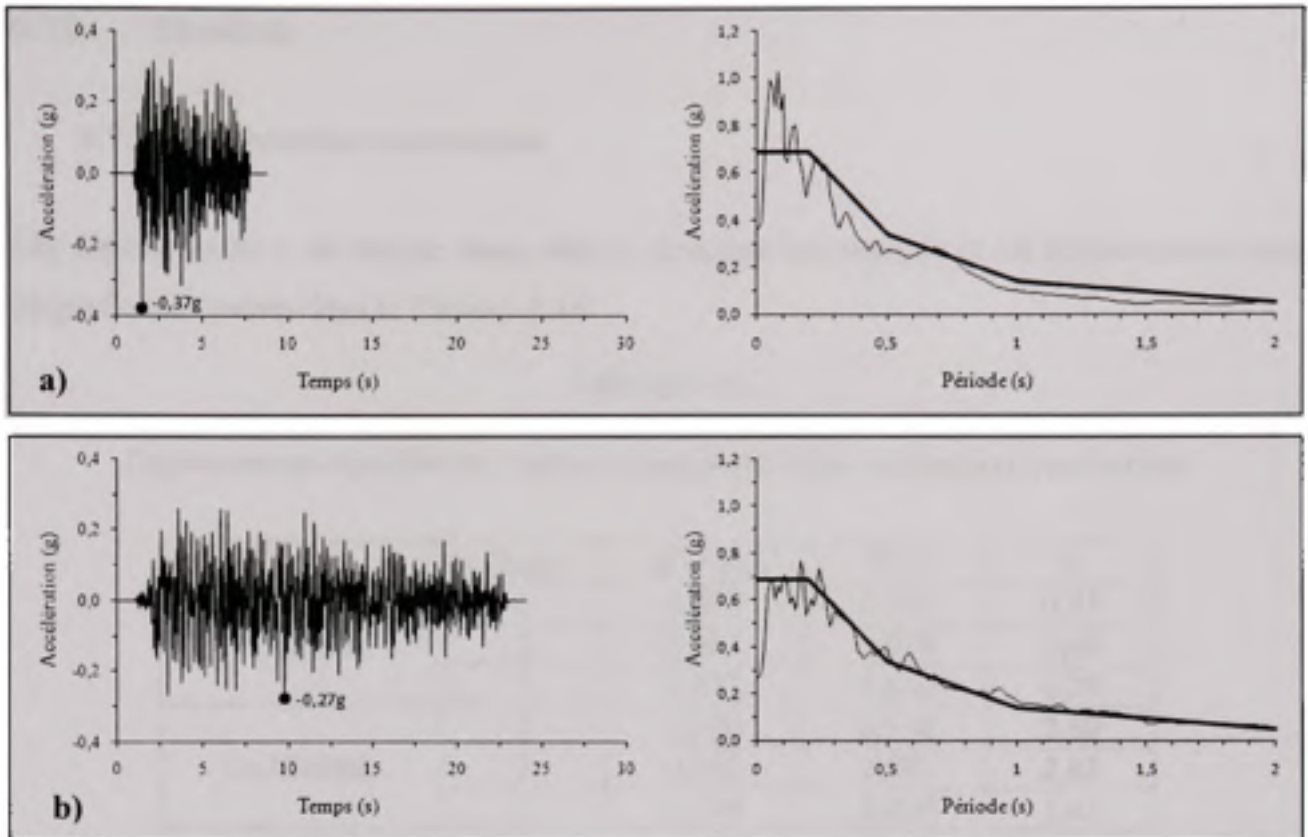


Figure 6.6 *Accélérogrammes synthétique calibrés de Montréal et spectres d'accélération : a) M6 à 30km, Essai #1; b) M7 à 70 km, Essai #1.*

(Atkinson, 1999)

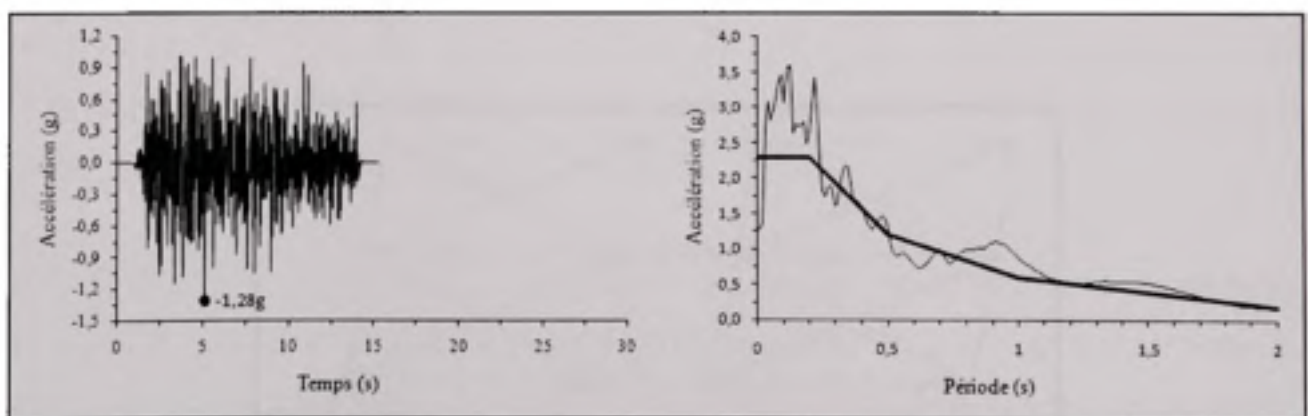


Figure 6.7 *Accélérogramme synthétique calibrés de La Malbaie et spectre d'accélération : M7 à 20 km, Essai #1.*

(Atkinson, 1999)

6.7.2 Résultats

6.7.2.1 Direction transversale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction transversale et les déplacements inter étages δ sont donnés dans le Tableau 6.16.

Tableau 6.16

Déplacements résultant de l'analyse temporelle dans la direction transversale

Ville	Étage	ΔUY (m)	δUY	%
Montréal	1	0,022	0,022	0,55
	2	0,041	0,019	0,48
	3	0,051	0,010	0,29
La Malbaie	1	0,100	0,100	2,50
	2	0,181	0,081	2,03
	3	0,229	0,050	1,43

La limite de 2% pour les déplacements inter étages des écoles, fixée par le CNBC 2005 n'est pas respectée à La Malbaie aux étages inférieurs, ce qui confirme les résultats des analyses précédentes. Ces déplacements sont présentés à la Figure 6.8 avec un facteur d'échelle égal à 10 pour bien les apercevoir.

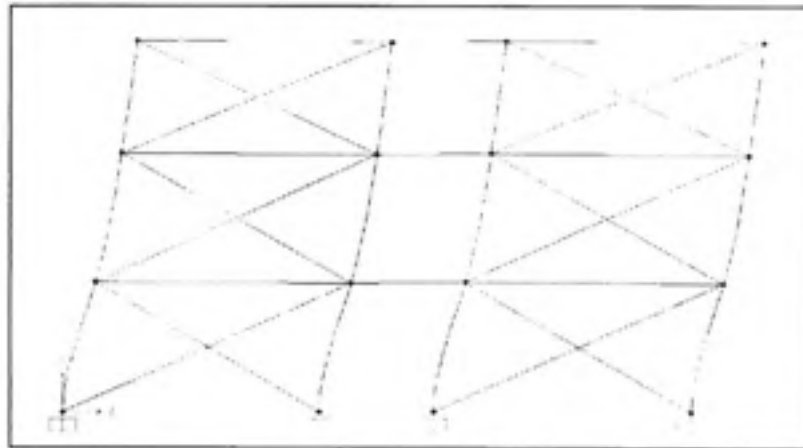


Figure 6.8 *Déplacements maximaux pour l'accélérogramme de La Malbaie dans la direction transversale.*

Les forces de compression des bielles de maçonnerie, les forces de cisaillement et les moments fléchissant des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.17.

Tableau 6.17

Forces et moments normalisés résultant de l'analyse temporelle dans la direction transversale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Rempl. 10	Rempl. 20
		Vmax/Vr	Mmax/Mr	Vmax/Vr	Mmax/Mr	Pmax/Pr	Pmax/Pr
Montréal	1	0,015	0,398	0,028	0,351	0,269	0,270
	2	0,004	0,158	0,008	0,140	0,230	0,229
	3	0,002	0,049	0,003	0,042	0,132	0,132
La Malbaie	1	0,046	1,185	0,097	1,175	1,018	1,019
	2	0,015	0,537	0,029	0,504	0,976	0,966
	3	0,006	0,191	0,011	0,171	0,608	0,597
Vr, Mr ou Pr		781,9 kN	84,5 kN.m	215,2 kN	50,1 kN.m	297,0 kN	492,8 kN

Les résultats obtenus par les analyses linéaires sont retrouvés avec cette analyse non linéaire. Dans la direction transversale, le bâtiment se comporte bien à Montréal et aucune rotule plastique ne se forme. Par contre, à La Malbaie, les déficiences touchent les moments fléchissants des colonnes du rez-de-chaussée et les forces de compressions des remplissages de maçonnerie. Malheureusement, le modèle sous SAP2000© ne permet pas de voir la transmission des efforts des diagonales de maçonnerie aux colonnes en acier, car les diagonales gardent des propriétés résistantes après leur plastification contrairement à la réalité où le remplissage se fissure puis s'effondre.

Plus précisément, la séquence d'apparition des rotules plastiques dans la direction transversale se fait selon la Figure 6.9. Les rotules se forment d'abord à la base des colonnes intérieures du rez-de-chaussée, puis à la base des colonnes extérieures du rez-de-chaussée et enfin successivement au centre de chaque diagonale de maçonnerie du rez-de-chaussée.

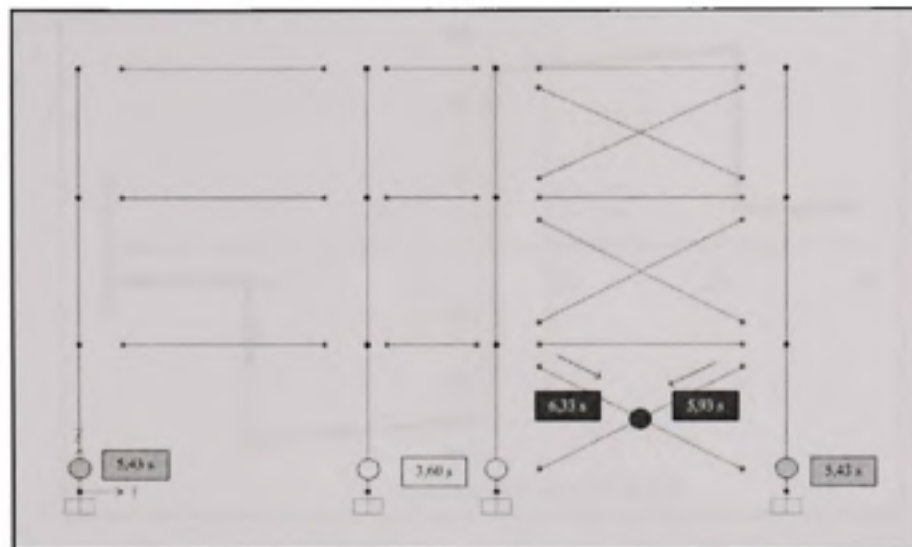


Figure 6.9 *Séquence de plastification pour le séisme de La Malbaie dans la direction transversale.*

Les courbes de plastification de ces éléments sont présentées à la Figure 6.10 pour les colonnes intérieures, à la Figure 6.11 pour les colonnes extérieures et à la Figure 6.12 pour les remplissages de maçonnerie. Sur ces courbes contrainte-déformation, le comportement élastique n'est pas représenté, car dans SAP2000© les propriétés définissent seulement le comportement plastique des rotules.

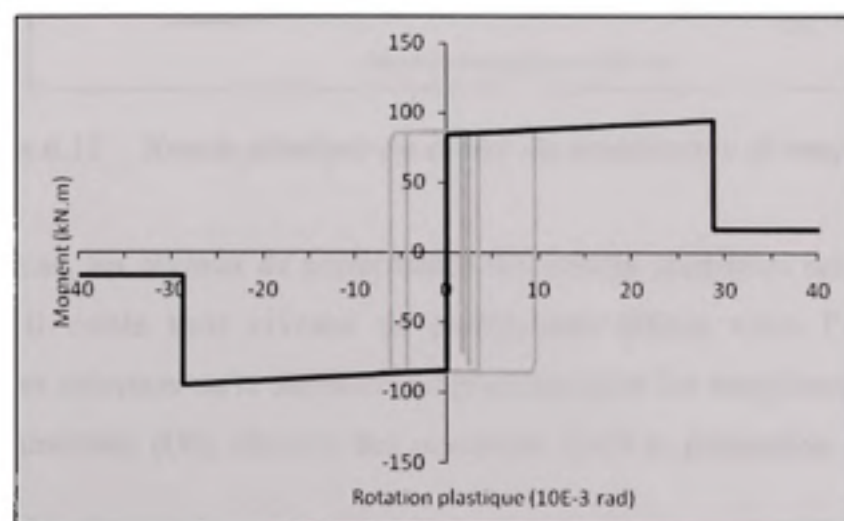


Figure 6.10 *Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure.*

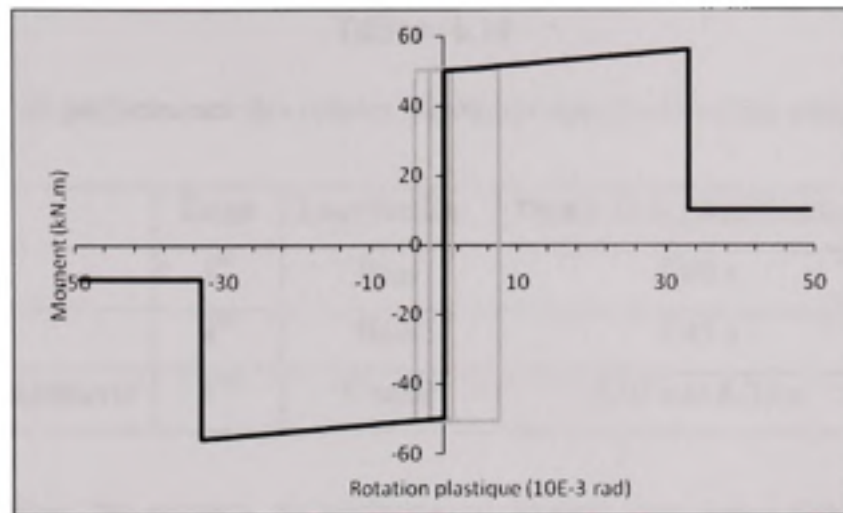


Figure 6.11 *Rotule plastique à la base d'une colonne extérieure.*

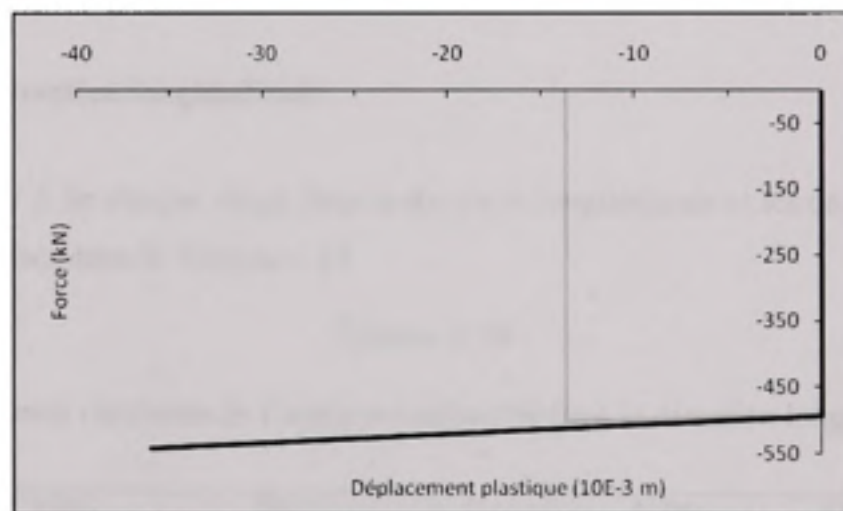


Figure 6.12 *Rotule plastique au centre du remplissage de maçonnerie.*

À la fin du séisme, les niveaux de performance des rotules plastifiées sont détaillés dans le Tableau 6.18. Il existe trois niveaux de performance définis selon l'angle de rotation plastique pour les colonnes ou le déplacement plastique pour les remplissages de maçonnerie : occupation immédiate (OI), sécurité des occupants (SO) et prévention de l'effondrement (PE).

Tableau 6.18

Niveaux de performance des rotules plastiques dans la direction transversale

Élément	Étage	Localisation	Début de la plastification	Performance
Colonne intérieure	1 ^{er}	Base	3,60 s	OI à SO
Colonne extérieure	1 ^{er}	Base	5,43 s	OI à SO
Remplissage de maçonnerie	1 ^{er}	Centre	5,93 s et 6,33 s	OI à SO

Dans cette direction, les niveaux de performance atteints sont assez faibles car tous les éléments plastifiés dépassent le niveau d'occupation immédiate et se retrouvent avant le niveau de sécurité des occupants.

6.7.2.2 Direction longitudinale

Les déplacements Δ de chaque étage dans la direction longitudinale et les déplacements inter étages δ sont donnés dans le Tableau 6.19.

Tableau 6.19

Déplacements résultants de l'analyse temporelle dans la direction longitudinale

Ville	Étage	ΔUX (m)	δUX	%
Montréal	1	0,015	0,015	0,38
	2	0,027	0,012	0,30
	3	0,031	0,005	0,14
La Malbaie	1	0,040	0,040	1,00
	2	0,066	0,026	0,65
	3	0,076	0,010	0,29

Les déplacements respectent bien la limite du CNBC 2005, confirmant les résultats de l'analyse linéaire précédente. Les déplacements maximaux de l'accélérogramme de La Malbaie sont présentés à la Figure 6.13 avec un facteur d'échelle égal à 10.

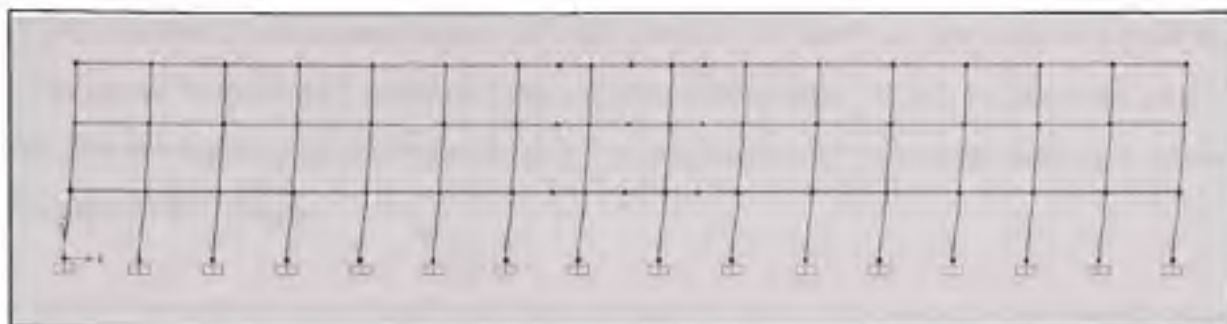


Figure 6.13 *Déplacements maximaux pour l'accélérogramme de La Malbaie dans la direction longitudinale.*

Les moments fléchissants des poutres, les forces de cisaillement et les moments fléchissants des colonnes sont donnés dans le Tableau 6.20.

Tableau 6.20

Forces et moments normalisés résultant de l'analyse temporelle dans la direction longitudinale

Ville	Étage	Colonnes intérieures		Colonnes extérieures		Poutres int.	Poutres ext.
		$V_{\max}/V_r$	$M_{\max}/M_r$	$V_{\max}/V_r$	$M_{\max}/M_r$	$M_{\max}/M_r$	$M_{\max}/M_r$
Montréal	1	0,179	0,804	0,047	0,506	0,208	0,171
	2	0,130	0,561	0,038	0,409	0,130	0,109
	3	0,072	0,261	0,023	0,218	0,038	0,038
La Malbaie	1	0,294	1,278	0,117	1,253	0,400	0,413
	2	0,289	1,254	0,085	0,904	0,289	0,256
	3	0,163	0,595	0,050	0,461	0,090	0,091
Vr ou Mr		673,6 kN	310,9 kN.m	562,4 kN	105,4 kN.m	1091,2 kN.m	469,9 kN.m

Dans la direction longitudinale, les résultats de l'analyse linéaire sont confirmés. Le bâtiment se comporte bien à Montréal et aucune rotule plastique ne se forme. À la Malbaie, les moments fléchissants dépassent les moments admissibles de plusieurs colonnes des étages inférieurs, tandis que les poutres ne se plastifient pas. Cette situation caractéristique des bâtiments à colonnes faibles poutres fortes est très défavorable pour une bonne performance sismique.

Plus précisément, la séquence d'apparition des rotules plastiques se fait selon la Figure 6.14. Les rotules se forment aux extrémités des colonnes intérieures du rez-de-chaussée, puis aux extrémités des colonnes extérieures du rez-de-chaussée et enfin aux extrémités des colonnes intérieures du 2^{ème} étage.

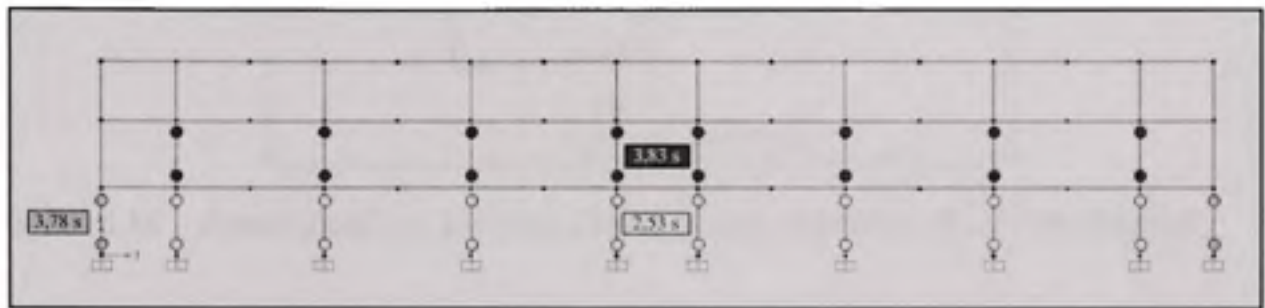


Figure 6.14 *Séquence de plastification pour un séisme dans la direction longitudinale.*

Les courbes de plastification de ces éléments sont présentées à la Figure 6.15 pour les colonnes intérieures du rez-de-chaussée, à la Figure 6.16 pour les colonnes extérieures du rez-de-chaussée et à la Figure 6.17 pour les colonnes intérieures du 2^{ème} étage. Ensuite, les niveaux de performance de ces rotules plastiques sont donnés dans le Tableau 6.21.

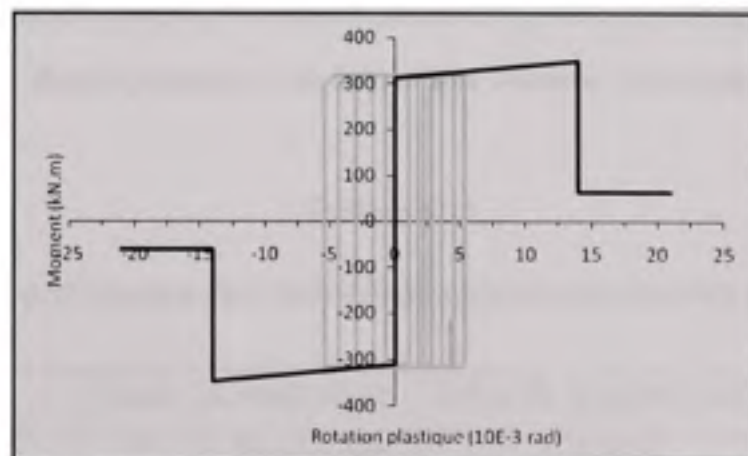


Figure 6.15 *Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure du rez-de-chaussée.*

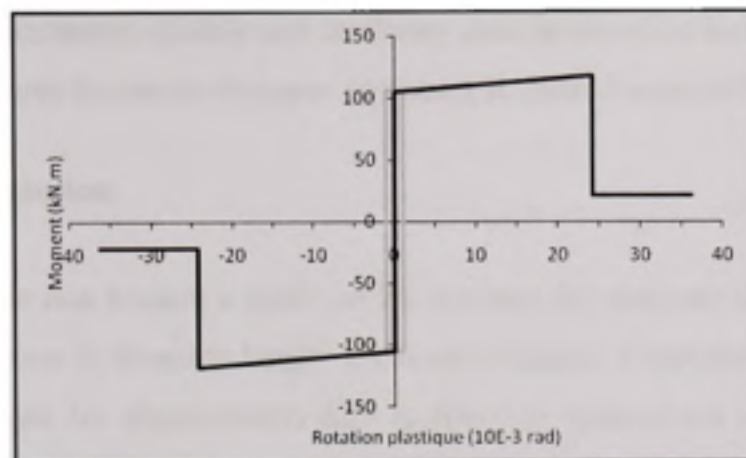


Figure 6.16 *Rotule plastique à la base d'une colonne extérieure du rez-de-chaussée.*

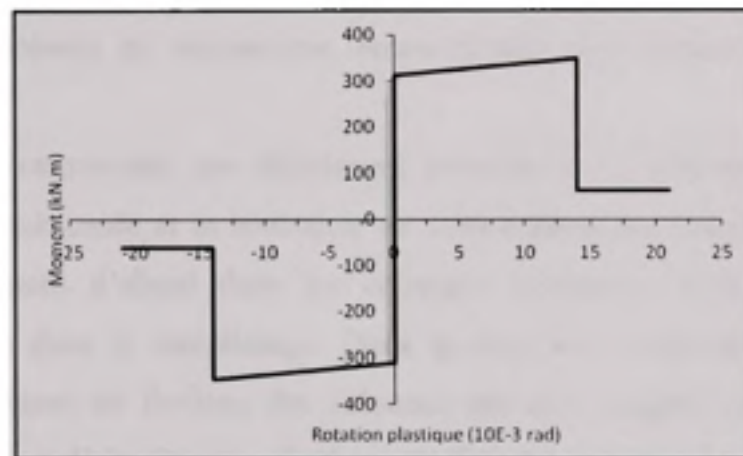


Figure 6.17 *Rotule plastique à la base d'une colonne intérieure du 2^{ème} étage.*

Tableau 6.21

Niveaux de performance des rotules plastiques dans la direction longitudinale

Élément	Étage	Localisation	Début de la plastification	Performance
Colonne intérieure	1 ^{er}	Extrémités	2,53 s	OI à SO
Colonne extérieure	1 ^{er}	Extrémités	3,78 s	< OI
Colonne intérieure	2 ^{ème}	Extrémités	3,83 s	< OI

Les niveaux de performance atteints sont meilleurs dans la direction longitudinale car seules les colonnes intérieures du rez-de-chaussée dépassent le stade d'occupation immédiate.

6.7.2.3 Conclusion

L'analyse temporelle non linéaire a confirmé les résultats des analyses linéaires précédentes. La rigidité latérale dans la direction longitudinale est adéquate. Cependant, lorsque soumis au séisme de La Malbaie, les déplacements dans la direction transversale excèdent la limite de 2% du CNBC 2005. Dans cette direction, la modélisation ne considère que la contribution des remplissages et des colonnes à la résistance latérale, les poutres étant articulées aux extrémités. D'autres éléments non modélisés auraient certainement contribué à augmenter la rigidité latérale (cloisons de maçonnerie, recouvrement des éléments d'acier par de la maçonnerie, etc.).

Dans la direction transversale, les déficiences concernent les résistances en flexion des colonnes du rez-de-chaussée et la résistance en compression des remplissages. Les rotules plastiques apparaissent d'abord dans les colonnes extérieures puis dans les colonnes intérieures et enfin dans le remplissage. Dans la direction longitudinale, les déficiences touchent les résistances en flexions des colonnes des deux étages inférieurs. Les rotules plastiques apparaissent d'abord au rez-de-chaussée dans les colonnes intérieures puis dans les colonnes extérieures et enfin dans les colonnes intérieures du 2^{ème} étage. Cependant, aucune plastification ne touche les poutres ce qui décrit un comportement de colonnes faibles poutres fortes.

6.8 Conclusion générale

L'école ancienne à ossature en acier résistant aux moments construite en 1922 et étudiée dans ce chapitre a démontré un bon comportement général lors des analyses effectuées à Montréal, d'après les directives du CNBC 2005. Ce type de bâtiment possède une résistance suffisante pour des séismes de magnitude modérée.

Par contre, pour des séismes de magnitude élevée comme à La Malbaie, les forces de compression des remplissages de maçonnerie et les moments fléchissants des colonnes excèdent la résistance de ces éléments. Les niveaux de performance des éléments vulnérables dépassent souvent le niveau d'occupation immédiate, surtout dans la direction transversale. Dans la direction transversale, les déplacements des étages sont élevés et provoqueraient dans la réalité des dégâts importants aux éléments non structuraux et en particulier aux remplissages de maçonnerie. Dans la direction longitudinale, les rotules se plastifient aux deux extrémités des colonnes des deux étages inférieurs alors que les rotules des poutres ne se plastifient pas. Ce comportement de colonnes faibles poutres fortes est très défavorable pour la bonne performance sismique du bâtiment.

Néanmoins, ces conclusions doivent être nuancées car la rigidité et la ductilité réelles de ces bâtiments existants sont difficiles à modéliser. Des choix déterminants pour les résultats ont été faits au niveau des cadres en acier, des connexions poutres colonnes et des remplissages de maçonnerie.

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les conclusions de chaque chapitre sont rapportées ici avant d'exposer les conclusions générales de ce mémoire.

Le chapitre 3 a introduit les écoles typiques du Québec. Les conclusions issues de cette présentation sont :

- les écoles ont été réparties en cinq types structuraux, selon leur année de construction : Type 1 - Écoles anciennes à ossatures en acier résistant aux moments (avant 1950), Type 2 - Écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois (1955 – 1963), Type 3 - Écoles à ossatures en béton résistant aux moments (1950 – 1964), Type 4 - Écoles à murs de cisaillement en béton (1964 – 1979) et Type 5 - Écoles récentes à ossatures contreventées en acier (après 1980). Les visites, les plans et un rapport du MÉLS ont permis d'établir les caractéristiques structurales et non structurales des cinq types et un schéma d'une école typique.

Le chapitre 4 a présenté une revue des dommages observés sur les écoles et sur des bâtiments de typologie similaire. Les principales conclusions sont :

- le séisme du Saguenay en 1988 n'a pas entraîné de dommages structuraux importants mais plutôt des dommages non structuraux. La distribution des dommages s'est faite surtout selon le type de sol. Dans l'ensemble, les écoles de Type 1 et 3 ont subi des chutes de maçonnerie de briques ou de blocs de béton. Les écoles de Type 2, 4 et 5 n'ont connu aucun dommage particulier ;
- des séismes ailleurs dans le monde ont montré que lors de séismes de magnitude élevée, des dommages structuraux peuvent se produire sur des bâtiments de Type 1, 3 et 4 en présence de déficiences sismiques suffisamment graves. Les dommages se traduisent par des fissures au niveau des soudures des connexions pour les bâtiments de Type 1, par des fissures dans les cadres en béton pour les bâtiments de Type 3 et par des fissures dans les murs de cisaillement en béton pour les bâtiments de Type 4. Les bâtiments de Type 2 et 5 n'ont pas subi de dommages particuliers.

Dans le chapitre 5, les déficiences sismiques de chaque type d'école ont été identifiées. Des classements relatifs de la vulnérabilité sismiques des types d'écoles ont été effectués. Les conclusions tirées de cette étude sont :

- le calcul des ratios du cisaillement à la base au moment de la conception et celui du CNBC 2005 a révélé que les résultats des écoles de Type 1 sont les plus faibles, avant ceux des écoles de Type 2, 3 et 4 et ceux des écoles de Type 5;
- le calcul des indices de priorité sismique du CNRC pour établir si une évaluation détaillée est requise a montré que les écoles de Type 1, 2 et 3 ont une priorité moyenne et les écoles de Types 4 et 5 ont une priorité faible. Cela confirme globalement le classement établi précédemment. Les résultats défavorables des écoles de Type 1 et 3 sont dus aux éléments non structuraux et en particulier aux risques de chutes de maçonnerie ;
- les déficiences sismiques potentielles de chaque type d'école ont été étudiées. Celles des écoles de Type 1, concernent le comportement de colonnes faibles poutres fortes, les connexions poutres colonnes, les remplissages de maçonnerie. Celles des écoles de Type 2 portent sur les fondations, les murs de cisaillement en bois, les remplissages de maçonnerie et la détérioration du matériau. Celles des écoles de Type 3 visent les connexions poutres colonnes, les cadres, la qualité du béton et les remplissages de maçonnerie. Celles de Type 4 touchent les murs de cisaillement en béton. Enfin celles des écoles de Type 5 concernent les contreventements, les connexions poutres colonnes et les remplissages de maçonnerie. Pour chaque type, des recommandations ont été proposées pour vérifier la présence de déficiences sismiques ;
- les déficiences communes à tous les types d'écoles ont été examinées. Elles concernent les irrégularités de la structure, le type de sol, les fondations et les éléments non structuraux. Ces dernières peuvent avoir lieu principalement dans les éléments extérieurs (auvent, parapet, cheminée, etc.), les cloisons intérieures, les faux-plafonds suspendus et les luminaires, les conduits et les tuyauteries.

Le chapitre 6 a présenté une analyse dynamique d'une école ancienne à ossature en acier résistant aux moments de Type 1. Les conclusions sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente du CNBC 2005 montre que dans les deux directions, le bâtiment est sous-dimensionné pour une charge sismique correspondant à 60% de la celle de Montréal et de La Malbaie. Les déplacements inter-étage, les moments fléchissants des colonnes et les forces de compression des remplissages des étages inférieurs dépassent les limites admissibles dans la direction transversale. Les moments fléchissants des colonnes et des poutres des étages inférieurs dépassent les résistances élastiques dans la direction longitudinale ;
- l'analyse spectrale montre qu'à La Malbaie, les déplacements de la direction transversale vont au delà des limites fixées par le code. Dans la direction transversale, les déficiences concernent la résistance en compression des remplissages du rez-de-chaussée et la résistance en flexion des colonnes du rez-de-chaussée. Dans la direction longitudinale, presque tous les moments fléchissants des colonnes dépassent leur résistance élastique. À Montréal, les résultats sont meilleurs puisqu'aucun élément ne dépasse sa valeur de résistance élastique ;
- l'analyse dynamique temporelle non linéaire avec des accélérographes de Montréal et de La Malbaie confirme les résultats des analyses précédentes. Le comportement dynamique du bâtiment est satisfaisant à Montréal. À la Malbaie, dans la direction transversale, l'apparition des rotules se fait d'abord à la base des colonnes intérieures du rez-de-chaussée, puis à la base des colonnes extérieures du rez-de-chaussée et enfin au centre des remplissages de maçonnerie du rez-de-chaussée. Dans la direction longitudinale, les rotules apparaissent d'abord aux extrémités des colonnes intérieures du rez-de-chaussée puis aux extrémités des colonnes extérieures du rez-de-chaussée et enfin aux extrémités des colonnes intérieures du 2^{ème} étage. Aucune plastification n'a lieu dans les poutres ce qui crée un comportement de colonnes faibles poutres fortes très défavorable pour la bonne performance sismique du bâtiment.

L'objectif principal du mémoire était est d'étudier le comportement sismique des écoles typiques du Québec, à partir de leur caractérisation structurale. Il a été atteint en identifiant les éléments structuraux et non structuraux caractéristiques de chaque type d'école et en présentant des schémas d'écoles typiques.

Deux classements de la vulnérabilité sismique ont pu être établis grâce aux ratios du cisaillement à la base et aux indices de priorité sismique. Les écoles les plus vulnérables sont les écoles de Type 1 et 3, devant les écoles de Type 2 et enfin les écoles de Type 4 et 5. Ces classements ont pu être validés par l'étude des dommages observés sur des bâtiments de typologie semblable à la suite de séismes passés. Ils donnent un premier ordre de grandeur du classement relatif par type structural mais ils doivent être validés par une étude plus approfondie.

Les déficiences sismiques et les dommages potentiels de chaque type d'école ont été résumés dans des tableaux en précisant les éléments touchés, l'importance et l'incidence des dommages. La liste des déficiences présentée n'est pas exhaustive et ces déficiences ne peuvent pas être attribuées d'office à un bâtiment de type structural correspondant sans une étude spécifique du bâtiment concerné. Cependant, ces tableaux permettront d'élaborer un outil d'évaluation adapté à chaque type d'école afin d'identifier la présence des déficiences sismiques.

Ce mémoire pourra servir de base pour d'autres études de la vulnérabilité sismique des écoles du Québec. Des visites d'école supplémentaires pourraient affiner la description des cinq types et même définir des sous-types d'écoles. Des analyses dynamiques supplémentaires, semblables à celles du chapitre 6 et si possible bidirectionnelles, permettraient d'avoir des informations précises sur les déficiences sismiques des écoles de Type 2, 3, 4 et 5.

ANNEXE I

NOTIONS DE BASE SUR LES SÉISMES

I.1 Phénomène des tremblements de terre

Les tremblements de terre ou séismes sont des phénomènes naturels de mieux en mieux expliqués de nos jours. Il existe deux catégories principales de tremblements de terre : les séismes naturels, indépendants de l'activité humaine et les séismes artificiels, induits par l'activité humaine (Filiatrault, 1996). Chacune de ces deux catégories rassemblent plusieurs mécanismes différents.

I.1.1 Les séismes naturels

Les séismes naturels sont indépendants de l'activité humaine. Ils peuvent avoir différentes origines : les séismes tectoniques, les séismes volcaniques et les séismes d'effondrement.

Les séismes tectoniques sont dus aux mouvements des plaques tectoniques, qui constituent la croûte terrestre. Ce mouvement, pouvant atteindre plusieurs centimètres par an est entraîné par la convection du manteau terrestre. Il soumet les plaques à de fortes contraintes continues et provoquent ainsi leurs déformations élastiques et une accumulation d'énergie. Lorsque les plaques atteignent leur limite élastique, elles vont aller à la rupture en dissipant brutalement toute l'énergie emmagasinée. Cette rupture le long d'une faille se traduit par un séisme, et par la propagation tridimensionnelle d'ondes sismiques. Ce séisme se déclenche en un point appelé hypocentre (ou foyer sismique). Le point de la surface le plus proche de l'hypocentre (le projeté orthogonal de l'hypocentre à la surface) est appelé épicentre (*Voir Figure I.1*). Ce type de séisme est le seul à atteindre des magnitudes élevées. Il représente le séisme le plus destructeur et même le plus fréquent, car il est à l'origine de 97% des séismes dans le monde (RNCAN, 2008).

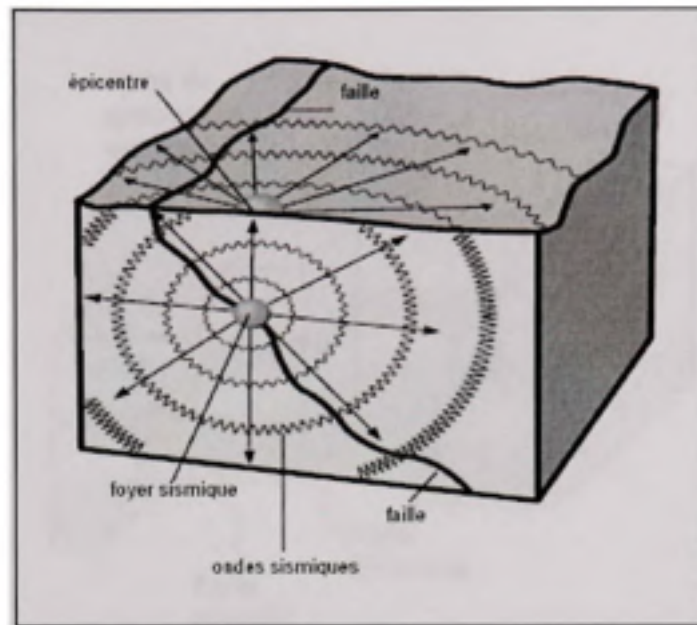


Figure I.1 *L'hypocentre et l'épicentre d'un séisme.*
(AINC, 2004)

Il existe trois grands mécanismes de rupture des failles (*Voir Figure I.2*) : (i) la faille de glissement latérale ou décrochement lorsque deux plaques se chevauchent dans un plan horizontal sans aucun mouvement vertical, (ii) la faille normale lorsqu'avec la divergence de deux places, un bloc glisse vers le bas selon un certain angle et (iii) la faille inverse ou renversée lorsqu'avec la convergence de deux plaques, un bloc monte sur l'autre selon un certain angle.

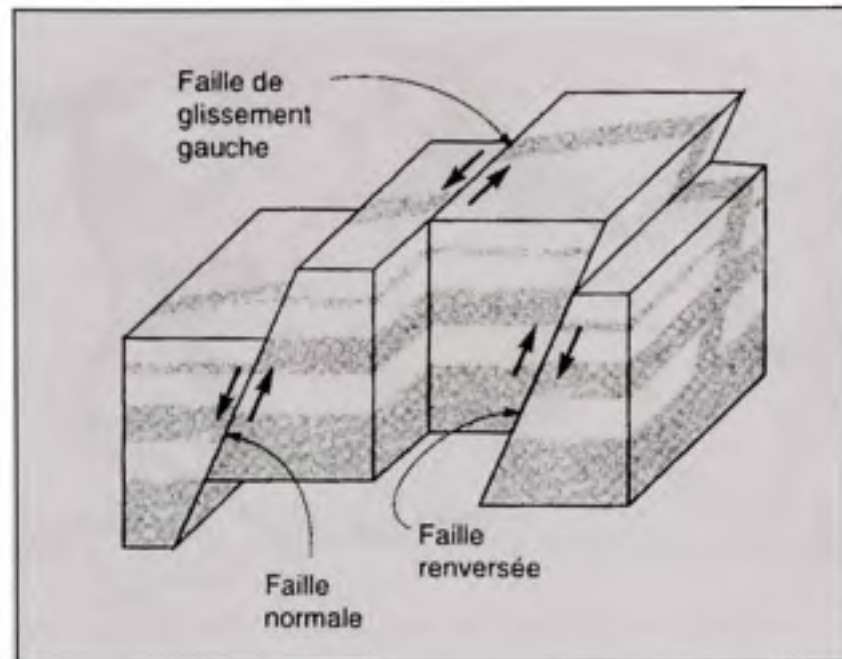


Figure I.2 *Mécanisme de rupture des failles terrestres.*
(Filiatrault, 1996)

En général les failles sont localisées au bord de plaques tectoniques. Après un séisme, ces failles demeurent une faiblesse permanente et lors de prochaines accumulations de contraintes, la probabilité de voir une nouvelle rupture à cet endroit est élevée. C'est pourquoi les séismes touchent souvent les mêmes régions (*Voir Figure I.3*) : (i) la ceinture du feu qui parcourt la côte est de l'Amérique du sud, des États-Unis et du Canada, le Japon, la Formose, les Philippines et la Nouvelle-Zélande et (ii) la ceinture alpine, qui parcourt la Méditerranée, le nord de l'Inde et l'Indonésie. Les séismes tectoniques se produisent toujours dans la lithosphère, un matériau rigide, mais jamais dans l'asthénosphère qui est plus plastique (Bourque, 2006). La lithosphère possède une épaisseur comprise entre 0 km sous les océans et 100 km au niveau des continents.

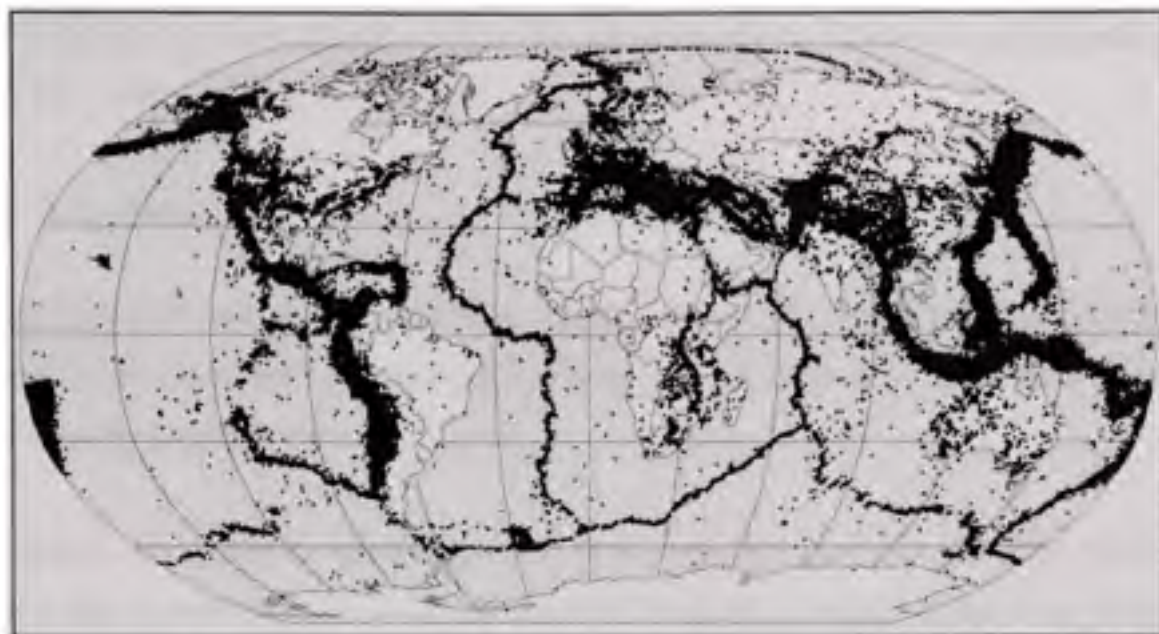


Figure 1.3 *Localisation des séismes dans le monde entre 1963 et 1998.*
(NASA, 1998)

Cependant, des séismes ont aussi lieu à l'intérieur des plaques tectoniques. En effet, des champs de contraintes régionaux en compression ou en traction peuvent se développer dans certaines zones et aller à la rupture. Ils provoquent alors des séismes d'une magnitude souvent faible mais peuvent atteindre dans certains cas une magnitude moyenne.

Les séismes volcaniques sont dus à l'accumulation de magma dans les chambres magmatiques. Lorsque cette accumulation devient trop importante, il se produit des fracturations de roches et des dégazages de magma, qui engendrent des séismes. Ces séismes permettent de prévoir les éruptions car ils ont lieu avant, pendant et après les éruptions. Cependant ces séismes sont surtout des microséismes, qui ne provoquent en général pas de dégât important.

Les séismes d'effondrement sont dus à des effondrements de la partie supérieure ou d'un mur d'une cavité souterraine. Ils peuvent donc se produire sur toute la surface du globe. Comme

dans le cas des séismes volcaniques, leur puissance est très faible et ils ne provoquent pas de dégât important.

1.1.2 Les séismes artificiels

Les séismes artificiels ou séismes induits sont des séismes provoqués par l'activité humaine. Ils sont très peu nombreux et peuvent être classés en deux catégories : les séismes volontaires et les séismes involontaires.

Les séismes involontaires peuvent atteindre une magnitude moyenne de 6 sur l'échelle de Richter. Ils se produisent lors de la mise en eau d'un grand barrage, l'exploitation souterraine de gaz et de pétrole, d'essais nucléaires ou encore d'effondrement de mines.

Les séismes volontaires sont des séismes provoqués par une source humaine (camion vibreurs, etc.) afin de connaître la structure du sous-sol comme par exemple lors de prospection pétrolière et gazifière, là où les sondages sont impossibles.

1.1.3 Les ondes sismiques

Au moment de la rupture de la faille, des ondes élastiques se propagent depuis l'épicentre de manière tridimensionnelle. Ces ondes sont regroupées en deux catégories : les ondes de volume et les ondes de surface.

1.1.3.1 Les ondes de volume

Les ondes de volume se propagent depuis le foyer. À chaque intersection de couches de sol de densités différentes, une partie est réfractée et une partie est réfléchi. La fréquence propre des ondes de volume peut se rapprocher de celles des constructions courantes et donc mettre en résonance ces dernières, c'est pourquoi ces ondes sont responsables des déformations et

des dommages subis. Les ondes de volume sont de deux types : les ondes primaires appelées ondes P et les ondes secondaires appelées ondes S.

Ondes primaires

Les ondes primaires (ondes P) sont des ondes de compression et de tension se propageant dans la direction du front d'ondes. Cela crée successivement des zones de compression et des zones de dilatation (*Voir Figure I.4*).

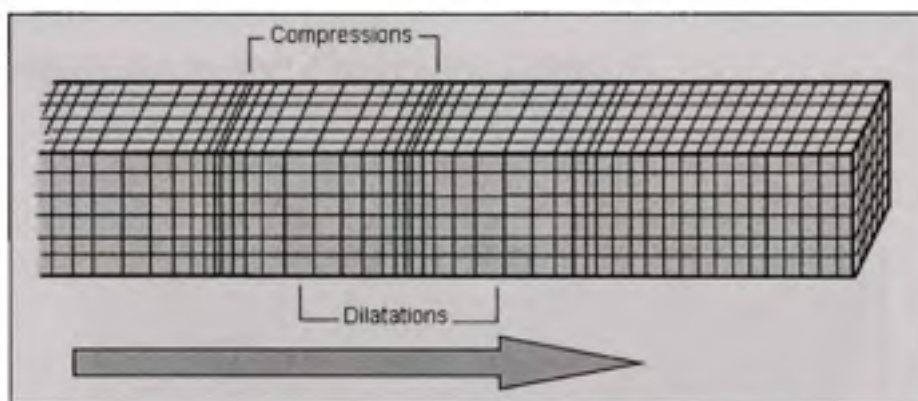


Figure I.4 *Schématisation d'une onde primaire.*
(Filiatrault, 1996)

Elles se propagent dans tous les milieux (solides, liquides, gazeux). Lorsqu'elles rencontrent les bâtiments à la surface, elles sont responsables d'un mouvement vertical. Cependant, comme les sols ont une bonne résistance à la compression et à la traction, les ondes P n'ont pas trop d'impact sur les déplacements du sol (Day, 2002). Comme ces ondes sont les plus rapides avec une vitesse allant jusqu'à 6 km/s, ce sont les premières ondes à être enregistrées par un sismographe (*Voir Figure I.5*).

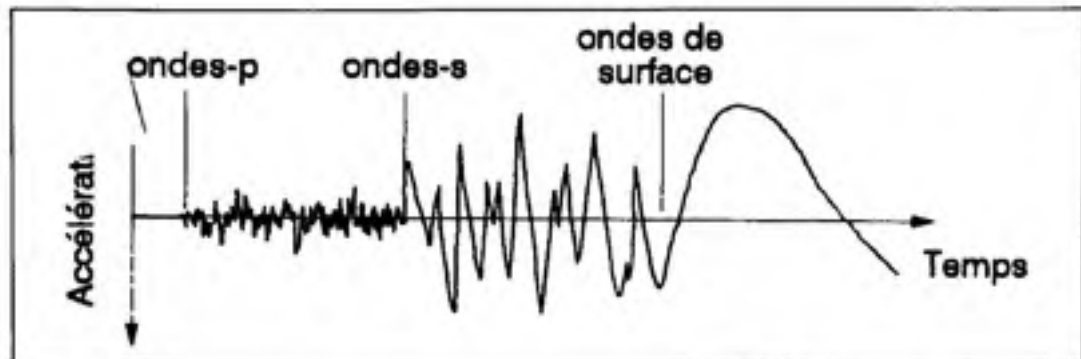


Figure I.5 *Enregistrement d'un sismographe lors d'un tremblement de terre.*
(Filiatrault, 1996)

Ondes secondaires

Les ondes secondaires (ondes S) sont des ondes de cisaillement se propageant dans la direction perpendiculaire au front d'ondes (Voir Figure I.6).

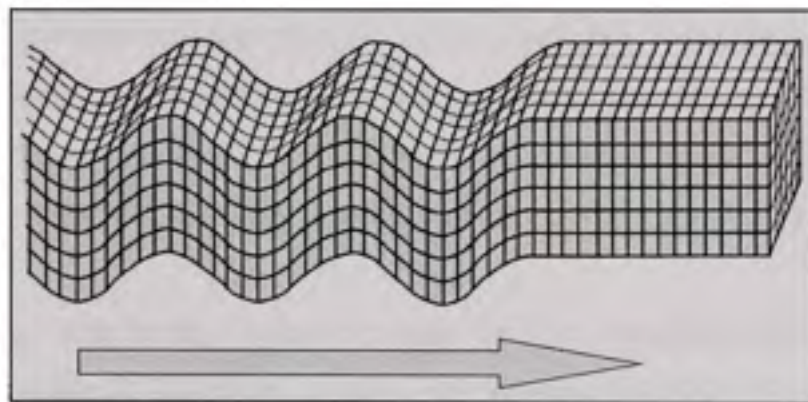


Figure I.6 *Schématisation d'une onde secondaire.*
(Filiatrault, 1996)

Elles se propagent seulement dans les milieux solides, les autres milieux n'étant pas aptes à transmettre des efforts de cisaillement (Davidovici, 1999). Lorsqu'elles rencontrent les bâtiments à la surface, elles sont responsables d'un mouvement horizontal. Et comme les sols ont une résistance au cisaillement assez faible, ces ondes ont un impact important sur les déplacements du sol (Day, 2002). Elles ont une vitesse d'environ 60% de celles des ondes

primaires et apparaissent en deuxième sur l'enregistrement d'un sismographe (*Voir Figure I.5*).

Grâce aux ondes de volume et avec trois stations sismologiques, l'épicentre d'un séisme peut être localisé en enregistrant l'arrivée des ondes et en mesurant la différence de temps entre l'arrivée des ondes primaires et secondaires. Avec une estimation de leur vitesse de propagation, la distance entre l'épicentre et la station est alors déterminée.

I.1.3.2 Les ondes de surface

Les ondes de surface ne sont pas la conséquence directe de la rupture de la faille et de la libération d'énergie au niveau de l'hypocentre. Elles sont créées à la suite de l'arrivée des ondes de volume à la surface de la Terre. Ces ondes ont un contenu fréquentiel très bas qui affecte seulement quelques structures et pas les plus courantes. Cependant leur amplitude est nettement plus élevée et peuvent par conséquent créer des dégâts importants sur ces structures. Leurs vitesses est de l'ordre de 1 ou 2 km/h, c'est pourquoi elles apparaissent en troisième et dernière position sur l'enregistrement d'un sismographe (*Voir Figure I.5*).

Les ondes de surface sont de deux types : les ondes de Love appelées ondes L et les ondes de Rayleigh appelées ondes R. Les ondes de Love, découvertes par A. E. H. Love en 1911, sont des ondes de cisaillement horizontales qui se propagent à la surface de la Terre. Les ondes de Rayleigh, découvertes par J. W. S. Rayleigh en 1885, sont des ondes semblables à des « vagues » mettant le sol en mouvement sous une forme d'ellipse verticale. Ces ondes sont donc responsables d'un mouvement horizontal et vertical du sol.

I.1.4 La mesure des séismes

Pour mesurer la puissance d'un séisme, plusieurs types d'échelles sont disponibles aujourd'hui. À la fin du 19^{ème} siècle, les instruments de mesures sismiques n'existaient pas et les premières échelles étaient des échelles d'intensité sismique, qui mesuraient les

conséquences des séismes sur les personnes ainsi que sur les biens mobiliers et immobiliers. L'échelle universelle Rossi-Forel est l'une de ces premières échelles. Développée en 1883, elle comporte dix degrés d'intensité sismique avant d'être remplacée par l'échelle de Mercalli en 1902, puis par l'échelle de Mercalli Modifiée (MM) en 1931 avec douze échelons allant de I à XII.

Au Japon, le même type d'échelle apparaît en 1949 avec l'échelle de Shindo (ou échelle JMA pour Japan Meteorological Agency), qui mesure l'intensité d'un séisme de 1 à 7. Mais contrairement à l'échelle de Mercalli qui donne une valeur unique pour chaque séisme, cette échelle tient compte du lieu de contrôle.

En 1964, Medvedev, Sponheuer et Karnik publient une échelle (MSK64) avec 12 échelons d'intensité des dégâts sur les biens mobiliers, immobiliers, sur l'aspect du terrain et aux sensations perçues par les personnes. Cette échelle fut révisée en 1981 (MSK81) avant d'être remplacée en 1992 par l'échelle macrosismique européenne (EMS92) puis en 1998, par une deuxième version (EMS98). Elle s'intéresse au site, aux fondations, à la forme architecturale, à la structure porteuse, aux éléments non structuraux et aux façades (Grünthal, 2001). Cependant toutes ces échelles d'intensité souffrent du fait de la part prépondérante de la subjectivité du jugement de l'expert et aussi de la qualité des constructions existantes.

Pour éviter ce problème de subjectivité, d'autres échelles mesurent la magnitude d'un séisme, c'est-à-dire la quantité d'énergie libérée à l'épicentre par un séisme. En 1935 fut créé la plus utilisée d'entre elles, l'échelle de Richter, qui mesure la magnitude locale M_L à partir de l'amplitude maximale des ondes P. Cette échelle n'a pas de limite théorique et comme elle est logarithmique, l'augmentation d'un échelon multiplie l'énergie libérée par 10. En pratique, seulement quatre séismes avec une magnitude de Richter supérieure ou égale à 9,0 ont été enregistrés à ce jour : 9,0 à Kamtchatka le 4 novembre 1952, 9,1 à Sumatra le 26 décembre 2004, 9,2 à Prince William Sound en Alaska le 28 mars 1964 et 9,5 au Chili le 22 mai 1960.

Il existe d'autres types d'évaluation de la magnitude, dont le choix est déterminé selon son champ d'application. Ainsi la magnitude des ondes de surface M_s est privilégiée pour des mesures à grandes distances, la magnitude des ondes de volume m_b pour des séismes très profonds, la magnitude de durée pour les microséismes locaux. La magnitude du moment sismique M_w peut être utilisée pour tous les types de séismes et c'est d'ailleurs la méthode la plus utilisée aujourd'hui. De nombreux chercheurs s'entendent pour dire que le moment sismique M_w serait le paramètre fondamental de la puissance d'un séisme (Filiatrault, 1996). Bien que du même ordre de grandeur, les échelles ne donnent pas la même valeur pour un séisme donné. La conversion d'une échelle à l'autre est alors un processus compliqué et souvent impossible. Par exemple, Nuttli a donné en 1981 une relation entre différentes échelles selon le type d'environnement sismique : zones interplaques le long des plaques terrestres ou zones intraplaques dans les régions continentales.

ANNEXE II

LE CLASSEMENT DES IRRÉGULARITÉS SELON LE CNBC 2005

1. Irrégularité de la rigidité verticale

Il y a irrégularité de la rigidité verticale (*Voir Figure II.1*) lorsque la rigidité latérale d'un étage est inférieure à 70% de rigidité de tout étage adjacent ou inférieure à 80% de la rigidité moyenne des trois étages au-dessus ou en-dessous. La rigidité est donnée par le rapport de la force latérale à l'étage x , V_x , par le déplacement à l'étage x , Δ_x .

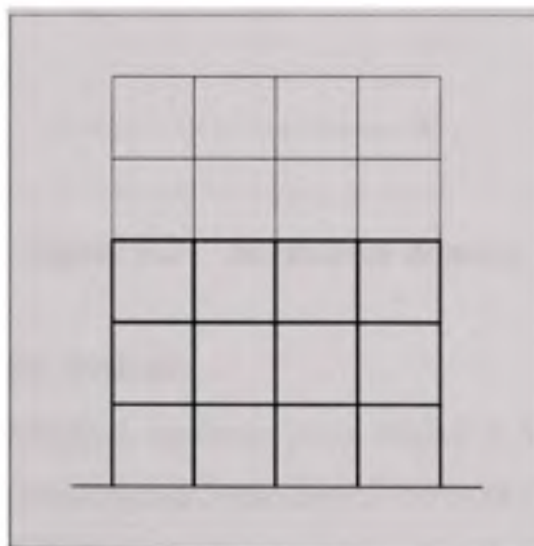


Figure II.1 *Irrégularité de rigidité verticale.*

Ces discontinuités dans la rigidité peuvent avoir lieu lors du passage d'un poteau à un mur de cisaillement, créant localement des efforts en haut des poteaux. Par exemple, les poteaux courts en béton dans un cadre rigide subissent un gradient de moment très élevé et donc un effort tranchant important. La rupture par cisaillement a souvent lieu avant d'atteindre le moment plastique. La situation est similaire lorsqu'un cadre en béton armé est partiellement rempli avec de la maçonnerie. Une rupture en cisaillement est alors envisageable.

2. Irrégularité de poids (masse)

Il y a irrégularité du poids (*Voir* Figure II.2) lorsque le poids W_x de tout étage est supérieur à 150% de l'étage adjacent. Ceci ne s'applique pas à un toit qui est plus léger que le plancher qui se trouve au-dessous.

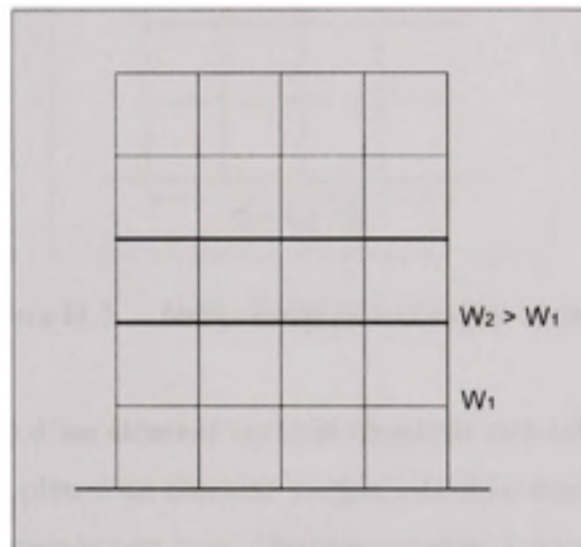


Figure II.2 *Irrégularité de poids.*

3. Irrégularité géométrique verticale

Il y a irrégularité géométrique verticale (*Voir* Figure II.3) lorsque la dimension horizontale du SRFL de tout étage est supérieure à 130% de celle d'un étage adjacent. Le SRFL étant la partie du système structural qui, dans le calcul, offre la résistance exigée aux effets et aux forces dus aux séismes.

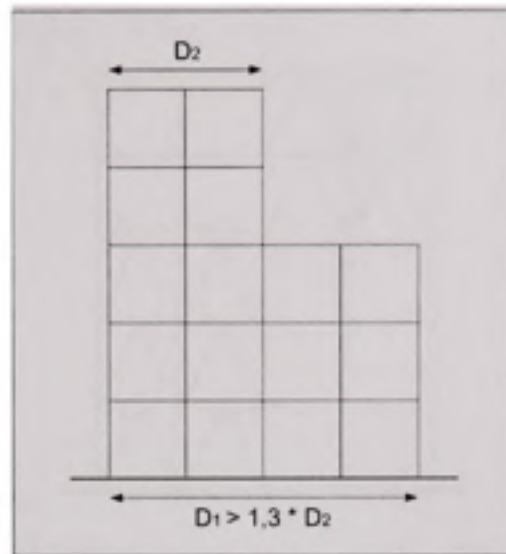


Figure II.3 *Irrégularité géométrique verticale.*

4. Discontinuité en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales

Les discontinuités en plan d'un élément vertical résistant aux sollicitations latérales (Voir Figure II.4) correspondent à un décalage en plan d'un élément du SFRL ou à une diminution de la rigidité latérale de l'élément résistant de l'étage inférieur. Cette irrégularité se retrouve quand les murs de cisaillement ou de contreventement sont discontinus entre deux niveaux. Localement, des efforts importants se créent aux extrémités des murs ainsi qu'aux étages au-dessus et au-dessous du saut de rigidité. Si le mur de cisaillement ou de contreventement est interrompu complètement alors l'étage devient flexible et devient vulnérable au mécanisme des colonnes.

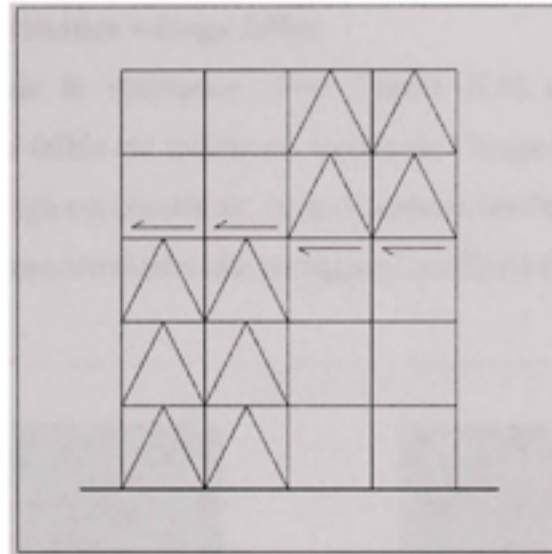


Figure II.4 *Discontinuités de la résistance latérale.*

5. Décalages latéraux

Les décalages latéraux (*Voir Figure II.5*) sont des discontinuités d'un trajet de forces latérales telles que des décalages latéraux des éléments verticaux du SFRL.

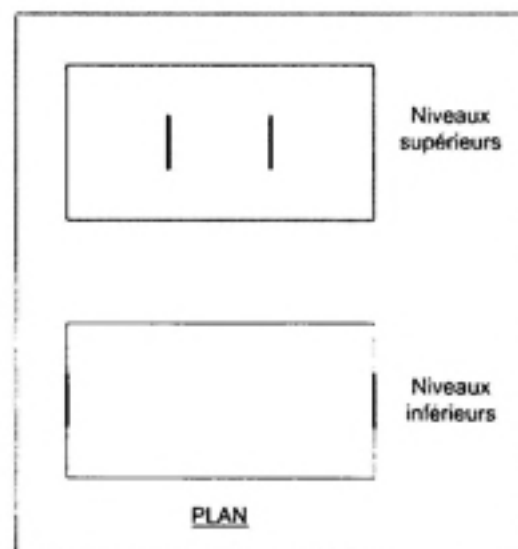


Figure II.5 *Décalages latéraux entre les niveaux inférieurs et supérieurs d'un bâtiment.*

6. Discontinuité de la résistance – étage faible

Il y a discontinuité de la résistance (*Voir Figure II.6*) quand la résistance au cisaillement d'un étage faible est inférieure à celle de l'étage supérieur. La résistance au cisaillement d'un étage est constituée de la résistance totale de tous les éléments du SFRL résistant aux forces sismiques qui partagent les efforts tranchants de l'étage.

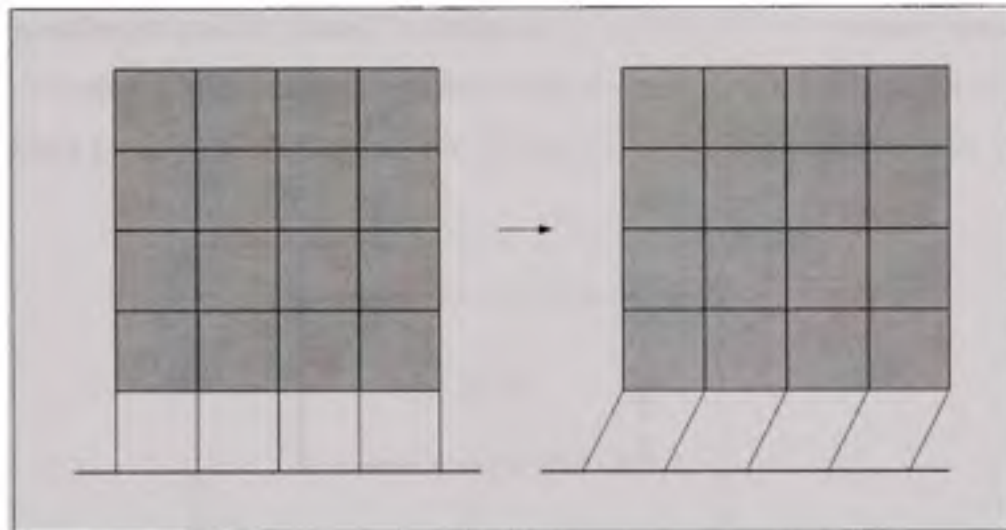


Figure II.6 *Rez-de-chaussée faible.*

Les rez-de-chaussée faibles sont dus aux façades ouvertes ou aux ouvertures dans les murs extérieurs au niveau du sol, comme souvent avec des magasins. La rupture de cet étage faible, en comparaison avec les niveaux supérieurs beaucoup plus rigides, survient au rez-de-chaussée. En effet, les étages supérieurs se déplacent ensemble pendant les séismes car ils représentent presque tout le poids sismique du bâtiment et sont entraînés par les forces d'inertie, proportionnelles à la masse : $F = m \times a$. Les colonnes du rez-de-chaussée ne peuvent reprendre de tels efforts et des rotules plastiques vont se former à leurs extrémités. La rupture peut alors se produire à cet endroit et est due au « mécanisme de colonnes ».

7. Sensibilité à la torsion

La sensibilité à la torsion (*Voir Figure II.7*) est envisagée quand les diaphragmes ne sont pas flexibles. Dans ce cas, cette sensibilité a lieu lorsque le rapport entre le déplacement maximal aux extrémités de la structure dans la direction du séisme par le déplacement moyen aux extrémités de la structure, atteint une valeur importante sur un étage de la structure.

Ce phénomène se produit quand le centre de résistance CR ne coïncide pas avec le centre de masse CM, entraînant une forte torsion avec rotation autour du centre de cisaillement CS et surtout la rupture des colonnes les plus éloignées du centre CS.

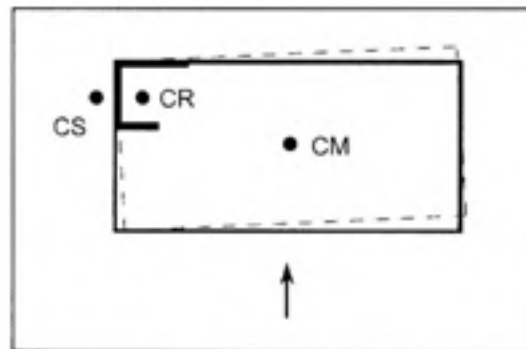


Figure II.7 *Sensibilité à la torsion.*

(Bachmann, 2002)

8. Systèmes non orthogonaux

L'irrégularité des systèmes non orthogonaux (*Voir Figure II.8*) est présente lorsque le SFRL n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux.

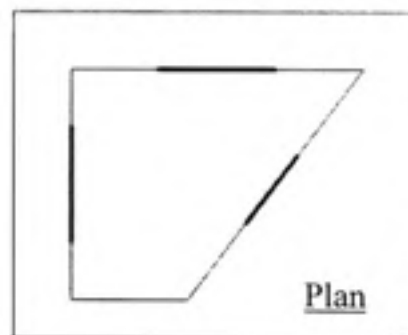


Figure II.8 *Système non orthogonal.*

ANNEXE III

FORMULAIRES DES VISITE D'ÉCOLES

Les formulaires des visites d'écoles contiennent chacun quatre pages. Les deux premières pages sont les informations recueillies durant la visite et avec l'étude des plans. Elles concernent les informations de base (nom, adresse, etc.), la description du système structural, les irrégularités du bâtiment, les éléments non structuraux et des éventuels commentaires. La troisième page contient les plans des niveaux de l'école quand ces derniers sont disponibles. La quatrième page comporte des photos extérieures ou intérieures prises le jour de la visite de l'école. Elles permettent de bien illustrer les informations.

Les formulaires des écoles des cinq typologies principales sont présentés dans cette annexe car ceux de l'école 6-A et de l'école 6-B n'apportent pas d'information pertinente.

Fiche d'identification structurale		Date : 3 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 1-A	Nombre d'élèves : 356	Année de construction : 1922
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 8 705 m²	
	Dimensions de l'école : 66 x 61 mètres au total. Largeur d'un bâtiment = 20 m		Nb d'étages : 3
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? 3 phases de construction : le bâtiment central a été inauguré en 1922, le bâtiment des filles en 1926 et le bâtiment des garçons en 1931.		
	Personnes présentes : MJ Nollat (ETS), P Brayard (ETS), J Camiré (MELS)		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Cadres en acier avec remplissage de terracotta.		
	Fondations : Murs de fondation en béton sur tout le périmètre et des semelles isolées pour les poteaux.		
	Poutres/colonnes : Les poutres et les colonnes sont en acier recouvertes de briques pour la protection incendie et de plâtre. Les poutres sont surtout dans la direction longitudinales. Dans le bâtiment des garçons, les cadres sont irréguliers avec des colonnes en façades espacées de 4.3 m et dans le corridor de 8.6 m avec poutres de transfert. Les colonnes sont carrées et de grosse section. Dans le bâtiments des filles, les colonnes intérieures sont plus petites, plus nombreuses et espacées de 3.35 m..		
	Planchers ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois Aperçu dans la chaufferie et confirmé sur les plans.		
	Toiture ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments ☐ Ossatures contreventées ☐ Nd		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? Des zones à 1, 2 ou 3 étages ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☒ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) Gymnase au sous-sol du bâtiment central		
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Détérioré			

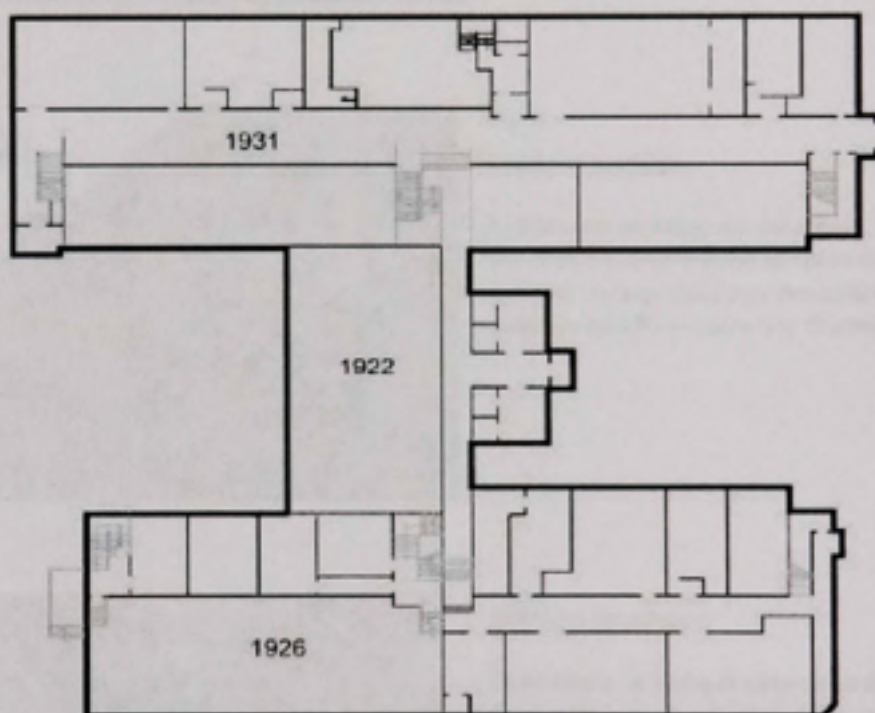
École 1-A : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 1-A	Nombre d'élèves : 356
	Année de construction : 1922	
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 8 705 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Au-dessus du bâtiment des garçons	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Panneaux en béton entre les fenêtres du premier et du deuxième étage.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Revêtement de brique à l'extérieur sauf au rez-de-chaussée (murs de béton apparents).	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Remplissage de blocs de béton dans toutes les classes et les corridors avec une disposition en quinconce	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles : Cloisonnement en verre de sécurité des cages d'escalier au bout des corridors.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Murs de béton possiblement	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties)	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers vissés de l'intérieur dans les corridors.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...)	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Luminaires fixés au plafond	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
Autres : Des éléments anti-bruit attachés au plafond du réfectoire.		
Plans disponibles ? Si oui, où ?	Oui, bleus consultés à la commission scolaire.	
Commentaires :		
• Y a-t-il des joints entre les bâtiments construits à différentes époques ? Aucun joint n'est mentionné sur les plans, ni visible sur place.		

École 1-A : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Bâtiment en forme de H, composé de 3 bâtiments construits en 1922, 1926 et 1931.
Le bâtiment central a une petite partie à 1 étage et le reste à 2 étages tandis que les deux autres bâtiments ont 3 étages.



École 1-A : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Bâtiment central

Ce bâtiment de 1 ou 2 étages a été construit en 1922. Il abrite le gymnase.



Bâtiment des filles

Ce bâtiment de 3 étages a été construit en 1926. Son système structural est composé d'ossatures en acier résistant aux moments avec des colonnes rectangulaires distantes de 3.35 m (plans non disponibles).



Bâtiment des garçons

Ce bâtiment de 3 étages a été construit en 1931. Son système structural est composé d'ossatures en acier résistant aux moments avec des cadres irréguliers.

École 1-A : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 5 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 1-B	Nombre d'élèves : 329	Année de construction : 1914
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 5 082 m²	
	Dimensions du bâtiment original : 54 mètres x 23 mètres	Nb d'étages : 3 + sous-sol	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Oui, un agrandissement avec un nouveau gymnase de 372 m² au début des années 80 accompagné de travaux de démolition. Les escaliers ont été déplacés aux extrémités du bâtiment. Des fenêtres ont été rebouchées avec de la maçonnerie. Le nouveau bâtiment est séparé de l'existant avec un joint aux murs et aux planchers.		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), A Khaled (ETS), P Brayard (ETS), S Tessier (MELS), Concierge, Directrice.		
Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ?		☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Système structural	Description générale : Ossatures en acier avec remplissage de terracotta et planchers de bois.		
	Fondations : Semelles filantes en béton en périphérie du bâtiment et semelles isolées pour les poteaux		
	Poutres/colonnes : Poutres et colonnes en acier recouvertes de plâtre. Espacement des poutres transversales entre 3.20 et 3.80 m dans la direction transversale avec 16 cadres au total et dans la direction longitudinale, de 5 m (corridors) à 8 voire 11 m (classes) avec 4 cadres. Connexions probablement rivetées d'après l'année de construction.		
	Planchers ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Merisier sauf à la chaufferie (béton et terra cotta).		
	Toiture ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois		
Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments			
☐ Ossatures contreventées ☐ Nd			
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ?		☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ?		☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	☐ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Dans le grand bâtiment, les classes sont situées de part et d'autre du corridor. Le gymnase a été ajouté à une extrémité.		
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Détérioré			

École 1-B : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

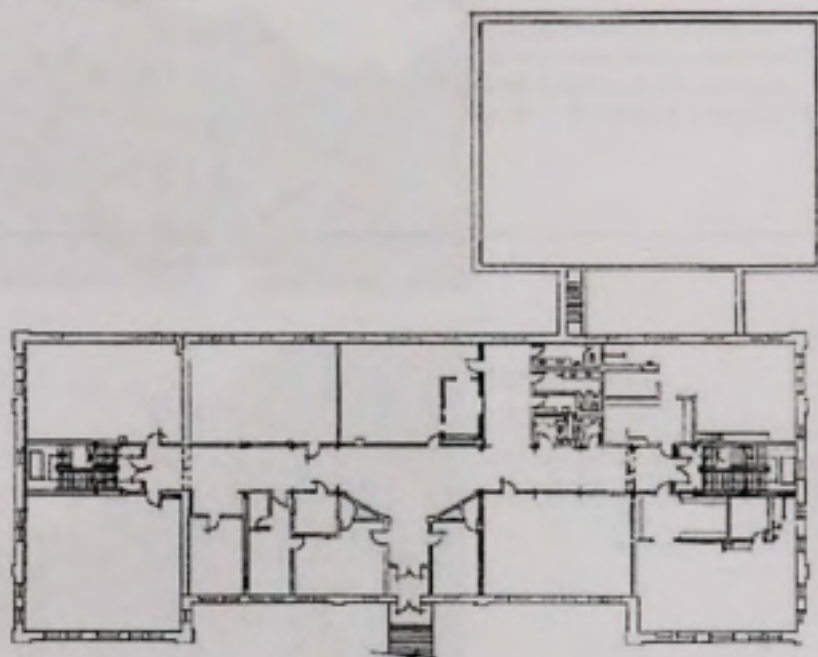
Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Info	Nom de l'école : École 1-B	Nombre d'élèves : 329
	Année de construction : 1914	
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 5 082 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Plusieurs cheminées en pierre et en briques.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Pierres ou maçonnerie de briques	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets : Corniches sur toutes la façade nord-ouest et des parapets en béton au-dessus	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Remplissage de terracotta entre les colonnes, recouvert de plâtre. Cloisons en blocs de béton dans la chaufferie en quinconce au sous-sol. Dans l'agrandissement du gymnase, blocs de béton empilés.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escaliers déplacés aux extrémités du bâtiment.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre de sécurité seulement dans les portes. Sinon verre normal dans le reste de l'école.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Dans le corridor du sous-sol et un peu aux étages.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers fixés en partie supérieure contre les murs. Les rayonnages situés au centre de la bibliothèque ne sont pas fixés.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Luminaires suspendus.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Plans	Plans disponibles ? Si oui, où ? Pas de plans de structure mais un descriptif structural du bâtiment fourni.	
Commentaires :		
• L'école est une ancienne institution religieuse.		

École 1-B : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

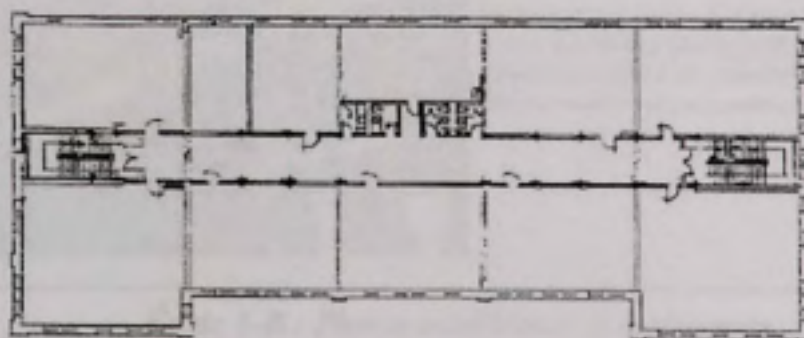
Plans sous-sol et rez-de-chaussée

Étage composé de l'ancien bâtiment et de l'extension du gymnase. Les escaliers ont été déplacés aux extrémités des corridors. Les poutres et les colonnes en béton sont espacées assez régulièrement dans les deux directions (de 3.20 à 3.80 m dans le sens longitudinal et de 5 à 11 m dans la sens transversal).



Étages

Le premier et deuxième étages sont composés uniquement de classes.



École 1-B : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade nord-ouest

Façade principale du bâtiment avec l'entrée au centre. Des escaliers extérieurs aux extrémités ont été enlevés. La façade est recouverte de pierres. Sur le toit, présence de corniches et de cheminées.



Façade sud-ouest

Façade arrière avec le nouveau bâtiment du gymnase. Façade avec moins d'ouvertures que la façade principale et un parement en maçonnerie de briques.



Intérieur

Les poutres transversales sont espacées tous les 3,20 m à 3,80 m alors que les poutres longitudinales sont espacées tous les 5 à 11 m. Les colonnes sont situées à chaque nœud et sont recouvertes de plâtre.

École 1-B : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 8 juillet 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 1-C	Nombre d'élèves : 430	Année de construction : 1920
	Type structural : Ossatures en béton résistant aux moments (Type 3)		Surface totale : 6 587 m²
	Dimensions du bâtiment : 63 mètres x 21 mètres		Nb d'étages : 4 + sous-sol
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), S Tessier (MELS)		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Cadres de béton armé avec remplissage de maçonnerie.		
	Fondations : Information non disponible		
	Poutres/colonnes : Les cadres ne sont pas apparents puisqu'ils sont dans les cloisons. Les colonnes et les poutres sont très massives et entourées de briques.		
	Planchers ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Toiture ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments		
	☐ Ossatures contreventées ☐ Nd		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Gymnase excentré ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Gymnase excentré contre une façade, au centre du bâtiment dans la direction longitudinale.		
	Bâtiment adjacent : Aucun		
	Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Détérioré		

École 1-C : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

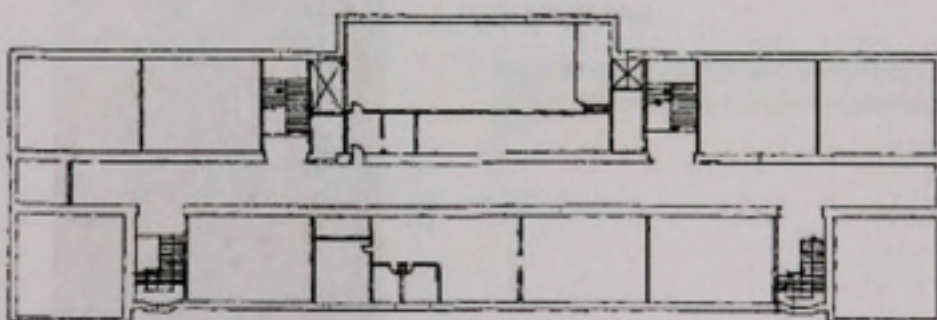
Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 1-C	Nombre d'élèves : 430
	Type structural : Ossatures En béton résistant aux moments (type3)	Année de construction : 1920
		Surface totale : 6 587 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Une cheminée en briques.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Au moins 2 épaisseurs de briques sur toutes les façades.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Autres : Corniches en pierre au-dessus du rez-de-chaussée et du 3ème étage.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Remplissage de briques ou de blocs entre les colonnes.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles : Divisions mobiles dans l'amphithéâtre.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : En béton avec murs de maçonnerie au centre.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre régulier dans certains châssis vitrés de la cantine.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Dans quelques salles seulement	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers collectifs vissés par groupe dans les corridors.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Certains luminaires sont suspendus. Des tuyauteries ancrées avec des tiges verticales sont présentes à tous les étages.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Divers	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans de structure disponibles en version électronique et consultés.	

École 1-C : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Formulaire de comportement sismique

Plan rez-de-chaussée et étage

Le plan des étages est assez similaire à chaque niveau avec une grande salle (gymnase ou amphithéâtre) au centre du bâtiment créant un petit décrochement, et des salles de classes autour. Au sous-sol, une partie est excavée représentant à peu près la moitié de la surface et le reste est occupé par des vides sanitaires.



École 1-C : Plans des niveaux.

Formulaire de comportement sismique



Façade nord-est

Façade principale avec un recouvrement de briques d'au moins 2 épaisseurs ainsi que des corniches en béton au-dessus du rez-de-chaussée et du 5ème étage.



Façade sud-est

Façade avec de nombreuses ouvertures sur une seule zone.



Façade sud-ouest

Façade arrière avec un léger décrochement dû au gymnase. Une cheminée en briques est présente sur le toit.



Intérieur

Les cadres sont massifs avec de grandes dimensions pour les colonnes et les poutres et sont complétés avec un remplissage de maçonnerie.

École 1-C : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 9 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 2-A	Nombre d'élèves : 442	Année de construction : 1957
	Type structural : Poteaux et poutres en bois (type 2)	Surface totale : 4 535 m²	
	Dimensions du bâtiment C : 55 mètres x 14 mètres	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Oui, deux agrandissements depuis 1980 de 2 352 m². Les deux bâtiments anciens (A et C) sont séparés. Un agrandissement a lié ces deux bâtiments en 1988 (bâtiment B) et un autre agrandissement a prolongé le bâtiment C.		
	Personnes présentes : MI Nollet (ETS), P Brayard (ETS), J Cloutier (MELS), Concierge		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Poteaux poutres en bois et murs de cisaillement en bois (d'après les plans).		
	Fondations : Semelle filante en béton en périphérie et semelles isolées pour les poteaux. Les cloisons de bois sont ancrées sur les murs de fondation.		
	Poteaux/poutres : Cadres espacés de 3 m environ avec des poutres en bois lamellé collé, des colonnes en bois et quelques unes en acier.		
	Planchers ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Plancher de bois observé dans une classe.		
	Toiture ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Fermes de bois observés par une trappe.		
	Contreventement latéral ☒ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments		
	☐ Ossatures contreventées ☐ Nd : Les murs de cisaillement en bois sont aux extrémités du bâtiment.		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Bâtiments originaux de forme régulière.		
	☐ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Le gymnase est situé dans un nouveau bâtiment au centre non aligné avec les anciens bâtiments.		
	Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Bâtiment voisin (agrandissement).		
	Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré Une fissure observée dans le parement du coin nord du bâtiment A.		

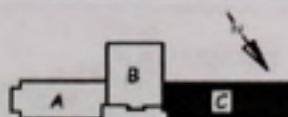
École 2-A : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 2-A	Nombre d'élèves : 442
	Type structural : Poteaux et poutres en bois (type 2)	Année de construction : 1957
		Surface totale : 4 535 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Une cheminée à l'arrière	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Bardage métallique sur certaines zones	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Parement de brique sur toutes les façades.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Des cloisons de blocs empilés verticalement et de maçonnerie de briques dans le nouveau bâtiment du gymnase.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escalier en bois.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre de sécurité dans quelques blocs portes sinon du verre normal, surtout dans les parties supérieures des cloisons des corridors.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Partout et suspendus par des tiges verticales.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Les rayonnages sont vissés aux murs. Aucun casier dans les corridors.	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) :		
Les luminaires et les tuyaux de l'étage sont suspendus à l'aide de tiges verticales.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Ouvres	Plans disponibles ? Si oui, où ? Bleus étudiés pendant la visite de l'école.	

École 2-A : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

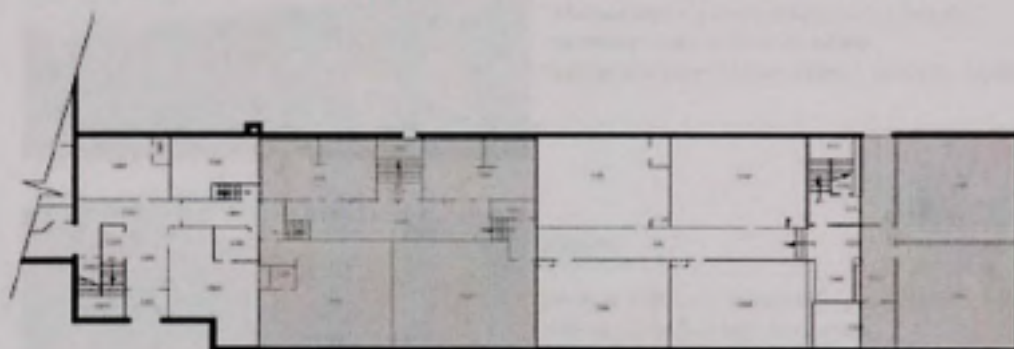
Plans du bâtiment C



Rez-de-chaussée

Le bâtiment est composé exclusivement de classes. L'ancien gymnase (zone en orange) a été réaménagé en petites salles. A l'extrémité, un agrandissement (zone verte) a eu lieu en 1988. Le joint qui sépare ces deux parties est bien visible.

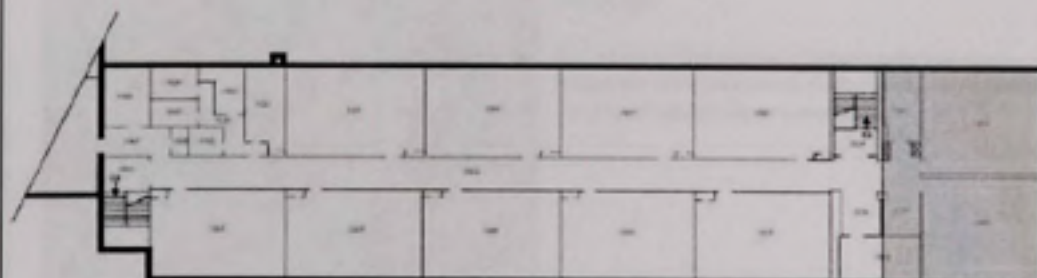
Dans l'ancienne zone du gymnase, les poutres sont épaisses et ont une grande portée. Dans le reste du bâtiment, le système structural est composé de poutres avec des poteaux intermédiaires, dont certains en acier.



Étage

L'étage est composé de classes dont certaines sur la zone agrandie (en vert).

Le système structural est le même partout avec des poutres et des poteaux lamellés ainsi que quelques poteaux en acier.



École 2-A : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade Nord

Façade avec l'ancien bâtiment à gauche avec un bardage métallique et l'agrandissement des années 80 à droite. Le système structural de l'école est en poteaux et poutres lamellées collées.



Façade Sud

La façade arrière a moins d'ouverture au rez-de-chaussée et une cheminée en brique. Le parement est en briques, comme sur toutes façades.



Intérieur

Les poutres et les poteaux sont apparents et simplement recouverts d'une couche de peinture. Des murs de cisaillement en bois sont présents aux extrémités.



Chargente

Sur les plans, des poutres triangulées en bois sont indiquées. L'observation de l'entretoit à une extrémité ne permet pas de voir ces poutres.

École 2-A : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 28 mai 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 2-B	Nombre d'élèves : 0	Année de construction : 1957
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 1 037 m²	
	Dimensions du bâtiment : 36 mètres x 15 mètres	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement et pas de rénovation importante		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), A Khaled (ETS), P Brayard (ETS), J Lavoie (MELS)		
Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd			
Système structural	Description générale : Cadres en acier dans la direction transversale avec remplissage de maçonnerie dans les 2 directions, en particuliers aux extrémités du bâtiment.		
	Fondations : Information non disponible.		
	Poutres/colonnes : Dans la direction transversale, 12 à 13 cadres espacés de 2.45 m dont 2 cadres avec remplissage de blocs (probables) aux extrémités. Au sous-sol, les poutres sont en I et recouvertes de plâtre. Aucune poutre n'est apparente à l'étage. Les colonnes sont en acier, recouvertes de plâtre. Aucune colonne n'est présente à l'entrée mais un cadre intermédiaire dans le sens longitudinal.		
	Planchers ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois		
	Toiture ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Toit à 4 versants avec fermes de bois.		
Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments			
☐ Ossatures contreventées ☐ Nd			
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Gymnase excentré au sous-sol, créant un grand espace ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : En demi sous-sol, 2 classes, un gymnase non centré avec des petites salles autour. Au 1er étage, 6 classes.		
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré			

École 2-B : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 2-B	Nombre d'élèves : 0
	Année de construction : 1957	
	Type structural : Ossature en acier résistant aux moments (Type 1)	Surface totale : 1 037 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Une cheminée en brique	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Placage de briques sur toutes les façades.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties : Auvent en bois à l'avant et sur un côté, supprimé à l'arrière	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Remplissage autour des classes (e= 12 cm) jusqu'à la dalle supérieure et dans la partie inférieure de la cage d'escalier.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escalier ouvert	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties)	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...)	
	L'école a changé d'usage	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) :	
	Luminaires fixés au plafond.	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Ouvr	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans des niveaux remis en main propre le jour de la visite.
Commentaires : • L'école a changé d'usage et est désormais à usage administratif. • L'école a un type structural des écoles typiques anciennes (Type 1 : ossature en acier résistant aux moments) avec une année de construction un peu plus récente : 1957 au lieu d'être avant 1950. Malgré cet écart de date, les enseignements tirés de cette visite (plâtre retiré autour d'une poutre et d'une colonne, mur de blocs observé sous le plâtre) seront utilisés pour les écoles de type 1.		

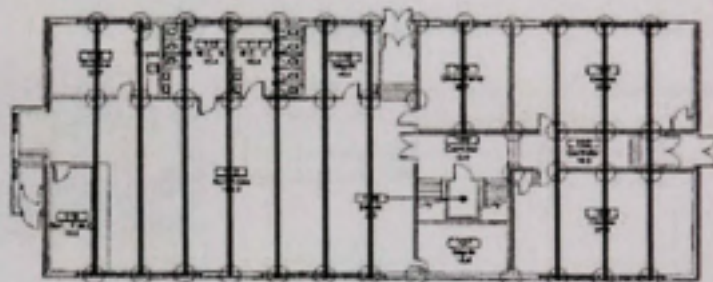
École 2-B : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Système structural composé de poutres (en rouge) et colonnes (cercles rouge) en acier.
Des murs de remplissages sont en blocs de béton (en vert)

Sous-sol

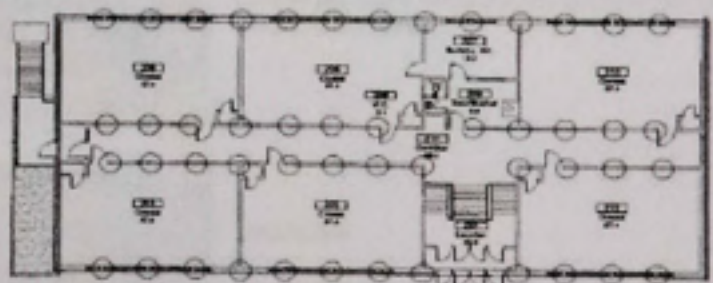
Quelques classes et un gymnase excentré entouré de petites salles.



← Nord

Etage

Niveau composé uniquement de classes.



École 2-B : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade Est

Façade principale comportant de grandes ouvertures. Les 12 colonnes sont distantes de 2,45 m. L'entrée se fait par un escalier non centré.



Façade Nord

Façade avec très peu d'ouverture. Une petite pièce (un vestibule) sort de la structure principale.

Le mur est probablement formé d'un cadre avec remplissage de blocs.



Façade Ouest

Façade avec de grandes ouvertures. Les 13 colonnes (une de plus que la façade est) sont distantes de 2,45 m. L'auvent a été démoli.



Façade Sud

Façade avec très peu d'ouverture. Le mur est à nouveau probablement formé d'un cadre avec remplissage de blocs.

École 2-B : Photos extérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 2 juillet 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 2-C	Nombre d'élèves : 258	Année de construction : 1950
	Type structural : Poteaux et poutres en bois (type 2)	Surface totale : 5 590 m²	
	Dimensions du bâtiment : 36 mètres x 15 mètres	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Oui plusieurs agrandissements dans les années 60-70. Le bâtiment original fait l'objet de notre visite du jour.		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), A Khaled (ETS), P Brayard (ETS), J Cloutier (MELS)		
Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd			
Système structural	Description générale : Système poteaux poutres en bois avec remplissage de maçonnerie entre les colonnes. Les cadres (12 ou 13) dans la direction transversale sont espacés de 2.50 m environ.		
	Fondations : Fondations en béton sur sol.		
	Poutres/colonnes : Poutres en bois, avec de plus grandes portées dans l'ancien gymnase. Colonnes en bois parfois recouvertes de plâtre.		
	Planchers ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Aperçu dans la chaufferie.		
	Toiture ☐ Béton ☐ Acier ☒ Bois Aperçu par une trappe.		
Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments			
☐ Ossatures contreventées ☐ Nd			
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Étage faible		
	2. Horizontale ? Gymnase excentré au sous-sol, créant un grand espace ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : A l'origine, un gymnase excentré se tenait au rez-de-chaussée. Mais aujourd'hui, des cloisons ont été posées pour le diviser en plusieurs salles.			
Bâtiment adjacent : Aucun bâtiment.			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré			

École 2-C : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 2-C	Nombre d'élèves : 258
	Adresse : 6951, avenue des Ormeaux, Montréal H1K 2X7	
	Commission Scolaire : de la Pointe-de-l'Île	Nombre d'élèves : 258
	Type structural : Poteaux et poutres en bois (type 2)	Surface totale : 5 590 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : Une cheminée en brique	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Bardages métalliques sur les façades avant et arrière.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Briques sur toutes les façades	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties : Auvents (en bois ou en béton) au-dessus de chaque sortie.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Des remplissages de maçonnerie entre les colonnes et dans la partie inférieure de la cage d'escalier.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Ouvert	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Seulement du verre ordinaire dans le bâtiment.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Dans certaines salles du bâtiment.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Aucun casier	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Des ventilateurs dans certaines salles. Les luminaires sont fixés directement au plafond.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Ouvr	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans de l'agrandissement consultés à la commission scolaire.	
Commentaires : • L'agrandissement de l'école a été visité pour confirmer les informations des écoles à ossatures en béton résistant aux moments.		

École 2-C : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Rez-de-chaussée

L'école est composée de la partie originale (en violet) construite en 1950 et d'un grand agrandissement construit en 1973, avec un gymnase et une cour intérieure. L'ancienne partie est en poteaux et poutres en bois et la plus récente est à cadres de béton armé.

L'ancien gymnase (encadré en rouge) a des poutres de grandes portées et a été réaménagé en classes.



Etage

L'étage de l'ancien bâtiment (en violet) est composé uniquement de classes. Le système est toujours en poutres et poteaux de bois avec dans le toit, une charpente de fermes de bois.



École 2-C : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade sud-ouest

La façade principale est composée de 6 séries de 6 fenêtres. Le système structural est en poteaux (espaces de 2,5 m) et de poutres en bois. Le revêtement est en briques avec des bardages d'acier.



Façade nord-est

La façade arrière a moins de fenêtres que la façade avant. Les fondations en béton sur tout le périmètre, d'une hauteur d'environ 1 mètre sont particulièrement visibles.



Intérieur

L'école est composée de poutres et poteaux en bois. Dans les petites salles avec de petites portées, les poutres sont simplement appuyés sur un support en bois. Dans l'ancien gymnase (ci-contre) avec de grandes portées, les connexions sont différentes.



Charpente

La charpente est constituée de fermes de bois boulonnées avec un recouvrement de bois.



École 2-C : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 3 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 3-A	Nombre d'élèves : 346	Année de construction : 1967
	Type structural : Ossature en béton résistant aux moments (Type 3)	Surface totale : 3 299 m²	
	Dimensions du bâtiment : 71 mètres x 33 mètres (largeur maximale)	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), J Camiré (MELS)		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Système en béton coulé en place avec poutres principales et poutres secondaires dans les deux directions et remplissage de blocs.		
	Fondations : Semelles filantes de béton sur tout le périmètre et des semelles isolées sous les colonnes.		
	Poutres/colonnes : L'espacement des cadres varie de 5.3 m à 8 m et celui des poutres est de 2.65 m dans les 2 directions. Cependant, le maillage n'est pas toujours régulier et les espacements varient à divers endroits. Dans le gymnase l'espacement des cadres est de 7.8 m avec des poutres tous les 3.90 m dans une seule direction.		
	Planchers : ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois Dalle de béton coulé en place.		
	Toiture : ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
Irrégularités	Contreventement latéral : ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments		
	☐ Ossatures contreventées ☐ Nd		
	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? La maternelle est sur un seul étage ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale : ☒ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Gymnase excentré et bâtiment non régulier ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Gymnase excentré sur les 2 niveaux.			
Les classes sont en périphérie.			
Bâtiment adjacent : Aucun			
Etat des matériaux : ☒ Bon ☐ Détérioré			

École 3-A : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 3-A	Nombre d'élèves : 346
	Type structural : Ossature en béton résistant aux moments (Type 3)	Année de construction : 1967
		Surface totale : 3 299 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Panneaux de béton préfabriqués séparés par des joints verticaux et panneaux de briques préfabriqués attachés à la structure avec des ancrages en acier tous les 16".	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie :	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Parapets : Parapets d'environ 20 cm sur tout le périmètre du bâtiment.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : En quinconce jusqu'aux poutres	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escaliers avec des murs de blocs	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties)	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Dans une ou deux salles seulement.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...)		
Rayonnages fixés aux murs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...)		
Luminaires fixés aux plafonds	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Divers	Plans disponibles ? Si oui, où ? Consultés à la commission scolaire.	
Commentaires : • Une autre école a été construite selon le même modèle : Wilder Penfield		

École 3-A : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Rez-de-chaussée

Le rez-de-chaussée est composé d'une section maternelle à droite, d'un gymnase au centre et de classes tout autour. Le système structural est en ossatures de béton résistant aux moments avec un espacement entre les cadres de 5.3 m à 8 m.



Étage

L'étage a une surface plus faible. Il comprend la partie supérieure du gymnase et des classes tout autour. Le système structural est le même qu'au rez-de-chaussée, sauf dans le gymnase où les poutres sont espacées de 3.90 m.



École 3-A : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade est

Façade avec une irrégularité verticale entre la maternelle d'un étage et le reste du bâtiment.



Façade nord

Façade avec une irrégularité horizontale (bâtiment en forme de L).



Intérieur

Bâtiment avec un système structural d'ossature en béton résistant aux moments. Les poutres sont distantes de 2,65 m dans les deux directions et les colonnes se trouvent toutes les 2 ou 3 poutres. Exception dans le gymnase où les poutres sont distantes de 3,90 m dans une seule direction.

École 3-A : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 4 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 3-B	Nombre d'élèves : ?	Année de construction : 1961
	Type structural : Ossature en béton résistant aux moments (Type 3)	Surface totale : 3 702 m²	
	Dimensions du bâtiment : 66 mètres x 19 mètres	Nb d'étages : 2 + sous-sol	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), A Lachance (MELS), Concierge (MELS)		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Cadres de béton armé dans la direction longitudinale et cadres de béton armé avec remplissage dans la direction transversale aux extrémités.		
	Fondations : Murs de béton coulés en place sur tout le périmètre.		
	Poutres/colonnes : 3 cadres en béton armé coulé en place dans la direction longitudinale. Dans la direction transversale, 2 cadres avec remplissage de blocs de béton (probablement) aux extrémités combinés aux murs de béton des cages des cages d'escalier.		
	Planchers ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois Solives et dalles en béton.		
	Toiture ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☒ Ossatures résistant aux moments ☐ Ossatures contreventées ☐ Nd		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Centre rigidité x centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Gymnase au centre du rez-de-chaussée sur un seul étage.		
Bâtiment adjacent (40 m x Nb d'étages) : Aucun			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré			

École 3-B : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 3-B	Nombre d'élèves : ?
	Année de construction : 1961	
	Type structural : Ossature en béton résistant aux moments (Type 3)	Surface totale : 3 702 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie : A un coin du bâtiment donnant sur la cour arrière	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Parement de briques. Cloisons en carreaux de verre dans les cages escaliers donnant sur l'extérieur.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties : 2 auvents en béton sur la cour arrière	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Blocs de béton utilisés dans le corridor du sous-sol en quinconce, autour de la salle électrique et de l'escalier.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Murs de béton sur la périphérie du bâtiment et murs de blocs pour les cloisons intérieures.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre de sécurité à l'entrée et dans les portes de cloisonnement. Blocs de verre en partie haute de toute les classes de l'étage.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : 2 types : directement collés au plafond dans les classes ou suspendus dans les corridors par des tiges verticales.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers vissés par série.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Luminaires fixés par différents systèmes : vissés au plafond (gymnase), encastrés dans le faux-plafond (corridors) ou fixés par des tiges verticales (classes et réfectoires).	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Divers	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans de structure fournis le jour même.	

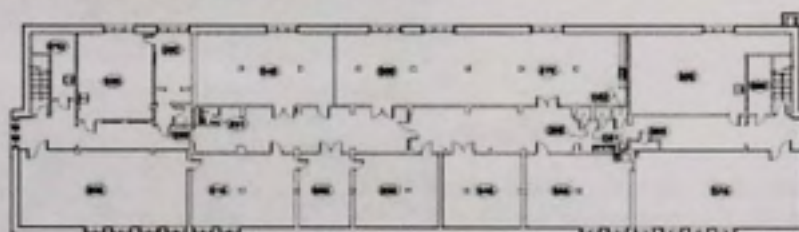
École 3-B : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Sous-sol

Le sous-sol est composé de classes et du réfectoire. Sur tout le périmètre, des murs de béton coulés en place sont présents, avec quelques fenêtres en partie supérieure.

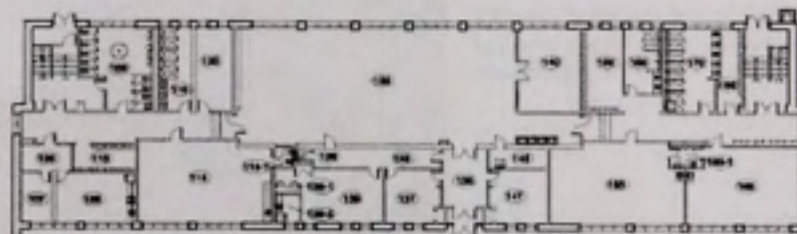
Les poutres et les colonnes de béton ne pas régulièrement espacées et au centre du bâtiment, des décalages des axes des poutres longitudinales sont observés.



Rez-de-chaussée

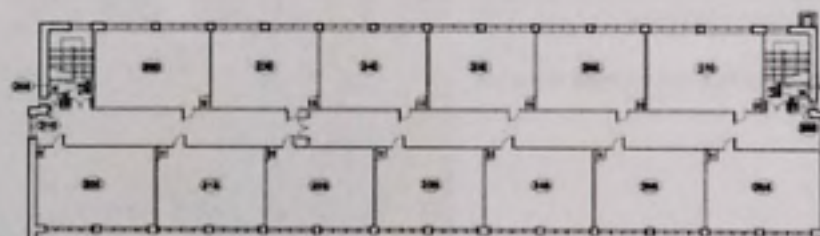
Le rez-de-chaussée est composé de l'administration et du gymnase.

Les poutres et les colonnes en béton ne sont pas régulières dans leur espacement et leur dimension.



Étage

L'étage est composé uniquement de classes.



École 3-B : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade sud-est

Façade principale avec l'entrée et un petit escalier.
Un parement de briques recouvre tout le bâtiment.



Façade Nord-ouest

Façade arrière comprenant deux entrées avec des auvents et une cheminée en maçonnerie.
Le gymnase est au milieu du rez-de-chaussée bâtiment.



Façade nord-est

Très peu d'ouverture dans les façades latérales.
Le mur n'est pas entièrement droit et présente un décrochement.



Intérieur

Système structural en ossature de béton résistant aux moments. Les poutres et les colonnes ont été coulées en place.
Certains cloisons sont en béton coulé en place.

École 3-B : Photos extérieures et intérieures.

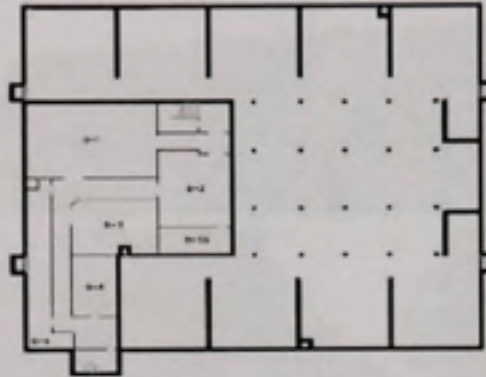
Fiche d'identification structurale		Date : 3 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 4-A	Nombre d'élèves : 436	Année de construction : 1964
	Type structural : Murs de cisaillement en béton (Type 4)	Surface totale : 3 659 m²	
	Dimensions du bâtiment : 44 mètres x 38 mètres	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement. Une rénovation de la façade sud-est dans les années 2000 où les auvents ont été enlevés.		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), J Camiré (MELS)		
Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ?		☐ Oui ☒ Non ☐ Nd	
Système structural	Description générale : Murs de cisaillement en béton surtout dans la direction transversale et des cadres de béton dans la direction longitudinale.		
	Fondations : Vraisemblablement sur du roc (information de M. Camiré).		
	Poutres/colonnes/murs : Les murs de cisaillement sont sur les façades sud-ouest et nord-est, sur deux côtés du gymnase, autour des cages d'escalier et ne sont pas toujours toute hauteur. Les cadres de béton sont présents seulement dans le gymnase.		
	Planchers ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Toiture ☒ Béton ☒ Acier ☐ Bois Dalle de béton sur platelage d'acier.		
Contreventement latéral ☒ Murs travaillant en cisaillement ☐ Ossatures résistant aux moments		☐ Ossatures contreventées ☐ Nd	
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Gymnase excentré ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Le gymnase est au centre d'un U. Les classes sont toutes autour.		
	Redondance du système structural : 6 colonnes dans le sens transversal observées sur la façade sud-est, 5 à 7 colonnes dans le sens longitudinal observées sur la façade nord-est.		
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Autun			
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré			

École 4-A : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 4-A	Nombre d'élèves : 436
	Année de construction : 1964	
	Type structural : Murs de cisaillement en béton (Type 4)	Surface totale : 3 659 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Originellement deux façades en auvents préfabriqués de 2.16 m de large. Remplacés sur une façade par des panneaux préfabriqués.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties : Auvents en béton au-dessus de chaque sortie	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Murs de blocs en quinconce dans les classes et les corridors, qui s'arrêtent parfois juste au-dessus du faux plafond et non jusqu'à la dalle supérieure. Remplissage de briques dans les escaliers et autour du gymnase.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Béton coulé en place mais pas toujours sur toute la hauteur. Pour compléter, remplissage de briques ou de blocs avec parfois une colonne.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre en partie supérieure des cloisons de toutes les classes donnant sur les corridors.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Partout mais avec différentes tailles de tuiles.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers vissés dans le mur. Rayonnages de la bibliothèque au sous-sol non fixés.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Luminaires suspendus ou collés au plafond.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Plans disponibles ? Si oui, où ?	Disponibles à la commission scolaire.	
Commentaires :		
- Des pièces du premier étage sont en porte-à-faux sur le gymnase - Le sous-sol est excavé sur une petite partie. Vides sanitaires sur le reste du bâtiment.		

École 4-A : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale



Sous-sol

Le sous-sol n'est pas excavé entièrement. Il contient en grande partie des vides sanitaires.
Des murs de béton coulés en place sont présents en nombre important.

Rez-de-chaussée

Le rez-de-chaussée est composé d'un gymnase et de salles tout autour. Les murs de béton travaillant en cisaillement et coulés en place sont situés sur deux façades de l'école, deux côtés opposés du gymnase et autour des cages d'escalier. Sur les deux autres côtés du gymnase, des cadres en béton avec remplissage de briques sont utilisés.



Étage

Les murs de béton du rez-de-chaussée sont prolongés à l'étage pas toujours sur toute la hauteur.

École 4-A : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade nord-est

Façade comprenant deux murs de béton travaillant en cisaillement aux extrémités, deux portes d'entrée avec des auvents et des fenêtres au centre.



Façade nord-ouest

Façade composée exclusivement de panneaux à auvents en béton préfabriqué.



Façade sud-ouest

Façade composée de trois murs de béton travaillant en cisaillement, une portée d'entrée avec un auvent et des panneaux à auvents en béton préfabriqué.



Façade sud-est

Façade qui était à l'origine identique à la façade nord-ouest avec des panneaux à auvents, remplacés dans les années 2000, par des panneaux en béton préfabriqué et des fenêtres.

École 4-A : Photos extérieures.

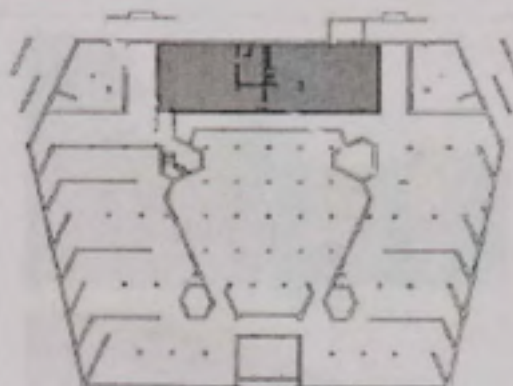
Fiche d'identification structurale		Date : 5 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 4-B	Nombre d'élèves : 354	Année de construction : 1966
	Type structural : Murs de cisaillement en béton (Type 4)	Surface totale : 4334 m²	
	Dimensions du bâtiment : 52 mètres (longueur maximale) x 43 mètres	Nb d'étages : 2 + sous-sol	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), A Khaled (ETS), P Brayard (ETS), S Tessier (MELS), Concierge		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Structures composée de murs de cisaillement dans les deux directions.		
	Fondations : Semelle filante en béton sur tout le périmètre ainsi qu'à l'intérieur du bâtiment et quelques semelles isolées.		
	Colonnes/poutres/murs : Murs de béton coulé en place dans les deux directions en nombre important à l'extérieur et à l'intérieur du bâtiment. Quelques colonnes et poutres en béton sont aussi présentes.		
	Planchers : ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois Planchers à caissons en béton.		
	Toiture : ☒ Béton ☐ Acier ☐ Bois		
	Contreventement latéral : ☒ Murs travaillant en cisaillement ☐ Ossatures résistant aux moments ☐ Ossatures contreventées ☐ Nd		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Bâtiment en forme de trapèze. ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☐ Centre rigidité ≠ centre de masse ☒ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Gymnase au centre de l'école. Les classes sont toutes autour.		
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun			
Etat des matériaux : ☒ Bon ☐ Détérioré Fissures importantes observées dans la dalle alvéolée de l'étage			

École 4-B : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos Nom de l'école : École 4-B Nombre d'élèves : 354 Année de construction : 1966		
Type structural : Murs de cisaillement en béton (Type 4)		Surface totale : 4334 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Cloisons en blocs montés verticalement (dans l'entrée) ou en quinconce (dans les corridors).	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escaliers ouvertes avec murs de béton autour	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture : Prise de jour dans l'escalier, soutenu par des barres d'acier.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre de sécurité dans les portes et la partie haute de certains corridors. Mais présence de verre normal dans la partie haute de corridors et dans les châssis vitrés de certaines zones (bibliothèque, administration)	
	Faux-plafonds suspendus : Quelques salles avec des faux-plafonds	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers vissés et rayonnages fixés aux murs.		
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) :		
Luminaires encastrés dans la dalle de béton alvéolée. Tuyauterie à l'étage fixée avec des tiges verticales.		
Autres : Armoires frigorifiques dans les couloirs.		
Divers Plans disponibles ? Si oui, où ? Fournis sur CD le jour même.		
Commentaires : - Le sous-sol n'est pas complètement excavé. - Présence d'un ascenseur - Une partie du bâtiment est en porte-à-faux sur la façade arrière.		

École 4-B : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

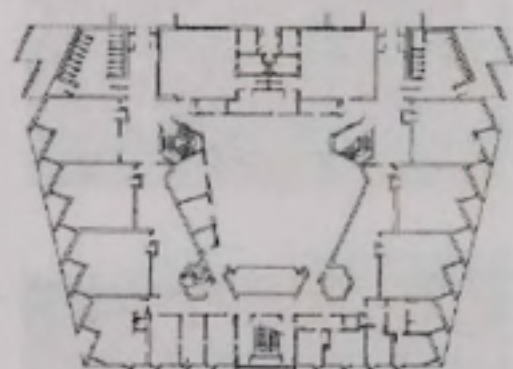
Fiche d'identification structurale



Sous-sol

Le sous-sol est excavé sur seulement une partie du bâtiment (en bleu). Présence de vides sanitaires sur le reste.

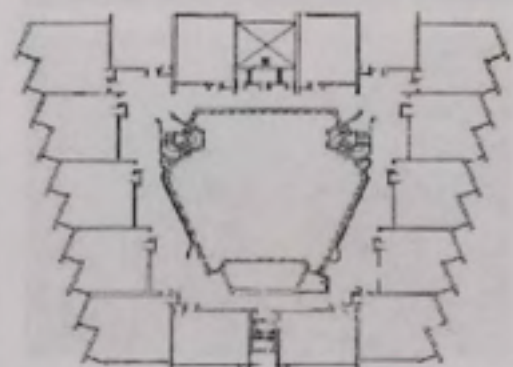
Les murs, les colonnes et les poutres sont tous en béton coulé en place.



Rez-de-chaussée

Le bâtiment a une forme de trapèze avec au centre le gymnase. Toutes les cloisons sont en béton coulé en place.

Sur les côtés, les façades ne sont pas droites mais formées par une série de murs parallèles.



Étage

Étage composé uniquement de salles de classe.



École 4-B : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade nord-est

Façade principale avec l'entrée. Les murs de béton travaillant en cisaillement composant le système structural du bâtiment sont très nombreux.



Façade nord-ouest

Façade non orthogonale à la façade principale. Elle est composée d'une série de murs de béton coulés en place parallèles entre eux.



Façade sud-ouest

Façade arrière avec des murs de béton importants.



Intérieur

Les cloisons sont presque toutes en béton coulé en place. Les planchers et le plafond sont à caissons de béton.

École 4-B : Photos extérieures et intérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 4 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 5-A	Nombre d'élèves : 467	Année de construction : 1985
	Type structural : Ossatures contreventée en acier (Type 5)	Surface totale : 3 895 m²	
	Dimensions du bâtiment : 19 mètres x 107 mètres (longueur totale)	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Deux agrandissements : un pour le gymnase et un pour une aile de l'école (en 1993) en conformité avec le CNB 90.		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), A Lachance (MELS)		
	Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
Système structural	Description générale : Cadres en acier (poutres et colonnes) avec remplissages de blocs et des contreventements dans l'agrandissement.		
	Fondations : Semelles filantes de béton sur le périmètre. Capacité portante du sol de 250 Kpa (confirmé sur les plans).		
	Poutres/colonnes : Poutres et colonnes en acier dont les axes principaux changent 2 fois de direction en suivant l'axe des bâtiments.		
	Planchers ☒ Béton ☒ Acier ☐ Bois Tôle d'acier recouverte de béton.		
	Toiture ☒ Béton ☒ Acier ☐ Bois Tôle d'acier recouverte de béton.		
	Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☐ Ossatures résistant aux moments ☒ Ossatures contreventées ☐ Nd		
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☐ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Bâtiment en forme courbe avec un gymnase à l'extrémité. ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☒ Système non orthogonal		
	Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : le Gymnase est à une extrémité de l'école. Le reste du bâtiment est composé de classes.		
	Redondance du système structural		
	Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun		
Etat des matériaux ☒ Bon ☐ Déterioré			

École 5-A : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École S-A	Nombre d'élèves : 467
	Année de construction : 1985	
	Type structural : Ossatures contreventée en acier (Type 5)	Surface totale : 3 895 m²
Éléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués : Placage de briques préfabriqué sur toutes les façades	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie :	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties et de trottoirs	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☐ Non ☒ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Des cloisons de blocs montées verticalement dans toutes les classes et les corridors. Les cloisons sont montées jusqu'à la dalle supérieure et sont traversées par les fermes métalliques.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : un escalier central avec des cloisons de blocs et un à l'extrémité avec des murs de béton.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Seulement quelques vitres à l'entrée. Les vitres des classes sont toutes en verre de sécurité.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Faux-plafonds suspendus : Partout	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Casiers vissés par série de trois. Rayonnages de la bibliothèque non fixés aux murs.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Luminaires néons fixés au plafond à l'entrée ou posés sur les tuiles de faux-plafond dans les classes.	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Divers	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans de structure fournis le jour même.
Commentaires : • Présence d'un ascenseur		

École S-A : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Rez-de-chaussée

Bâtiment d'une forme non orthogonale avec des parties aux extrémités issues d'un agrandissement (en orange). D'après les plans, les poutres, les colonnes et les poutrelles ne sont pas régulières sur tout le bâtiment. Les changements de directions introduisent trois changements dans les axes des cadres.



Étage

L'étage est composé de classes avec la partie haute du gymnase à une extrémité. Le système structural est similaire à celui du rez-de-chaussée avec les mêmes changements de direction.



École 5-A : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade avant

Entrée principale de ce bâtiment de forme non orthogonale.

Le système structural d'ossatures contreventées en acier n'est apparent ni à l'extérieur ni à l'intérieur du bâtiment.



Aile ayant été agrandie dans les années 1990.

Elle est recouverte d'un placage de briques préfabriquées comme le reste du bâtiment.



Aile avec le gymnase, ayant été agrandie dans les années 1990. Les ossatures contreventées du gymnase sont apparentes.



Façade arrière

École 5-A : Photos extérieures.

Fiche d'identification structurale		Date : 9 juin 2008	Page 1 de 2
Informations	Nom de l'école : École 5-B	Nombre d'élèves : 313	Année de construction : 1993
	Type structural : Ossature contreventée en acier (Type 5)	Surface totale : 4 412 m²	
	Dimensions du bâtiment : 86 mètres x 50 mètres	Nb d'étages : 2	
	Agrandissement ou travaux de rénovation ? Aucun agrandissement		
	Personnes présentes : MJ Nollet (ETS), P Brayard (ETS), J Cloutier (MELS), Concierge		
Bâtiment de protection civile (refuge en cas de séisme) ? ☐ Oui ☒ Non ☐ Nd			
Système structural	Description générale : Ossatures en acier à contreventements concentriques.		
	Fondations : Semelles filantes en béton et semelles isolées pour les poteaux sur un roc de capacité portante de 500 Kpa (plans).		
	Poutres/colonnes : Poutres principales en acier de type W et poutres secondaires triangulées en acier. Les colonnes sont recouvertes de blocs de béton. 7 contreventements concentriques sont utilisés, à l'étage seulement : 5 dans la direction longitudinale et 2 dans la direction transversale (plans).		
	Planchers : ☒ Béton ☒ Acier ☐ Bois Tôle d'acier recouverte de béton.		
	Toiture : ☒ Béton ☒ Acier ☐ Bois Tôle d'acier recouverte de béton.		
Contreventement latéral ☐ Murs travaillant en cisaillement ☐ Ossatures résistant aux moments			
☒ Ossatures contreventées ☐ Nd			
Irrégularités	Irrégularités du bâtiment		
	1. Verticale ? Des zones de l'école ont un seul étage. ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☐ Rigidité latérale ☒ Géométrie (décrochement, pente) ☐ Etage faible		
	2. Horizontale ? Le Bâtiment a une forme de L. ☒ Oui ☐ Non ☐ Nd		
	☒ Centre rigidité ≠ centre de masse ☐ Système non orthogonal		
Agencement général du bâtiment (ateliers, gymnases, salle de récréation) : Le gymnase est excentré dans un coin du L, collé au réfectoire.			
Bâtiment adjacent (40 mm x Nb d'étages) : Aucun bâtiment			
Etat des matériaux : ☒ Bon ☐ Détérioré			

École 5-B : Informations recueillies sur le système structural et les irrégularités du bâtiment.

Fiche d'identification structurale		Page 2 de 2
Infos	Nom de l'école : École 5-B	Nombre d'élèves : 313
	Année de construction : 1993	
	Type structural : Ossature contreventée en acier (Type 5)	Surface totale : 4 412 m²
Eléments non structuraux	Extérieur	
	Cheminée en maçonnerie	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Placages ou panneaux préfabriqués	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Revêtement extérieur en maçonnerie : Blocs de béton et parement de briques	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Parapets	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Auvents au-dessus de sorties : Au-dessus des 3 sorties, auvent massif de briques avec une structure d'acier.	
		☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Vitrage indépendant de la structure	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Intérieur	
	Cloisons en maçonnerie ou de blocs : Blocs en quinconce armés verticalement	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Cloisons amovibles	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Fenêtres et murs rideaux : Un petit mur rideau sur la façade sud-ouest	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Escaliers et cage d'escaliers : Escalier en acier	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd
	Atriums et prises de jour en toiture	☐ Oui ☒ Non ☐ Nd
	Verre autre que verre de sécurité dans zones d'issue (corridors, sorties) : Verre de sécurité dans les blocs portes mais pas dans toute l'école (vitres de la bibliothèque, de l'entrée...).	
	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Faux-plafonds suspendus : Partout et suspendus avec des tiges verticales		
	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Meubles à risque dans des zones d'occupation humaine (armoire, casier, rayonnage...) : Aucun casier dans les corridors. Rayonnages fixés entre eux mais pas à la structure.		
	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Appareillages mécaniques ou électriques (pompes, conduits, tuyauterie, ventilateurs, luminaires...) : Luminaires posés sur le faux-plafonds.		
	☒ Oui ☐ Non ☐ Nd	
Plans	Plans disponibles ? Si oui, où ? Plans de structure et d'architecture étudiés pendant la visite.	
Commentaires :		
• Présence d'un ascenseur dans le corridor		

École 5-B : Informations recueillies sur les éléments non structuraux.

Fiche d'identification structurale

Rez-de-chaussée

Rez-de-chaussée composé d'un gymnase excentré, collé au réfectoire et de petites salles. Le bâtiment montre une irrégularité horizontale avec une forme en L pouvant engendrer une torsion éventuelle.



Etage

Etage avec des classes sur seulement une partie du bâtiment ainsi que la partie haute du gymnase. Les contreventements concentriques sont représentés en rouge.



École 5-B : Plans des niveaux.

Fiche d'identification structurale



Façade sud-est

Façade principale en blocs de béton et parement de briques. Grandes ouvertures avec 5 rangées de 5 fenêtres.
Une irrégularité géométrique verticale avec le passage de 2 à 1 étage sur certaines zones.



Façade sud-ouest

Façade avec peu d'ouverture : un petit mur rideau.



Façade nord-ouest

Façade arrière avec des irrégularités horizontales (forme non régulière) et verticales.



Intérieur

Assemblage de poteaux (recouverts de blocs) et de poutres en acier.
Présence de contreventements concentriques à différents endroits.

École 5-B : Photos extérieures et intérieures.

ANNEXE IV

CALCUL DES RATIOS $V_{\text{conception}} / V_{2005}$

Type 1 : Écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments (avant 1950)

Hauteur : deux à quatre étages.

Dimension : 1 000 à 6 000 m² ; 2 869 m² en moyenne d'après la base de données.

CNBC en vigueur : 1941.

- Pour les écoles avant 1941, le CNBC n'existait pas et le dimensionnement pour les charges sismiques était empirique.
- En 1941, première version du CNBC, les forces horizontales dues aux séismes sont données dans l'Annexe H par la formule :

$$F = C * W \quad (\text{IV-1})$$

- F, la force horizontale en livres appliquée au centre de gravité du bâtiment ;
- W, la charge permanente totale et la moitié de la charge vive ;
- C, une constante obtenue à l'aide du tableau 1 de l'annexe H.

Pour un bâtiment complet, $V_{1941, \text{centre de gravité}} = 0,02 * W$.

En supposant que les charges vives (surcharges de planchers, etc.) représentent environ 50% de la charge morte, l'approximation $W_{1941} = 1,25 * W_{2005}$ est faite donc $V_{1941, \text{centre de gravité}} = 0,03 * W$.

Cependant, cette méthode de calcul est très particulière : c'est la dernière fois que la force horizontale est calculée au centre de gravité et que la charge permanente est calculée ainsi.

- En 2005 (entrée en vigueur le 17 mai 2008 au Québec), douzième édition du CNBC, les forces horizontales dues aux séismes sont données dans la section 4.1.8. par la formule :

$$V = \frac{S(Ta) * M_v * I_E * W}{R_d * R_0} \quad (\text{IV-2})$$

- S(Ta), la réponse spectrale de l'accélération de calcul exprimée sous forme de rapport à l'accélération de pesanteur pendant la période du mode fondamentale de vibration latérale du bâtiment Ta. Pour $h_n = 7$ m, 10,5 m ou 14 m (2, 3 ou 4 étages), $Ta = 0,085 * h_n^{3/4} = 0,37$ s (2 étages), 0,50 s (3 étages) ou 0,62 s (4 étages). Pour 2 étages, $S(Ta) = \text{Min} [F_v * Sa(0,5) ; F_a * Sa(0,2)] = 0,49$ pour Montréal et 0,43 pour Québec. Pour 3 étages, $S(Ta) = 0,34$ pour

Montréal et 0,30 pour Québec. Pour 4 étages, $S(T_a) = 0,29$ pour Montréal et 0,26 pour Québec ;

- M_v , facteur tenant compte de l'effet du monde supérieur sur le cisaillement à la base. Pour $T_a = 0,50$ s, $S_a(0,2) / S_a(2,0) > 8$ à Montréal (14,4) et à Québec (12,3) alors $M_v = 1,0$;
- I_E , coefficient de risque parasismique du bâtiment (anciennement I) = 1,3 ;
- R_d , coefficient de modification de force liée à la ductilité du bâtiment = 1,5 (ossature en acier résistant aux moments de construction traditionnelle) ;
- R_o , coefficient de modification de force liée à la sur-résistance du bâtiment = 1,3.

Pour deux étages,	$V_{2005,base} = 0,327$ W à Montréal
	$V_{2005,base} = 0,287$ W à Québec
Pour trois étages,	$V_{2005,base} = 0,227$ W à Montréal
	$V_{2005,base} = 0,2$ W à Québec
Pour quatre étages,	$V_{2005,base} = 0,193$ W à Montréal
	$V_{2005,base} = 0,173$ W à Québec

- Les ratios sont :

Pour deux étages,	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 9,2\%$ à Montréal
	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 10,5\%$ à Québec
Pour trois étages,	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 13,2\%$ à Montréal
	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 15,0\%$ à Québec
Pour quatre étages,	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 15,5\%$ à Montréal
	$\frac{V_{1941}}{V_{2005}} = 17,3\%$ à Québec

Type 2 : Écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois (1955 – 1963)

Hauteur : deux ou trois étages.

Dimension : entre 600 et 800 m² ; 1 220 m² en moyenne d'après la base de données.

CNBC en vigueur : 1953.

- En 1953, deuxième édition du CNBC, les forces horizontales dues aux séismes sont données dans la section 4.1.2.9. par la formule :

$$F = C * W \quad (\text{IV-3})$$

- F, la force horizontale en livres appliquée à chaque plancher au-dessus des fondations et au toit ;
- W, la charge permanente totale tributaire au point considéré en incluant les machineries et les autres charges concentrées ;
- C, une constante tirée du tableau 4.1.2. : pour un bâtiment complet $0,15 / (N + 4,5)$ avec N le nombre de planchers. Ce coefficient est multiplié selon la zone de sismicité (de 0 à 3). Pour Montréal et Québec, en zone 3, ce coefficient est multiplié par 4 pour obtenir C.

Pour deux étages, $V_{1953, \text{base}} = 0,092 W$

Pour trois étages, $V_{1953, \text{base}} = 0,08 W$

- En 2005, les forces horizontales dues aux séismes sont données par la formule :

$$V = \frac{S(Ta) * Mv * I_E * W}{R_d * R_o} \quad (\text{IV-4})$$

- S(Ta), pour $Ta = 0,1$ N = 0,2 (2 étages) ou 0,3 (3 étages) en tant qu'ossature résistant aux moments ni en acier ni en béton. Pour 2 étages, S(Ta) = 0,69 à Montréal et S(Ta) = 0,59 à Québec. Pour 3 étages, S(Ta) = 0,57 à Montréal et S(Ta) = 0,49 à Québec ;
- $Mv = 1,0$ pour $Ta = 0,2$ s ou 0,3 s et $Sa(0,2) / Sa(2,0) > 8$;
- $R_d = 1,5$ (Ossature en bois résistant aux moments avec assemblages ductiles, ductilité restreinte) ;
- $R_o = 1,5$.

Pour deux étages, $V_{2005, \text{base}} = 0,399 W$ à Montréal

$V_{2005, \text{base}} = 0,341 W$ à Québec

Pour trois étages, $V_{2005, \text{base}} = 0,329 W$ à Montréal

$V_{2005, \text{base}} = 0,283 W$ à Québec

- Les ratios sont :

Pour deux étages,

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 23,1\% \text{ à Montréal}$$

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 27,0\% \text{ à Québec}$$

Pour trois étages,

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 24,3\% \text{ à Montréal}$$

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 28,3\% \text{ à Québec}$$

Type 3 : Écoles à ossature en béton résistant aux moments (1950 – 1964)

Hauteur : deux ou trois étages.

Dimension : parfois plus de 6 000 m² ; 4 842 m² en moyenne d'après la base des données.

CNBC en vigueur : 1941, 1953.

- En 1953, les résultats sont identiques à ceux du type 2.

Pour deux étages, $V_{1953, \text{base}} = 0,092 \text{ W}$

Pour trois étages, $V_{1953, \text{base}} = 0,08 \text{ W}$

- En 2005, les forces horizontales dues aux séismes sont données par la formule :

$$V = \frac{S(Ta) * M_v * I_E * W}{R_d * R_o} \quad (\text{IV-5})$$

- $S(Ta)$, pour $h_n = 7 \text{ m}$ ou $10,5 \text{ m}$ (2 ou 3 étages), $Ta = 0,075 * h_n^{3/4} = 0,32 \text{ s}$ (2 étages) ou $0,44 \text{ s}$ (3 étages). Pour 2 étages, $S(Ta) = 0,55$ à Montréal et $S(Ta) = 0,47$ à Québec. Pour 3 étages, $S(Ta) = 0,41$ pour Montréal et $0,36$ pour Québec ;
- $M_v = 1,0$ pour $Ta = 0,44 \text{ s}$ et $Sa(0,2) / Sa(2,0) > 8$;
- $R_d = 1,5$ (Construction traditionnelle à ossature en béton résistant aux moments) ;
- $R_o = 1,3$.

Pour deux étages,

$$V_{2005, \text{base}} = 0,367 \text{ W à Montréal}$$

$$V_{2005, \text{base}} = 0,313 \text{ W à Québec}$$

Pour trois étages,

$$V_{2005, \text{base}} = 0,273 \text{ W à Montréal}$$

$$V_{2005, \text{base}} = 0,240 \text{ W à Québec}$$

- Les ratios sont :

Pour deux étages,

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 25,1\% \text{ à Montréal}$$

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 29,4\% \text{ à Québec}$$

Pour trois étages,

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 29,3\% \text{ à Montréal}$$

$$\frac{V_{1953}}{V_{2005}} = 33,3\% \text{ à Québec}$$

Type 4 : Écoles à murs de cisaillement en béton (1964 – 1979)

Hauteur : deux ou trois étages.

Dimension : 6 000 à 30 000 m² ; 7759 m² en moyenne d'après la base de données.

CNBC en vigueur : 1953, 1965, 1970.

- En 1965, quatrième édition du CNBC, les forces horizontales à la base dues aux séismes sont données à la section 4.1.3.15. par la formule :

$$V = R * C * I * F * S * W \quad (\text{IV-6})$$

- R, le facteur sismique est une mesure de l'intensité estimée des forces sismiques qui peuvent se produire dans la région = 4 pour Montréal et pour la ville de Québec ;
- C, le genre de construction = 0,75 ;
- I, l'importance du bâtiment = 1,3 ;
- F, les conditions de fondation = 1,0 pour un bâtiment n'ayant pas de fondation sur un terrain grandement compressible ;
- S, coefficient = 0,25 / (9 + N) = 0,023 pour 2 étages et 0,021 pour 3 étages ;
- W, la charge totale due au matériau de construction incorporé dans le bâtiment, celle résultant de l'emploi du bâtiment à des fins d'entreposage et celle due au poids de l'outillage et de la machinerie.

$$\text{Pour deux étages,} \quad V_{1965, \text{ base}} = 0,090 W$$

$$\text{Pour trois étages,} \quad V_{1965, \text{ base}} = 0,082 W$$

- En 1970 (entrée en vigueur le 1^{er} décembre 1976 au Québec), cinquième édition du CNBC, les forces horizontales à la base dues aux séismes sont données à la section 4.1.7. par la formule :

$$V = 0.25 * R * K * C * I * F * W \quad (IV-7)$$

- I (=1,3) et F (=1,0) inchangés depuis la version précédente ;
- R, coefficient sismique de la région qui représente la mesure de l'activité sismique et le risque dans la région à l'étude, = 2 pour Montréal et 4 pour la ville de Québec ;
- K, coefficient numérique qui représente le matériau et le genre de matériau = 0,8 ;
- C, le coefficient numérique de cisaillement à la base = $0,05 / \sqrt[3]{0,1N} = 0,085$ pour 2 étages et 0,075 pour 3 étages ;
- W, charge permanente avec 25% de la surcharge de neige, les surcharges dues à l'entreposage et les réservoirs pleins.

Pour deux étages,	$V_{1970,base} = 0,044$ W à Montréal
	$V_{1970,base} = 0,088$ W à Québec
Pour trois étages,	$V_{1970,base} = 0,039$ W à Montréal
	$V_{1970,base} = 0,078$ W à Québec

- En 2005, les forces horizontales dues aux séismes sont données par la formule :

$$V = \frac{S(Ta) * Mv * I_E * W}{R_d * R_o} \quad (IV-8)$$

- S(Ta), pour $h_n = 8$ m ou 12 m (2 ou 3 étages), $Ta = 0,05 * h_n^{3/4} = 0,238$ s (2 étages) ou 0,322 s (3 étages). Pour 2 étages, S(Ta) = 0,65 à Montréal et S(Ta) = 0,55 à Québec. Pour 3 étages, S(Ta) = 0,55 à Montréal et S(Ta) = 0,47 à Québec ;
- $Mv = 1,0$ pour $Ta = 0,238$ s ou 0,322 s et $Sa(0,2) / Sa(2,0) > 8$;
- $R_d = 1,5$ (Construction traditionnelle avec murs travaillant en cisaillement) ;
- $R_o = 1,3$.

Pour deux étages,	$V_{2005,base} = 0,433$ W à Montréal
	$V_{2005,base} = 0,367$ W à Québec
Pour trois étages,	$V_{2005,base} = 0,367$ W à Montréal
	$V_{2005,base} = 0,313$ W à Québec

- Les ratios sont :

Pour deux étages, à Montréal

à Québec

Pour trois étages, à Montréal

à Québec

$\frac{V_{1965}}{V_{2005}} = 20,8\%$	$\frac{V_{1970}}{V_{2005}} = 10,2\%$
$\frac{V_{1965}}{V_{2005}} = 24,5\%$	$\frac{V_{1970}}{V_{2005}} = 24,0\%$
$\frac{V_{1965}}{V_{2005}} = 22,3\%$	$\frac{V_{1970}}{V_{2005}} = 10,6\%$
$\frac{V_{1965}}{V_{2005}} = 26,2\%$	$\frac{V_{1970}}{V_{2005}} = 24,9\%$

Type 5 : Écoles récentes à ossature contreventée en acier (après 1980)

Hauteur : 2 étages.

Dimension : 3 000 à 12 000 m² ; 3 865 m² en moyenne d'après la base de données.

CNBC en vigueur : 1980, 1985, 1990, 2005.

Les codes de 1975 et 1977 ne sont jamais entrés en vigueur au Québec.

- En 1980 (entrée en vigueur le 25 mai 1984 au Québec), huitième édition du CNBC, les forces horizontales à la base dues aux séismes sont données à la section 4.1.9. par la formule :

$$V = A * S * K * I * F * W \quad (\text{IV-9})$$

- A, le rapport d'accélération de la zone c'est-à-dire le rapport de l'accélération horizontale au sol prévue à l'accélération de la pesanteur = 0,04 pour Montréal et 0,08 pour la ville de Québec ;
- S, coefficient de réponse sismique de l'ouvrage : $0,5 / \sqrt{T} = 1,12$ pour 2 étages ;
- K, coefficient numérique qui représente le matériau, le type de construction, l'amortissement, la ductilité, la capacité d'absorption d'énergie = 0,7 ;
- I (=1,3), W et F (=1,0) inchangés depuis la version précédente.

$$V_{1980, \text{base}} = 0,041 W \text{ à Montréal}$$

$$V_{1980, \text{base}} = 0,082 W \text{ à Québec}$$

- En 1985 (entrée en vigueur le 18 janvier 1986 au Québec), neuvième édition du CNBC, les forces horizontales à la base dues aux séismes sont données à la section 4.1.7. par la formule :

$$V = v * S * K * I * F * W \quad (\text{IV-9})$$

- $I (=1,3)$, $K (=0,7)$ et $F (=1,0)$ inchangés depuis la version précédente ;
- v , rapport de vitesse de la zone c'est-à-dire la vitesse horizontale au sol de la zone = 0,10 pour Montréal et 0,15 pour la ville de Québec ;
- S , coefficient de réponse sismique de l'ouvrage. $T \leq 0,25$ s et $Z_a / Z_v > 1,0$ donc $S = 0,62$ pour Montréal et la ville de Québec ;
- W , charge permanente avec 25% de la surcharge de neige, 60% du poids stocké dans les locaux d'entreposage, et la totalité du contenu des réservoirs.

$$V_{1985, \text{ base}} = 0,056 W \text{ à Montréal}$$

$$V_{1985, \text{ base}} = 0,085 W \text{ à Québec}$$

- En 1990 (entrée en vigueur le 10 novembre 1993 au Québec), dixième édition du CNBC, les forces horizontales à la base dues aux séismes sont données à la section 4.1.9. par la formule :

$$V = \frac{v * S * I * F * U * W}{R} \quad (\text{IV-10})$$

- $I (=1,3)$, $F (=1,0)$, W et $v (=0,10$ pour Montréal et $0,15$ pour Québec) inchangés depuis la version précédente ;
- $U = 0,6$, facteur représentant le niveau de protection suivant l'expérience ;
- S , coefficient de réponse sismique de l'ouvrage. $T = 0,14$ s $\leq 0,25$ s (avec $h_n = 8$ m et $D_s = 25$ m, $T = 0,09 * h_n / \sqrt{D_s}$) et $Z_a / Z_v > 1,0$ donc $S = 4,2$ pour Montréal et la ville de Québec ;
- R , facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique. $R = 3,0$ pour les ossatures ductiles contreventées.

$$V_{1990, \text{ base}} = 0,110 W \text{ à Montréal}$$

$$V_{1990, \text{ base}} = 0,164 W \text{ à Québec}$$

- En 2005, les forces horizontales dues aux séismes sont données par la formule :

$$V = \frac{S(T_a) * M_v * I_E * W}{R_d * R_o} \quad (\text{IV-11})$$

- $S(T_a)$, pour $h_n = 2 \times 4$ m, $T_a = 0,025 * h_n = 0,2$ s alors $S(T_a) = 0,69$ pour Montréal et $0,59$ pour Québec ;
- $M_v = 1,0$ pour $T_a = 0,44$ s, $S_a(0,2) / S_a(2,0) > 8$;

- $R_d = 3,0$ (Ossature à contreventement concentrique de ductilité moyenne) ;
- $R_o = 1,3$.

$$V_{2005,base} = 0,23W \text{ à Montréal}$$

$$V_{2005,base} = 0,197 W \text{ à Québec}$$

- Les ratios sont :

À Montréal,	$\frac{V_{1980}}{V_{2005}} = 17,8\%$	$\frac{V_{1985}}{V_{2005}} = 24,3\%$	$\frac{V_{1990}}{V_{2005}} = 47,8\%$
À Québec,	$\frac{V_{1980}}{V_{2005}} = 41,6\%$	$\frac{V_{1985}}{V_{2005}} = 43,1\%$	$\frac{V_{1990}}{V_{2005}} = 83,2\%$

ANNEXE V

CALCUL DES INDICES DE PRIORITÉ SISMIQUE

Type 1 : Écoles anciennes à ossature en acier résistant aux moments (avant 1950)

A = 1,5 ($Z_v + 1 = 3$, avant 1965)

B = 1,0 (Sol rocheux ou sol dur, avant 1965)

C = 1,2 (Ossature en acier résistant aux moments, avant 1970)

D = 1,0 (Aucune irrégularité)

E = 1,5 (École, avant 1970)

F₁ = 6,0 (Risques de chutes d'objets comme des cloisons en maçonnerie, avant le CNBC 70 et type de structure OAM)

D'où

IS = 2,7
INS = 9
IPS = 11,7

Type 2 : Écoles « Duplessis » à poteaux et poutres en bois (1955 – 1963)

A = 1,5 ($Z_v + 1 = 3$, avant 1965)

B = 1,0 (Sol rocheux ou sol dur, avant 1965)

C = 2,0 (Poteaux et poutres en bois, avant 1970)

D = 1,5 (Irrégularité horizontale, avant 1970)

E = 1,5 (École, avant 1970)

F₁ = 3,0 (Risques de chutes d'objets comme des cheminées en maçonnerie, avant le CNBC 70)

D'où

IS = 6,75
INS = 4,5
IPS = 11,25

Type 3 : Écoles à ossature en béton résistant aux moments (1950 – 1964)

A = 1,5 ($Z_v + 1 = 3$, avant 1965)

B = 1,0 (Sol rocheux ou sol dur, avant 1965)

C = 2,5 (Ossature en béton résistant aux moments, avant 1970)

D = 1,0 (Aucune irrégularité)

E = 1,5 (École, avant 1970)

F₁ = 6,0 (Risques de chutes d'objets comme des cloisons en maçonnerie, avant le CNBC 70 et type de structure OBM)

D'où

$IS = 5,625$ $INS = 9$ $IPS = 14,625$

Type 4 : Écoles à murs de cisaillement en béton (1964 – 1979)

$A = 1,0$ ($Z_v + 1 = 3$, entre 1965 et 1984)

$B = 1,0$ (Sol rocheux ou sol dur, après 1965)

$C = 2,0$ ou $1,5$ (Murs de béton travaillant en cisaillement, avant ou après 1970)

$D = 1,0$ (Aucune irrégularité)

$E = 1,5$ ou $1,2$ (École, avant ou après 1970)

$F_1 = 3,0$ ou $2,0$ (Risques de chutes d'objets comme des cloisons en maçonnerie, avant ou après le CNBC 70)

D'où

$IS = 3,0$ avant 1970 ou $1,8$ après 1970 $INS = 4,5$ avant 1970 ou $2,4$ après 1970 $IPS = 7,5$ avant 1970 ou $4,2$ après 1970

Type 5 : Écoles récentes à ossature contreventée en acier (après 1980)

$A = 1,0$ ($Z_v + 1 = 3$, entre 1965 à 1984 ou après 1984)

$B = 1,0$ (Sol rocheux ou sol dur, après 1965)

$C = 1,5$ ou $1,0$ (Ossature contreventée en acier résistant aux moments entre 1970 et 1990 ou après 1990)

$D = 1,5$ (Irrégularité horizontale souvent constatée)

$E = 1,2$ (École, après 1970)

$F_1 = 2,0$ (Risques de chutes d'objets comme des placages de maçonnerie extérieurs, après CNBC 70)

D'où

$IS = 2,7$ avant 1990 ou $1,8$ après 1990 $INS = 2,4$ $IPS = 5,1$ avant 1990 ou $4,2$ après 1990
--

ANNEXE VI

FORMULAIRE DÉTAILLÉ DE VULNÉRABILITÉ

Pointage structural de base pour les bâtiments de type S1 à ossatures d'acier résistant aux moments avec des diaphragmes rigides

Système de base

CHEMIN DE CHARGE : La structure contient un minimum d'un chemin de charge complet pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate concernant les effets des charges sismiques de n'importe quelle direction horizontale, qui servira à transférer aux fondations les forces d'inertie dues à la masse. C NC N/A N/D

BÂTIMENTS ADJACENTS : La distance nette entre le bâtiment sous évaluation et n'importe quel autre bâtiment est plus grande que 4% de la hauteur du plus petit bâtiment pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

MEZZANINES : Les niveaux mezzanines intérieurs sont contreventés indépendamment de la structure principale, ou sont ancrés aux éléments de résistance aux forces latérales de la structure principale. C NC N/A N/D

ÉTAGE FAIBLE : La résistance du système de résistance aux forces latérales des étages n'est pas inférieure à 80% de la résistance des étages adjacents, au-dessus et en-dessous, pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

ÉTAGE SOUPLE : La rigidité du système de résistance aux forces latérales des étages n'est pas inférieure à 70% de la rigidité des étages adjacents, au-dessus et en-dessous, ou inférieure à 80% de la rigidité moyenne des étages au-dessus ou en-dessous, pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

GÉOMÉTRIE : Il n'y a pas de changement dans les dimensions horizontales du système de résistance aux forces latérales de plus de 30% dans un étage par rapport aux étages adjacents, pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate, à l'exception des terrasses et des mezzanines. C NC N/A N/D

DISCONTINUITÉS VERTICALES : Tous les éléments du système de résistance aux forces latérales sont continus jusqu'aux fondations. C NC N/A N/D

MASSE : Il n'y a pas de changement dans la masse effective de plus de 50% d'un étage à un autre pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. Les toits légers, les terrasses et les mezzanines ne doivent pas être considérés. C NC N/A N/D

TORSION : La distance estimée entre le centre de masse d'un étage et le centre C NC N/A N/D

de rigidité est inférieur à 20% de la largeur du bâtiment dans chaque dimension du plan, pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate.

DÉTÉRIORATION DE L'ACIER : Il n'y a pas de rouille apparente, de corrosion, de fissures ou d'autres détériorations dans un des éléments d'acier ou dans les connexions du système résistance aux forces verticales ou latérales. C NC N/A N/D

DÉTÉRIORATION DU BÉTON : Il n'y a pas de détérioration visible du béton ou des armatures en acier dans un des éléments résistant aux forces verticales ou latérales. C NC N/A N/D

Système de résistance aux forces latérales

REDONDANCE : Le nombre de lignes des ossatures résistant aux moments dans chaque direction principale est supérieur ou égal à 2 pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. Le nombre de baies d'ossatures résistant aux moments est supérieur ou égal à 2 pour la sécurité des occupants et supérieur ou égal à 3 pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

MURS PERTURBATEURS : Les murs de remplissage en maçonnerie et en béton situés dans les ossatures résistant aux moments sont isolés des éléments structuraux. C NC N/A N/D

VÉRIFICATION DES DÉFORMATIONS : Le ratio de déformation des ossatures résistant aux moments en acier calculé à l'aide de la procédure de vérification rapide, est inférieur à 0,025 pour la sécurité des occupants et inférieur à 0,015 pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

VÉRIFICATION DES CONTRAINTES AXIALES : Les contraintes axiales dues aux charges de gravité dans les colonnes sujettes à des forces de renversement sont inférieures à $0,10F_y$ pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. Sinon, les contraintes axiales dues aux forces de renversement seules, calculées avec la procédure de vérification rapide sont inférieures à $0,30F_y$ pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Connexions

TRANSFERT AUX OSSATURES EN ACIER : Les diaphragmes sont connectés pour le transfert des charges aux ossatures d'acier pour la sécurité des occupants, et les connexions sont capables de développer la résistance la moins élevée entre celles des ossatures et celles des diaphragmes pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

COLONNES EN ACIER : Les colonnes des ossatures résistant aux forces C NC N/A N/D

latérales sont ancrées aux fondations du bâtiment pour la sécurité des occupants, et l'ancrage est capable de développer la capacité en traction la plus faible entre celle de la colonne, et la capacité au soulèvement de la fondation, pour l'occupation immédiate.

Pointage structural supplémentaire pour les bâtiments de type S1 à ossatures d'acier résistant aux moments avec des diaphragmes rigides

Système de résistance aux forces latérales

CONNEXIONS RÉSISTANT AUX MOMENTS : Toutes les connexions résistant aux moments peuvent développer la résistance des éléments adjacents ou des zones de panneaux. C NC N/A N/D

ZONES DES PANNEAUX : Toutes les zones des panneaux ont la capacité au cisaillement de résister à la demande de cisaillement nécessaire pour développer 0.8 fois la somme des résistances à la flexion des poutres des contreventements donnant sur la colonne. C NC N/A N/D

RECOUVREMENTS DE COLONNES : Tous les détails de recouvrement des colonnes situés dans les ossatures résistants aux moments incluent des connexions sur les deux ailes et sur l'âme pour la sécurité des occupants, et le recouvrement développe la résistance de la colonne pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

COLONNES FORTES POUTRES FAIBLES : Le pourcentage de joints à colonnes fortes et poutres faibles à chaque étage de chaque ligne d'ossatures résistant aux moments est plus grand que 50% pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

ÉLÉMENTS COMPACTS : Tous les éléments de l'ossature respectent les exigences établies par le tableau I-9-1 des *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. C NC N/A N/D

PÉNÉTRATIONS DES POUTRES : Toutes les ouvertures situées dans les âmes des poutres des ossatures sont inférieures au quart de l'épaisseur de la poutre et se trouvent dans la moitié centrale des poutres. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

PLAQUES DE CONTINUITÉ DES AILES DE POUTRES : Il y a des plaques de continuité des ailes de poutres à tous les joints des ossatures résistant aux moments. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation C NC N/A N/D

immédiate.

CONTREVENTEMENT HORS PLAN : Les joints poutres colonnes sont contreventés dans la direction hors plan. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

CONTREVENTEMENT DES AILES INFÉRIEURES : Les ailes inférieures des poutres sont contreventées dans la direction hors plan. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Diaphragmes

IRRÉGULARITÉS EN PLAN : Il y a de la capacité à la traction pour développer la résistance du diaphragme aux coins rentrants ou aux autres endroits des irrégularités en plan. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

RENFORCEMENT DU DIAPHRAGME AUX OUVERTURES : Il y a des renforcements autour de toutes les ouvertures du diaphragme plus grande que 50% de la largeur du bâtiment dans chacune des dimensions principales du plan. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Connexions

SOULÈVEMENT DES CHAPITEAUX DE PIEUX : Les chapiteaux des pieux ont des renforcements en partie supérieure et les pieux sont ancrés à leurs chapiteaux pour la sécurité des occupants. Le renforcement des chapiteaux des pieux et l'ancrage des pieux peuvent développer la capacité à la traction des piles pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Pointage de risque du site géologique et des fondations

Risques du site géologique

LIQUÉFACTION : Les sols sensibles à la liquéfaction, saturés, avec une granularité très lâche, qui pourraient menacer la performance sismique du bâtiment, n'existent pas dans les sols de fondation jusqu'à une profondeur de 50 pieds sous le bâtiment, pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

RUPTURE DE PENTE : Le site du bâtiment est suffisamment éloigné d'une rupture potentielle de pente due à un séisme, ou de chutes de pierres, tel qu'il ne soit pas affecté par ces ruptures ou alors est capable de supporter tout mouvement prévu sans rupture. C NC N/A N/D

RUPTURE DE FAILLE EN SURFACE : Une rupture de faille en surface ou un déplacement en surface du site du bâtiment ne sont pas attendus. C NC N/A N/D

Conditions des fondations

PERFORMANCE DES FONDATIONS : Il n'y a pas de preuve de mouvement excessif des fondations comme des tassements ou des soulèvements qui affecteraient l'intégrité ou la résistance de la structure. C NC N/A N/D

DÉTÉRIORATION : Il n'y a pas de preuve que les éléments de fondation sont détériorés à cause de la corrosion, d'attaque de sulfates, de décomposition des matériaux, ou d'autres raisons qui d'une manière affecteraient l'intégrité ou la résistance de la structure. C NC N/A N/D

Capacité des fondations

FONDATIONS À TUBES : Les fondations à tubes ont une profondeur d'enfouissement minimum de 4 pieds pour la sécurité des occupants et l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

RENVERSEMENT : Le ratio de la dimension horizontal du système de résistance aux forces latérales au niveau de la fondation par la hauteur du bâtiment (base/hauteur) est plus grand que 0,6Sa. C NC N/A N/D

LIENS ENTRE LES ÉLÉMENTS DE FONDATION : La fondation possède des liens adéquats pour résister aux forces où les semelles, pieux, et piliers ne sont pas retenus par des poutres, des dalles ou des sols de catégorie A, B ou C. C NC N/A N/D

FONDATIONS PROFONDES : Les pieux et les piliers sont capables de transférer les charges latérales entre la structure et le sol. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

SITES EN PENTE : La différence dans la profondeur d'enfouissement des fondations d'un côté à l'autre du bâtiment n'excède pas un étage de haut. Cela s'applique seulement au niveau de performance d'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Pointage de base des éléments non structuraux

Partitions

MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : Les partitions en maçonnerie non renforcée ou en tuiles de terracotta sont contreventées à un espacement inférieur ou égal à 10 pieds pour les niveaux de sismicité bas et modéré et de 6 pieds pour le niveau de sismicité élevé. C NC N/A N/D

Systèmes de plafond

SUPPORT : Les systèmes de plafonds suspendus ne sont pas utilisés pour supporter latéralement la partie supérieure des partitions de panneaux de gypse, de maçonnerie ou de tuiles de terracotta. C NC N/A N/D

Fixations des lampes

LUMIÈRE DE SECOURS : Les lumières de secours sont ancrées et contreventées pour prévenir leur chute pendant un séisme. C NC N/A N/D

Bardage et vitrage

ANCRAGES DU BARDAGE : Les éléments de bardage pesant plus de 10 livres par pied carré sont ancrés mécaniquement à la charpente des murs extérieurs avec un espacement inférieur ou égal à 4 pieds. C NC N/A N/D

DÉTÉRIORATION : Il n'y a pas de preuve de détérioration, de dégâts ou de corrosion dans tous les éléments de connexion. C NC N/A N/D

ISOLATION DU BARDAGE : Pour les bâtiments à ossatures résistant aux moments, les connexions des panneaux sont détaillées pour satisfaire un ratio de déformation des étages de 0,02. C NC N/A N/D

PANNEAUX À ÉTAGES : Pour les panneaux à étages attachés à chaque étage, les connexions des panneaux sont détaillées pour satisfaire un ratio de déformation des étages de 0,02. C NC N/A N/D

CONNEXIONS D'APPUI : Quand des connexions d'appui sont nécessaires, il y a un minimum de 2 connexions d'appui pour chaque panneau de mur. C NC N/A N/D

INSERTS : Quand des inserts sont utilisés dans les connexions en béton, les inserts sont ancrés aux armatures d'acier ou à un autre ancrage favorable. C NC N/A N/D

CONNEXIONS DE PANNEAUX : Les panneaux de bardage extérieur sont ancrés hors du plan avec un minimum de quatre connexions pour chaque panneau de mur. C NC N/A N/D

Revêtement en maçonnerie

CORNIÈRES DE RENFORT : Le revêtement en maçonnerie est supporté par des cornières de renfort ou d'autres éléments à chaque étage situé à plus de 30 pieds au-dessus du sol pour la sécurité des occupants et à chaque étage à partir du premier étage pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

ANCRAGES : Le revêtement en maçonnerie est connecté à la structure avec des C NC N/A N/D

ancrages résistant à la corrosion. Les ancrages ont un espacement inférieur ou égal à 24 pieds avec un minimum d'un ancrage tous les 2,66 pieds carrés.

PLANS AFFAIBLIS : Le revêtement en maçonnerie est ancré à la structure adjacente aux plans affaiblis, comme aux endroits des solins. C NC N/A N/D

DÉTÉRIORATION : Il n'y a pas de preuve de détérioration, de dégâts ou de corrosion dans tous les éléments de connexion. C NC N/A N/D

Parapets, corniches, ornements et appendices

PARAPETS EN MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : Il n'y a pas de parapet en maçonnerie non renforcée et non supportée latéralement ni de corniche avec un ratio de hauteur par épaisseur supérieur à 1,5. C NC N/A N/D

AUVENTS : Les auvents situés au-dessus de sortie sont ancrés à la structure avec un espacement inférieur à 6 pieds. C NC N/A N/D

Cheminées de maçonnerie

CHEMINÉE EN MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : Aucune cheminée en maçonnerie non renforcée ne s'étend au-dessus de la surface du toit sur une hauteur de plus de deux fois la plus petite dimension de la cheminée. C NC N/A N/D

Escaliers

MURS EN MAÇONNERIE NON RENFORCÉE : Les murs entourant les cages d'escalier ne sont pas composés de tuiles de terracotta ou de maçonnerie non renforcée avec un ratio de la hauteur sur l'épaisseur supérieur à 12. C NC N/A N/D

DÉTAILS DES ESCALIERS : Dans les structures à ossatures résistant aux moments, la connexion entre les escaliers et la structure ne doit pas reposer sur des ancrages superficiels dans le bâtiment. Sinon, les détails de l'escalier permettent de satisfaire la déformation calculée avec la procédure de vérification rapide en n'incluant pas la tension des ancrages. C NC N/A N/D

Contenu du bâtiment et meubles

ÉLÉMENTS ÉLANCÉS : Les éléments avec une hauteur supérieure à 4 pieds et un ratio de la hauteur sur la profondeur ou la hauteur sur la largeur supérieur à 3 sont ancrés ou adjacents aux murs structuraux. C NC N/A N/D

Équipement mécanique et électrique

ALIMENTATION DE SECOURS : L'équipement utilisé comme élément d'une C NC N/A N/D

alimentation de secours est monté afin de maintenir une opération continue après un séisme.

ÉQUIPEMENT À MATÉRIAUX À RISQUE : Le chauffage, la ventilation, la climatisation ou tout autre équipement contenant des matériaux à risque n'ont pas de conduite d'alimentation endommagé ni de support d'isolation non contreventé. C NC N/A N/D

DÉTÉRIORATION : Il n'y a pas de preuve de détérioration, de dégâts ou de corrosion dans tous les ancrages et les supports de l'équipement mécanique et électrique. C NC N/A N/D

ÉQUIPEMENT ATTACHÉ : L'équipement de plus de 20 livres, attaché aux plafonds, aux murs ou à d'autres supports à plus de 4 pieds au-dessus du niveau de plancher est contreventé. C NC N/A N/D

Tuyauterie

TUYAUTERIE D'EXTINCTION D'INCENDIE : La tuyauterie d'extinction d'incendie est ancrée et contreventée en accord avec la NFPA-13. C NC N/A N/D

CONNEXIONS FLEXIBLES : Les tuyauteries de fluides, de gaz et d'extinction d'incendie ont des connexions flexibles. C NC N/A N/D

Stockage de matériaux à risque et distribution

SUBSTANCES TOXIQUES : Les substances toxiques ou à risque stockés dans des containers fragiles sont retenus d'une chute potentielle grâce à des portes verrouillées, des câbles ou d'autres méthodes. C NC N/A N/D

Pointage intermédiaire des éléments non structuraux

Systèmes de plafond

TUILES SUSPENDUES : Les tuiles suspendues utilisées dans les panneaux de plafond situés aux sorties et dans les corridors sont sécurisées avec des clips. C NC N/A N/D

PLAFONDS CHARGÉS : Les plafonds suspendus chargés aux sorties et dans les corridors ou pesant plus de 2 livres par pied carré sont retenus latéralement avec un minimum de quatre câbles diagonaux ou d'éléments rigides attachés à la structure au-dessus avec un espacement inférieur ou égal à 12 pieds. C NC N/A N/D

PLÂTRE ET LATTE SUSPENDUS : Les plafonds composés de lattes et de plâtre ou de planche de gypse sont attachés pour résister aux forces sismiques C NC N/A N/D

tous les 12 pieds carrés.

Fixations des luminaires

SUPPORT INDÉPENDANT : Les fixations des luminaires situés dans les plafonds suspendus sont supportées indépendamment du système de suspension du plafond avec un minimum de deux câbles aux coins diagonalement opposés des fixations. C NC N/A N/D

Bardage et vitrage

VITRAGE : Le vitrage des murs rideaux et des vitres individuels de plus de 16 pieds carrés situés jusqu'à une hauteur de 10 pieds au-dessus d'une zone de passage extérieure sont en verre de sécurité. Le vitrage situé à plus de 10 pieds est un verre recuit laminé ou un verre de sécurité durci ou un autre système de vitrage qui restera dans l'ossature quand le verre est fissuré. C NC N/A N/D

Parapets, corniches, ornements et appendices

PARAPETS EN BÉTON : Les parapets en béton avec un ratio de la hauteur sur l'épaisseur supérieur à 2,5 ont un renforcement vertical. C NC N/A N/D

APPENDICES : Les corniches, parapets, enseignes ou autres appendices qui s'étendent au-dessus du plus haut point d'ancrage à la structure ou du porte-à-faux et les ornements des murs extérieurs sont renforcés et ancrés au système structural avec un espacement inférieur ou égal à 10 pieds pour la sécurité des occupants et à 6 pieds pour l'occupation immédiate. C NC N/A N/D

Cheminées de maçonnerie

ANCORAGE : Les cheminées en maçonnerie sont ancrées à chaque étage et au toit. C NC N/A N/D

Équipement mécanique et électrique

ISOLATEURS DE VIBRATION : L'équipement monté sur des isolateurs de vibration est équipé de retenus ou de limiteurs de débattement. C NC N/A N/D

Conduits

CONDUITS D'ESCALIER ET DE FUMÉE : Les conduits de pressurisation des escaliers et de contrôle de la fumée sont contreventés et ont des connexions flexibles au niveau des joints sismiques. C NC N/A N/D

ANNEXE VII

DÉTAIL DES CALCULS RÉALISÉS POUR LE CHAPITRE 7

Propriétés des remplissages de la maçonnerie

Les propriétés des remplissages de maçonnerie ont été calculées avec les « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000) et sont résumées dans le Tableau VII-1.

Tableau VII-1
Calcul des propriétés des remplissages de maçonnerie

Localisation	E _{me}	E _{fe}	Colonnes	Largeur baie	Hauteur étages	t _{inf} (mm)	t _{inf} (po)	θ	I col. (m ⁴)	I col. (po ⁴)
Extérieur /	4400	200 000	0,8	7,92	4	200	8	0,45	0,000051	121,81
Extérieur	4400	200 000	0,8	7,92	3,5	200	8	0,39	0,000051	121,81
Intérieur /	4400	200 000	0,8	7,92	4	100	4	0,46	0,000155	371,31
Extérieur	4400	200 000	0,8	7,92	3,5	100	4	0,40	0,000155	371,31

Localisation	h _{inf} (po)	λ ₁	L _{inf} (po)	r _{inf} en po (diagonale)	largeur bielle a (po)	largeur bielle a (m)	% de la diagonale	Aire de la bielle (m ²)
Extérieur /	135,83	0,0380	280,31	311,49	26,65	0,68	8,55%	0,1354
Extérieur	116,14	0,0385	280,31	303,42	27,24	0,69	8,98%	0,1384
Intérieur /	139,76	0,0241	280,31	313,23	32,14	0,82	10,26%	0,0816
Extérieur	120,08	0,0244	280,31	304,95	32,83	0,83	10,77%	0,0834

Résistance au cisaillement et à la compression des remplissages

D'après la section 7.5.2.2 du « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000), la résistance au cisaillement des remplissages de maçonnerie est définie par :

$$V_{r, \text{cisaillement}} = A_{ni} * f_{vie} \quad (\text{VII-1})$$

- A_{ni}, l'aire nette de la section cimentée à travers le remplissage = L * e = 7,92 * e = **0,792 m²** pour une épaisseur de 10 cm et **1,584 m²** pour une épaisseur de 20 cm.
- f_{vie}, la résistance au cisaillement du matériau de remplissage = **0,1 MPa** pour le terracotta.

Au final, $V_{r,\text{cisaillement}} = 79,2 \text{ kN}$ pour une épaisseur de 10 cm et **158,4 kN** pour une épaisseur de 20 cm.

D'après les « *Standard Specification for Structural Clay Load-Bearing Wall Tile* » (ASTM, 2003), la résistance à la compression du terracotta est $f_m = 3,6 \text{ MPa}$. En considérant les surfaces des bielles définies précédemment avec le FEMA 356, et en regroupant les cas avec différentes hauteurs d'étages (moyenne des deux) car l'aire de la bielle ne varie que très peu, les résultats obtenus sont : $V_{r,\text{compression}} = 297,0 \text{ kN}$ pour une épaisseur de 10 cm et **492,8 kN** pour une épaisseur de 20 cm.

Calculs des forces de la méthode statique équivalente

Selon la section 4.1.8.11 du CNBC 2005, la force sismique latérale sismique, V , vaut :

$$V = \frac{S(Ta) * M_v * I_E * W}{R_d * R_0} \quad (\text{VII-2})$$

1) Direction longitudinale

- D'après la section 4.1.8.11.3) du CNBC 2005, la période fondamentale T_a pour une ossature en acier résistance aux moments vaut :

$$T_{a\text{code}} = 0,085 * (h_n)^{3/4} \quad (\text{VII-4})$$

Pour $h_n = 11,5 \text{ m}$, $T_a = 0,53 \text{ s}$.

Le code limite le choix de la période fondamentale à $1,5T_{a\text{code}}$ pour les ossatures résistant aux moments et avec l'analyse modale, l'inégalité **$T_a = 0,64 \text{ s} < 1,5T_{a\text{code}}$** est bien vérifiée. Puis à l'aide du spectre de la ville de Montréal et de La Malbaie et d'une interpolation linéaire, $S(T_a) = 0,284$ à Montréal et $S(T_a) = 1,032$ à La Malbaie.

- $M_v = 1,0$ car $T_a < 1,0 \text{ s}$
- $I_E = 1,3$
- $W = 30\,000 \text{ kN}$ basé sur une estimation précise du poids propre (ossatures aciers + dalles en béton + remplissage maçonnerie et terracotta) et de la surcharge de neige.

- $R_d = 1,5$ et $R_0 = 1,3$ en tant qu'ossature résistant aux moments de construction traditionnelle en acier.

D'où, $V_{\text{CNBC, Montréal}} = 5\,680 \text{ kN}$ et $V_{\text{CNBC, La Malbaie}} = 20\,640 \text{ kN}$.

D'après les lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants, un bâtiment doit résister à au moins 60% de cette force.

Au final, $V_{\text{Montréal}} = 3\,408 \text{ kN}$ et $V_{\text{La Malbaie}} = 12\,384 \text{ kN}$.

La force sismique latérale appliquée à La Malbaie est 3,55 fois plus élevée que celle de Montréal, ce qui entraînera des déplacements et des contraintes nettement différents.

La distribution de la force sismique latérale V sur la hauteur du bâtiment se fait selon la section 4.1.8.11.6) avec $F_t = 0$ car $T_a < 0,7 \text{ s}$, soit :

$$F_x = \frac{V * W_x * h_x}{\sum_{i=1}^n W_i * h_i} \quad (\text{VII-5})$$

Avec $h_1 = h_2 = 4 \text{ m}$ et $h_3 = 3,5 \text{ m}$ et $W_1 = W_2 = W_3 = 10\,000 \text{ kN}$.

$F_1 = F_2 = 1\,185 \text{ kN}$ et $F_3 = 1\,038 \text{ kN}$ à Montréal.

$F_1 = F_2 = 4\,307 \text{ kN}$ et $F_3 = 3\,770 \text{ kN}$ à La Malbaie.

2) Direction transversale

- La période fondamentale T_a pour une structure « autre » vaut :

$$T_a = 0,05 * (h_n)^{3/4} \quad (\text{VII-6})$$

Pour $h_n = 11,5 \text{ m}$, $T_a = 0,31 \text{ s}$.

Le code limite le choix de la période fondamentale à $2,0T_{a\text{code}}$ pour les ossatures résistant aux moments et avec l'analyse modale, l'inégalité $T_a = 1,06 \text{ s} < 2,0T_{a\text{code}}$ n'est pas vérifiée donc **$T_a = 0,62 \text{ s}$** . Puis à l'aide du spectre de la ville de Montréal et de La Malbaie et d'une interpolation linéaire, $S(T_a) = 0,292$ à Montréal et $S(T_a) = 1,056$ à La Malbaie.

- M_v , I_E et W inchangés par rapport à la direction longitudinale.

- $R_d = 1,0$ et $R_0 = 1,0$ en tant que système de résistance aux forces latérales d'acier autre que ceux prédéfinis.

D'où, $V_{\text{CNBC, Montréal}} = 11\,388 \text{ kN}$ et $V_{\text{CNBC, La Malbaie}} = 41\,184 \text{ kN}$.

D'après les lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants, un bâtiment doit résister à au moins 60 % de cette force.

Au final, $V_{\text{Montréal}} = 6\,833 \text{ kN}$ et $V_{\text{La Malbaie}} = 24\,710 \text{ kN}$.

La distribution de la force sismique latérale V sur la hauteur du bâtiment se fait selon l'équation VII-5 comme dans la direction longitudinale.

Avec $h_1 = h_2 = 4 \text{ m}$ et $h_3 = 3,5 \text{ m}$ et $W_1 = W_2 = W_3 = 10\,000 \text{ kN}$.

$F_1 = F_2 = 2\,377 \text{ kN}$ et $F_3 = 2\,079 \text{ kN}$ à Montréal.

$F_1 = F_2 = 8\,595 \text{ kN}$ et $F_3 = 7\,520 \text{ kN}$ à La Malbaie.

Rotule plastique de force axiale dans les bielles

D'après le Tableau 7-9 du « *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* » (ASCE et FEMA, 2000), les facteurs déterminants des courbes force-déplacement

des remplissages de maçonnerie sont les ratios $\frac{L_{\text{inf}}}{h_{\text{inf}}}$ et $\beta = \frac{V_{\text{fre}}}{V_{\text{inc}}}$.

- L_{inf} , la longueur du remplissage = **7,92 m** et h_{inf} , la hauteur du remplissage = **3,5 m** ou **4,0 m** donc $\frac{L_{\text{inf}}}{h_{\text{inf}}} = 2,26$ ou $1,98$. L'approximation à **2,0** est choisie.
- V_{fre} , la résistance au cisaillement du cadre en acier est la somme des résistances au cisaillement des deux colonnes composant le cadre, soit deux colonnes extérieures ou une colonne intérieure et une colonne extérieure. $V_{\text{fre}} = 673,6 * 2 = 1\,347,2 \text{ kN}$ ou $V_{\text{fre}} = 562,3 + 673,6 = 1\,235,9 \text{ kN}$.
- V_{inc} , la résistance au cisaillement du remplissage de maçonnerie = **79,2 kN** pour une épaisseur de 10 cm et **158,4 kN** pour une épaisseur de 20 cm.

Le minimum de β est $\frac{1\,235,9}{158,4} = 7,8$ donc dans tous les cas, $\beta > 1,3$.

LISTE DE RÉFÉRENCES

- ACNOR, et Mark Braiter. 2006. *Diminution des risques sismiques concernant les composants fonctionnels et opérationnels des bâtiments (CFO)*, 2e éd. Coll. « Norme CSA ; S832-06 ». Mississauga, Ont.: ACNOR, 95 p.
- Adams, J., et P. Basham. 1989. « The Seismicity and Seismotectonics of Canada East of the Cordillera ». *Geoscience Canada*, vol. 16, n° 1, p. 3-16.
- AINC. 2004. « Au coeur du Nunavut ». In. http://www.ainc-inac.gc.ca/nu/nuv/su04_f.html. Consulté le 5 février 2008.
- AISC. 1953. *Historical Record Dimensions and Properties, Rolled shapes, Steel and Wrought Iron, Beams & Columns, as Rolled in U.S.A., Period 1873 to 1952 with Sources as Noted*. Herbert W. Ferris, 142 p.
- Al-Ali et Ali, A.K. 1999. « Effects of vertical irregularities on seismic behavior of building structures ». California, Stanford University. <from ProQuest Digital Dissertations database>.
- Allen, D.E., L. Fontaine, A.H.P. Maurenbrecher et M. Gingras. 1989. *Le séisme de 1988 dans la région du Saguenay : dommages aux constructions en maçonnerie*. Coll. « Rapport interne ». Conseil national de recherche du Canada, 16 p.
- Allen, Jay, Ralph M. Richard et James Partridge. 1998. « Seismic Connection Designs for New and Existing Steel Moment Frame Structures ». *The Journal of Constructional Steel Research*, vol. 46, n° 1, p. 454.
- ASCE, et FEMA. 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Coll. « FEMA (Collections) 356 ». Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- ASCE, et SEI. 2003. *Seismic evaluation of existing buildings*. Coll. « ASCE standard ; ASCE/SEI 31-03 ». Reston, VA: American Society of Civil Engineers Structuring Engineering Institute.
- ASTM. 2003. *Standard Specification for Structural Clay Load-Bearing Wall Tile*. ASTM C34-03.
- ATC, et FEMA. 2002a. *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook*, 2nd. Coll. « FEMA (Collections) 154 ». Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 140 p.

- ATC, et FEMA. 2002b. *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : supporting documentation*, 2nd. Coll. « FEMA (Collections) 155 ». Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 104 p.
- Atkinson, G. M. 1999. « Spectrum-compatible time histories for 1/2500 P.A. uniform hazard spectra ». Personal Commun.
- Atkinson, Gail M., et Igor A. Beresnev. 1998. « Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 25, p. 305-318.
- Augenti, Nicol, Edoardo Cosenza, Mauro Dolce, Gaetano Manfredi, Angelo Masi et Linda Samela. 2004. « Performance of School Buildings during the 2002 Molise, Italy, Earthquake ». *Earthquake Spectra*. Vol. 20, n° S1, p. 257-270.
- Bachmann, Hugo. 2002. *Conception parasismique des bâtiments - Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités*. Coll. « Directives de l'Office Fédéral des Eaux et de la Géologie ». Berne, 81 p.
- Balandier, Patricia. 2004. *Sismologie appliquée*, 4, Les grands ateliers. En ligne. Coll. « Conception Parasismique », 4. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (France), 141 p.
- Bendimerad, Fouad. 2004. « Earthquake vulnerability of school : buildings in Algeria ». In *Keeping Schools Safe in Earthquakes*, sous la dir. de OCDE. School Safety and Security.
- Bennett, Richard, Kurt A. Boyd et Roger D. Flanagan. 1997. « Compressive Properties of Structural Clay Tile Prisms ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 7, p. 920-926.
- Bourque, Pierre-André. 2006. « Les séismes ». In *Planète Terre*. <<http://www.ggl.ulaval.ca/personnel/bourque/sl/seismes.html>>. Consulté le 20 février 2008.
- Bruneau, Michel, et Maurice Lamontagne. 1994. « Damage from 20th century earthquakes in eastern Canada and seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 21, p. 643-662.
- Cajka, Mary, et Janet Drysdale. 1996. *Rapport des intensités du séisme du Saguenay (Québec) du 25 novembre 1988*. Coll. « Dossier public 3279 ». Commission géologique du Canada

- Cazes, Jean. 2005. *Souvenirs: le Séisme du Saguenay, 17 ans déjà...*. <http://www.quebecurbain.qc.ca/archives/2005_11.html>. Consulté le 5 avril 2008.
- Chagnon, Daniel. 2006. *Parc immobilier scolaire/ portrait des principales caractéristiques pour une étude de résistance aux secousses sismiques*. Québec: Ministère de l'Éducation, des Loisirs et du Sport - Direction générale du financement et de l'équipement - Direction de l'équipement scolaire, 8 p.
- Cheng, F. Y., G. E. Mertz et J. F. Ger. 1993. « Computed versus observed inelastic seismic low-rise RC shear walls ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 11, p. 3255-3275.
- Chintanapakdee, C., et AK. Chopra. 2004. « Seismic Response of Vertically Irregular Frames: Response History and Modal Pushover Analyses ». *Journal Of Structural Enginerring*, p. 1177-1185.
- CNRC. 2005. *Code national du bâtiment - Canada 2005*, 12e éd. Ottawa: CCCBPI, CNRC, IRC.
- Davidovici, Victor. 1999. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Coll. « Moniteur référence technique ». Paris: Le Moniteur, 330 p.
- Day, Robert W. 2002. *Geotechnical earthquake engineering handbook*. Coll. « McGraw-Hill handbooks ». New York, N.Y.: McGraw-Hill.
- Dolce, Mauro. 2004. « Seismic safety of schools in Italy ». In *Keeping Schools Safe in Earthquakes*, sous la dir. de OCDE. School Safety and Security.
- EERI. 1989a. *Loma Prieta Earthquake October 17, 1989*. Coll. « Preliminary reconnaissance report ». 51 p.
- EERI. 1989b. *The Saguenay, Québec, Canada, Earthquake of 25 november 1988*. Coll. « EERI Special Earthquake Report ».
- EERI. 2003. *Preliminary Observationson the October 31 - November 1, 2002 Molise, Italy, Earthquake Sequence*. Coll. « EERI Special Earthquake Report ». 12 p.
- FEMA. 1994. *Reducing the Risks of Nonstructural Earthquake Damage : a Practical Guide*. Coll. « FEMA (Collections) 74 ». Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

- Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal: Éditions de l'École polytechnique de Montréal, 478 p.
- Filiatrault, André, et Chris K. A. Stidea. 1995. « Seismic weaknesses of some residential wood framed buildings confirmations from the 1994 Northridge earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, p. 403-414.
- Folz, Bryan, et André Filiatrault. 2004. « Seismic Analysis of Woodframe Structures. I: Model Formulation ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 130, n° 9, p. 1353-1360.
- Forget, Madeleine. 1990. *Les gratte-ciel de Montréal*, Éditions du Méridien. Montréal.
- Grünthal, G. 2001. *L'échelle macrosismique européenne* Coll. « Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie ». Ministère de la Culture, de l'Enseignement Scientifique et de la Recherche.
- Han, Sang Whan, Oh-Shung Kwon et Li-Hyung Lee. 2004. « Evaluation of the seismic performance of a three-story ordinary moment-resisting concrete frame ». *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, vol. 33, p. 669-685.
- Heidebrecht, Arthur C. 2003. « Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, p. 241-254.
- IRC. 1992. *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa: CNRC IRC, 89 p.
- IRC. 1993. *Lignes directrices pour l'évaluation sismique des bâtiments existants*. Ottawa: CNRC IRC, 163 p.
- IRC. 1995. *Lignes directrices pour la protection parasismique des structures des bâtiments existants*. Ottawa: CNRC IRC, 49 p.
- Karantoni, Fillitsa V., et George Bouckovalas. 1997. « Description and analysis of building damage due to Pyrgos, Greece earthquake ». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 16, p. 141-150.
- Kert, Christian. 1995. *Rapport sur les techniques de prévision et de prévention des risques naturels : séismes et mouvements de terrain*. Paris: Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques. <<http://www.assemblee-nationale.fr/rap-oecst/risque95/somseism.asp>>.

- Lang, K. 2002. *Seismic vulnerability of existing buildings*. Institute of Structural Engineering, Zurich, Swiss Federal Institute of Technology Zurich : 189.
- Le Soleil. 27 novembre 1988.
- Léger, Pierre, et Angelo Romano. 1991. « Seismic analysis of short-period structures subjected to the 1988 Saguenay earthquake ». p. 510-520.
- Martinelli, Luca, Maria Gabriella Mulas et Federico Perotti. 1996. « The seismic response of concentrically braced moment-resisting steel frames ». *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, vol. 25, p. 1275-1299.
- Medhekar, M. S., et D. J. L. Kennedy. 1999. « Seismic response of two-storey buildings with concentrically braced steel frames ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 26, p. 497-509.
- MÉLS. 2008. *Site du Ministère de l'Éducation, du Loisir et du Sport*. <<http://www.mels.gouv.qc.ca/>>. Consulté le 5 mars 2008.
- Mitchell, Brian. 2004. « Making schools safer : the New Zeland experience ». In *Keeping Schools Safe in Earthquakes* sous la dir. de OCDE. School Safety and Security.
- Mitchell, Denis, Ronald H. DeVall, Murat Saatcioglu, Robert Simpson, René Tinawi et Robert Tremblay. 1995. « Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, p. 361-377.
- Nakashima, Masayoshi, Charles W. Roeder et Yoshiomi Maruoka. 2000. « Steel moment frames for earthquakes in United States and Japan ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 126, n° 8, p. 861-868.
- NASA. 1998. « Seismic data ». In *Planetary Geodynamics Laboratory*. <<http://denali.gsfc.nasa.gov/dtam/seismic/>>. Consulté le 25 janvier 2008.
- Nisqually Earthquake Clearinghouse Group. 2001. *The Nisqually Earthquake of 28 february 2002, Preliminary Reconnaissance Report*. Seattle, WA: University of Washington, 32 p.
- Nollet, Marie-José. 2007. *Réhabilitation des bâtiments : Notes de cours*. École de Technologie Supérieure.
- Osteraas, John, David Bonowitz, Akshay Gupta et Brian McDonald. 2004. « Development of guidelines for assessment and repair of earthquake damage in woodframe

- construction ». In (Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 2004), sous la dir. de Engineering, 13th World Conference on Earthquake.
- Paultre, Patrick. 2005. *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*, Hermes Sciences Publications. Paris: Lavoisier, 702 p.
- Paultre, Patrick, Guy Lefebvre, Jean-Philippe Devic et Gaétan Côté. 1993. « Statistical analyses of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». *Revue canadienne de génie civil*. Vol. 20, p. 988 - 998.
- Remennikov, Alexander M., et Warren R. Warpole. 1997. « Analytical Prediction Of Seismic Behaviour For Concentrically-Braced Steel Systems ». *Earthquake Engineering And Structural Dynamics* vol. 26, p. 859-874.
- RNCAN. 2008. « Page principale séisme Canada ». In. http://seismescanada.rncan.gc.ca/index_f.php. Consulté le 20 février 2008.
- Roeder, Charles W. 2002. « Connection Performance for Seismic Design of Steel Moment Frames ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, n° 4, p. 517-525.
- Roeder, Charles W., Stephen P. Schneider et James E. Carpenter. 1993. « Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames : Analytical Study ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 6, p. 1866-1884.
- Sadjadia, R., M. R. Kianousha et S. Talebib. 2007. « Seismic performance of reinforced concrete moment resisting frames ». *Engineering Structures*, vol. 29, p. 2365-2380.
- SCHL. 1998. *Guide d'amélioration de la résistance des habitations aux séismes*. Ottawa: La Société.
- Schneider, Stephen P., Charles W. Roeder et James E. Carpenter. 1993. « Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames : Experimental Study ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, n° 6, p. 1885-1902.
- Seismic Safety Commission. 1995. *Northridge Earthquake: Turning Loss to Gain*. Coll. « Report to the Governor Pete Wilson ».
- Soltis, Lawrence A., et Robert H. Falk. 1992. « Seismic performance of low-rise wood buildings ». *Shock and vibration digest*, vol. 24, n° 12, p. 3-6.
- Tarabia, Ahmed M., et Rafik Y. Itani. 1997. « Seismic Response of Light-Frame Wood Buildings ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 11, p. 1470-1477.

- Tinawi, René, et Denis Mitchell. 1990. « The 1988 Saguenay earthquake. Damage to schools and post-disaster buildings ». *Canadian Society for Civil Engineering*, vol. 4, p. 573-590.
- Tinawi, René, Denis Mitchell et Tim Law. 1989. « Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988 ». *Revue canadienne de génie civil*, vol. 17, p. 366 - 394.
- Todd, Diana, Nicholas Carino, Riley Chung, H. Lew, Andrew Taylor, William Walton, James Cooper et Roland Nimis. 1994. *1994 Northridge Earthquake: Performance of Structures, Lifelines and Fire Protection Systems*. Coll. « NIST Special Publication ». 186 p.
- TPSGC. 1995. *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*. Ottawa: Recherche, développement et projets-témoins, Technologie et environnement, Services immobiliers, TPSGC.
- Tremblay, Robert. 2002. « Inelastic seismic response of steel bracing members ». *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 58, p. 665-701.
- Tso, W.K., et T.J. Zhu. 1991. « Implications of the 1988 Saguenay earthquake on Canadian seismic strength specification ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, p. 130-139.
- Uma, S. R., et A. Meher Prasad. 2004. *Seismic Behavior of Beam Column Joints in Reinforced Concrete Moment Resisting Frames*. Coll. « IITK-GSDMA Project on Building Codes », IITK-GSDMA-EQ31-V1.0. Indian Institute of Technology Kanpur, 29 p.
- USGS. 2008. *The US Geological Survey Earthquake Hazards Program*. <<http://earthquake.usgs.gov/>>. Consulté le 16 mai 2008.
- Valmundsson, E. V., et J. M. Nau. 1997. « Seismic response of building frames with vertical structural irregularities ». *Journal Of Structural Engineering*, p. 30-41.
- Van de Lindt, John W., et Hongyan Liu. 2007. « Nonstructural Elements in Performance-Based Seismic Design of Wood Frame Structures ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 133, n° 3, p. 432-439.
- Van de Lindt, John W., Shiling Pei et Hongyan Liu. 2008. « Performance-Based Seismic Design of Wood Frame Buildings Using a Probabilistic System Identification Concept ». *Journal of Structural Engineering*, vol. 134, n° 2, p. 240-247.

- White, T. W., G. W. Taylor et C. E Ventura. 2007. « Overview of the bridging guidelines for the seismic retrofit of BC schools ». In (Ottawa, Ontario, Canada 26-29 June 2007). p. 93-105. Coll. « Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering ».
- Zacek, Milan. 2004a. *Conception parasismique*, 4 vol., Les grands ateliers. En ligne. Coll. « Conception Parasismique », vol. 1. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (France), 89 p.
- Zacek, Milan. 2004b. *Vulnérabilité et renforcement*, 4 vol., Les grands ateliers. En ligne. Coll. « Conception Parasismique », vol. 2. Ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (France), 59 p.