



Faculté de génie
Département de génie civil

ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE
DES BÂTIMENTS EN ACIER DE FAIBLE HAUTEUR

Mémoire de maîtrise es sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Composition du jury
Jean Proulx, ing., Ph.D.
Patrick Paultre, ing., Ph.D.
Dominique Lefebvre, ing., Ph.D.
Nathalie Roy, ing., Ph.D.

Cédrik LÉVESQUE

Sherbrooke (Québec), Canada

Avril 2009

IV-1958



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*
ISBN: 978-0-494-53406-9
Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-53406-9

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.


Canada

Résumé

Les bâtiments en acier de faible hauteur (BAFH) constituent une partie importante des constructions non résidentielles au Canada. Ces bâtiments ont la particularité d'avoir une toiture relativement flexible dans son plan comparativement aux bâtiments en béton où la rigidité est très élevée. La majorité des études sur les BAFH ont été publiées depuis 1994 suite au tremblement de terre de Northridge en Californie.

Au Canada, la conception des structures doit respecter les exigences du Code National du Bâtiment du Canada (CNBC) dans lequel sont inscrites les exigences sur les charges sismiques, entre autres. Pour déterminer ces charges, il faut connaître la période de vibration du bâtiment. Le CNBC présente donc des formules empiriques pour déterminer cette période. Celles-ci ont cependant été dérivées pour des bâtiments multiétagés et ne s'appliquent pas pour les BAFH.

L'objectif principal de ce mémoire est de mieux comprendre le comportement dynamique des BAFH. Pour ce faire, douze essais sous vibrations ambiantes ont été menés sur onze bâtiments afin de créer une base de données expérimentale.

À partir de cette base de données, 24 équations permettant de prédire la période de vibrations sont présentées. De ses équations, six sont retenues et une est suggérée pour remplacer celle du CNBC.

Le CNBC permet, pour la conception, d'utiliser la période obtenue à l'aide d'un logiciel d'éléments finis. Ce mémoire compare donc celles-ci à celles obtenues par les essais *in situ* et celles fournies par le CNBC. De plus, différentes hypothèses de modélisation sont vérifiées par une étude paramétrique.

Les résultats montrent que la rigidité du modèle étant plus faible que le bâtiment réel, la période est toujours plus faible. Ceci fait en sorte que les efforts calculés sont aussi plus faible et donc du côté non-sécuritaire. C'est pourquoi il est conseillé de ne jamais utiliser la période obtenue par éléments finis pour le dimensionnement des BAFH.

Mots clés : Bâtiments en acier, Période de vibration, Essais dynamiques, Modélisation, Diaphragme flexible, Essais sous vibrations ambiantes, Éléments finis.

Remerciements

Je profite de ces quelques lignes pour remercier ceux qui ont permis à ces travaux d'aboutir.

Sébastien Gauthier, Jason Desmarais et tous les techniciens du laboratoire pour leur aide et leur bonne humeur durant les essais. À Thien Phu Le pour les nombreuses discussions animées et pour sa précieuse aide dans toutes les phases du projet. À Nathalie Roy qui m'a toujours encouragé à compléter mes travaux. À Charles-Philippe Lamarche pour m'avoir dévoilé tous ses secrets. À Smart Center, propriétaire de plusieurs bâtiments en acier de faible hauteur, pour nous en avoir facilité l'accès .

Ce mémoire n'aurait aussi pu être complété sans l'aide de ma famille et de mes amis. Merci à Marie-Josée, Audrey, Dorice, Jocelyn, Caroline, Chantal, Bruno, Geneviève et Newton.

Merci au Conseil de recherche en sciences naturelles et génie du Canada (CRSNG) et au Centre de recherche en génie parasismique (CRGP) de l'Université de Sherbrooke pour leur appui financier.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Objectifs	3
1.1.1	Premier objectif : Base de données	3
1.1.2	Deuxième objectif : Analyse statistique	4
1.1.3	Troisième objectif : Analyse paramétrique par éléments finis	4
2	Revue bibliographique	6
2.1	Revue de la littérature des BAFH	6
2.2	Code national du bâtiment du Canada	7
2.2.1	Code national du bâtiment du Canada 1995	8
2.2.1.1	Localisation des zones sismiques	8
2.2.1.2	Cisaillement à la base	9
2.2.2	Code national du bâtiment du Canada 2005	11
2.2.2.1	Spectres d'accélération par ville	11
2.2.2.2	Cisaillement à la base	12
2.3	Méthode de dimensionnement actuelle	14
2.4	Méthodes d'analyses	16
2.5	Comportement dynamique vs statique	17
2.5.1	Période de vibration	17
2.5.1.1	Méthode de Medhekar	18
2.5.2	Efforts	20
2.5.3	Déplacements	21
2.5.4	Ductilité	21
2.5.5	Effets P-Delta	22
3	Essais sous vibrations ambiantes	23
3.1	Méthode d'essai	23
3.1.1	Équipements utilisés	24
3.1.2	Configuration des capteurs	25
3.2	Identification des paramètres modaux	26
3.3	Résultats de la phase 1	26

3.4	Résultats de la phase 2	26
3.5	Essai sur le bâtiment no.9 en service	29
3.5.1	Essai sous vibrations ambiantes	30
3.5.2	Résultats de l'essai	31
3.6	Essai sur le bâtiment no.10 en service	34
3.6.1	Essai sous vibrations ambiantes	34
3.6.2	Résultats de l'essai	36
3.7	Essai sur le bâtiment no.11 en service	38
3.7.1	Essai sous vibrations ambiantes	38
3.7.2	Résultats de l'essai	40
3.8	Essai sur le bâtiment no.12 en construction	43
3.8.1	Essai sous vibrations ambiantes	44
3.8.2	Résultats de l'essai	45
3.9	Essai sur le bâtiment no.12 en service	48
3.9.1	Essai sous vibrations ambiantes	48
3.9.2	Résultats de l'essai	49
3.10	Essai sur le bâtiment no.13 en service	52
3.10.1	Essai sous vibrations ambiantes	52
3.10.2	Résultats de l'essai	54
3.11	Essai sur le bâtiment no.14 en construction	57
3.11.1	Essai sous vibrations ambiantes	58
3.11.2	Résultats de l'essai	59
3.12	Essai sur le bâtiment no.15 en service	62
3.12.1	Essai sous vibrations ambiantes	62
3.12.2	Résultats de l'essai	64
3.13	Essai sur le bâtiment no.16 en service	67
3.13.1	Essai sous vibrations ambiantes	68
3.13.2	Résultats de l'essai	69
3.14	Essai sur le bâtiment no.17 en service	72
3.14.1	Essai sous vibrations ambiantes	72
3.14.2	Résultats de l'essai	74
3.15	Essai sur le bâtiment no.18 en service	77
3.15.1	Essai sous vibrations ambiantes	77
3.15.2	Résultats de l'essai	79
3.16	Essai sur le bâtiment no.19 en service	82
3.16.1	Essai sous vibrations ambiantes	83
3.16.2	Résultats de l'essai	84
4	Modélisation	87
4.1	Présentation des modèles	88
4.1.1	Poutres et colonnes	91

4.1.2	Toiture	92
4.1.3	Masse	92
4.1.4	Analyse dynamique	93
4.2	Analyse paramétrique	93
4.2.1	Modèle de base	93
4.2.2	Influence des lisses	95
4.2.3	Influence des mezzanines	96
4.2.4	Influence des connexions colonnes-sol	97
4.2.5	Influence de la rigidité du tablier métallique	97
4.2.6	Influence de la masse de la toiture	98
4.2.7	Rigidité totale du bâtiment	101
4.3	Bâtiment en construction	102
4.4	Conclusion de l'étude paramétrique	105
5	Analyse statistique	108
5.1	Estimation de la période selon le CNBC 2005	108
5.2	Validation des données	109
5.3	Analyse des différents paramètres	111
5.3.1	Longueur perpendiculaire (L_{\perp})	111
5.3.2	Longueur parallèle (L_{\parallel})	113
5.3.3	Hauteur (h)	114
5.4	Méthode utilisée	115
5.5	Équations étudiées	115
5.5.1	Analyse des résidus	120
5.5.2	Exemples	123
5.6	Conclusion	125
6	Conclusion	128

Table des figures

1.1	Bâtiment en acier de faible hauteur typique	2
2.1	Cartes de contours des accélérations horizontales maximales (AHM) (gauche) et vitesses horizontales maximales (VHM) (droite) du sol.(CNBC 1995)	8
2.2	Coefficient de réponse sismique « S » - CNBC 1995	10
2.3	Spectres d'accélération pour les villes de Vancouver et de Montréal - CNBC 2005	12
2.4	Analogie d'un diaphragme flexible avec une poutre	15
3.1	Système d'acquisition portatif COM 2002 et capteur de vitesse.	24
3.2	Disposition optimale des capteurs de vitesse.	25
3.3	Bâtiment no.9	29
3.4	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.9).	31
3.5	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.9).	32
3.6	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.9).	33
3.7	Bâtiment no.10	34
3.8	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.10).	36
3.9	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.10).	37
3.10	Forme du premier mode de la structure (bâtiment no.10).	37
3.11	Bâtiment no.11	38
3.12	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.11).	40
3.13	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.11).	41
3.14	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.11).	42
3.15	Essais sous vibrations ambiantes, bâtiment no.12 en construction	43
3.16	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.12 en construction).	46
3.17	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.12).	46
3.18	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.12 en construction).	47
3.19	Bâtiment no.12 en service	48
3.20	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.12 en service).	50
3.21	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.12 en service).	51
3.22	Forme du premier mode de la structure (bâtiment no.12 en service).	51

3.23	Bâtiment no.13	52
3.24	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.13).	54
3.25	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.13).	55
3.26	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.13).	56
3.27	Bâtiment no.14 en construction	57
3.28	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.14 en construction).	59
3.29	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.14).	60
3.30	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.14 en construction).	61
3.31	Bâtiment no.15	62
3.32	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.15).	64
3.33	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.15).	65
3.34	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.15).	66
3.35	Bâtiment no.16	67
3.36	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.16).	69
3.37	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.16).	70
3.38	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.16).	71
3.39	Bâtiment no.17	72
3.40	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.17).	74
3.41	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.17).	75
3.42	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.17).	76
3.43	Bâtiment no.18	77
3.44	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.18).	79
3.45	Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.18).	80
3.46	Formes des premiers modes de la structure (bâtiment no.18).	81
3.47	Bâtiment no.19	82
3.48	Configuration utilisée lors de l'essai (bâtiment no.19).	84
3.49	Courbes de densité spectrale de puissance (bâtiment no.19).	85
3.50	Forme du premier mode de la structure (bâtiment no.19).	86
4.1	Modèle 3D du bâtiment 3	89
4.2	Modèle 3D du bâtiment 6	89
4.3	Modèle 3D du bâtiment 10	90
4.4	Modèle 3D du bâtiment 12	90
4.5	Modèle 3D du bâtiment 15	91
4.6	Comparaison de la période de vibration entre le modèle de base et les mesures <i>in situ</i>	94
4.7	Influence des lisses sur la période de vibration	95
4.8	Mode de lisses	96
4.9	Influence des connexions des colonnes sur la période de vibration	98
4.10	Influence de la rigidité du tablier métallique sur la période de vibration	99

4.11	Influence de la masse (masse calculée multipliée 1,5) sur la période de vibration	100
4.12	Influence de la masse (masse calculée divisée par 1,5) sur la période de vibration	101
4.13	Modèle « tout-rigide »	102
4.14	Modèle « tout-rigide sauf connexions »	103
4.15	Modèle « tout-rigide sauf tablier »	103
4.16	Comparaison des forces sismiques	107
5.1	Période en fonction de la hauteur et selon le CNBC 2005	109
5.2	Diagramme à moustache sur la période de vibration	110
5.3	Représentation graphique de L_{\perp} et L_{\parallel}	111
5.4	Période en fonction de la longueur perpendiculaire (L_{\perp}) du bâtiment	112
5.5	a) Poutre simplement appuyée. b) Colonne avec masse concentrée.	112
5.6	Période en fonction de la longueur parallèle (L_{\parallel}) du bâtiment	113
5.7	Période en fonction de la hauteur (h) du bâtiment	114
5.8	Régression 1 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	120
5.9	Régression 6 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	121
5.10	Régression 14 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	121
5.11	Régression 19 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	122
5.12	Régression 20 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	122
5.13	Code national du Bâtiment 2005 a) Période prédite en fonction de la période mesurée <i>in situ</i> b) Résidus	123

Liste des tableaux

3.1 Synthèse des résultats de la phase 1 - Université de Sherbrooke	27
3.2 Synthèse des résultats de la phase 1 - Université de la Colombie-Britannique	27
3.3 Synthèse des résultats de la phase 2 - Université de Sherbrooke - Présent projet	28
3.4 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.9). . .	30
3.5 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.9).	30
3.6 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.9).	33
3.7 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.10). .	35
3.8 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.10).	35
3.9 Fréquence naturelle et taux d'amortissement (bâtiment no.10).	37
3.10 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.11). .	39
3.11 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.11).	39
3.12 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.11).	41
3.13 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.12). .	44
3.14 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.12).	45
3.15 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.12 en construc- tion).	47
3.16 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.12 en service).	48
3.17 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.12 en service).	49
3.18 Fréquence naturelle et taux d'amortissement (bâtiment no.12 en service). .	50
3.19 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.12 en construc- tion).	51
3.20 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.13). .	53
3.21 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.13).	53
3.22 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.13).	55
3.23 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.14). .	58
3.24 Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.14).	58
3.25 Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.14 en construc- tion).	60
3.26 Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.15). .	63

3.27	Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.15).	63
3.28	Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.15).	65
3.29	Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.16). .	68
3.30	Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.16).	68
3.31	Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.16).	71
3.32	Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.17). .	73
3.33	Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.17).	73
3.34	Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.17).	75
3.35	Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.18). .	78
3.36	Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.18).	78
3.37	Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.18).	80
3.38	Informations générales sur les conditions lors de l'essai (bâtiment no.19). .	83
3.39	Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes (bâtiment no.19).	83
3.40	Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.19).	85
4.1	Données des modèles Etabs (c)	88
4.2	Période de vibration <i>in situ</i> des bâtiments modélisés	91
4.3	Influence des mezzanines sur la période de vibration	97
4.4	Modélisation du bâtiment 12 en construction	104
4.5	Modélisation du bâtiment 12 en service	104
4.6	Résumé de la variation de la période par rapport aux essais <i>in-situ</i>	105
4.7	Résumé de la variation de la période par rapport au modèle dit de base . .	106
5.1	Équations prédisant la période de vibration	117
5.2	Résidus extrêmes	123
5.3	Calcul des efforts sismiques, exemple 1	125
5.4	Calcul des efforts sismiques, exemple 2	126

Liste des symboles

Chapitre 2

AHM	Accélérations horizontales maximales du sol
b	Longueur parallèle
D_s	longueur du système de résistance aux charges latérales
EI	rigidité en flexion du diaphragme
F	Coefficient de fondation
g	Accélération gravitationnelle
G'	Coefficient de rigidité du toit
h	hauteur du bâtiment
h_n	hauteur du bâtiment
I	Coefficient de priorité de l'ouvrage
I_E	Coefficient de risque parasismique
K_B	Rigidité latérale du contreventement
K_d	Coefficient pour équation de Medhekar
K_D	Facteur de rigidité
K_f	Rigidité des murs extérieurs
K_iL	Rigidité des partitions intérieures
L	Longueur perpendiculaire
m	masse par unité de longueur du diaphragme de toit
M	Masse totale du bâtiment
M_d	Masse du diaphragme de toit
M_f	Masse des murs extérieurs
M_ν	Facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur
R	Facteur de modification de force
R_d	Coefficient de modification de force liée à la ductilité
R_o	Coefficient de modification de force liée à la sur-résistance
S	Coefficient de réponse sismique
$S(T_a)$	Réponse spectrale de l'accélération
T	Période fondamentale du bâtiment
U	facteur d'ajustement représentant le niveau d'expérience

V	Cisaillement à la base
V_e	Cisaillement à la base issu de la réponse élastique
V_f	Cisaillement au niveau de la toiture
VHM	Vitesses horizontales maximales du sol
W	Poids sismique
α	Coefficient pour équation de Medhekar
β	Coefficient pour équation de Medhekar
γ	Coefficient pour équation de Medhekar
λ	Fréquence fondamentale au carré
ω	Fréquence fondamentale du bâtiment
ν	Vitesse horizontale maximale du sol

Chapitre 3 à 6

DDL	Degrés de liberté
D_{exp}^2	Somme des carrés de la régression
E	Module Élastique
f	Fréquence fondamentale du bâtiment
h	Hauteur du bâtiment
h_n	Hauteur du bâtiment
I	Moment d'inertie
IIQ	Différence entre Q3 et Q1
k	Rigidité
l	Largeur du bâtiment
L	Longueur du bâtiment
LI	Limite inférieure des points aberrants
LU	Limite supérieure des points aberrants
L_{\perp}	Longueur perpendiculaire à la direction sismique
L_{\parallel}	Longueur parallèle à la direction sismique
m	Masse
Mv	Facteur tenant compte de l'effet du mode supérieur
Q1	Premier quartile
Q2	Deuxième quartile
Q3	Troisième quartile
res^2	Somme des carrés des résidus
R^2	Coefficient de détermination
T	Période fondamentale du bâtiment
T_{insitu}	Période expérimentale
$T_{experimentale}$	Période du bâtiment obtenue lors des essais

LISTE DES SYMBOLES

xi

$T_{prédit}$	Période prédite
$Y_{exp,i}$	Valeurs expérimentales
$Y_{reg,i}$	Valeurs de la régression
α_i	Coefficient
ξ	Amortissement
ω	Fréquence fondamentale du bâtiment

Chapitre 1

Introduction

Les bâtiments en acier de faible hauteur (BAFH) représentent une partie importante des bâtiments en acier construits à des fins non résidentielles au Canada. Leur domaine d'utilisation varie des magasins à grandes surfaces aux différents entrepôts. Ce type de construction se retrouvent dans des zones sismiques relativement importantes pour le pays (voir les cartes de contours des accélérations horizontales maximales (AHM) et vitesses horizontales maximales du CNBC 1995 [11]).

Ce type de structure se caractérise par un système de reprise des charges latérales comprenant un diaphragme de toit flexible fait d'un tablier métallique ondulé transférant les charges jusqu'aux contreventements verticaux généralement situés aux extrémités du bâtiment. Pour soutenir le tablier métallique, la structure est composée de poutres maîtresses dans le sens longitudinal et de poutrelles ajourées dans le sens perpendiculaire. Un bâtiment typique est présenté à la figure 1.1.

Malgré leur grande utilisation, le comportement dynamique des BAFH n'est pas très bien documenté. Les mécanismes complexes de répartition et l'amplitude des charges sismiques doivent encore être étudiés. Il est ainsi très difficile de prévoir exactement le comportement de telles structures lorsqu'elles sont soumises à un tremblement de terre, de telle manière que la conception du bâtiment n'est pas optimisée et qu'elle pourrait même s'avérer non sécuritaire.

Pour déterminer les charges à appliquer sur les structures, les ingénieurs canadiens doivent obligatoirement respecter le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) [11, 12] ou l'équivalent dans chaque province. Dans le cas des charges sismiques, le CNBC présente une méthode statique équivalente à une analyse dynamique. Or, les formules de

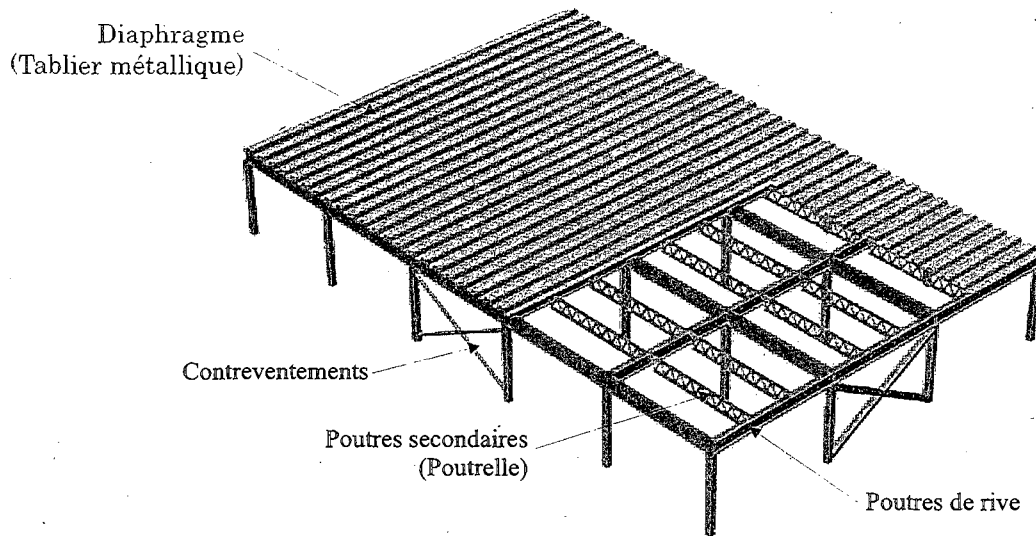


Fig. 1.1: Bâtiment en acier de faible hauteur typique

cette méthode ont été dérivées pour des bâtiments multiétagés à diaphragmes rigides et ne s'appliquent pas pour les bâtiments à diaphragmes flexibles comme ceux des BAFH [5, 21–24].

La principale différence structurale entre les BAFH et les bâtiments multiétagés est la rigidité des diaphragmes. Dans le cas des multiétagés, on assume que les planchers et le toit sont rigides de telle sorte que les déformations dans leur plan sont pratiquement nulles et que les charges sont transférées aux contreventements proportionnellement à la rigidité de ceux-ci. Pour les BAFH, les essais ont montré que cette hypothèse n'est pas valable compte tenu de la faible rigidité du tablier métallique ondulé dans son plan [6, 13, 22–25].

Les essais menés jusqu'à aujourd'hui ont montré que la meilleure manière de bien connaître les propriétés dynamiques des BAFH est de prendre des mesures sur le bâtiment une fois celui-ci construit. Or, pour déterminer les charges à appliquer lors du dimensionnement, il faut connaître les propriétés dynamiques. C'est pourquoi il est important de mener une étude ayant comme objectif la prédiction du comportement dynamique de la structure et ainsi permettre de mieux connaître les efforts induits par un séisme afin de concevoir un bâtiment sécuritaire à un coût juste.

Ce projet de recherche s'inscrit donc dans le cadre d'une étude entreprise par quatre universités canadiennes, soit l'Université de Sherbrooke, l'École Polytechnique de Montréal,

l'Université McGill et l'Université de Colombie-Britannique. La recherche a pour objectif principal de mieux comprendre le comportement dynamique des bâtiments en acier de faible hauteur afin de mieux le prédire.

1.1 Objectifs

La problématique principale de ce projet de recherche est centrée sur le fait que le comportement dynamique des BAFH est encore peu connu. Seules quelques études, pour la plupart basées sur des calculs par éléments finis, ont été effectuées pour tenter de comprendre le comportement dynamique de ce type de bâtiment très utilisé au Canada. Ainsi, afin d'améliorer les connaissances des BAFH, les présents travaux répondront à trois objectifs principaux. Ces objectifs sont présentés dans les sous-sections suivantes. Avant de répondre à ces objectifs, une revue de la littérature est présentée au chapitre 2.

1.1.1 Premier objectif : Base de données

Afin de bien comprendre leur comportement dynamique, il est nécessaire de faire des essais grandeur réelle sur des bâtiments en acier de faible hauteur. Le premier objectif est donc :

Établir une base de données expérimentales sur les propriétés dynamiques des BAFH.

Cet objectif ainsi que le second objectif présenté à la sous-section suivante rejoignent ceux du mémoire de C.-P. Lamarche [5]. En fait, le présent projet peut être considéré comme la continuité de ces travaux. De ce fait, la méthode pour recueillir les données sera la même. Des essais sous vibrations ambiantes seront donc effectués sur des bâtiments déjà construits et sur d'autres en construction.

La démarche expérimentale consiste à prendre des mesures de vitesse à différentes positions sur le toit du bâtiment analysé. Par la suite, à l'aide du logiciel Artemis© une décomposition dans le domaine fréquentiel (FDD) est effectuée. Cette méthode permet d'obtenir les périodes naturelles, les déformées modales et le taux d'amortissement du bâtiment testé. Cette méthode est la même que celle utilisée, expliquée et validée dans le mémoire de C.-P. Lamarche [5], en la comparant avec une autre méthode dans un contexte contrôlé de laboratoire

Dans ce mémoire douze (12) essais ont été effectués sur onze (11) bâtiments différents. Ceci porte à 23 le nombre de bâtiments testés pour l'ensemble des travaux effectués avec Lamarche [5]. Les résultats de ces douze (12) essais sont présentés au chapitre 3.

1.1.2 Deuxième objectif : Analyse statistique

Les ingénieurs canadiens doivent utiliser les formules empiriques du Code National du Bâtiment du Canada [11] [12] afin d'obtenir la période fondamentale du bâtiment. Cette période sert par la suite au calcul des charges sismiques servant au dimensionnement. Or, ces formules ont été dérivées pour des bâtiments multiétagés à diaphragmes rigides et ne représentent pas le comportement des BAFH [5, 6, 21].

Certaines formules permettant de prédire la période de vibrations ont déjà été présentées dans la littérature (voir le chapitre 2). Cependant, ces formules nécessitent plusieurs paramètres inconnus à l'étape de la conception. À cette étape seuls les paramètres géométriques du bâtiment sont connus et l'utilisation de formules complexes s'avère inutile. Le deuxième objectif du projet est donc de :

Proposer une nouvelle équation permettant de déterminer la période fondamentale des BAFH à partir des propriétés géométriques du bâtiment pour le prochain CNBC.

Cette formule sera obtenue par une analyse statistique à partir de la base de données expérimentales présenté dans le premier objectif.

Ainsi, le chapitre 5 présente une vingtaine d'équations différentes pour prédire la période de vibration. Les paramètres utilisés dans ces formules sont la hauteur, la longueur et la largeur du bâtiment. L'équation donnant les meilleurs résultats est proposée et est comparée, avec deux exemples, aux périodes obtenues par éléments finis (voir la sous-section suivante) et « in situ ».

1.1.3 Troisième objectif : Analyse paramétrique par éléments finis

La majorité des résultats présentés au chapitre 2 ont été obtenus à l'aide de méthodes numériques, c'est-à-dire à l'aide de la méthode des éléments finis. Dans ce type d'analyses, plusieurs simplifications doivent être effectuées. Les plus importantes sont que la

participation des éléments non-structuraux à la rigidité du bâtiment est négligée et que la distribution des masses n'est pas parfaite. Or, on sait que la rigidité et la masse de la structure sont les deux paramètres servant au calcul de la période de vibration d'un bâtiment.

Les analyses numériques effectuées par les auteurs présentés au chapitre 2 ont été effectuées avec des logiciels qui ne sont plus utilisés par les ingénieurs « praticiens » compte tenu de leur complexité et de leur âge. Les modèles utilisés par les chercheurs sont souvent en deux dimensions ou encore en trois dimensions simplifiées avec des rigidités équivalentes calculées. Aujourd'hui, les bâtiments peuvent être modélisés avec des logiciels commerciaux tel Etabs, Visual Design, Sap, etc. Ces logiciels permettent de « construire » rapidement le bâtiment en trois dimensions avec les caractéristiques géométriques exactes de chaque élément.

Cependant, les périodes calculées avec ces logiciels diffèrent des résultats obtenus sur le terrain par des essais sous vibrations ambiantes. Ceci nous amène au troisième objectif :

Effectuer une analyse paramétrique par éléments finis sur des bâtiments en acier de faible hauteur afin de déterminer les paramètres à utiliser lors de la modélisation.

L'analyse porte sur les effets de la masse, de la rigidité du tablier, de la présence de mezzanines et de lisses dans le modèles. Les résultats sont présentés au chapitre 4.

Les principales conclusions des différents chapitre ainsi que les futurs axes de recherche sont présentés au 6.

Chapitre 2

Revue bibliographique

2.1 Revue de la littérature des BAFH

Les travaux sur le comportement dynamique des BAFH sont encore récents et la majorité ont été publiés depuis 1994 suite au tremblement de terre de Northridge en Californie. Lors de ce séisme, plusieurs bâtiments en acier ont subi des effondrements suite à la rupture fragile de leurs connexions [9, 16, 26] que l'on croyait ductiles.

Une grande partie de la littérature provient du Canada où ce type de structure est répandu. L'état actuel des recherches est présenté à partir de la section 2.3 et repose surtout sur des analyses numériques. En dehors des séries d'essais présentement effectués par l'Université de Sherbrooke et par l'Université de Colombie-Britannique, aucune mesure à grandeur réelle, portant sur le comportement dynamique du bâtiment dans son ensemble n'a été effectuée pour valider les résultats obtenus numériquement. Cependant, des essais en grandeur réelle ou réduite ont été effectués au niveau des contreventements et de la toiture.

Avant d'entreprendre une revue de la littérature sur les BAFH, les principes de la méthode statique équivalente du Code national du bâtiment du Canada 1995 et 2005 sont présentés à la section 2.2. Dans le cadre de ce projet de recherche, les résultats obtenus sont comparés avec la dernière édition de ce code puisque celui-ci est présentement en vigueur.

2.2 Code national du bâtiment du Canada

Lors du commencement de ce projet de recherche, le Code national du bâtiment du Canada 1995 [11] avait force de loi au pays. L'édition 2005 du CNBC [12] a été adoptée ultérieurement et est présentement en vigueur au Canada. Le présent document présente donc une section portant sur les charges dynamiques des CNBC 1995 et 2005. Le CNBC 1995 est présenté, car beaucoup d'études antérieures à celle-ci ont utilisé ses concepts et ses formules. De plus, dans le CNBC 2005, plusieurs changements majeurs concernant les charges sismiques ont eu lieu par rapport à l'édition de 1995 ; ils sont donc présentés ici.

Le Code national du bâtiment du Canada définit les charges à appliquer aux bâtiments lors du dimensionnement pour s'assurer d'un comportement adéquat de ceux-ci face aux différentes situations qui pourraient survenir, telles les charges de neige, de vent, de séisme, d'occupation et une combinaison de ceux-ci, durant sa vie utile. Seules les charges sismiques sont présentées ici. Pour les autres charges, veuillez consulter le CNBC [11] [12].

Dans le cas d'un séisme, les objectifs du CNBC varient en fonction de l'intensité de celui-ci. Pour un séisme faible, aucun dommage structural et non structural n'est admis. Pour un séisme de moyenne envergure, des dommages aux éléments non structuraux peuvent survenir, mais les éléments structuraux doivent demeurer intacts. Dans le cas de forts séismes, l'objectif principal est de minimiser les pertes de vie en limitant les effondrements des éléments structuraux et non structuraux afin de permettre aux occupants d'évacuer le bâtiment. Les bâtiments de sécurité civile (« post-disaster buildings ») doivent, quant à eux, demeurer fonctionnels après un fort tremblement de terre.

Le Code national du bâtiment du Canada utilise des charges statiques équivalentes pour tenir compte des effets d'un tremblement de terre puisqu'il est beaucoup plus facile et rapide, pour un ingénieur, d'effectuer une analyse statique qu'une analyse dynamique. La méthode statique équivalente a certaines limites et ne peut être utilisée pour des bâtiments aux formes irrégulières et aux structures à usages spécifiques telles, les écoles et les centrales nucléaires. Lorsque la méthode statique équivalente est applicable, le CNBC donne des formules empiriques pour estimer la période du premier mode, la réponse spectrale et donc, les forces exercées par un séisme. Les formules pour obtenir la période de vibration proviennent d'études faites sur des bâtiments à diaphragmes rigides.

Il faut savoir que le comportement dynamique d'une structure dépend de sa capacité à dissiper l'énergie lors d'un tremblement de terre. Depuis 1990, le Code national du

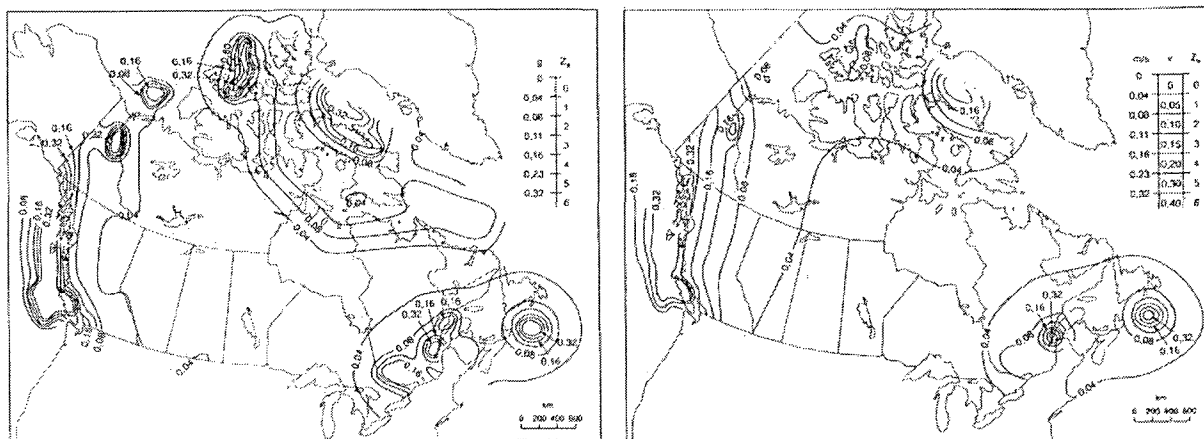


Fig. 2.1: Cartes de contours des accélérations horizontales maximales (AHM) (gauche) et vitesses horizontales maximales (VHM) (droite) du sol. (CNBC 1995)

bâtiment du Canada reconnaît explicitement que les forces sismiques sont réduites lorsque la structure se déforme plastiquement. Un facteur de modification de force « R » a été introduit afin de réduire les forces statiques équivalentes à être appliquées au bâtiment.

2.2.1 Code national du bâtiment du Canada 1995

Cette section présente les concepts de l'édition 1995 du Code national du bâtiment du Canada. [11]

2.2.1.1 Localisation des zones sismiques

Le Canada est un pays très vaste où la géologie varie beaucoup d'une région à l'autre. La géologie, par le type de sol, la présence de failles et de plaques tectoniques fait en sorte que les tremblements de terre ne dégagent pas tous la même énergie. Il ne serait donc pas économiquement avantageux de calculer toutes les structures pour le plus gros tremblement de terre qui puisse survenir au Canada. Suite à une analyse statistique des tremblements de terre, 7 zones sismiques ont été déterminées en fonction des accélérations horizontales maximales (AHM) et des vitesses horizontales maximales (VHM). La figure 2.1 présente les AHM et VHM pour l'ensemble du Canada. Les données ont été calculées selon une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans.

2.2.1.2 Cisaillement à la base

Les structures doivent être conçues de manière à résister à un cisaillement minimal à la base. Le cisaillement à la base se calcule selon l'équation suivante :

$$V = \left(\frac{V_e}{R} \right) U \quad (2.1)$$

où

V_e est la force latérale équivalente s'exerçant à la base de l'ouvrage et représentant la réponse élastique. Elle est souvent appelée le cisaillement élastique ;

U est un facteur d'ajustement représentant le niveau d'expérience. Sa valeur est fixée à 0,6 ;

R est le facteur de modification de force reflétant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique. Ce facteur est souvent appelé facteur de ductilité, car il dépend de la ductilité du système de reprise des charges latérales. Les valeurs de R varient de 1 à 4. Une valeur de 1 signifie que le système est fragile et ne peut dissiper d'énergie de manière inélastique. Une valeur de 4 signifie que le bâtiment peut subir des déformations cycliques non élastiques. Pour les BAFH le coefficient R varie généralement entre 2 et 4 dépendant du type de contreventements [22,23]. Pour éviter d'ajouter des détails spéciaux à la charpente pour dissiper l'énergie due aux charges sismiques, une valeur de R inférieure ou égale à 2 peut aussi être utilisée.

Le cisaillement élastique V_e se calcule selon la formule suivante :

$$V_e = v \cdot S \cdot I \cdot F \cdot W \quad (2.2)$$

où

v est la vitesse horizontale maximale (VHM) de la zone déterminée à l'aide de la carte de zones sismiques présentée à la figure 2.1 ;

S est le coefficient de réponse sismique. On détermine sa valeur à partir de la période fondamentale et du rapport de la zone d'accélération sur la zone de vitesse (Z_a/Z_v). La figure 2.2 présente les valeurs de S en fonction de ces deux paramètres ;

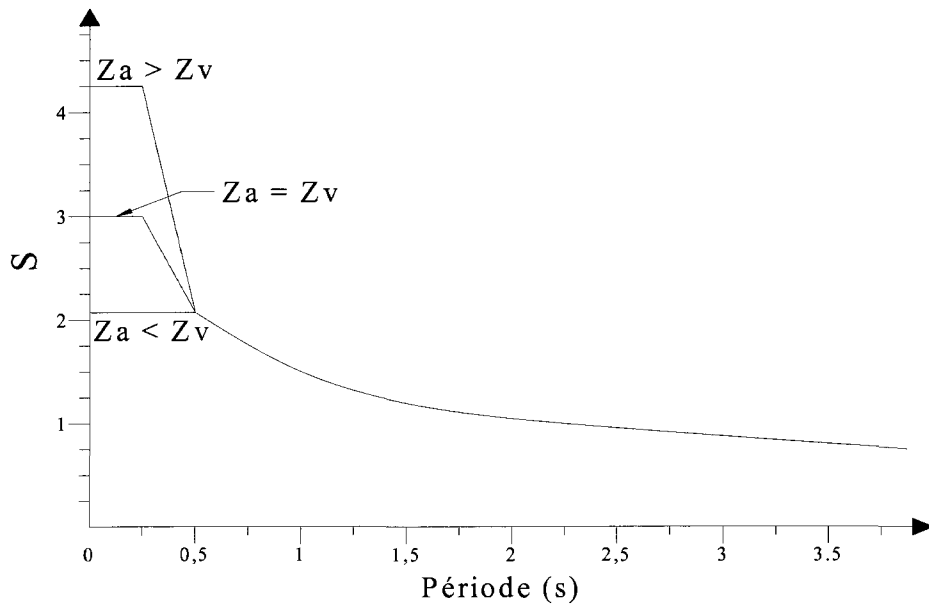


Fig. 2.2: Coefficient de réponse sismique « S » - CNBC 1995

I est le coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage. Dans la plupart des cas, la valeur est égale à 1. Cependant pour des bâtiments à vocation spéciale tels écoles, casernes de pompiers, postes de police et centrales nucléaires, la valeur peut atteindre 1,5 ;

F est le coefficient de fondation. Sa valeur est un (1) pour des sols durs et peut atteindre deux (2) lorsque le sol est très mou sur une grande épaisseur (> 15m) ;

W est le poids sismique comprenant toute la charge permanente plus 25% des charges dues à la neige, plus 60% du poids d'entreposage et 100% du poids pouvant être contenu dans les réservoirs.

Pour déterminer le coefficient de réponse sismique « S », il faut connaître la période de vibration fondamentale du bâtiment (T). Le CNBC 1995 donne différentes formules empiriques pour l'estimer en fonction du type de bâtiment. Pour un BAFH la période peut être estimée avec la formule suivante :

$$T = \frac{0,09h}{\sqrt{D_s}} \quad (2.3)$$

où h correspond à la hauteur de la toiture par rapport à la base et D_s est la longueur du système de résistance des charges latérales, tels les contreventements.

Si une analyse dynamique est effectuée à l'aide d'un logiciel d'éléments finis et que la période obtenue est plus longue que celle calculée à l'aide des formules empiriques du CNBC, donc moins conservatrice, mais théoriquement plus fiable, le code permet de modifier V_e de manière à ce que celui-ci soit, au maximum, égal à 80% de la valeur calculée à l'aide des formules empiriques (équation 2.2).

2.2.2 Code national du bâtiment du Canada 2005

Dans l'édition 2005 du Code national du bâtiment [12] une approche par objectif (ou performance), a été adoptée comparativement à une approche normative pour l'édition précédente. Les avantages attendus de ce type de code sont avant tout d'exprimer plus clairement le domaine d'application et les intentions. Ceci facilite alors l'innovation et la mise en œuvre de nouvelles solutions, tout en conservant les avantages d'une réglementation dite classique.

La section des charges dynamiques du Code national du bâtiment 2005 a profondément été revue. Dorénavant, l'analyse dynamique est la méthode recommandée. L'analyse statique équivalente devient donc l'exception et peut être employée seulement si l'aléa sismique est faible ($I_E F_a S_a(0,2) < 0,35$), si la structure est régulière avec une hauteur maximale de 60 mètres et une période inférieure à 2 secondes et pour certaines structures irrégulières dont la hauteur ne dépasse pas 20 mètres et la période 0,5 seconde.

Les bâtiments en acier de faible hauteur ne présentent généralement pas d'irrégularité qui ferait en sorte qu'on doive obligatoirement utiliser l'analyse dynamique. Étant donné la simplicité et la symétrie de ces bâtiments, l'analyse statique équivalente risque de continuer à être utilisée par les concepteurs. Les sous-sections suivantes présentent le calcul des charges dynamiques par la méthode statique équivalente et expliquent les différences par rapport à l'édition précédente du code. Pour plus de détails, le lecteur peut consulter l'article de Heidebrecht (2003) [2].

2.2.2.1 Spectres d'accélération par ville

Le concept des zones sismiques utilisé dans le CNBC 1995 et présenté à la section 2.2.1.1 a été abandonné au profit de spectres d'accélération ($S(T_a)$, accélération en « g » en fonction de la période de vibration où T_a représente la période fondamentale) pour chaque municipalité. La figure 2.3 présente les spectres d'accélération ($S(T_a)$) pour les villes de

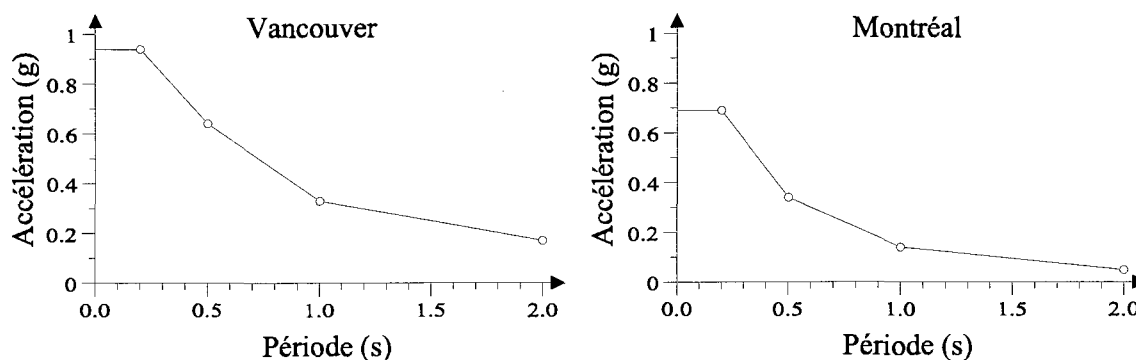


Fig. 2.3: Spectres d'accélération pour les villes de Vancouver et de Montréal - CNBC 2005

Vancouver et de Montréal. Pour construire ce spectre, le CNBC fournit l'accélération pour 4 périodes différentes : $S(0,2)$, $S(0,5)$, $S(1,0)$ et $S(2,0)$. Pour obtenir les points entre deux périodes, il suffit d'effectuer une interpolation linéaire. L'utilisation d'un spectre d'accélération pour chaque ville permet d'obtenir une meilleure représentation, en fonction des périodes de vibration, des effets d'un séisme sur la structure et représente mieux le comportement sismique local.

Il est à noter que les valeurs fournies pour le spectre d'accélération ont une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans soit une période de retour de 2500 ans contrairement à 475 ans dans l'édition 1995 du CNBC. Ce changement sur la période de retour a aussi été adopté par le Building Seismic Safety Council. [2]

2.2.2.2 Cisaillement à la base

La formule pour calculer le cisaillement à la base a changé par rapport à l'édition de 1995. L'équation prend dorénavant la forme suivante :

$$V = W \left(\frac{S(T_a)M_v I_E}{R_d R_o} \right) \quad (2.4)$$

où

W est le poids sismique comprenant toute la charge permanente plus 25% des charges dues à la neige, plus 60% du poids d'entreposage et 100% du poids pouvant être contenu dans les réservoirs.

$S(T_a)$ est l'accélération spectrale calculée selon la méthode présentée à la section précédente.

M_v est un facteur pour tenir compte des modes supérieurs. Lorsque la période du bâtiment est inférieure à une seconde, le coefficient M_v prend automatique la valeur unitaire. Dans le cas des BAFH, les essais montrent que la première période du bâtiment dans les deux directions est généralement inférieure à une seconde, donc M_v prendra toujours la valeur unitaire pour les BAFH.

I_E est le coefficient de priorité parasismique de l'ouvrage. Dans la plupart des cas, la valeur est égale à 1. Cependant pour des bâtiments à vocation spéciale tels écoles, casernes de pompiers, postes de police et centrales nucléaires la valeur de I_E peut aller jusqu'à 1,5 ;

R_d est un coefficient de réduction des forces lié à la ductilité de la structure. La valeur de R_d peut varier de 1 à 5 dépendant de la ductilité du système. Pour les BAFH composés de contreventements concentriques, la valeur de R_d varie entre 2,0 et 3 selon les détails d'assemblage procurant la ductilité.

R_o est un coefficient de réduction des forces lié à la surrésistance de la structure. Cette surrésistance peut être expliquée par l'utilisation du coefficient de pondération de la résistance des matériaux ϕ , la différence entre la résistance spécifiée et la résistance réelle du matériel et le phénomène d'écrouissage de l'acier. La valeur de R_o peut varier de 1 à 1,7 dépendant du matériel et du système de reprise des charges latérales. Pour les BAFH composé de contreventements concentriques, la valeur de est de 1,3.

Pour déterminer les efforts de cisaillement à la base, il faut tout d'abord calculer la période fondamentale du bâtiment. Dans le CNBC 2005, le calcul de la période pour une structure contreventée est défini par l'équation :

$$T = 0,025h_n \quad (2.5)$$

où h_n correspond à la hauteur de la structure.

Selon l'article 4.1.8.11-3-d-ii), il est permis de modifier la période de vibration si une analyse dynamique est effectuée à l'aide d'un logiciel d'éléments finis et que la période obtenue est plus longue que celle calculée à l'aide des formules empiriques du CNBC. Cette valeur de période s'avère donc moins conservatrice mais théoriquement plus fiable. Le code permet de prendre la valeur obtenue analytiquement. Toutefois, cette valeur ne doit pas être supérieure à 2 fois la période obtenue par l'équation empirique du CNBC.

Aussi, le CNCB impose une limite supérieure pour le cisaillement à la base dans le cas des bâtiments ductiles où $R_d \geq 1,5$. La limite est définie par l'équation suivante :

$$W \left(\frac{S(T_a)M_v I_E}{R_d R_o} \right) \leq \frac{2 S(0,2s) I_E W}{3 R_d R_o} \quad (2.6)$$

Le coefficient de fondation F du CNBC 1995 n'est plus explicite dans la formule pour le cisaillement à la base. L'effet d'amplification dynamique du sol est dorénavant pris en compte en modifiant directement la valeur de l'accélération spectrale de design ($S(T_a)$).

2.3 Méthode de dimensionnement actuelle

Les bâtiments en acier de faible hauteur sont présentement dimensionnés selon les dispositions du Code National du Bâtiment du Canada 2005 [12] (ou de son équivalent à chaque province) et de la norme canadienne sur le calcul aux états limites des charpentes d'acier (CSA S16.1-01) [3]. Puisque les efforts peuvent être déterminés facilement pour chaque élément et que les hypothèses de calcul sont simples (poutres rotules-rotules, colonnes rotules-rotules) les concepteurs peuvent concevoir le bâtiment sans avoir recours aux logiciels d'éléments finis.

Afin de limiter les coûts de réparation d'un BAFH suite à un tremblement de terre, les concepteurs conçoivent le diaphragme de toit pour qu'il demeure dans la zone élastique lors d'un séisme [14]. Ce sont plutôt les contreventements qui dissipent l'énergie en se plastifiant. Ce type de design est communément appelé « strong diaphragm-weak frame design » pour conception de toiture forte et diagonales faibles. Cette méthode a l'avantage d'avoir des coûts de réparations moins élevés suite à un tremblement de terre puisque celles-ci sont concentrées au niveau des contreventements alors que la toiture demeure intacte.

Les ingénieurs canadiens calculent présentement les efforts dans le diaphragme de toit et dans les contreventements à l'aide du guide « Design of steel deck diaphragm » publié par le CSSBI [7]. Ce guide utilise une analogie où le toit est considéré comme une poutre dans laquelle le diaphragme est l'âme, les poutres de rive sont les ailes et les systèmes de reprise des charges latérales sont les appuis. Pour déterminer les efforts dans le diaphragme de toit, on considère que les charges sont uniformément distribuées. Le cisaillement varie donc de manière linéaire dans le diaphragme de toit (voir figure 2.4). Dans les bâtiments

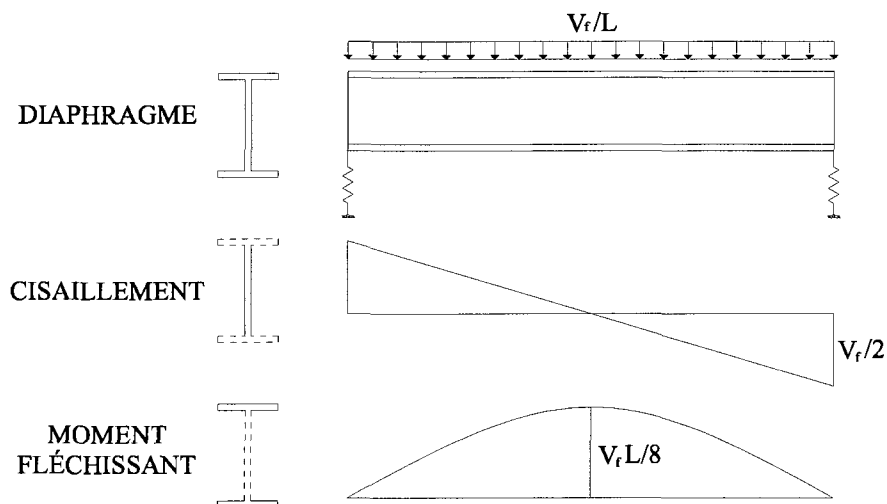


Fig. 2.4: Analogie d'un diaphragme flexible avec une poutre

en acier de faible hauteur, les contreventements sont souvent situés aux extrémités du bâtiment, donc les efforts maximaux sont de $V_f/2$.

Cependant, lorsqu'il y a plus de deux contreventements dans la même direction, la rigidité du diaphragme influence la répartition des charges latérales entre les contreventements. Le « Design of steel deck diaphragm » explique comment faire dans cette situation puisque la répartition dépend de la rigidité du diaphragme. Contrairement à un diaphragme rigide, la répartition des efforts n'est pas proportionnelle à la rigidité du contreventement.

Le concepteur peut être amené à choisir des contreventements surdimensionnés pour diverses raisons. La norme CSA S16-01 du calcul des charpentes d'acier mentionne que les connexions des contreventements doivent avoir la même résistance que les contreventements eux-mêmes dans les zones sismiques élevées. L'objectif de cette clause est de s'assurer de pouvoir développer la résistance maximale des contreventements sans qu'il y ait rupture dans les connexions. Cependant, le concepteur peut déroger à cette règle en exécutant une analyse dynamique (« time history dynamic analysis ») du bâtiment. Alors, il pourra concevoir des connexions ayant une résistance inférieure aux contreventements.

Les charges sismiques sont calculées à l'aide du CNBC. Dans l'édition 2005, la formule empirique ne tient compte que de la hauteur (équation 2.5) alors que dans l'édition 1995,

la hauteur et la longueur du contreventement (équation 2.3) sont prise en compte pour calculer la période fondamentale. Des essais sur des bâtiments existants ont montré que ces formules ne donnent pas des résultats représentatifs [5, 21].

2.4 Méthodes d'analyses

Pour dimensionner un bâtiment en acier de faible hauteur, plusieurs possibilités s'offrent aux concepteurs quant à la méthode d'analyse. Compte tenu du fait qu'il s'agit d'un bâtiment simple, l'option la plus simple consiste à concevoir chaque élément de manière individuelle sans avoir recours à un logiciel d'éléments finis.

Cependant, la puissance des ordinateurs et des logiciels d'éléments finis actuels permettent de modéliser un bâtiment en trois dimensions avec un effort relativement faible. Ce modèle permet ainsi d'obtenir des résultats plus précis sur le comportement de la structure soumise à différentes charges. De plus, nous pouvons croire que les propriétés dynamiques du bâtiment modélisé se rapprochent plus de la réalité, du moins théoriquement, que celles obtenues à l'aide des formules empiriques du CNBC (voir chapitre 4 pour plus de détails). Il est important de noter que les périodes naturelles obtenues analytiquement sont généralement supérieures à la réalité, ce qui implique des efforts moins élevés. Afin de favoriser l'utilisation de modèles et d'analyses dynamiques, le CNBC 1995 permet de réduire les forces calculées à l'aide de la période obtenue analytiquement jusqu'à 80% de celles obtenues à l'aide des formules empiriques. Quant au CNBC 2005, il permet de prendre une période pouvant aller jusqu'à 2 fois celle obtenue avec la formule 2.5.

Cependant, dans les modèles, la rigidité exacte de la structure ne peut être déterminée parfaitement sans la calibration du modèle. La présence des éléments non structuraux (partitions de murs, rigidité des poutrelles ajourées, murs extérieurs en briques) a un effet sur la rigidité globale de la structure [4]. Ceci fait en sorte que la période de vibration peut être surestimée par les logiciels d'éléments finis car celle-ci est inversement proportionnelle à la rigidité de la structure. C'est pour cette raison que les éditions 1995 et 2005 du Code National du Bâtiment du Canada limitent les valeurs à prendre pour le dimensionnement.

Un autre avantage de modéliser les BAFH est de permettre à l'ingénieur de mieux comprendre le cheminement des efforts dans la structure et ainsi reconnaître les endroits potentiellement problématiques.

2.5 Comportement dynamique vs statique

La distribution et la grandeur des charges ainsi que le déplacement d'une structure varient si celle-ci est soumise à un chargement dynamique plutôt que statique [23]. C'est pourquoi il faut s'assurer que les méthodes de dimensionnement actuelles sont généralement conservatrices, ce qui est fait tout au long de ce mémoire.

Il ne faut pas oublier que la réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre dépend des caractéristiques du séisme et de la structure elle-même. La distribution de la masse, de la rigidité latérale et la résistance des composantes modifient le cisaillement à la base lors d'un séisme [18].

Les sous-sections suivantes décrivent les résultats obtenus lors de recherches précédentes en ce qui concerne la période de vibration du bâtiment, la distribution des efforts, les déplacements, la ductilité et l'influence des effets P-Delta dans un BAFH.

2.5.1 Période de vibration

La période fondamentale du bâtiment peut être obtenue à l'aide de la formule 2.3 tirée du Code National du Bâtiment du Canada 1995 et de la formule 2.5 du CNBC 2005. Cependant, ces formules ont été dérivées à partir de bâtiments multiétagés à diaphragmes rigides [21, 24] et ne reflètent pas le comportement des bâtiments en acier de faible hauteur avec des diaphragmes flexibles [5, 19, 21–24]. Par contre, l'utilisation de la formule 2.3 se révèle toujours conservatrice [23].

Selon Tremblay et Stierner [23], les BAFH réagissent surtout dans leur premier mode, ce qui suggère que la période fondamentale est un critère représentatif pour leur dimensionnement.

Le Code National du Bâtiment du Canada 1995 détermine la période de vibration en fonction de la hauteur et de la largeur du système de reprise des charges latérales (voir équation 2.3) alors que le CNBC 2005 n'utilise que la hauteur pour le calcul de la période des BAFH (voir équation 2.5). Puisque ces bâtiments ont environ toutes les mêmes propriétés géométriques, ils devraient donc tous avoir sensiblement la même période fondamentale. Des essais ont montré que les périodes varient de manière significative. De plus, ces mêmes essais montrent qu'en utilisant la longueur au lieu de la hauteur du

bâtiment, les résultats sont plus représentatifs des valeurs mesurées sur les bâtiments [5, 6, 21].

La flexibilité du diaphragme a une grande influence sur la période de vibration ; plus le diaphragme est flexible, plus la période de vibration est élevée. Pour un même bâtiment modélisé, avec seule différence qu'un diaphragme est flexible et que l'autre diaphragme est rigide, le rapport de la période fondamentale du diaphragme flexible sur le diaphragme rigide varie entre 1,5 et 3 [23].

De plus, la période obtenue de manière analytique est supérieure à celle obtenue par les formules du Code National du Bâtiment du Canada [19, 23]. Ceci signifie qu'en utilisant la formule du Code National du Bâtiment du Canada pour déterminer la période fondamentale, les efforts calculés sont supérieurs à ceux déterminés de manière analytique. Donc, en utilisant les formules du CNBC, les ingénieurs conçoivent des bâtiments ayant une résistance plus élevée que nécessaire, ce qui entraîne des coûts supplémentaires.

2.5.1.1 Méthode de Medhekar

Pour déterminer la période de vibration, Medhekar [17] a développé la formule suivante :

$$T = \sqrt{\frac{(K_B + K_D) W}{(K_B K_D) g}} \quad \text{avec} \quad K_D = \frac{\Pi}{\frac{L^3}{\Pi^2 EI} + \frac{L}{G' b}} \quad (2.7)$$

où K_B est la rigidité latérale du contreventement dans la direction de calcul, g est l'accélération gravitationnelle, L et b sont respectivement la longueur perpendiculaire et parallèle à la direction de calcul, EI est la rigidité en flexion du diaphragme. G' est un coefficient de rigidité du toit obtenu à partir du « Design of steel deck diaphragm » [7] dépendant de plusieurs paramètres tels que l'accélération, la masse par unité de surface du toit, le module élastique, la résistance élastique, la longueur et le type de connexion du diaphragme. Ce paramètre est difficile à calculer surtout à l'étape itérative de la conception.

Medhekar et Kennedy [?] [?] ont aussi développé une autre méthode pour l'estimation de la période de vibration suite à la suite d'essais analytiques sur des BAFH. La formule pour déterminer la période de vibration est :

$$T = 2\pi/\omega \quad (2.8)$$

La fréquence fondamentale du bâtiment, ω , est obtenue en résolvant l'équation caractéristique d'un système avec deux degrés de liberté (DDL) :

$$\alpha\lambda^2 + \beta\lambda + \gamma = 0 \quad (2.9)$$

où $\lambda = \omega^2$ et les constantes α , β et γ sont définis par :

$$\alpha = M_f M_d \quad (2.10)$$

$$\beta = -(MK_d + M_d K_f + M_f K_i L) \quad (2.11)$$

$$\gamma = K_f K_d + K_i L (K_f + K_d) \quad (2.12)$$

où M_f , M_d et M sont respectivement la masse des murs extérieurs, la masse du diaphragme de toit et la masse totale du bâtiment. K_f est la rigidité des murs extérieurs comprenant les contreventements et les éléments non structuraux. $K_i L$ est une rigidité provenant des partitions intérieures. Finalement, K_d est défini selon les équations suivantes :

$$K_d = \omega_1^2 M_d \quad (2.13)$$

$$\omega_1^2 = \frac{EI}{m} \frac{(\pi/L^4)}{1 + (EI/GA_s)(\pi/L)^2} \quad (2.14)$$

où m ($= M_d/L$) est la masse par unité de longueur du diaphragme de toit.

Les deux méthodes présentées par Medhekar [17] et par Medhekar et Kennedy [19] ne sont pas très pratiques pour un concepteur qui ne connaît pas toutes les propriétés exactes du bâtiment. Elles s'avèrent cependant utiles pour s'assurer que la période utilisée lors du dimensionnement est sécuritaire.

2.5.2 Efforts

Lors d'une analyse statique, les efforts de cisaillement dans le toit, vis-à-vis les contreventements sont $V_f/2$ dans le cas où il n'y a que deux systèmes de reprises des charges latérales aux deux extrémités du bâtiment. Selon le « Design of steel deck diaphragm » [7], les efforts de cisaillement dans un diaphragme de toit flexible varient de manière linéaire peu importe qu'il s'agisse de charge sismique ou de vent (voir la figure 2.4). Cependant, des études démontrent que dans des bâtiments soumis à des charges sismiques, la distribution des efforts de cisaillement dans le diaphragme de toit varie de manière non linéaire [?, ?, 24]. La valeur maximale du cisaillement demeure la même que pour une charge statique, mais elle se situe sur presque toute la longueur du bâtiment comparativement à une charge statique où le cisaillement maximal se situe aux contreventements. Les auteurs des articles [22–24] suggèrent donc de concevoir le diaphragme de toit avec la valeur maximale de $V_f/2$ sur toute la longueur du bâtiment.

Les efforts dans les contreventements ne sont pas amplifiés lorsque la charge est dynamique. Ceci fait suggérer à Tremblay et Stiemer [23] qu'une analyse statique est adéquate pour dimensionner les contreventements. Les facteurs de réduction des charges « R » du CNBC 1995 et les facteurs « R_d » et « R_o » du CNBC 2005 dépendent du type de contreventements utilisé.

Une idée répandue est qu'une valeur de « R » plus faible doit être attribuée à un bâtiment dont les contreventements travaillent en tension seulement. Mais, selon Tremblay [22], l'utilisation d'un système à contreventements travaillant en tension seulement a un comportement similaire au niveau ductilité à celui travaillant en tension-compression. L'utilisation d'un facteur « R » égal à 4 pour le CNBC 1995 est donc applicable pour ces deux types de contreventements.

Par contre, il ne faut pas oublier que lors de l'utilisation de contreventements travaillant en tension seulement, des forces d'impact doivent être ajoutées. La norme de calcul aux états limites des charpentes d'acier du Canada, CSA-S16 [3], suggère d'amplifier les efforts dans les connexions des contreventements par un facteur de 1,10 pour tenir compte des forces d'impact générées par un séisme. Suite à une étude réalisée par Filiatrault et Tremblay [1] sur le comportement des contreventements travaillant en traction seulement, les auteurs suggèrent plutôt un facteur d'amplification de 1,15 au lieu de 1,10.

Les efforts en compression/tension dans les poutres de rive sont dus au moment

créé dans le diaphragme de toit (voir figure 2.4). Des essais effectués par Tremblay et Stiemer [23] démontrent que l'amplification du moment pour une charge dynamique varie d'un rapport allant de 1,25 à 2,3. Ils suggèrent donc de toujours amplifier le moment maximal obtenu par analyse statique par un facteur de 2,3 pour tenir compte des effets dynamiques.

2.5.3 Déplacements

Pour une charge de même grandeur, le déplacement horizontal de la structure est supérieur lorsque celle-ci est soumise à des forces dynamiques plutôt que statiques [23, 24]. Selon Tremblay et Stiemer [23], les déformations en plan du diaphragme de toit peuvent tout de même être obtenues à l'aide d'une analyse statique. Ainsi, pour obtenir le déplacement sous des charges sismiques, les auteurs suggèrent de multiplier les déplacements obtenus avec des charges statiques par un facteur de 2,3 pour tenir compte de l'effet dynamique des charges.

Une méthode répandue pour obtenir le déplacement d'une structure sous une charge de séisme consiste à multiplier le déplacement par le facteur de réduction des forces « R ». Cependant, selon Tremblay et Stiemer [23], cette méthode ne s'applique pas dans le cas de conception de type « strong diaphragm-weak frame » car seuls les contreventements atteignent la zone plastique, le diaphragme demeure élastique. Il est donc logique d'amplifier seulement le déplacement des contreventements pour obtenir la déformation plastique du bâtiment.

Si, pour une raison quelconque, le concepteur dimensionne le diaphragme de toit pour qu'il dissipe de l'énergie en se plastifiant, il est alors acceptable de multiplier le déplacement du toit par le facteur « R » [19].

Aussi, les essais ont montré que l'amplification du déplacement horizontal varie en fonction de la période du bâtiment. Plus la période est longue, plus l'amplification est importante [23].

2.5.4 Ductilité

La ductilité est ce qu'il y a de plus important dans le domaine de l'ingénierie des structures. Elle permet aux structures de subir de grandes déformations sans qu'il y ait rupture du matériel. L'acier est l'exemple typique d'un matériau ductile.

Dans le cas où l'on souhaiterait que le tablier métallique atteigne la zone plastique, il est important de s'assurer que son comportement demeurera ductile afin d'assurer la sécurité des occupants. Essa et Al. [14], ont démontré que le comportement ductile du diaphragme de toit varie selon la manière dont le tablier métallique est attaché à la structure. Lorsque le diaphragme est soit vissé, cloué ou soudé avec une rondelle (*welded-with-washer*), celui-ci démontre un bon comportement sur le plan de la ductilité et sous charges cycliques. Cependant, lorsque celui-ci est seulement soudé, comme c'est souvent le cas en pratique, son comportement ductile et sa résistance sont limités. Il faut donc faire attention aux types d'attaches spécifiés aux plans et devis si l'on désire un comportement ductile du diaphragme de toit lors d'un séisme.

2.5.5 Effets P-Delta

Les effets P-Delta, ou effets du second ordre, amplifient les moments et les déplacements dans les poutres-colonnes ainsi que le déplacement global d'une structure. Tremblay et Stiemer [23] ont modélisé six (6) bâtiments différents ayant des propriétés géométriques et des charges différentes. Ils ont analysé la différence entre le comportement des structures à l'aide d'analyses statiques (avec et sans effet P-Delta), dynamiques (avec effet P-Delta) et des modèles à un seul degré de liberté (SDOF) afin de déterminer l'importance de cet effet. Ils sont arrivés à la conclusion que sous des charges statiques, les effets P-Delta ont une influence relativement petite sur le déplacement de la structure (ratio de 1,01 à 1,08). Cependant, sous charge dynamique, ces effets sont beaucoup plus importants; ils augmentent la demande en ductilité des contreventements et ainsi le déplacement global de la structure de manière significative avec un rapport variant de 1,1 à 2,2.

Chapitre 3

Essais sous vibrations ambiantes

Pour la mise en place d'une banque de données décrivant le comportement dynamique des bâtiments en acier de faible hauteur, une série d'essais dynamiques sous vibrations ambiantes a été effectuée à l'Université de Sherbrooke sur des bâtiments en service et en construction. Les données obtenues consistent en des dimensions géométriques (longueur, largeur et hauteur), en la période de vibration et au taux d'amortissement du bâtiment.

Les essais ont été effectués en deux phases. La première série de mesures a été effectuée par Charles-Philippe Lamarche [5] entre 2002 et 2004. Les résultats sont présentés dans son mémoire intitulé « Étude expérimentale du comportement dynamique des bâtiments de faible hauteur en acier ». Les résultats de la seconde phase sont présentés dans ce chapitre et ont été obtenus en 2005 et en 2006. La majorité des bâtiments testés sont situés au Québec. Seul quatre bâtiments sont localisés en Colombie-Britannique.

Ce chapitre contient tout d'abord un résumé de la méthode d'essais et des résultats obtenus dans la phase 1 [5]. Par la suite, les résultats obtenus lors de la seconde phase d'essais sont présentés de manière plus exhaustive.

3.1 Méthode d'essai

Pour déterminer les propriétés dynamiques (période, déformée modale et amortissement) des bâtiments en acier de faible hauteur, des essais sous vibrations ambiantes ont été utilisés. Ceci signifie qu'aucune excitation mécanique extérieure n'est installée sur la structure. Les excitations proviennent surtout du vent agissant sur la structure, du passage de véhicules lourds autour du bâtiment et des équipements mécaniques présents sur la

toiture. Ces vibrations sont de faibles amplitudes comparées aux vibrations généralement induites en laboratoire à l'aide d'excitateurs mécaniques. À noter que seules les vibrations normales aux murs du bâtiment sont mesurées.

De plus, contrairement aux réponses généralement obtenues en laboratoire à l'aide d'excitateurs, les vibrations ambiantes d'une structure font partie de la famille des processus stochastiques stationnaires ergodiques.

Les principaux avantages d'utiliser cette méthode sont que les essais sont rapides, peu coûteux et qu'il n'y a aucun risque d'endommager le bâtiment.

Sur des bâtiments en acier d'un seul étage, cette méthode permet d'obtenir le premier mode et parfois le deuxième mode de vibration en flexion dans les directions orthogonales.

3.1.1 Équipements utilisés

Pour effectuer les essais, six (6) capteurs de vitesse reliés au système d'acquisition portatif MR 2002 et à un ordinateur portatif sont utilisés. La fréquence d'acquisition utilisée est de 200Hz avec un filtre passe-bas de 40Hz.

De plus, un système d'alimentation portatif en courant continu est utilisé afin de minimiser le bruit produit par un courant alternatif. La figure 3.1 présente une photo du système d'acquisition et d'un capteur de vitesse.

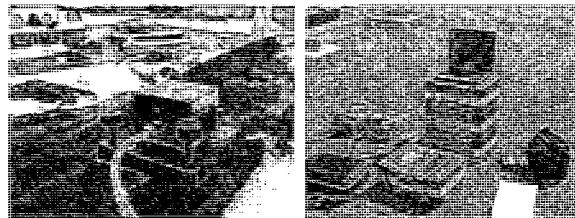


Fig. 3.1: Système d'acquisition portatif COM 2002 et capteur de vitesse.

Les équipements mécaniques présents sur le toit produisent une excitation importante du bâtiment et sont la source la plus importante de bruit capté par les instruments. Ce bruit est facilement identifiable puisqu'il est généralement à une fréquence de 20, 30 ou 60Hz. Ces fréquences sont beaucoup plus élevées que celles des BAFH.

La durée de l'acquisition dépend de la période de vibration du bâtiment. Plus la période fondamentale est longue, plus la durée doit être longue. Une règle du pouce dit

que la durée d'acquisition doit être de 500 à 1000 fois la période du bâtiment. La durée des essais varie donc de 300 à 480 secondes selon les estimations de la période faites avant l'essai.

3.1.2 Configuration des capteurs

Puisque le nombre de capteurs est limité, il faut généralement plusieurs configurations pour couvrir l'ensemble du bâtiment. Lors des essais, nous avons 6 capteurs à notre disposition. Sur les 6 capteurs utilisés, deux capteurs, dits de références, restent à la même position durant toute la durée de l'essai. Ainsi, seulement 4 capteurs, dits mobiles, sont déplacés à chaque configuration. En général, il faut 6 ou 7 configurations pour couvrir l'ensemble du bâtiment.

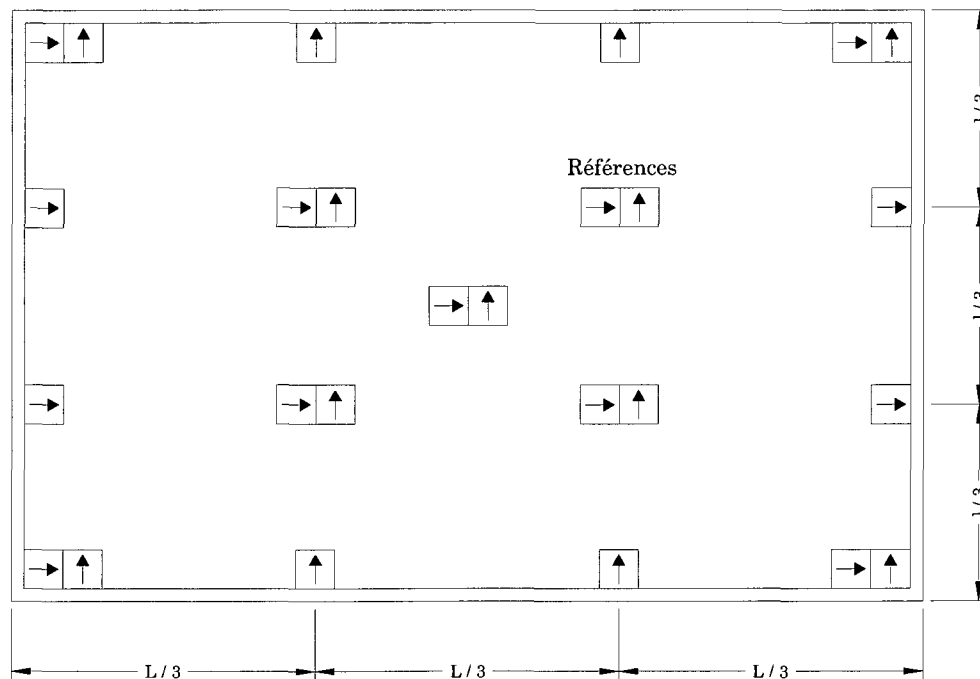


Fig. 3.2: Disposition optimale des capteurs de vitesse.

La figure 3.2 présente la configuration optimale des capteurs découlant des essais de C.-P. Lamarche [5]. Les deux capteurs de références sont placés au tiers du bâtiment afin d'éviter qu'ils ne se retrouvent à un noeud des deux premiers modes de vibration, et ce,

dans chacune des directions. De plus, la grande rigidité axiale des poutres de rive par rapport à la rigidité du tablier permet de ne placer que deux capteurs dans la direction de la poutre sur toute sa longueur.

3.2 Identification des paramètres modaux

Pour identifier les paramètres modaux, la méthode FDD (Frequency domain decomposition) est utilisée. Cette méthode est présentée et expliquée dans le mémoire de C.-P. Lamarche [5].

Le logiciel Artemis (c) utilisé pour le traitement des signaux utilise cette technique.

3.3 Résultats de la phase 1

Le tableau 3.1 présente les résultats obtenus par C-P Lamarche [5] lors de la première phase des essais alors que le tableau 3.2 présente les résultats de quelques essais effectués par l'Université de la Colombie-Britannique (UBC) située dans l'Ouest canadien [5].

3.4 Résultats de la phase 2

Les essais de la phase 2 ont été effectués entre mai 2005 et juillet 2006. Au total, 12 essais ont été effectués sur 11 bâtiments différents. Deux de ces essais ont eu lieu alors que le bâtiment était en construction. Le tableau 3.3 présente un résumé des résultats obtenus lors de cette seconde phase. Chacun des essais sont présentés de manière détaillée dans les sections suivantes.

Durant la phase 1 des essais, la majorité des bâtiments testés ne comprenait qu'un commerce. Dans la seconde phase, 7 bâtiments abritent plus d'un commerce. Cette nuance est apportée puisque la présence de murs coupe-feu entre chaque local augmente la rigidité globale du bâtiment.

Avec ces différents types de bâtiments (grande surface et multilocaux), les études qui en suivront seront plus représentatives des bâtiments en acier de faible hauteur.

Tab. 3.1: Synthèse des résultats de la phase 1 - Université de Sherbrooke (Ref. [5])

Structure	État	L_{\perp} m	h m	L_{\parallel} m	f Hz	T s	ξ %
Bâtiment 1	En construction	100	7,5	60	2,0	0,50	2,3
		60	7,5	100	2,6	0,38	2,9
Bâtiment 1	En service	100	7,5	60	2,8	0,36	ND
		60	7,5	100	3,9	0,26	ND
Bâtiment 2	En construction	86	7,5	73	1,9	0,53	1,8
		73	7,5	86	2,9	0,34	1,6
Bâtiment 2	En service	86	7,5	73	3,0	0,33	ND
		73	7,5	86	3,4	0,29	1,6
Bâtiment 3	En service	136	7,2	66	2,3	0,43	ND
		66	7,2	136	4,1	0,24	1,6
Bâtiment 4	En service	136	7,2	66	2,4	0,42	ND
		66	7,2	136	ND	ND	ND
Bâtiment 5	En service	73	12,0	80	2,8	0,36	1,5
		80	12,0	73	2,3	0,43	ND
Bâtiment 6	En service	72	7,5	53	3,3	0,30	ND
		53	7,5	72	4,2	0,24	ND
Bâtiment 7	En service	128	8,5	84	2,2	0,45	2,9
		84	8,5	128	2,8	0,36	2,8
Bâtiment 8	En service	66,5	7,0	49,5	ND	ND	ND
		49,5	7,0	66,5	4,3	0,23	2,5

ND : Donnée non disponible

Tab. 3.2: Synthèse des résultats de la phase 1 - Université de la Colombie-Britannique (Ref. [5])

Structure	État	L_{\perp} m	h m	L_{\parallel} m	f Hz	T s	ξ %
Bâtiment 31	En service	45	8,0	37	4,9	0,20	ND
		37	8,0	45	7,3	0,14	ND
Bâtiment 32	En service	62	7,8	74	3,3	0,30	2,8
		74	7,8	62	3,7	0,27	0,4
Bâtiment 33	En service	100	10,0	75	2,2	0,45	1,6
		75	10,0	100	1,1	0,91	3,4
Bâtiment 34	En service	60	6,3	50	ND	ND	ND
		50	6,3	60	5,9	0,17	1,7

ND : Donnée non disponible

Tab. 3.3: Synthèse des résultats de la phase 2 - Université de Sherbrooke - Présent projet

Structure	État	L_{\perp} m	h m	L_{\parallel} m	f Hz	T s	ξ %
Bâtiment 9	En service	91,6	8,45	67,6	3,1	0,32	4,5
		67,6	8,45	91,6	4,1	0,24	5,1
Bâtiment 10*	En service	91,6	8,45	30,4	5,7	0,18	1,0
		30,4	8,45	91,6	ND	ND	ND
Bâtiment 11*	En service	36,3	4,8	73,6	6,5	0,15	0,3
		73,6	4,8	36,3	6,5	0,15	0,2
Bâtiment 12	En construction	117,8	6,6	77,2	2,2	0,45	4,5
		77,2	6,6	117,8	2,6	0,38	5,1
Bâtiment 12	En service	117,8	6,6	77,2	2,3	0,43	2,5
		77,2	6,6	117,8	ND	ND	ND
Bâtiment 13*	En service	74,9	6,3	54,3	4,2	0,24	1,0
		54,3	6,3	74,9	7,1	0,14	0,4
Bâtiment 14	En construction	120,3	7	68,5	1,6	0,63	3,7
		68,5	7	120,3	3,0	0,33	2,3
Bâtiment 15	En service	107,0	8,15	69,7	2,3	0,43	6,6
		69,7	8,15	107	3,5	0,29	1,6
Bâtiment 16*	En service	78,6	6,65	30,7	7,6	0,13	4,5
		30,7	6,65	78,6	5,7	0,18	5,1
Bâtiment 17*	En service	50,9	5,65	16,2	12,5	0,08	0,7
		16,2	5,65	50,9	9,2	0,11	0,2
Bâtiment 18*	En service	40,1	6,3	23,2	5,6	0,18	1,5
		23,2	6,3	40,1	7,0	0,14	3,2
Bâtiment 19*	En service	39,0	7,5	20,2	ND	ND	ND
		20,2	7,5	39,0	5,4	0,19	3,2

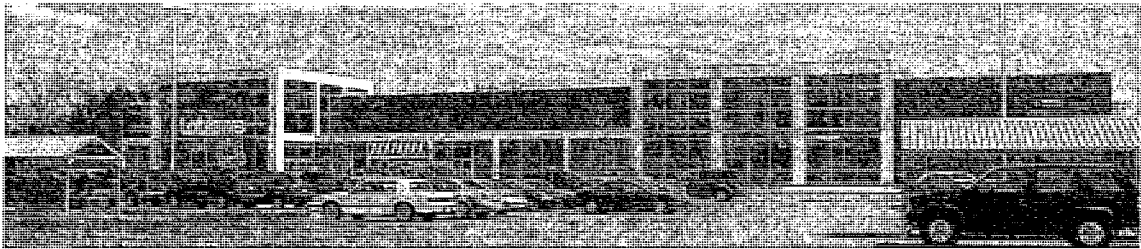
ND : Donnée non disponible

* : Bâtiment multilocal

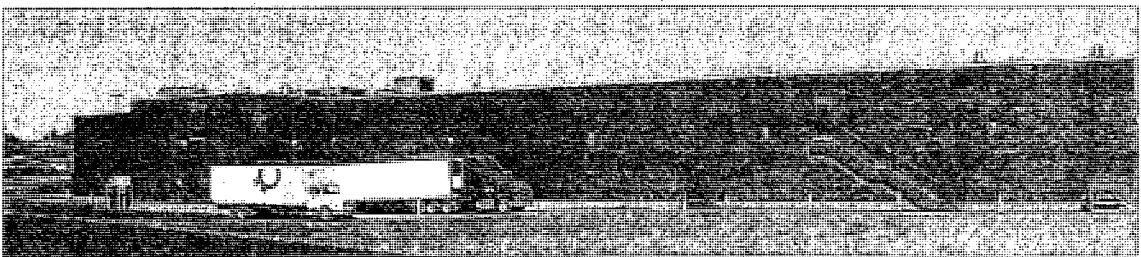
3.5 Essai sur le bâtiment no.9 en service

Le bâtiment no.9 est un supermarché Loblaws situé au 1350, rue Sherbrooke, à Magog, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 91,6 m par 67,6 m et la hauteur est de 8,45 m. Des photos typiques du bâtiment prises lors de l'essai sous vibrations ambiantes sont présentées à la figure 3.3. Le bâtiment comporte trois irrégularités géométriques sur la façade et à l'arrière (voir la figure 3.4) faisant en sorte qu'il n'est pas parfaitement rectangulaire.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de profilés en « L ». Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards.



(a) Vue de la façade du bâtiment.



(b) Vue du côté arrière du bâtiment.

Fig. 3.3: Bâtiment no.9

3.5.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 5 mai 2005, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.4 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.4: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Loblaws Magog (en service)
Adresse civile	1350, rue Sherbrooke, Magog, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 5 mai 2005, 9h30-14h heure locale
Température	7°C - 11°C
Vents	3km/h soufflant vers le nord
Humidité relative	35%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	103, 4kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.5 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.5: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	6
Nombre total de canaux enregistrés	36
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	300
Nombre de points d'acquisition par canal	60000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.4. Les capteurs

de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

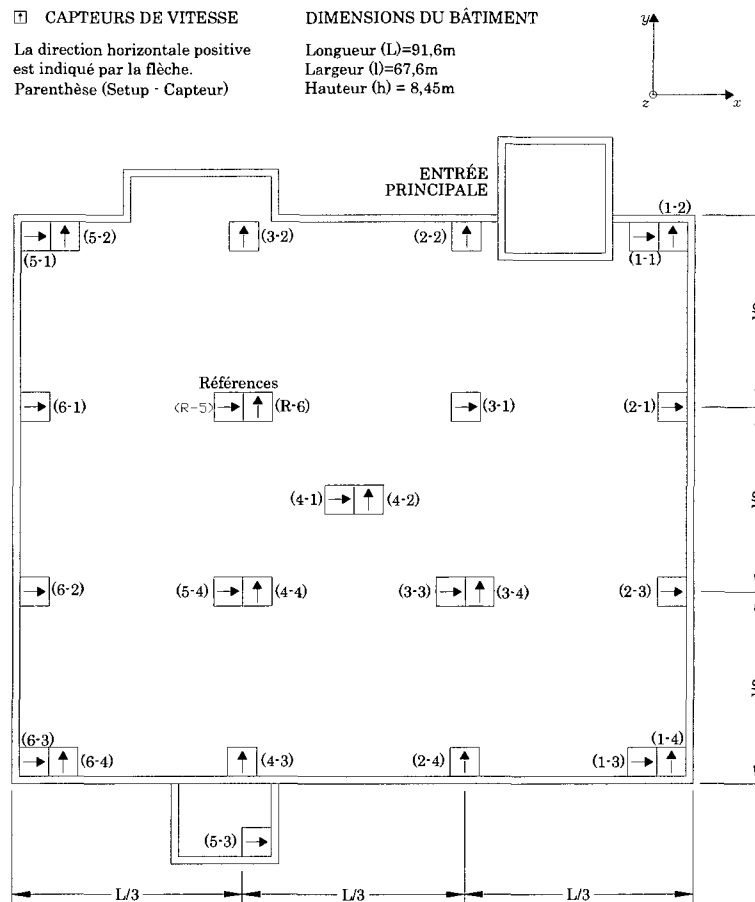


Fig. 3.4: Configuration utilisée lors de l'essai.

Six configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.5.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal)

a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.5 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 36 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

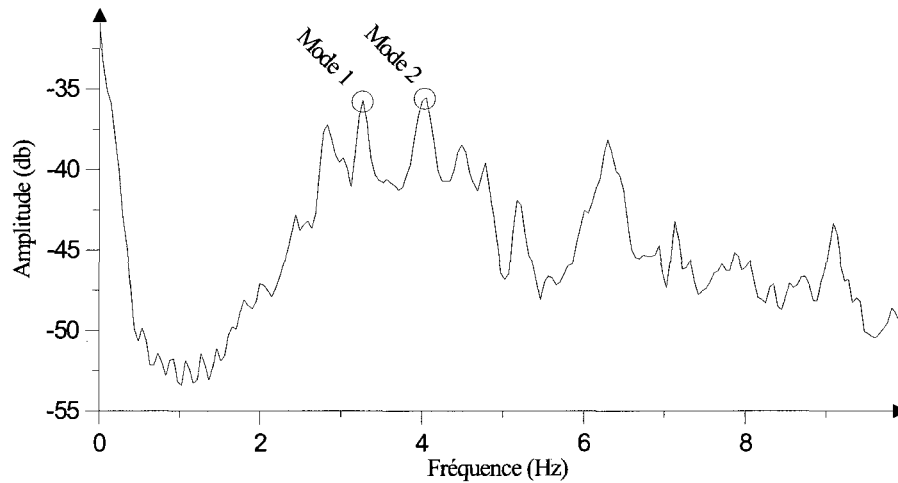


Fig. 3.5: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

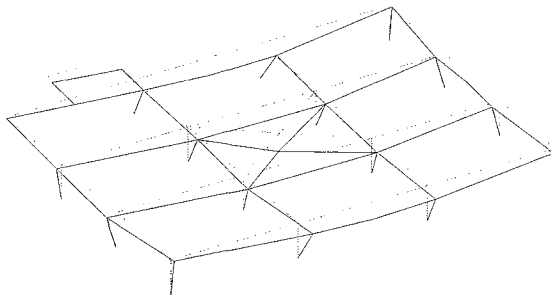
Les premiers modes de flexion de la toiture dans chacune des deux directions orthogonales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.5. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment ou à la réfrigération des chambres froides.

L'existence de ces modes est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC). La trace des modes dans le domaine du temps est masquée par le bruit des hautes fréquences induites par les nombreux équipements mécaniques présents sur la toiture. Ceci signifie qu'il n'est pas possible d'identifier visuellement les périodes en regardant les signaux dans le domaine du temps. Pour pouvoir identifier les périodes fondamentales, il faut absolument passer dans le domaine de fréquences.

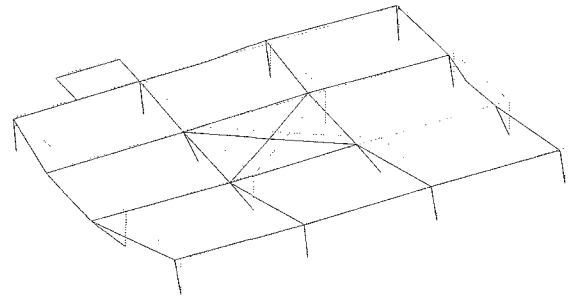
Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.6. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.6.

Tab. 3.6: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	3,1	4,5	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)
2	4,1	5,1	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)



Mode 1



Mode 2

Fig. 3.6: Formes des premiers modes de la structure.

3.6 Essai sur le bâtiment no.10 en service

Le bâtiment no.10 consiste en un complexe comprenant trois commerces de détail soit Pier 1 import, Mondou et Omer de Serres. Le bâtiment est situé au 2905, boulevard de Portland à Sherbrooke. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 91,6 m par 30,4 m et la hauteur est de 8,45 m. Le bâtiment n'est pas de forme rectangulaire (voir la figure 3.8). Une photo typique du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.7.



Fig. 3.7: Bâtiment no.10

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) ainsi que les colonnes de gravité se composent de HSS standard. Il est à noter que chaque commerce est séparé à l'intérieur du bâtiment par un mur coupe-feu, probablement en bloc de béton, ajoutant de la rigidité à la structure dans la direction courte.

3.6.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 20 avril 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.7 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux

émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.8 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.7: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Pier 1 import (en service)
Adresse civique	2905, boulevard Portland, Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 20 avril 2006, 10h00-12h30 heure locale
Température	20°C - 24°C
Vents	15km/h soufflant vers le sud ouest
Humidité relative	65%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	102,6kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Tab. 3.8: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	7
Nombre total de canaux enregistrés	42
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.8. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

Sept configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

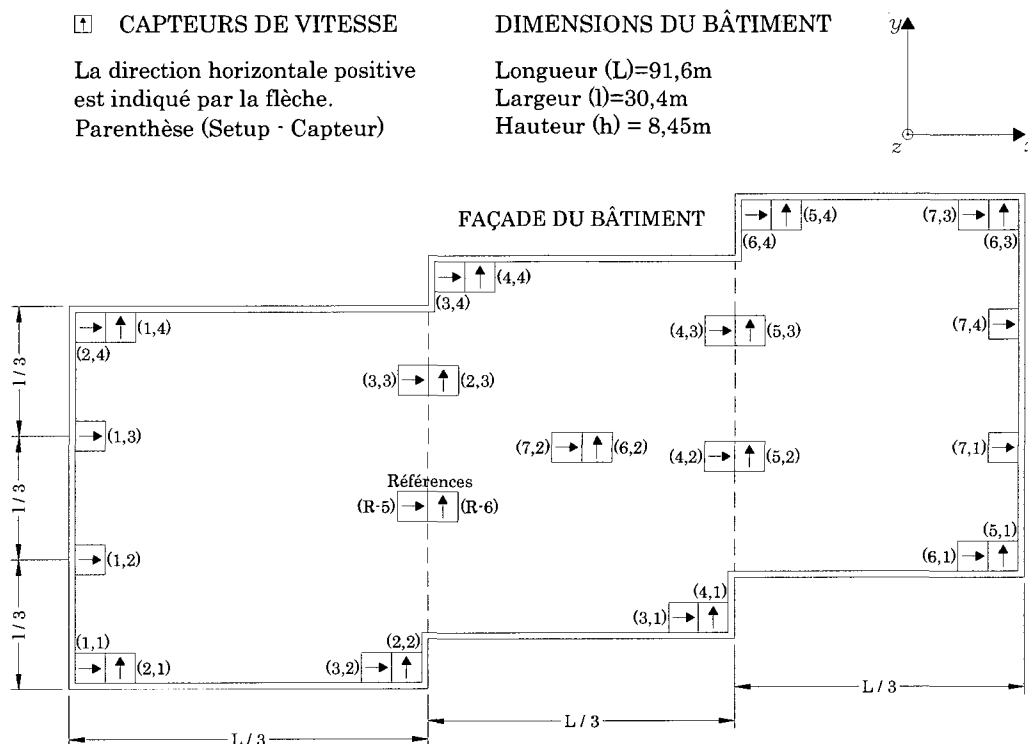


Fig. 3.8: Configuration utilisée lors de l'essai.

3.6.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.9 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 42 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Un seul mode de flexion de la toiture dans la direction courte est identifiable à partir du PSD moyen de la figure 3.9. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

La déformée du mode identifié est présentée à la figure 3.10. La fréquence naturelle ainsi que le taux d'amortissement modal associés à ce mode sont présentés au tableau 3.9.

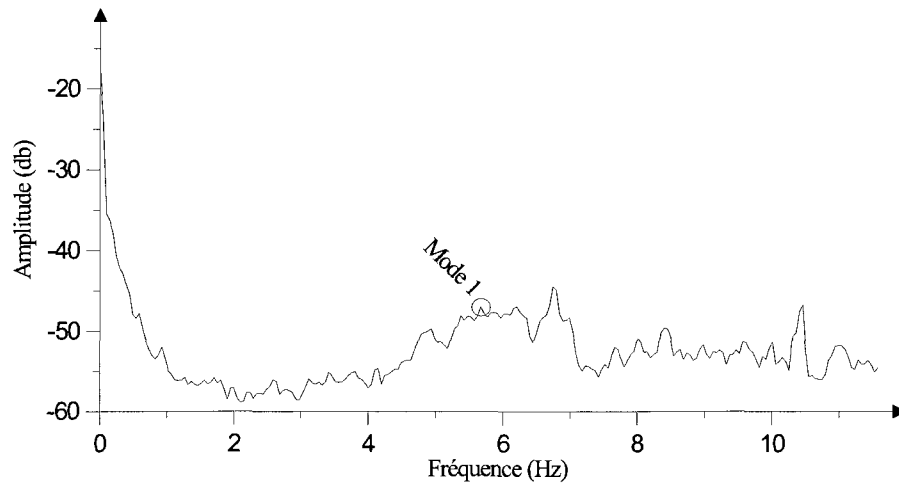


Fig. 3.9: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Tab. 3.9: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	5,7	1,0	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)

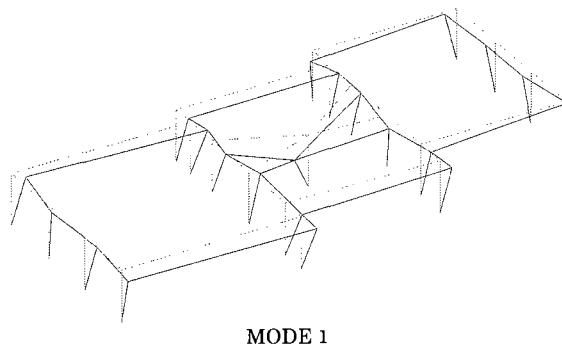


Fig. 3.10: Forme du premier mode de la structure.

3.7 Essai sur le bâtiment no.11 en service

Le bâtiment no.11 consiste en un complexe comprenant deux restaurants, Le Vieux Duluth et Tim Hortons ainsi qu'en deux magasins de linge, Moores et Le Grenier, situé au 3155, boulevard Portland, à Sherbrooke, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 73,6 m par 36,3 m et la hauteur est de 4,8 m. La géométrie du toit est irrégulière et est présentée à la figure 3.12. Une photo typique du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.11.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Dans la direction « y », le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de plaque d'acier. Dans la direction « x » le système de reprise des charges latérales n'a pu être identifié à partir des observations au chantier et des plans en notre possession. Les colonnes sont composées de profilés « W » et HSS standards. L'enveloppe du bâtiment est faite de brique. De plus, un mur coupe-feu sépare le bâtiment en deux sections mais quatre commerces.



Fig. 3.11: Bâtiment no.11

3.7.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 23 juin 2005, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.10 contient plusieurs informations et détails concernant les diverses conditions lors de l'essai.

Tab. 3.10: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Le Vieux Duluth (en service)
Adresse civile	3155, boul. de Portland, à Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 23 juin 2005, 10h30-14h45 heure locale
Température	17°C - 21°C
Vents	10km/h soufflant vers le sud ouest
Humidité relative	50%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	102kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.11 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.11: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	7
Nombre total de canaux enregistrés	42
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96700

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.12. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

Sept configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

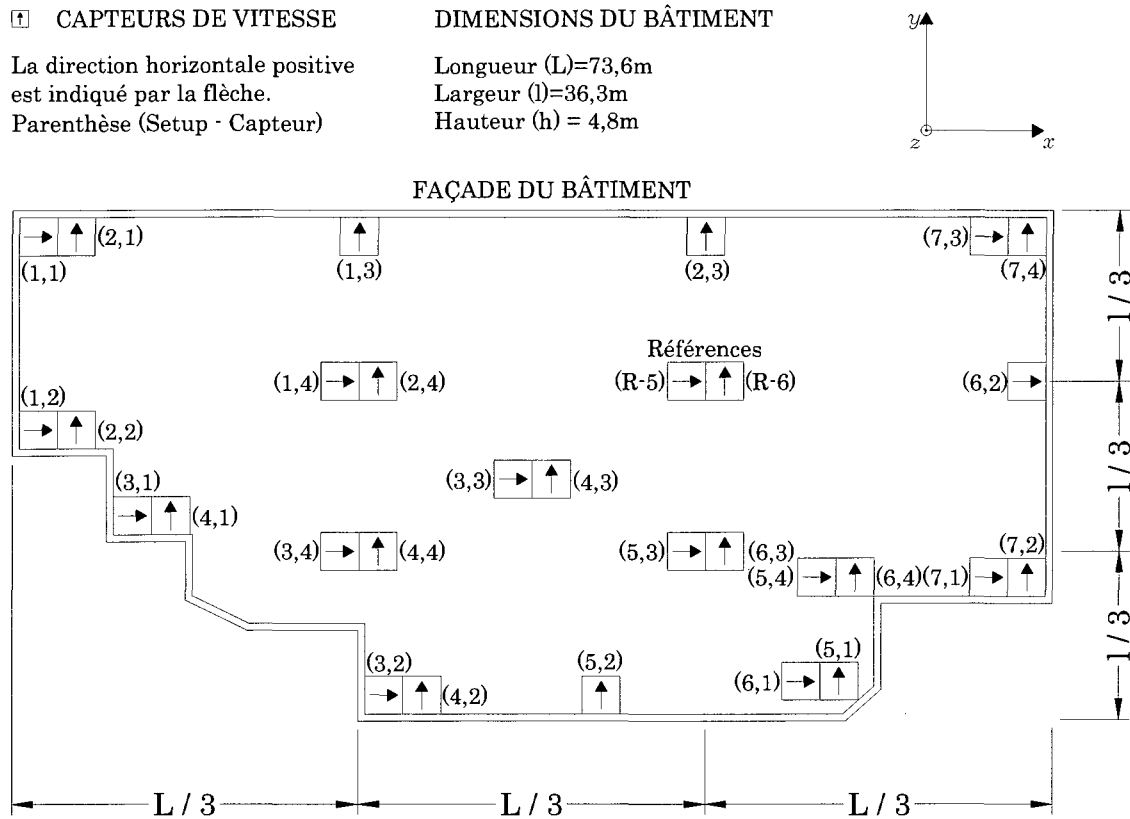


Fig. 3.12: Configuration utilisée lors de l'essai.

3.7.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). La figure 3.13 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 42 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Deux modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.13. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment ou à la réfrigération des chambres froides.

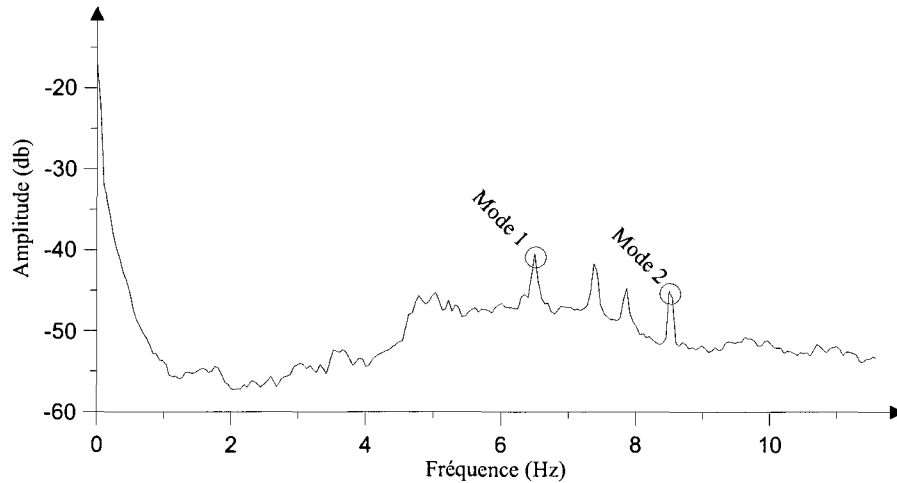


Fig. 3.13: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Le premier mode identifié correspond au premier mode attendu dans la direction « x ». Le deuxième mode identifié est le second mode attendu dans la direction « y ». Les signaux obtenus ne nous ont pas permis d'obtenir le premier mode dans la direction « y ». Ceci peut être expliqué par la présence du mur coupe-feu qui ajoute de la rigidité au centre du bâtiment. Il est ainsi possible que ce mode représente le premier mode dans la direction y de chacune des deux parties du bâtiment.

L'existence de ces modes est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC). La trace des modes dans le domaine du temps est masquée par le bruit des hautes fréquences induites par les nombreux équipements mécaniques présents sur la toiture.

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.14. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.12.

Tab. 3.12: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	6,5	0,3	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)
2	8,5	0,2	2 ^{ieme} mode de flexion (dir. Y)

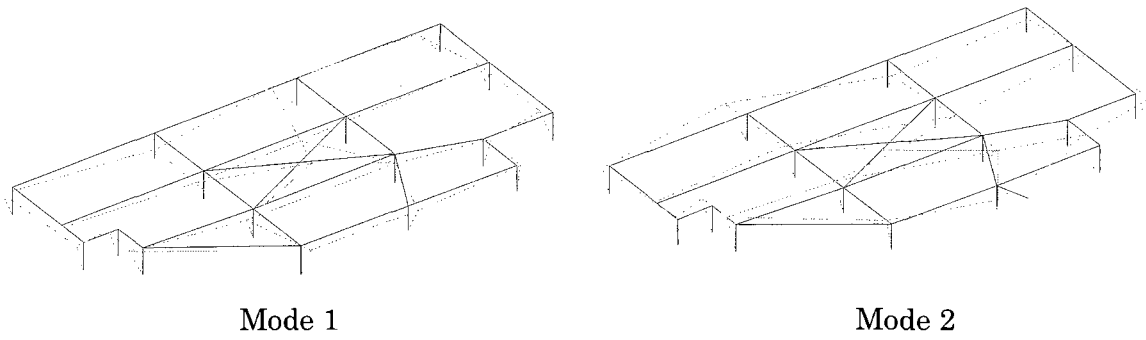
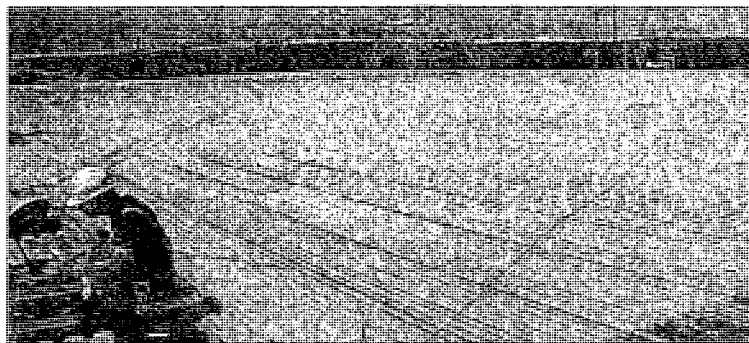


Fig. 3.14: Formes des premiers modes de la structure.

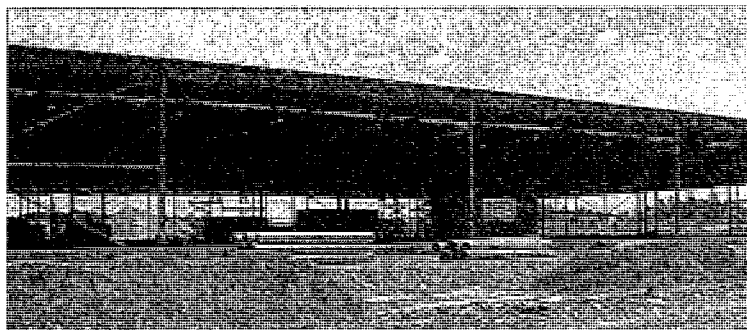
3.8 Essai sur le bâtiment no.12 en construction

Le bâtiment no.12 est un entrepôt de rénovation Home Dépôt situé au 1355 boulevard du Plateau Saint-Joseph à Sherbrooke, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Lors de cet essai, le bâtiment était en construction. Les dimensions en plan mesurées du bâtiment sont de 117,8 m par 77,2 m et la hauteur est de 6,6 m. Des photos typiques du bâtiment prises lors de l'essai sous vibrations ambiantes sont présentées à la figure 3.15. Le bâtiment possède quelques irrégularités géométriques aux extrémités. Elles sont montrées sur la figure 3.16.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de profilés en « L ». Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards.



(a) Vue du toit du bâtiment



(b) Vue de l'arrière du bâtiment

Fig. 3.15: Essais sous vibrations ambiantes, bâtiment no.12 en construction

3.8.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 7 juillet 2005, alors que le bâtiment était en construction. Comme il est montré à la figure 3.15, seule la structure d'acier était présente lors de l'essai. Aucun élément non structural n'était installé à ce moment. Le tablier métallique de la toiture était installé, mais seulement le tiers était complètement serti. Il est important de noter qu'il n'y avait ni équipement mécanique ni masse significative sur la toiture lors de l'essai.

L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.13 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.13: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Home Dépôt (en construction)
Adresse civique	1355 boul. du Plateau St-Joseph, Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 7 juillet 2005, 11h00-15h00 heure locale
Température	21°C - 23°C
Vents	11km/h soufflant vers le nord est
Humidité relative	55%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	102,1kPa
Commentaires	Le tiers de la toiture était serti

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.14 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.16. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

Six configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

Tab. 3.14: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	6
Nombre total de canaux enregistrés	36
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96000

3.8.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.17 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 36 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Au total 4 modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.17. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures.

Le premier mode identifié correspond au premier mode attendu dans la direction « y », le second au premier mode attendu dans la direction « x », le troisième au second mode attendu dans la direction « y » et le quatrième au second mode attendu dans la direction « x ». L'existence de ces modes est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC). Puisqu'il n'y avait aucun équipement mécanique dans le bâtiment, le bruit était réduit à son maximum. Ainsi, il est possible de voir la fonction sinusoïdale sur un graphique montrant la vitesse en fonction du temps.

Les déformées des quatre modes identifiés avec la méthode FDD sont présentées à la figure 3.18. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.15.

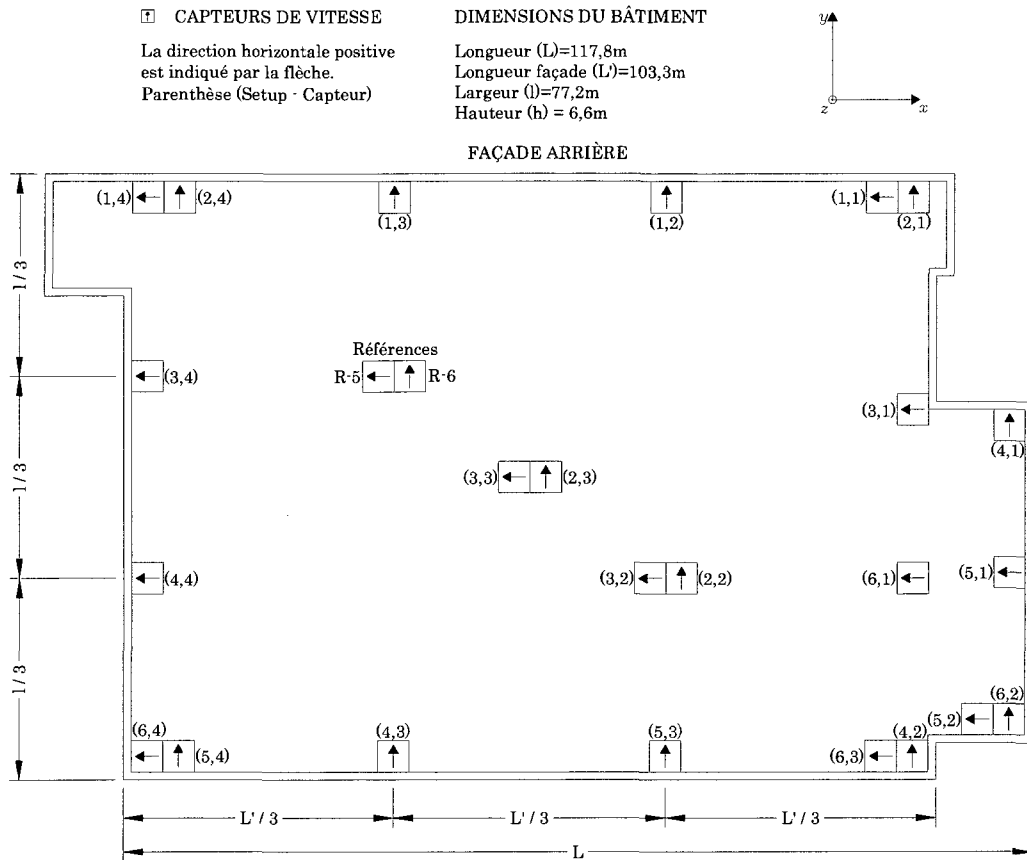


Fig. 3.16: Configuration utilisée lors de l'essai.

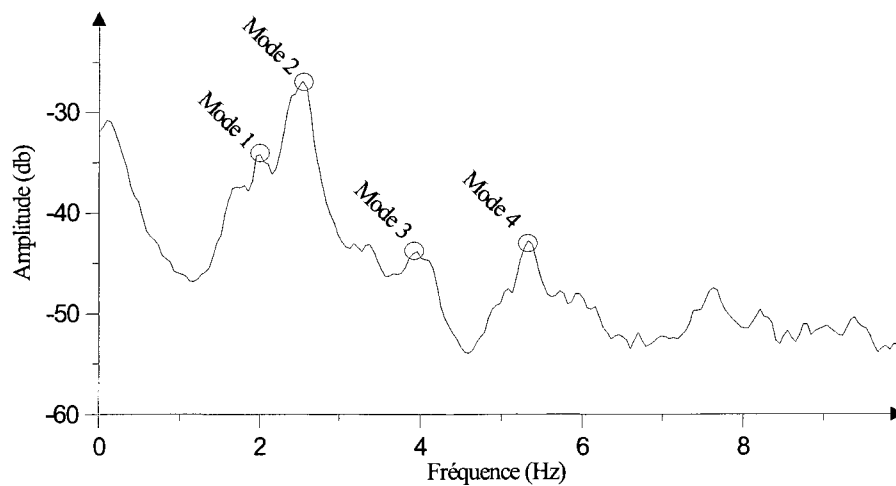
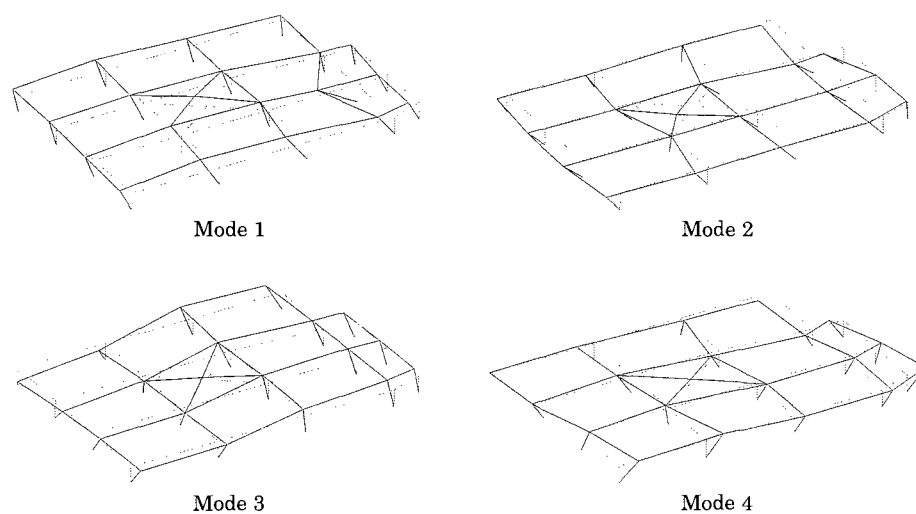


Fig. 3.17: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Tab. 3.15: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	2,2	2,3	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)
2	2,6	2,2	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)
3	4,0	1,5	2 ^{ieme} mode de flexion (dir. Y)
4	5,4	2,0	2 ^{ieme} mode de flexion (dir. X)

**Fig. 3.18:** Formes des premiers modes de la structure.

3.9 Essai sur le bâtiment no.12 en service

La description du bâtiment no.12 a été présentée à la section 3.8. Cette section présente les résultats de l'essai alors que le bâtiment était en service. Une photo typique du bâtiment en service prise suite à l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.19.

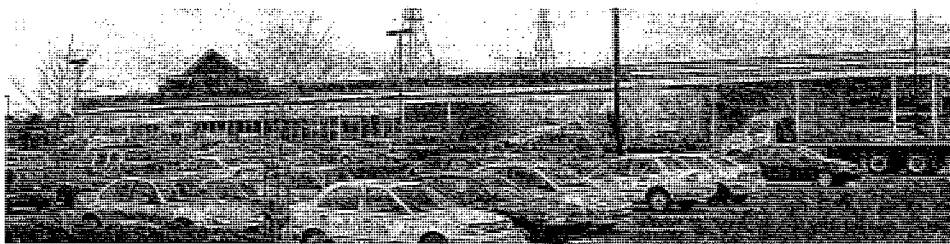


Fig. 3.19: Bâtiment no.12 en service

3.9.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 2 juin 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.16 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.16: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Home Dépôt (en construction)
Adresse civique	1355 boul. du Plateau St-Joseph, Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Vendredi le 2 juin 2006, 9h30-12h00 heure locale
Température	19°C - 22°C
Vents	10km/h soufflant vers le nord est
Humidité relative	55%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,4kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.17 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.17: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	7
Nombre total de canaux enregistrés	42
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	360
Nombre de points d'acquisition par canal	72000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.20. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

Sept configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.9.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.21 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 42 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Il faut noter qu'une quantité anormale de bruit a été enregistrée lors des 3 dernières séries d'acquisitions. Pour cette raison, il n'a été possible d'identifier qu'un seul mode de vibration dans la direction « y » à partir du PSD moyen de la figure 3.21. L'existence de ce mode est confirmée par la déformée modale de la toiture qui est semblable à la déformée typique attendue pour ce type de bâtiment.

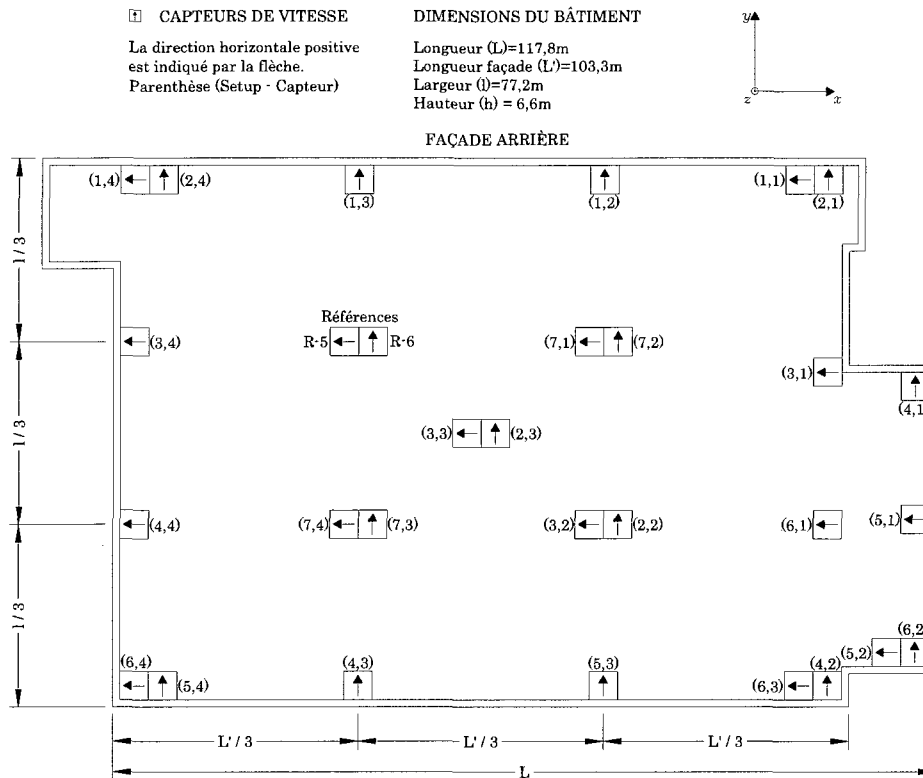


Fig. 3.20: Configuration utilisée lors de l'essai en service.

La déformée du seul mode identifié avec la méthode FDD est présentée à la figure 3.22. La fréquence naturelle ainsi que le taux d'amortissement modal associé à ce mode sont présentés au tableau 3.18. Les résultats obtenus alors que le bâtiment était en construction sont répétés au tableau 3.19.

Tab. 3.18: Fréquence naturelle et taux d'amortissement (bâtiment no.12 en service).

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	2,3	2,5	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)

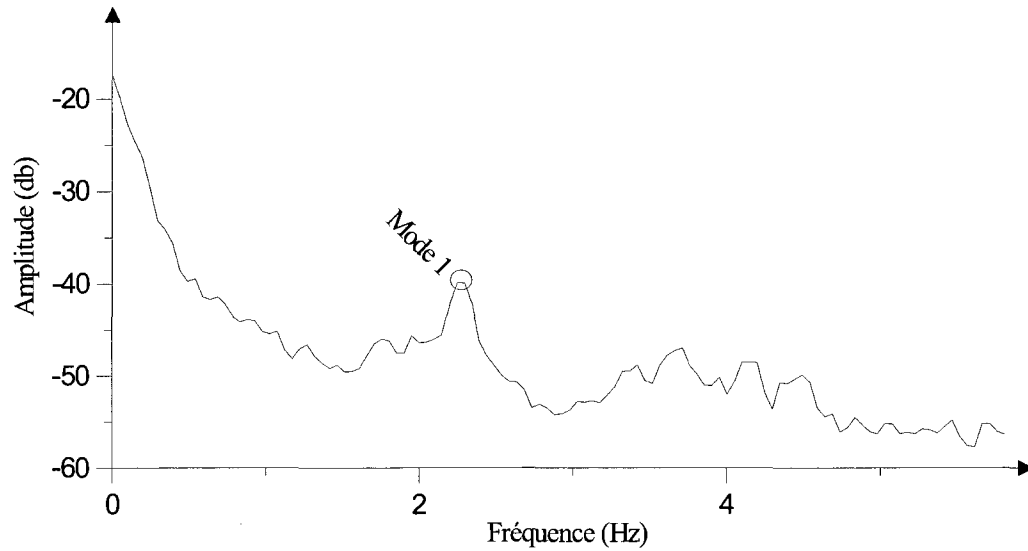
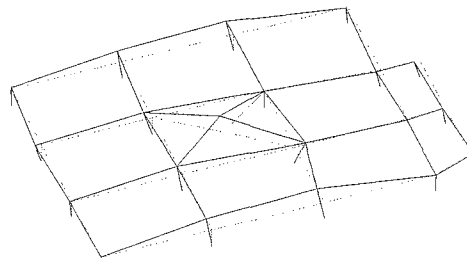


Fig. 3.21: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Tab. 3.19: Fréquences naturelles et taux d'amortissement (bâtiment no.12 en construction).

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	2,2	2,3	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)
2	2,6	2,2	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)
3	4,0	1,5	2 ^{ieme} mode de flexion (dir. Y)
4	5,4	2,0	2 ^{ieme} mode de flexion (dir. X)



Mode 1

Fig. 3.22: Forme du premier mode de la structure.

3.10 Essai sur le bâtiment no.13 en service

Le bâtiment no.13 consiste en un complexe comprenant deux magasins grandes surfaces, soit un Winners et un Bouclair, situé au 125 Montée Masson, à Mascouche, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 74,9 m par 54,3 m et la hauteur est de 6,3 m. La géométrie du toit est irrégulière et est présentée à la figure 3.24. Une photo typique du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.23.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de HSS standards. Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards. Chaque commerce est séparé à l'intérieur du bâtiment par un mur coupe-feu (probablement en blocs de béton) ajoutant de la rigidité à la structure dans la direction courte.



Fig. 3.23: Bâtiment no.13

3.10.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 29 mai 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.20 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.20: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Winners/Bouclair (en service)
Adresse civique	125 Montée Masson, à Mascouche, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Lundi le 29 mai 2006, 12h00-14h30 heure locale
Température	25°C - 28°C
Vents	10km/h soufflant vers le sud
Humidité relative	63%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,8kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.21 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.21: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	8
Nombre total de canaux enregistrés	48
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse est basé sur le patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Cependant, comme le mode de connexion des deux blocs était inconnu au moment de l'essai, les capteurs de références fixes ont été placés au centre du bloc A. Ceci permet d'obtenir le premier mode de vibration, dans chaque direction, de chacun des blocs dans le cas où ceux-ci travailleraient indépendamment.

Ainsi, deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.24.

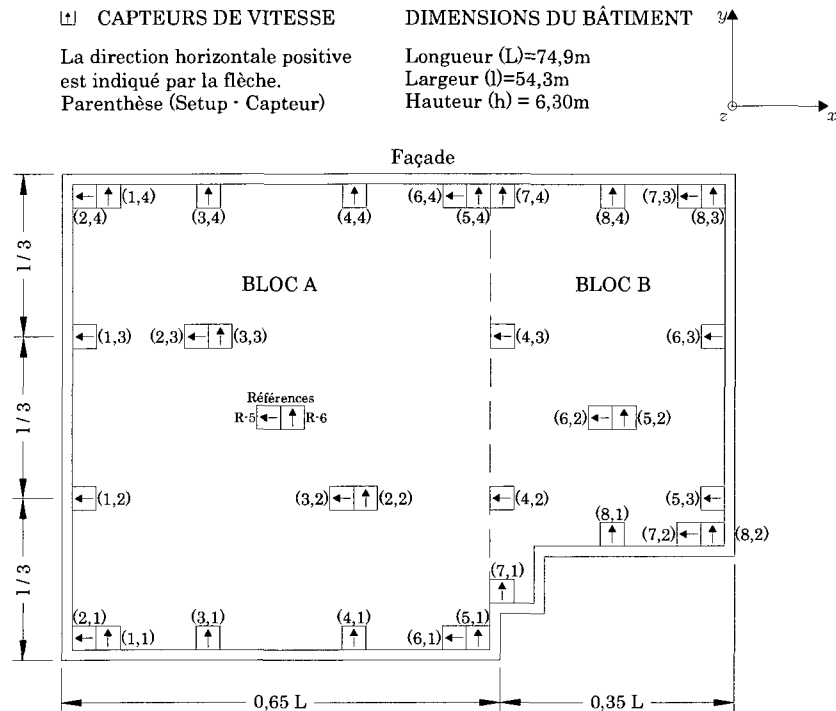


Fig. 3.24: Configuration utilisée lors de l'essai.

Huit configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.10.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.25 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 8 séries d'acquisitions enregistrées lors de l'essai.

Deux modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.25. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

Le premier mode identifié correspond au premier mode du bloc A dans la direction

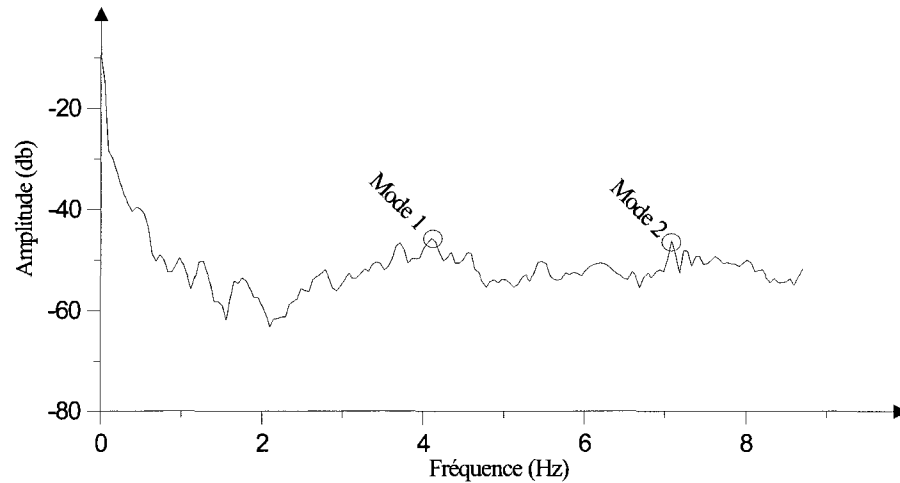


Fig. 3.25: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

« y ». Il a été impossible d'obtenir un mode de vibration dans la direction y pour le bloc B. Cependant, un mode dans la direction « x » a été identifié pour l'ensemble du bâtiment.

L'existence des deux modes obtenus est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés avec la méthode FDD sont présentées à la figure 3.26. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.22.

Tab. 3.22: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	4,2	1,0	1 ^{er} mode (dir. Y) du bloc A
2	7,1	0,4	1 ^{er} mode (dir. X) des blocs A et B

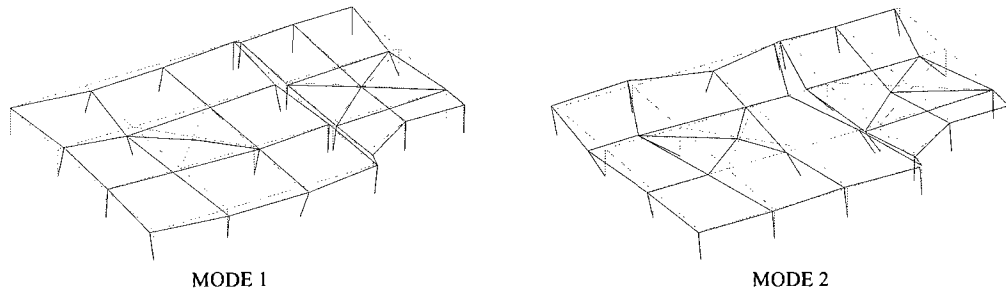


Fig. 3.26: Formes des premiers modes de la structure.

3.11 Essai sur le bâtiment no.14 en construction

Le bâtiment no.14 est un magasin Canadian Tire situé au 4100 boulevard Josaphat-Rancourt à Sherbrooke, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Lors de cet essai, le bâtiment était en construction. Les dimensions en plan mesurées du bâtiment sont de 120,3 m par 68,5 m et la hauteur est de 7,0 m. Des photos typiques du bâtiment prises lors de l'essai sous vibrations ambiantes sont présentées à la figure 3.27.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de profilés en « L ». Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards.

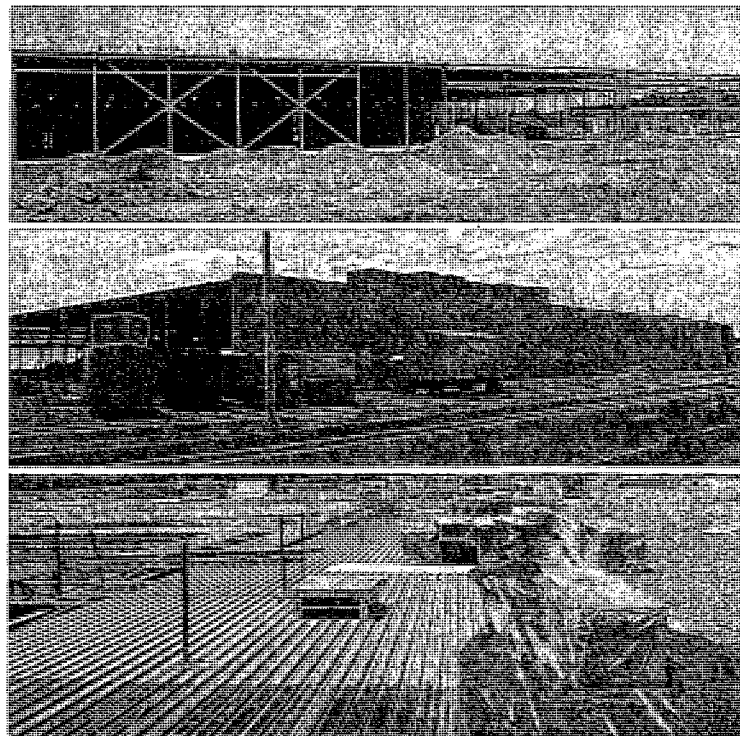


Fig. 3.27: Bâtiment no.14 en construction

3.11.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 2 juillet 2005, alors que le bâtiment était en construction. Les figures 3.27 et 3.28 montrent que le pontage métallique n'était pas complètement installé sur la toiture. De plus, environ la moitié de la toiture n'était composée que du tablier métallique alors que sur l'autre moitié, la toiture était complétée avec l'isolant, la membrane et la pierre. Il n'y avait aucun équipement mécanique sur la toiture lors de l'essai. Cependant, il y avait des concentrations de masse dues au matériel servant à l'installation de la toiture (voir la figure 3.28)

L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.23 contient plusieurs informations et détails concernant les diverses conditions lors de l'essai.

Tab. 3.23: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Canadian Tire (en construction)
Adresse civique	4100 boul. Josaphat-Rancourt, Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 2 juillet 2005, 10h45-13h30 heure locale
Température	22°C - 25°C
Vents	15km/h soufflant vers le sud ouest
Humidité relative	50%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	102kPa
Commentaires	La toiture était incomplète

Tab. 3.24: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	5
Nombre total de canaux enregistrés	30
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96000

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.24 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse est un dérivé du patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.28. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions. Cinq configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

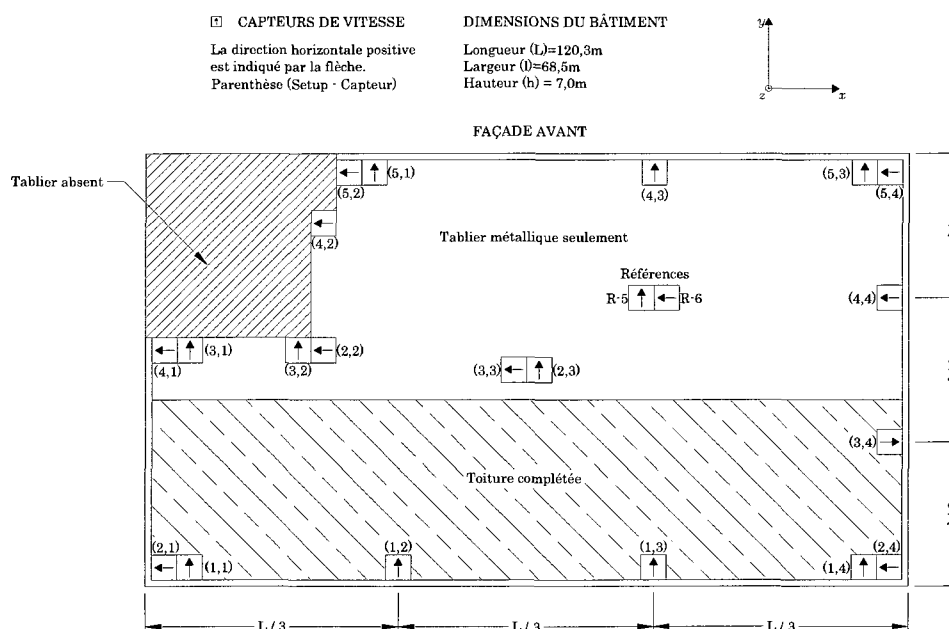


Fig. 3.28: Configuration utilisée lors de l'essai.

3.11.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal)

a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.29 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 30 canaux d'acquisition enregistrés lors de l'essai.

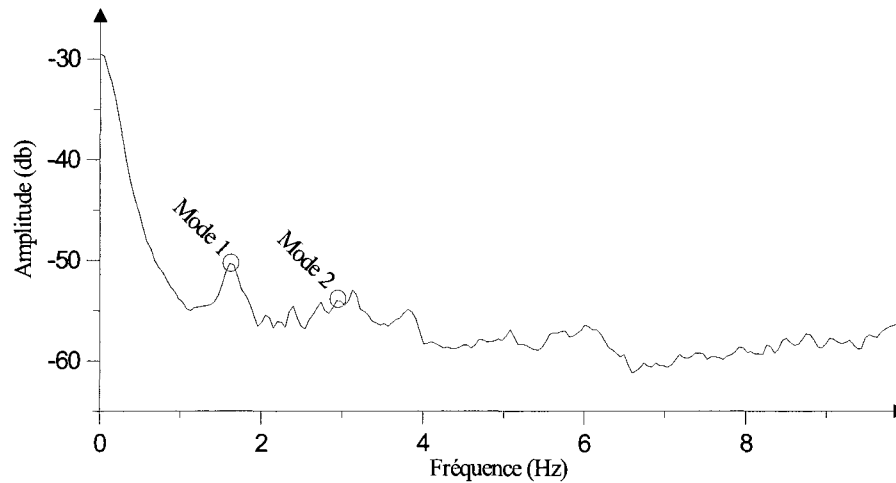


Fig. 3.29: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Le premier mode de flexion de la toiture dans chacune des deux directions orthogonales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.29. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures.

L'existence de ces modes est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.30. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.25.

Malheureusement, ce bâtiment n'a pu être re-testé après sa mise en service.

Tab. 3.25: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	1,6	3,7	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)
2	3,0	2,3	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)

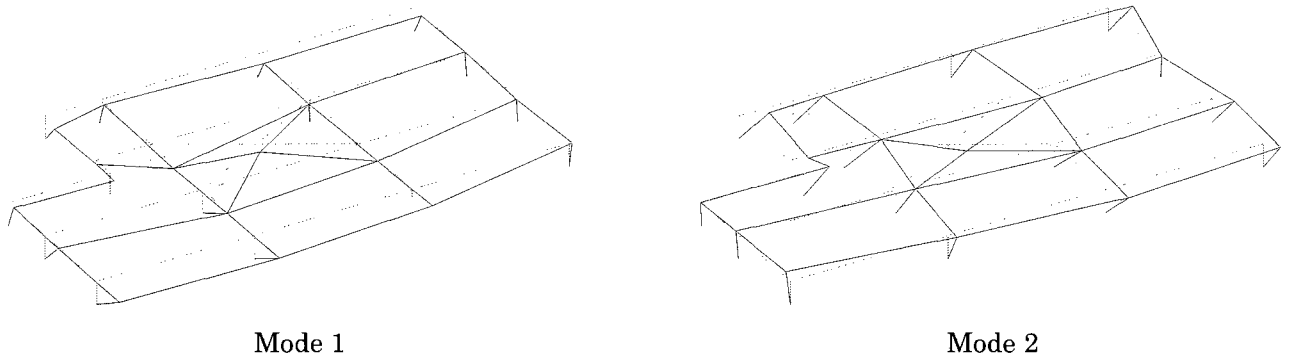


Fig. 3.30: Forme des premiers modes de la structure.

3.12 Essai sur le bâtiment no.15 en service

Le bâtiment no.15 consiste en un magasin de rénovation Rona L'entrepôt situé au 3400 boulevard de Portland, à Sherbrooke, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Le bâtiment est divisé en deux parties distinctes, soit le magasin (bloc A) et la cour à bois (bloc B). Les dimensions en plan du magasin sont de 124,2 m par 69,7 m et la hauteur est de 8,15 m. La géométrie du toit est irrégulière et est présentée à la figure 3.32. Une photo typique du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.31.

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Les colonnes sont faites de profilés HSS standards. Pour le bloc A, le système de résistance aux charges latérales consiste en des contreventements en acier concentriques fait de plaques. Pour le bloc B, il s'agit plutôt d'un système à cadres rigides. Les deux blocs sont conçus pour travailler de manière indépendante, seule la toiture (sans les poutres) relie les deux parties. Un mur coupe-feu, en bloc de béton, sépare également les deux structures.



Fig. 3.31: Bâtiment no.15

3.12.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 11 août 2005, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant

des capteurs de références fixes. Le tableau 3.26 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.26: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Rona L'entrepôt (en service)
Adresse civile	2300 boul. de Portland, à Sherbrooke, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 11 août 2005, 11h90-15h00 heure locale
Température	24°C - 26°C
Vents	15km/h soufflant vers le nord-ouest
Humidité relative	55%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,4kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.27 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.27: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	10
Nombre total de canaux enregistrés	60
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	480
Nombre de points d'acquisition par canal	96000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse est basé sur le patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Les capteurs de références fixes ont été placés au tiers du bloc A. Ceci permet d'obtenir les deux premiers modes de vibration de ce bloc. De plus, puisque ce point n'interfère pas avec un noeud du bloc B, il était possible d'espérer obtenir les propriétés dynamiques du bloc B si celui-ci était totalement indépendant du bloc A.

Ainsi, deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.32. Dix configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques des deux blocs du bâtiment.

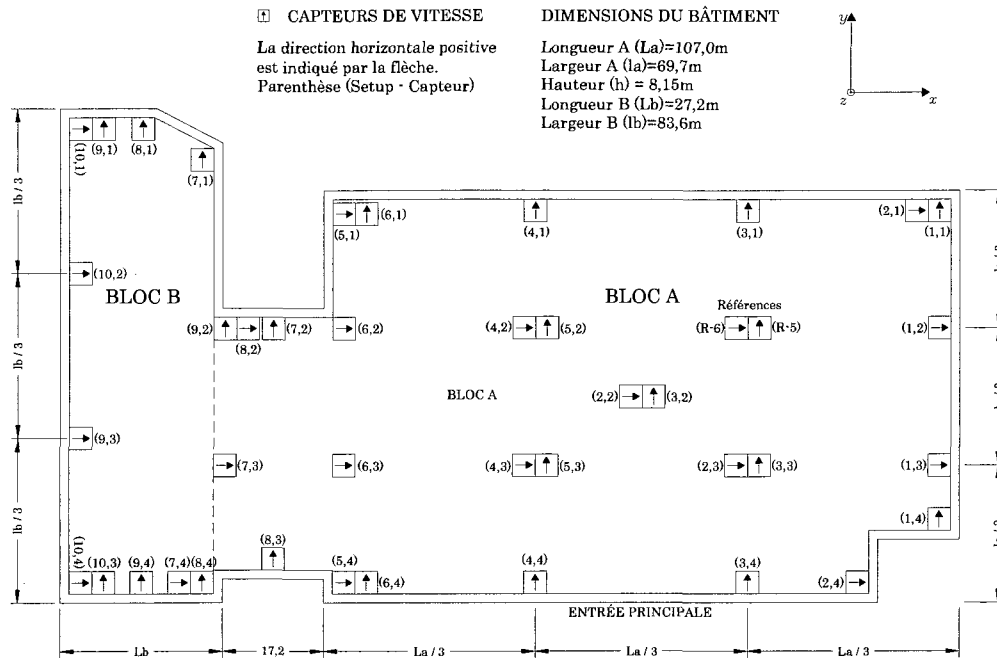


Fig. 3.32: Configuration utilisée lors de l'essai.

3.12.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.33 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 10 séries d'acquisitions enregistrées lors de l'essai.

Deux modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir des PSD moyens de la figure 3.33. Les autres pics présents sur

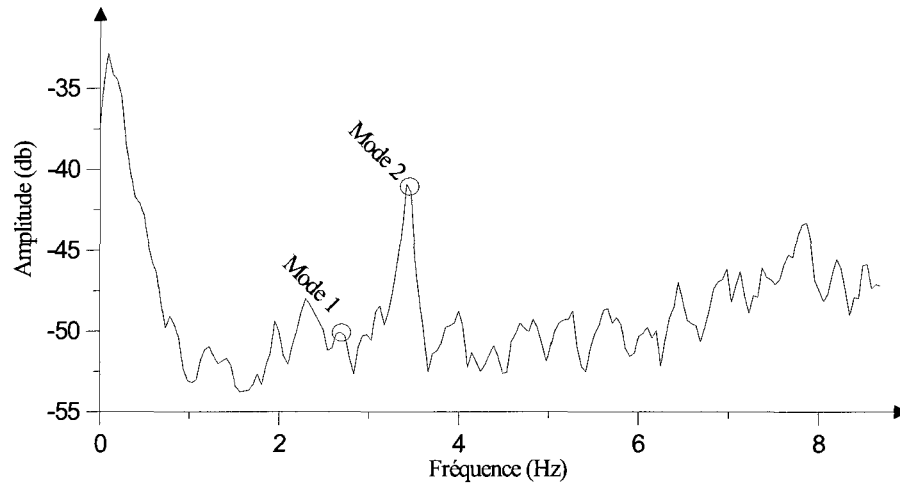


Fig. 3.33: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

Le premier mode identifié correspond au premier mode du bloc A dans la direction « y ». Le deuxième mode obtenu consiste au premier mode de vibration dans le direction « x » pour l'ensemble du bâtiment. Il a été impossible d'obtenir un mode de vibration dans la direction « y » pour le bloc B.

L'existence des deux modes obtenus est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.34. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.28.

Tab. 3.28: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	2,3	6,6	1 ^{er} mode (dir. Y) du bloc A
2	3,5	1,6	1 ^{er} mode (dir. X) des blocs A et B

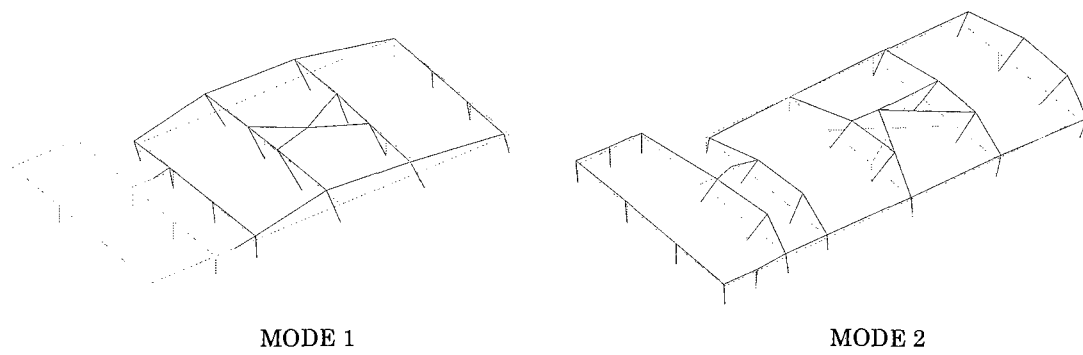


Fig. 3.34: Formes des premiers modes de la structure.

3.13 Essai sur le bâtiment no.16 en service

Le bâtiment no.16 consiste en un complexe comprenant six commerces de détail soit Reitmans, Yellow, La Senza, Le Grenier, Penningtons et Smart Set. Le bâtiment est situé au 520, route 132 à Saint-Constant, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 78,6 m par 30,7 m et la hauteur est de 6,65 m. Des photos typiques du bâtiment prises lors de l'essai sous vibrations ambiantes sont présentées à la figure 3.35.

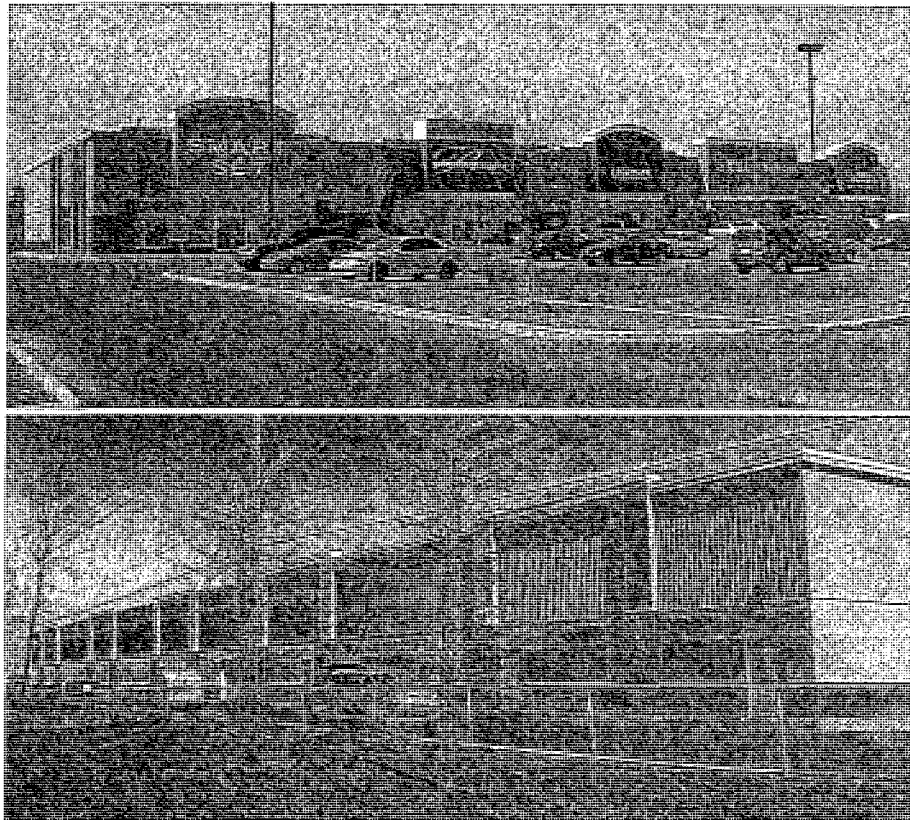


Fig. 3.35: Bâtiment no.16

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de HSS standards. Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W »

standards. Chaque commerce est séparé à l'intérieur du bâtiment par un mur coupe-feu (probablement en bloc de béton) qui ajoute de la rigidité à la structure dans la direction courte « y ».

3.13.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 20 avril 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.29 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.30 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.29: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Reitman (en service)
Adresse civique	520, route 132, à Saint-Constant, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 20 avril 2006, 11h0-14h30 heure locale
Température	14°C - 20°C
Vents	15km/h soufflant vers le nord est
Humidité relative	30%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,6kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Tab. 3.30: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	6
Nombre total de canaux enregistrés	36
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	360
Nombre de points d'acquisition par canal	72000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.36. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

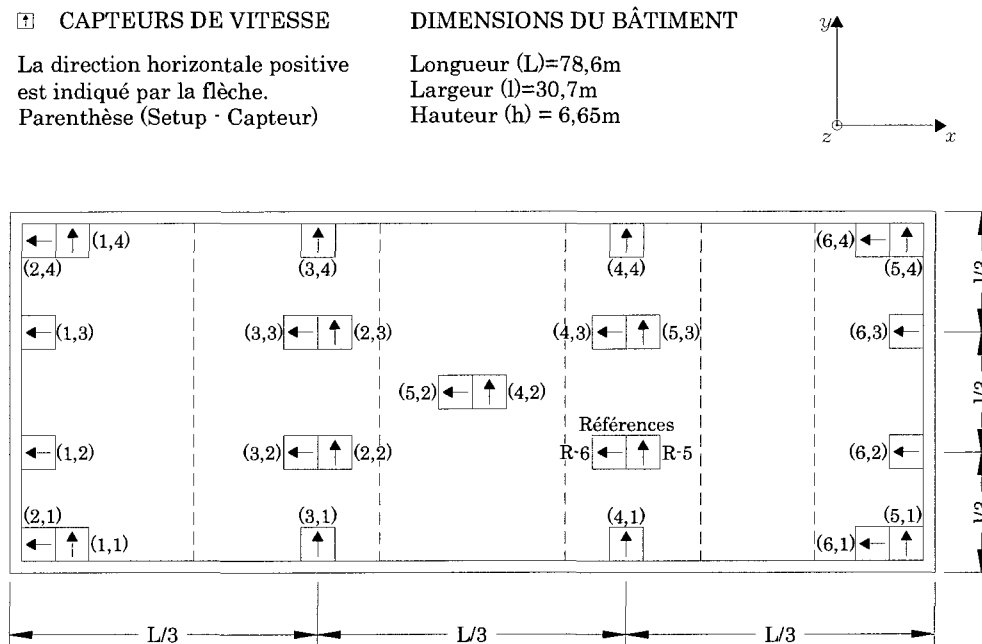


Fig. 3.36: Configuration utilisée lors de l'essai.

Six configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.13.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.37 présente la moyenne des courbes de densité

spectrale de puissance (PSD) associée aux 36 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

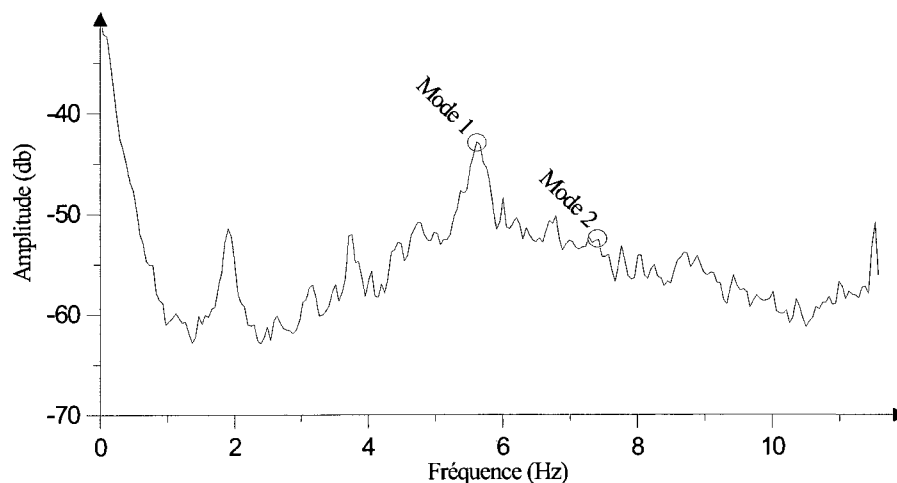


Fig. 3.37: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Au total, deux modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.37. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

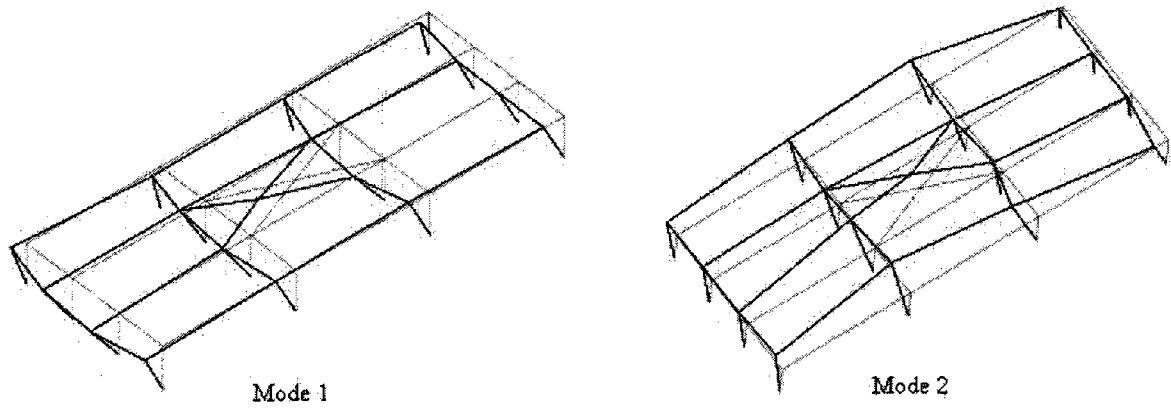
Le premier mode de flexion de la toiture est dans la direction longue « x » alors que le second est dans la direction courte « y ». En général, le premier mode est dans la direction courte « y ». Ce changement peut être expliqué par la présence des murs coupe-feux qui ajoutent de la rigidité dans cette direction.

L'existence des deux modes obtenus est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.38. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.31.

Tab. 3.31: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	5,7	3,7	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)
2	7,6	0,8	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)

**Fig. 3.38:** Formes des premiers modes de la structure.

3.14 Essai sur le bâtiment no.17 en service

Le bâtiment no.17 consiste en un complexe comprenant cinq commerces de détail soient Dans un Jardin, EB Games, La Source, Citi Financial, et Subway. Le bâtiment est situé au 524, route 132 à Saint-Constant, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 50,9 m par 16,2 m et la hauteur est de 5,65 m. Une photo typique du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.39.

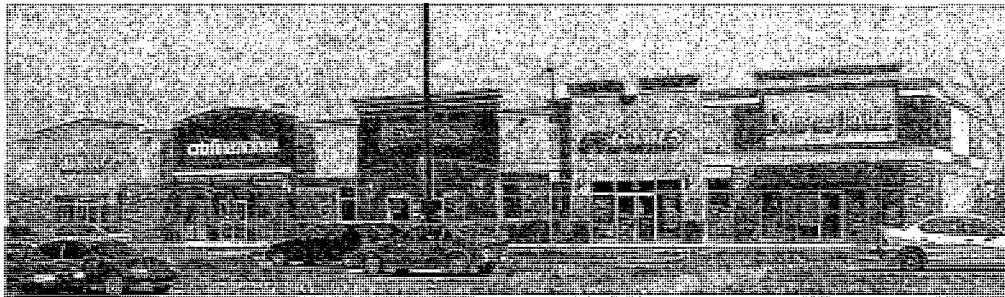


Fig. 3.39: Bâtiment no.17

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de HSS standards. Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards. Chaque commerce est séparé à l'intérieur du bâtiment par un mur coupe-feu (probablement en bloc de béton) ajoutant de la rigidité à la structure dans la direction courte.

3.14.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 27 avril 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.32 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai alors que le tableau 3.33 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.32: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Dans un Jardin (en service)
Adresse civile	524 route 132, à Saint-Constant, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Jeudi le 27 avril 2006, 11h00-14h30 heure locale
Température	14°C - 20°C
Vents	15km/h soufflant vers le nord est
Humidité relative	30%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,6kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Tab. 3.33: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	6
Nombre total de canaux enregistrés	36
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	360
Nombre de points d'acquisition par canal	72000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.40. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

Six configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

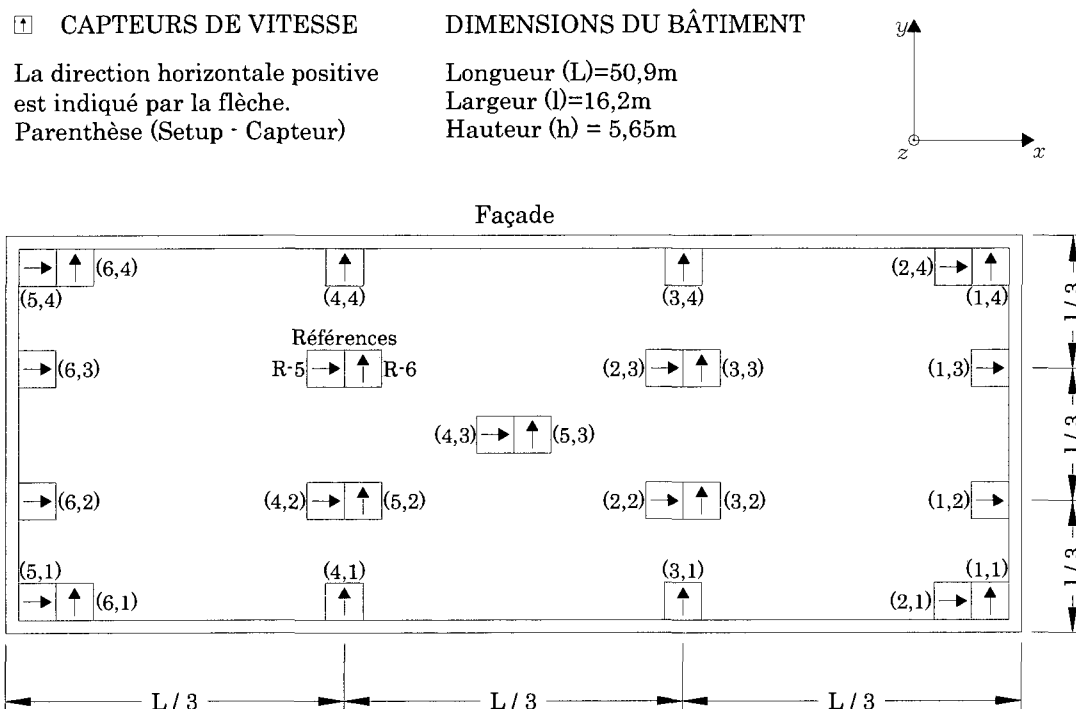


Fig. 3.40: Configuration utilisée lors de l'essai.

3.14.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.41 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 36 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Au total, deux modes de flexion de la toiture dans les deux directions principales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.41. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

Le premier mode de flexion de la toiture est dans la direction longue « x » alors que le second est dans la direction courte « y ». En général, le premier mode est dans la direction courte « y ». Ce changement peut être expliqué par la présence des murs

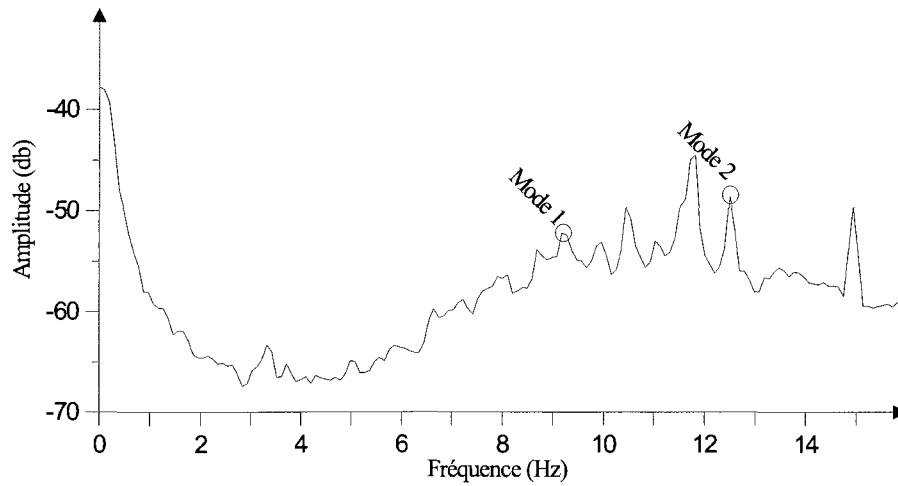


Fig. 3.41: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

coupe-feux qui ajoutent de la rigidité à la structure dans cette direction.

L'existence des deux modes obtenus est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.42. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.34.

Tab. 3.34: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	9,2	0,7	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)
2	12,5	0,2	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)

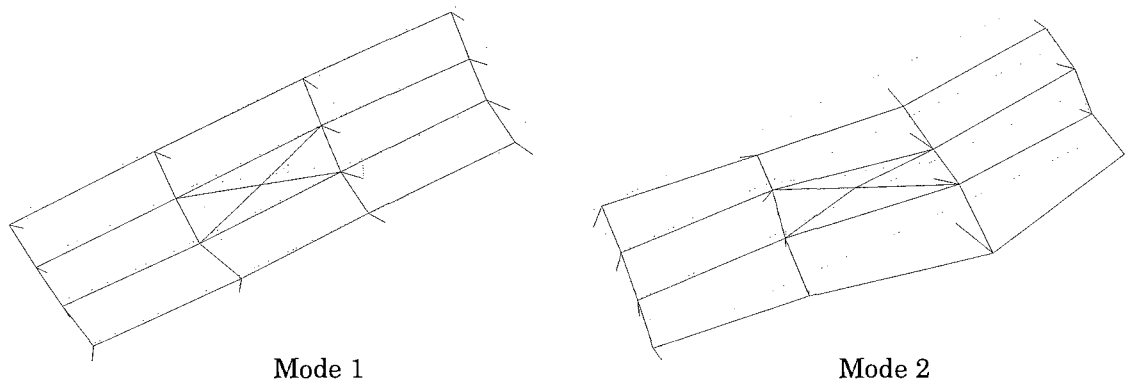


Fig. 3.42: Formes des premiers modes de la structure.

3.15 Essai sur le bâtiment no.18 en service

Le bâtiment no.18 abrite un complexe comprenant deux magasins grandes surfaces, soit un marie claire et un Claire France, situé au 516 Voie De Desserte, Saint-Constant, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 40,1 m par 23,2 m et la hauteur est de 6,3 m. Une photo du bâtiment prise lors de l'essai sous vibrations ambiantes est présentée à la figure 3.43.

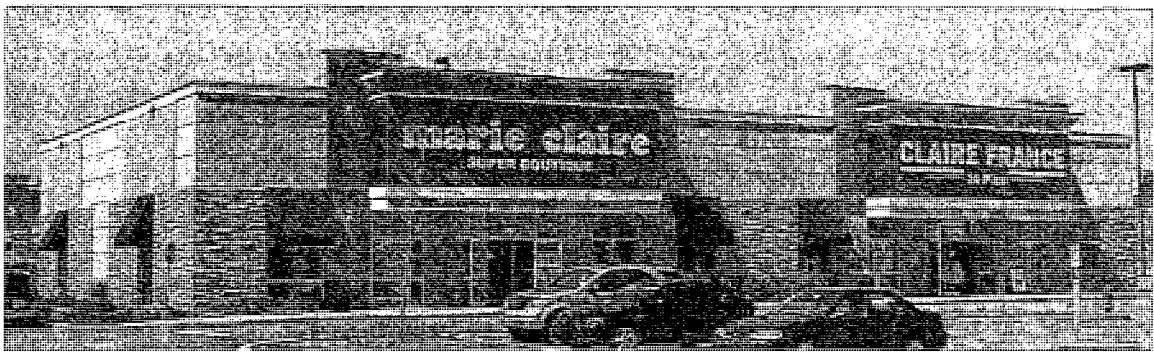


Fig. 3.43: Bâtiment no.18

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de HSS standards. Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards. Les deux commerces sont séparés à l'intérieur du bâtiment par un mur coupe-feu (probablement en bloc de béton) ajoutant une certaine rigidité à la structure dans la direction courte.

3.15.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu en avril 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.35 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.36 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.35: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Marie-Claire, Saint-Constant (en service)
Adresse civique	516 Voie De Desserte, Saint-Constant, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Vendredi le 28 avril 2006, 10h-14h heure locale
Température	7°C - 11°C
Vents	15km/h soufflant vers le nord-ouest
Humidité relative	35%
Précipitations	Aucune
Pression atmosphérique	101,6kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Tab. 3.36: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	7
Nombre total de canaux enregistrés	42
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	360
Nombre de points d'acquisition par canal	72000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond, en partie au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Des capteurs supplémentaires ont été ajoutés dans la direction « y » afin de tenir compte de la présence du mur au centre du bâtiment. Deux capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.44. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

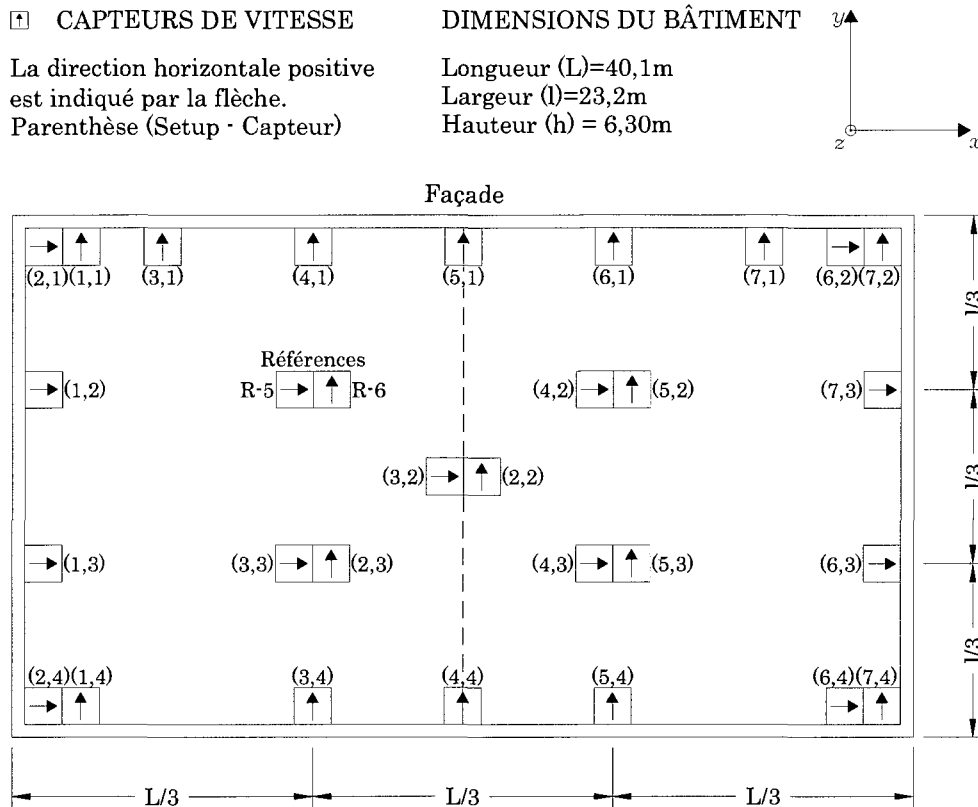


Fig. 3.44: Configuration utilisée lors de l'essai.

Sept configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.15.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.45 présente la moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD) associée aux 42 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

Le premier mode de flexion de la toiture dans chacune des deux directions orthogonales du bâtiment sont identifiables à partir du PSD moyen de la figure 3.45. Les autres pics

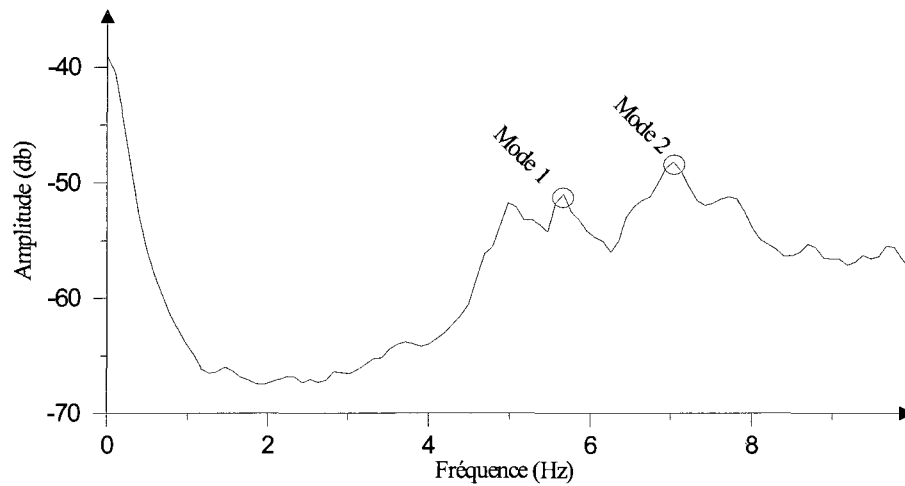


Fig. 3.45: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

L'existence de ces modes est confirmée par les graphes de cohérence illustrant le degré de linéarité du système en fonction des fréquences discrètes constituant le spectre d'intérêt (MAC).

Les déformées des deux modes identifiés sont présentées à la figure 3.46. Les fréquences naturelles ainsi que les taux d'amortissement modaux associés à ces modes sont présentés au tableau 3.37.

Tab. 3.37: Fréquences naturelles et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	5,6	1,5	1 ^{er} mode de flexion (dir. Y)
2	7,0	3,2	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)

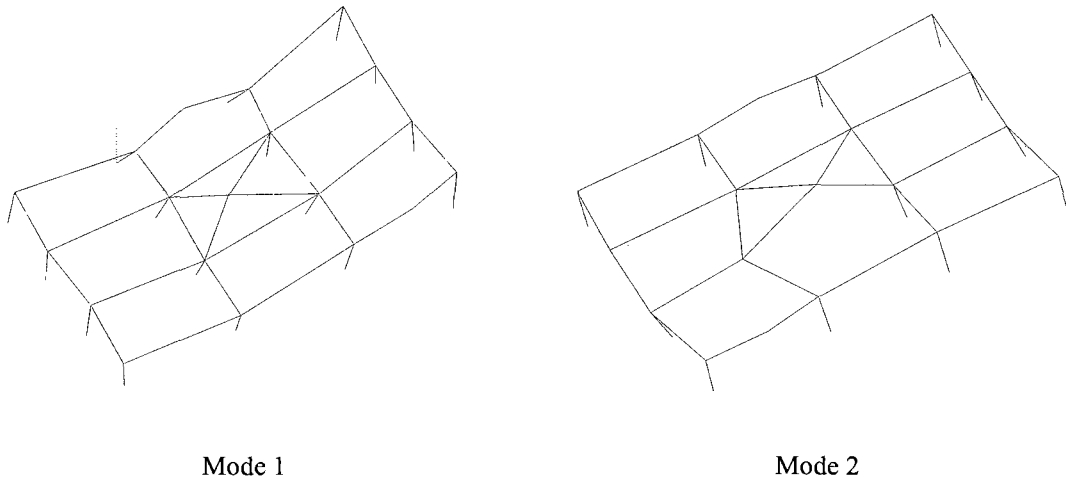


Fig. 3.46: Forme des premiers modes de la structure.

3.16 Essai sur le bâtiment no.19 en service

Le bâtiment no.19 consiste en un complexe comprenant quatre commerces de détails soit Subway, La Source, EB Games et Le Lunetier. Le bâtiment est situé au 104 Montée Masson, à Mascouche, Québec, Canada. C'est un bâtiment de faible hauteur en acier contreventé composé d'un diaphragme de toit flexible, également en acier. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 39,0 m par 20,2 m et la hauteur est de 7,5 m. La géométrie du toit est irrégulière et est présenté à la figure 3.48. Des photos typiques du bâtiment prises lors de l'essai sous vibrations ambiantes sont présentées à la figure 3.47.

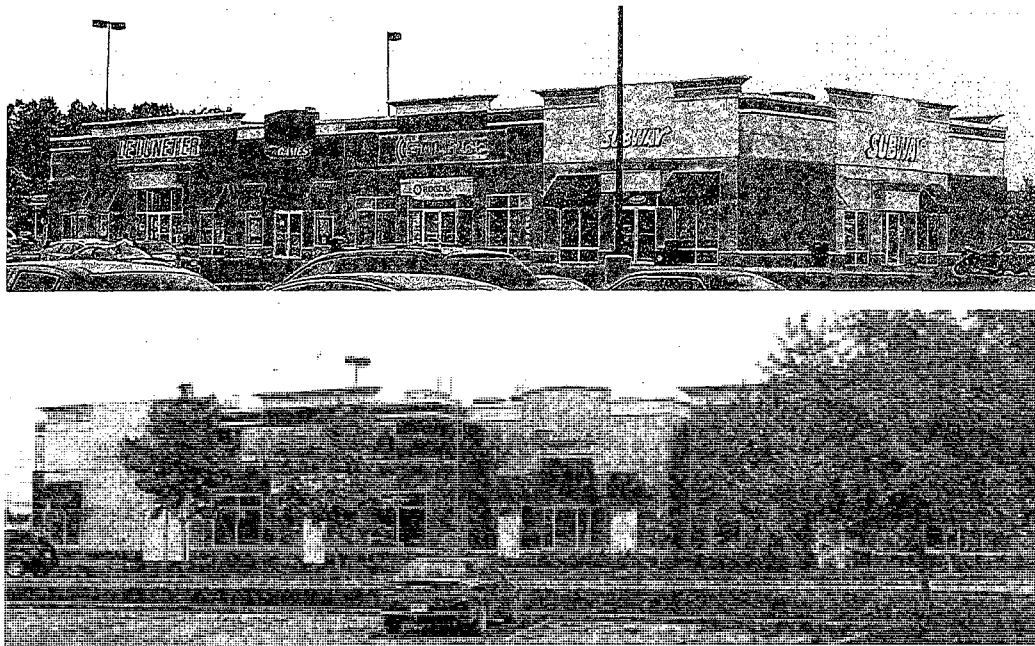


Fig. 3.47: Bâtiment no.19

Les poutres principales du bâtiment sont des profilés « W » standards et les poutres secondaires supportant la toiture sont des poutrelles faites d'un assemblage de cornières. La toiture se compose d'un tablier métallique galvanisé attaché aux poutres et aux poutrelles. Le système de résistance aux charges latérales (contreventements en acier concentriques) se compose de HSS standards. Les colonnes sont faites de profilés HSS et « W » standards. Chaque commerce est séparé à l'intérieur du bâtiment par des murs coupe-feux (probablement en bloc de béton) ajoutant de la rigidité à la structure dans la direction courte.

3.16.1 Essai sous vibrations ambiantes

L'essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 30 mai 2006, alors que le bâtiment était en service. L'essai a été effectué en utilisant six capteurs de vitesse dont deux étant des capteurs de références fixes. Le tableau 3.38 contient plusieurs informations et détails concernant les conditions lors de l'essai.

Tab. 3.38: Informations générales sur les conditions lors de l'essai.

Bâtiment testé	Subway (en service)
Adresse civique	104 Montée Masson, à Mascouche, Québec, Canada
Date et heure de l'essai	Judi le 30 mai 2006, 9h00-12h00 heure locale
Température	14°C - 18°C
Vents	15km/h soufflant vers le nord est
Humidité relative	95%
Précipitations	Légère durant dernière série d'acquisition
Pression atmosphérique	101,6kPa
Commentaires	Des équipements mécaniques étaient présents sur la toiture

Le système d'acquisition portatif MR2002 a été utilisé afin d'enregistrer les signaux émis par les capteurs de vitesse. Le tableau 3.39 contient plusieurs informations et détails concernant l'essai.

Tab. 3.39: Informations concernant l'essai sous vibrations ambiantes.

Type(s) de capteur(s) utilisé(s)	Vitesse
Nombre total de capteurs utilisés	6
Nombre de capteurs mobiles	4
Nombre de capteurs utilisés comme référence fixe	2
Nombre de configurations différentes	8
Nombre total de canaux enregistrés	48
Fréquence d'acquisition (Hz)	200
Fréquence de coupure du filtre passe-bas (antialiasing filter) (Hz)	40
Durée d'acquisition par configuration (s)	360
Nombre de points d'acquisition par canal	72000

Le patron d'acquisition des capteurs de vitesse correspond au patron optimal découlant des conclusions tirées des essais de C.-P. Lamarche [5]. Cependant, des capteurs supplémentaires ont été ajoutés entre les murs coupe-feux afin de vérifier la présence de modes locaux. Deux

capteurs de références fixes ont été utilisés lors de cet essai. Les quatre autres capteurs ont été déplacés successivement d'une prise de mesure à l'autre selon le patron illustré à la figure 3.48. Les capteurs de références ainsi que le système d'acquisition ont été placés entre la rive et le centre du bâtiment de façon à s'assurer que l'on capte les vibrations issues du premier et du deuxième mode de flexion de la toiture dans les deux directions.

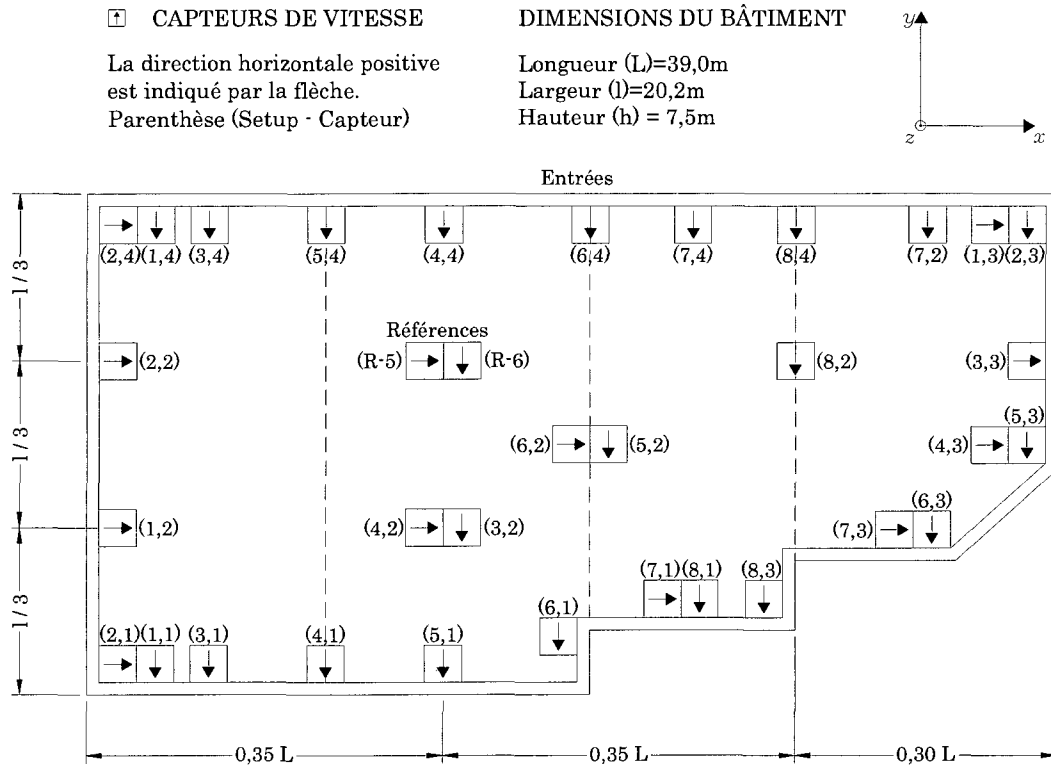


Fig. 3.48: Configuration utilisée lors de l'essai.

Huit configurations distinctes furent nécessaires afin d'obtenir les informations nécessaires au calcul des propriétés dynamiques de la structure.

3.16.2 Résultats de l'essai

L'identification des paramètres modaux caractérisant le comportement dynamique de la structure (fréquences fondamentales, modes de vibration, taux d'amortissement modal) a été effectuée avec la méthode FDD (Frequency Domain Decomposition). Pour ce faire, le logiciel Artemis a été utilisé. La figure 3.49 présente la moyenne des courbes de densité

spectrale de puissance (PSD) associée aux 48 canaux d'acquisition enregistrées lors de l'essai.

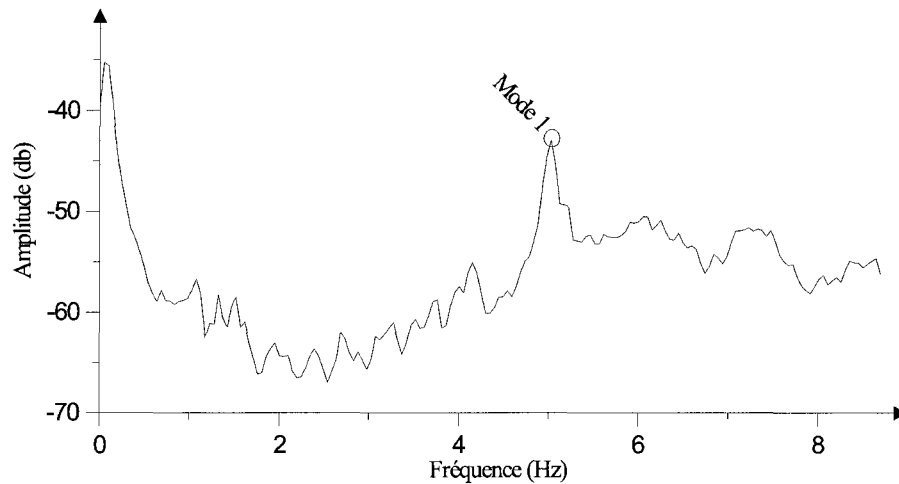


Fig. 3.49: Moyenne des courbes de densité spectrale de puissance (PSD).

Un seul mode de flexion de la toiture dans la direction longue du bâtiment est identifiable à partir du PSD moyen de la figure 3.49. Les autres pics présents sur la figure sont principalement dus à la résonance de sous-structures montées sur la toiture tels que des compresseurs industriels servant à la climatisation du bâtiment.

Le premier mode en direction courte n'a pu être identifié à partir des signaux de l'essai. La présence des murs coupe-feux ajoutant de la rigidité peut avoir réduit les vibrations dans cette direction au point où le bruit provenant des sous-structures masque la fréquence propre du bâtiment.

La déformée du mode identifié est présentée à la figure 3.50. La fréquence naturelle ainsi que le taux d'amortissement modal associé à ce mode sont présentés au tableau 3.40.

Une synthèse de tous les résultats obtenus durant les deux phases de ce projet de recherche est présentée au début du chapitre aux tableaux 3.1, 3.2 et 3.3.

Tab. 3.40: Fréquence naturelle et taux d'amortissement.

Mode	Fréquence [Hz]	ξ [%]	Description
1	5,4	2,3	1 ^{er} mode de flexion (dir. X)

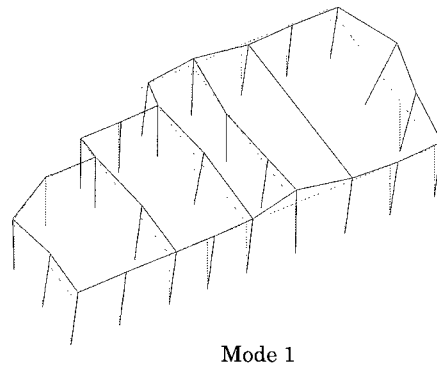


Fig. 3.50: Forme du premier mode de la structure.

Chapitre 4

Modélisation

Le Code national du bâtiment du Canada 2005 (article 4.1.8.11-3-d-ii) permet de modifier la période de vibration, jusqu'à deux fois la période obtenue à l'aide de la formule empirique ($T = 0,025h_n$), si le concepteur valide cette période à l'aide d'un modèle d'éléments finis. Aussi, avec les logiciels d'éléments finis 3D à interface graphique, il est simple, rapide et donc rentable économiquement pour le concepteur de faire la modélisation des bâtiments.

Cependant, puisque tous les éléments et interactions des bâtiments en acier de faible hauteur ne sont pas parfaitement compris, l'application de la méthode des éléments finis s'avère difficile. Nous n'avons qu'à penser à la rigidité du tablier métallique dont la modélisation du comportement n'est pas encore parfaitement maîtrisée. Les éléments non structuraux ne sont généralement pas modélisés. Pourtant ils apportent de la rigidité à la structure. Le poids des équipements mécaniques présents sur la toiture, le poids propre de la toiture qui n'est pas aussi uniforme que ce qui est inscrit aux plans, la rigidité des poutrelles, la rigidité des connexions sont quelques exemples d'éléments influençant les résultats de l'analyse par éléments finis.

Ce chapitre présente donc une étude paramétrique sur cinq bâtiments en acier de faible hauteur. L'influence de la rigidité du tablier métallique, de la rigidité des connexions et de la masse sur la première période de vibration sont étudiées par rapport à un modèle de base et par rapport à la période obtenue durant les essais. Seule la première période dans chaque direction est étudiée puisque c'est avec celle-ci que les charges sismiques sont calculées.

Pour l'étude paramétrique par éléments finis, le logiciel commercial Etabs © de la

compagnie *Computers and Structures inc.* [10] est utilisé. Ce logiciel est couramment utilisé par les concepteurs pour effectuer des modèles 3D complets de bâtiments. La particularité de ce logiciel est qu'il calcule lui-même la rigidité des tabliers métalliques nervurés.

4.1 Présentation des modèles

Au total, 5 bâtiments sur les 19 testés ont été modélisés. Il s'agit des bâtiments 3, 6, 10, 12 et 15 qui sont représentés aux figures 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 et 4.5 respectivement. Pour plus de renseignements sur ces bâtiments, vous pouvez consulter le chapitre 3 ou la référence [5].

Le tableau 4.1 présente le nombre de noeuds, d'éléments poutres et d'éléments plaques pour chacun des cinq (5) modèles étudiés. De plus, le nombre de degrés de liberté (DDL) est indiqué.

Tab. 4.1: Données des modèles Etabs (c)

	Nœuds	Poutres	Plaques	DDL
Bâtiment 3	719	1642	438	4092
Bâtiment 6	902	2046	329	5448
Bâtiment 10	446	817	243	2592
Bâtiment 12	600	1330	383	3477
Bâtiment 15	952	2128	532	5256

Lors des essais sous vibration ambiante, il a été impossible d'obtenir le premier mode dans la direction longue pour les bâtiments 10 et 12. Ainsi, seul le premier mode dans la direction courte est examiné pour ces deux bâtiments. Les résultats sont ainsi comparés avec les périodes de vibration obtenues avec un modèle dit de base et avec celles obtenues lors des essais *in situ*. Le tableau 4.2 rappelle les résultats des essais en plus des dimensions des bâtiments modélisés.

Puisque le bâtiment 12 a été testé en service et en construction, une section est consacrée à la comparaison entre le modèle d'éléments finis et le bâtiment alors qu'il était en construction.

Les sous-sections suivantes présentent tout d'abord les paramètres utilisés lors de la modélisation de chacun des bâtiments.

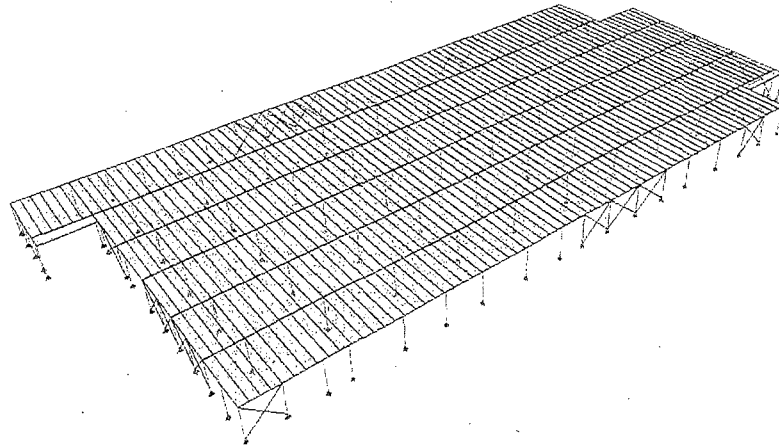


Fig. 4.1: Modèle 3D du bâtiment 3

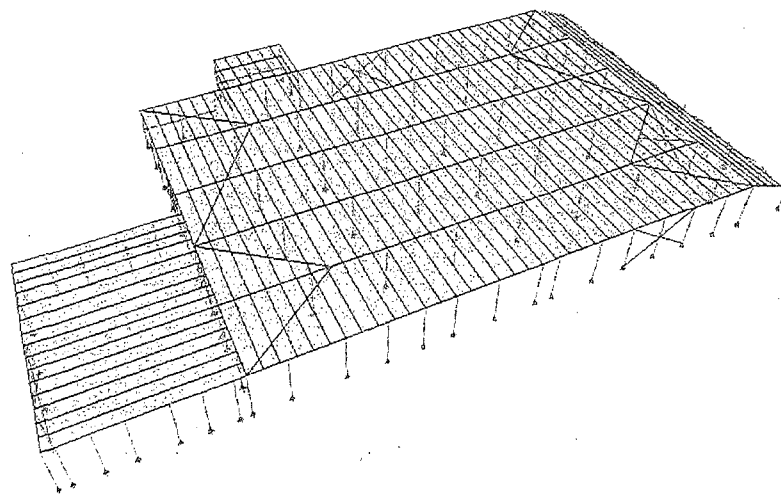


Fig. 4.2: Modèle 3D du bâtiment 6

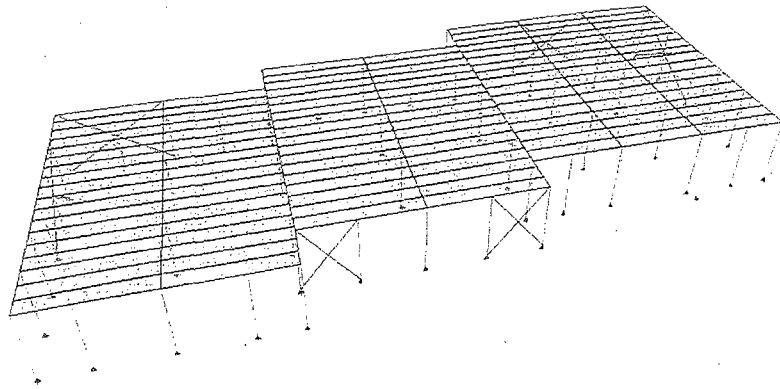


Fig. 4.3: Modèle 3D du bâtiment 10

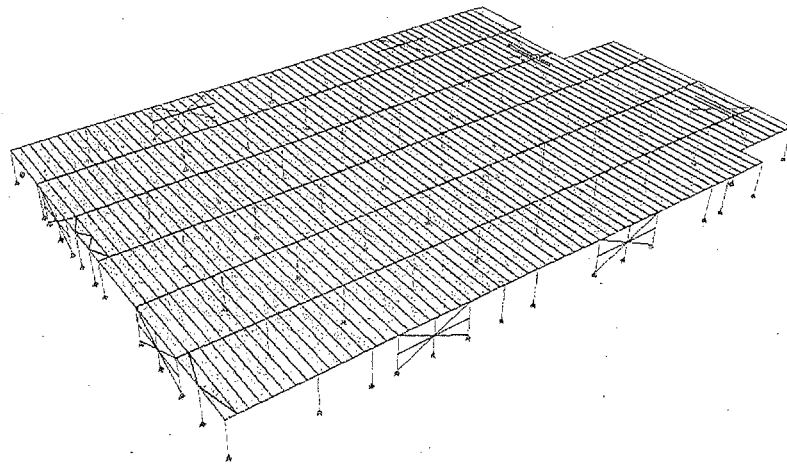


Fig. 4.4: Modèle 3D du bâtiment 12

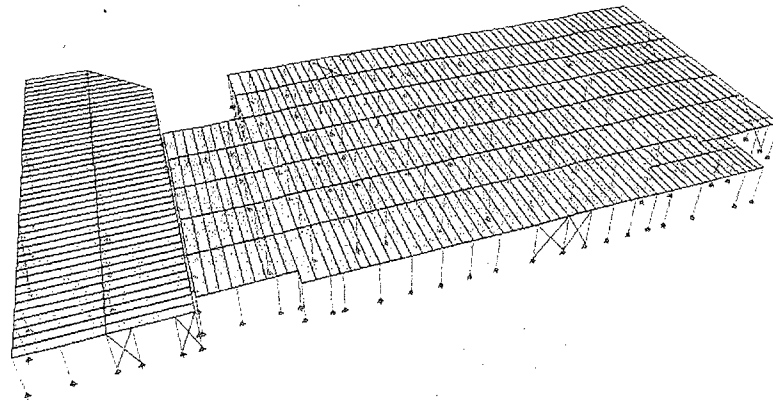


Fig. 4.5: Modèle 3D du bâtiment 15

Tab. 4.2: Période de vibration *in-situ* des bâtiments modélisés.

Bâtiment	Mode 1		Mode 2		Hauteur (m)
	L_{\perp} (m)	$T_{\text{experimentale}}$ (s)	L_{\perp} (m)	$T_{\text{experimentale}}$ (s)	
Bâtiment 3	136	0,4348	66	0,2703	7,2
Bâtiment 6	52	0,2380	72	0,3125	7,5
Bâtiment 10	76	0,1754	31	N/A	8,45
Bâtiment 12	116	0,4348	77	N/A	6,6
Bâtiment 15	107	0,4160	70	0,1600	8,15

4.1.1 Poutres et colonnes

Tous les modèles sont faits en 3 dimensions (3D) avec les dimensions exactes inscrites aux plans. Les poutres et les colonnes des modèles ont les mêmes propriétés que celles indiquées sur les plans pour les profilés « HSS » et « W ».

Le logiciel Etabs © contient un élément nommé « Joist » (poutrelle) où les seules propriétés nécessaires pour décrire l'élément sont la masse, la profondeur et l'inertie de la poutrelle dans l'axe fort. Ainsi, les charges horizontales sont transmises par le tablier métallique et non par les poutrelles puisque leur rigidité axiale est nulle.

Contrairement aux éléments poutres, les propriétés exactes des poutrelles ajourées (masse et inertie) ne sont pas définies sur les plans du bâtiment. Aucun fabricant ne divulgue ces données de manière précise pour de simples raisons de concurrence. Celles-ci

ont donc été estimées à l'aide des tableaux de calcul du fabricant de poutrelles Canam [8].

Les lisses servant à attacher le parement extérieur ont été modélisées sur les deux premiers bâtiments. Les résultats obtenus sont discutés plus loin dans le chapitre.

4.1.2 Toiture

Comme il a déjà été mentionné, la toiture de ces bâtiments est généralement faite d'un tablier métallique nervuré, d'un isolant rigide en polystyrène, d'une membrane imperméable et parfois de gravier pour garder la membrane en place. Nous considérons ce type de couverture comme flexible contrairement aux tabliers recouverts de béton. Dans le logiciel Etabs ©, la rigidité du tablier est calculée automatiquement par le logiciel. En effet, Etabs © demande les propriétés géométriques du tablier métallique (espacement et hauteur des nervures, épaisseur et masse du tablier) et calcule automatiquement la rigidité en cisaillement dans chacune des directions en fonction de la direction d'installation des nervures.

La rigidité de l'isolant en polystyrène n'est pas considérée puisque celui-ci n'est pas fixé adéquatement à la structure. Il est composé de feuilles de 2400 mm par 1200 mm qui sont tout simplement déposées sur le tablier métallique. Des études ont présentement lieu à l'École Polytechnique de Montréal pour déterminer si l'isolant a une influence sur la rigidité globale de la toiture.

4.1.3 Masse

La période de vibration d'un bâtiment est directement proportionnelle à la masse puisque $T^2 = 2\pi m/k$. Seuls le poids propre de la structure du bâtiment ainsi que la masse uniformément répartie de la toiture sont inclus dans les modèles. La masse provenant des murs extérieurs et intérieurs est négligée. La valeur de la masse modélisée est celle inscrite sur les plans servant au dimensionnement des poutrelles. Elle comprend généralement le poids du tablier, de l'isolant, de la membrane, du gravier, des luminaires intérieurs, des gicleurs et de toute autre charge permanente. Elle est placée uniformément sur toute la toiture.

De plus, l'option de la condensation de la matrice de masse (« lumped masses ») est utilisée. Le poids des colonnes et autres éléments se situant entre deux étages est ainsi transféré aux étages les plus près.

4.1.4 Analyse dynamique

Pour obtenir la période de vibration, une analyse par éléments finis selon la méthode des vecteurs de Ritz est utilisée. Cette méthode permet le calcul de la réponse dynamique avec une grande précision et une grande vitesse lorsque les vecteurs de Ritz utilisés au départ correspondent à la déformée dynamique. Un des gros avantages de cette méthode par rapport à la méthode aux valeurs propres est qu'elle permet d'obtenir un estimé de l'erreur lors de chaque itération [20]. De plus, il a été démontré que la « méthode demande beaucoup moins de temps de calcul que les méthodes les plus rapides de calcul des valeurs propres et des vecteurs propres tels que la méthode d'itération de sous-espace » [20].

4.2 Analyse paramétrique

Cette section présente les résultats de l'analyse paramétrique. Pour effectuer cette analyse, un modèle dit de base est fait selon diverses hypothèses. Par la suite, un ou des paramètres sont modifiés pour déterminer leur influence. Les résultats obtenus sont ainsi comparés à la période de vibration mesurée *in situ* et au modèle dit de base. À la suite de ces analyses, des recommandations sont présentées sur les différents paramètres à utiliser pour la modélisation des BAFH.

4.2.1 Modèle de base

Un modèle de base fait avec des hypothèses généralement acceptées par les concepteurs a été défini. Ce modèle servira de base de comparaison pour l'étude paramétrique.

Les dimensions du bâtiment et des différents éléments tels que les colonnes, les poutres et le tablier métallique sont modélisés tels qu'ils sont définis sur les plans.

Le système de poutres supportant la toiture de la majorité des bâtiments en acier de faible hauteur utilise le concept de poutres « *Gerber* » qui permet une économie d'acier en fonction de la répartition des moments. Ce système de poutres est modélisé tel que présenté sur les plans.

Plusieurs hypothèses doivent être faites afin que les modèles d'éléments finis demeurent simples à concevoir. Dans le cadre de cette étude paramétrique, les modèles dits de base sont faits selon les hypothèses suivantes :

- Connexion poutre-colonne rotulée
- Base des colonnes rotulée
- Diaphragme de toit flexible
- Masse de la toiture telle que calculée pour la conception
- Aucune lisse
- Aucune mezzanine

L'hypothèse de la connexion poutre-colonne rotulée est généralement admise même si l'on sait que ce type de connexion a une certaine rigidité. De plus, ceci permet d'éviter au concepteur du bâtiment de devoir calculer la rigidité exacte de chaque connexion. En effet, ce calcul devient ardu si l'on tient compte du nombre de connexions dans un bâtiment et que la modélisation a généralement lieu à une étape de la conception où tous les efforts et éléments ne sont pas connus.

Les périodes obtenues avec les modèles de base sont présentées à la figure 4.6. Elles sont comparées avec les résultats *in situ*. Notez que les modes 1 et 2 définissent le premier mode de vibration dans les directions courte et longue respectivement.

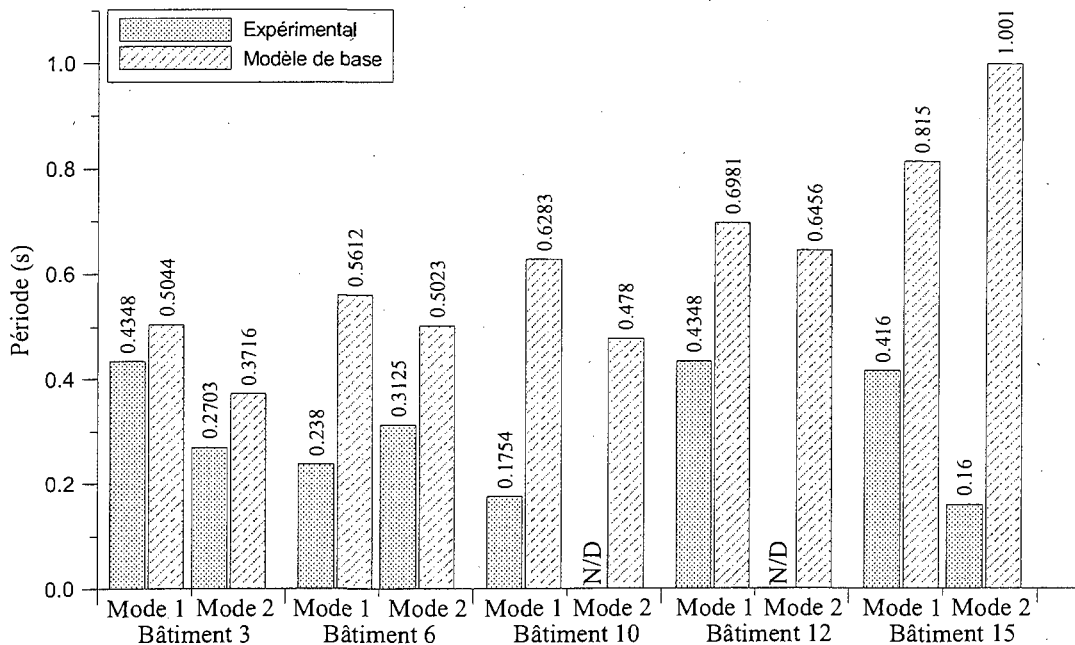


Fig. 4.6: Comparaison de la période de vibration entre le modèle de base et les mesures *in situ*.

Le graphique montre clairement qu'aucune des périodes obtenues par la méthode des éléments finis n'est proche de celles obtenues lors des essais *in situ*. La variation va de 16 %

à plus de 526 % pour le mode 2 du bâtiment 15. En excluant ce point atypique, la moyenne des écarts est de 95 %. Cette variation indique que les modèles sont soit trop légers, soit plus flexibles que le bâtiment lui-même. Cette dernière hypothèse pourrait s'expliquer par deux phénomènes : soit la rigidité du tablier métallique n'est pas suffisante, soit la rigidité apportée par les éléments non-structuraux des murs est très importante. L'influence du tablier est examinée à la section 4.2.5 alors que l'influence de la masse est présentée à la section 4.2.6.

4.2.2 Influence des lisses

Les lisses servent à attacher le parement extérieur à la structure du bâtiment. Elles sont généralement omises dans les modèles d'analyse structurale. Les lisses ont été modélisées dans les bâtiments 6 et 10 seulement car les plans des autres bâtiments étaient incomplets pour les autres bâtiments.

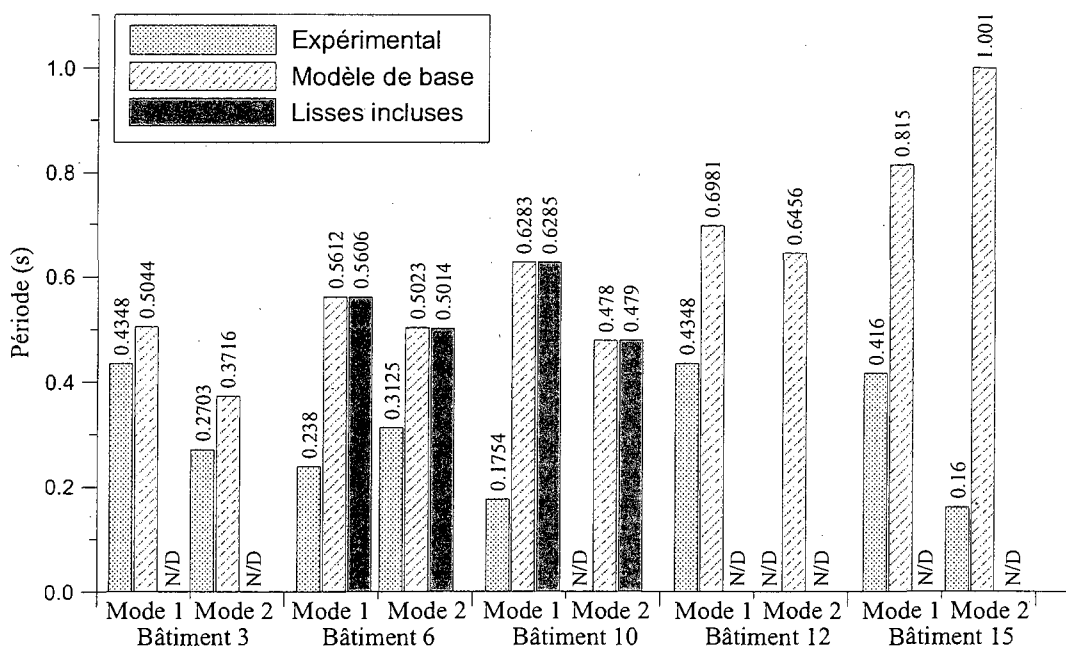


Fig. 4.7: Influence des lisses sur la période de vibration

Telle que présentée à la figure 4.7, l'influence des lisses dans un modèle d'éléments finis est négligeable. En effet, elles ne font varier la période de vibration que de 0,2 %.

De plus, les lisses peuvent causer des modes locaux. La masse des lisses étant importante par rapport à la rigidité en flexion d'une colonne, il est possible que la première période fournie par le logiciel soit un mode de lisses tel que montré à la figure 4.8. La masse participante est faible, ce qui confirme qu'il ne s'agit que d'un mode de vibration numérique et qu'il ne peut pas gouverner le dimensionnement du système de reprise des charges latérales du bâtiment.

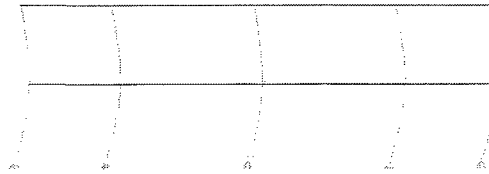


Fig. 4.8: Mode de lisses

Il est donc recommandé de ne pas inclure les lisses dans les modèles d'analyse structurale.

4.2.3 Influence des mezzanines

Compte tenu de la hauteur de certains bâtiments, il est possible d'augmenter la superficie utilisable en installant des mezzanines. Celles-ci servent généralement de bureaux ou de locaux pour les employés. C'est le cas du bâtiment 6.

Les mezzanines sont généralement connectées aux mêmes colonnes que la toiture. Le plancher est composé d'une dalle de béton coulée sur un tablier métallique nervuré et déposée sur un système de poutres et de poutrelles en acier. Cette sous-structure devrait être contreventée, ce qui ne semble pas toujours le cas dans les bâtiments testés.

Dans le modèle de base, les mezzanines n'ont pas été modélisées. Cependant, la rigidité en plan du plancher et la masse des mezzanines sont beaucoup plus importantes que celles de la toiture à cause de la dalle de béton.

Le tableau 4.3 présente donc les périodes de vibration du bâtiment 6 pour le modèle de base et pour le modèle dans lequel les mezzanines sont incluses.

Les résultats obtenus et présentés au tableau 4.3 montrent que l'influence sur la période de vibration du bâtiment par rapport au modèle de base est faible. Ainsi, il

Tab. 4.3: Influence des mezzanines sur la période de vibration.

	Modèle de base	Mezzanines	Variation
Mode 1	0.5612	0.5512	-1.8%
Mode 2	0.5023	0.4648	-7.5%

n'est pas nécessaire d'inclure les mezzanines dans les modèles servant à obtenir la période fondamentale d'un BAFH.

Cependant, le concepteur devrait contreventer les mezzanines en fonction de la période de cette sous-structure. Avec sa masse importante, les efforts sismiques sont non négligeables et un contreventement adéquat doit être installé.

4.2.4 Influence des connexions colonnes-sol

Il est admis que la connexion entre le sol et la colonne au moyen d'une plaque de base n'est ni une rotule, ni un encastrement. La rigidité de la connexion se situe entre ces deux extrêmes. Lors du dimensionnement de la colonne, on concède qu'une certaine rotation peut avoir lieu à la base. C'est pourquoi la conception d'une colonne se fait généralement sous l'hypothèse d'une rotule parfaite.

La figure 4.9 présente donc la période de vibration pour le modèle de base qui est rotulé à la base et pour le même modèle, mais encastéré. Un encastrement parfait à la base fait diminuer la période de 0,8 % à 6,6 %.

Malgré la rigidité supplémentaire fournie par les colonnes encastérées les modèles ne sont toujours pas calibrés avec les essais *in situ*. Cependant, puisque le dimensionnement des colonnes se fait avec une rotule à la base et que l'influence de la connexion est faible, les modèles devraient être rotulés.

4.2.5 Influence de la rigidité du tablier métallique

Il a déjà été mentionné que la rigidité en cisaillement d'une toiture composée d'un tablier métallique et des divers éléments non structuraux n'est pas encore parfaitement connue. Pourtant, c'est cette rigidité, qui est beaucoup plus faible que pour un diaphragme bétonné, qui fait des bâtiments en acier d'un étage des structures différentes des bâtiments multiétagés.

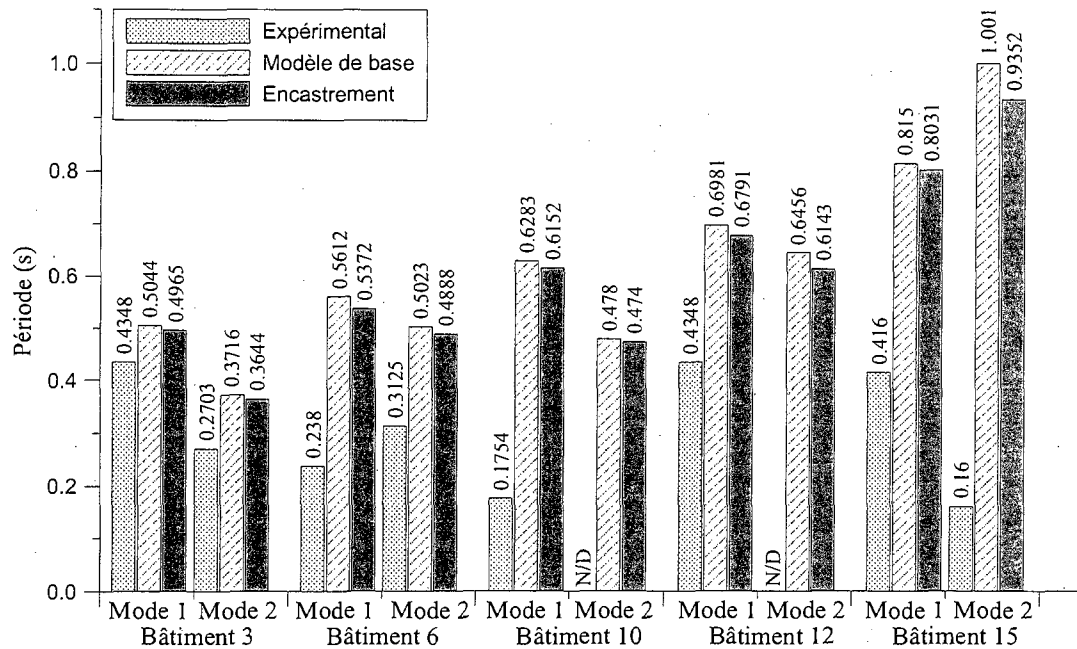


Fig. 4.9: Influence des connexions des colonnes sur la période de vibration

Puisque les modèles manquent de rigidité par rapport aux bâtiments réels, l'hypothèse extrême d'un diaphragme complètement rigide a été simulée. La figure 4.10 présente la comparaison entre la période de vibration pour un diaphragme rigide par rapport au modèle de base.

La variation de la période va donc de -7,3 % jusqu'à -67,7 % par rapport au modèle de base. Dans le cas du bâtiment 3, la période calculée chute sous la période expérimentale alors que pour les quatre autres bâtiments la période est toujours au-dessus. Ceci laisse croire que la rigidité du tablier se situe entre les deux hypothèses.

Ce paramètre a une influence importante dans le calcul de la période d'un bâtiment en acier de faible hauteur. Certes, le tablier n'est pas parfaitement rigide, mais il est probablement plus rigide que ce que le logiciel Etabs © calcule. Des études supplémentaires doivent être effectuées pour mieux déterminer leur rigidité.

4.2.6 Influence de la masse de la toiture

La période fondamentale d'une structure est définie par la rigidité et la masse ($T = 2\pi\sqrt{m/k}$). La masse peut se calculer assez précisément à partir des plans d'architecture

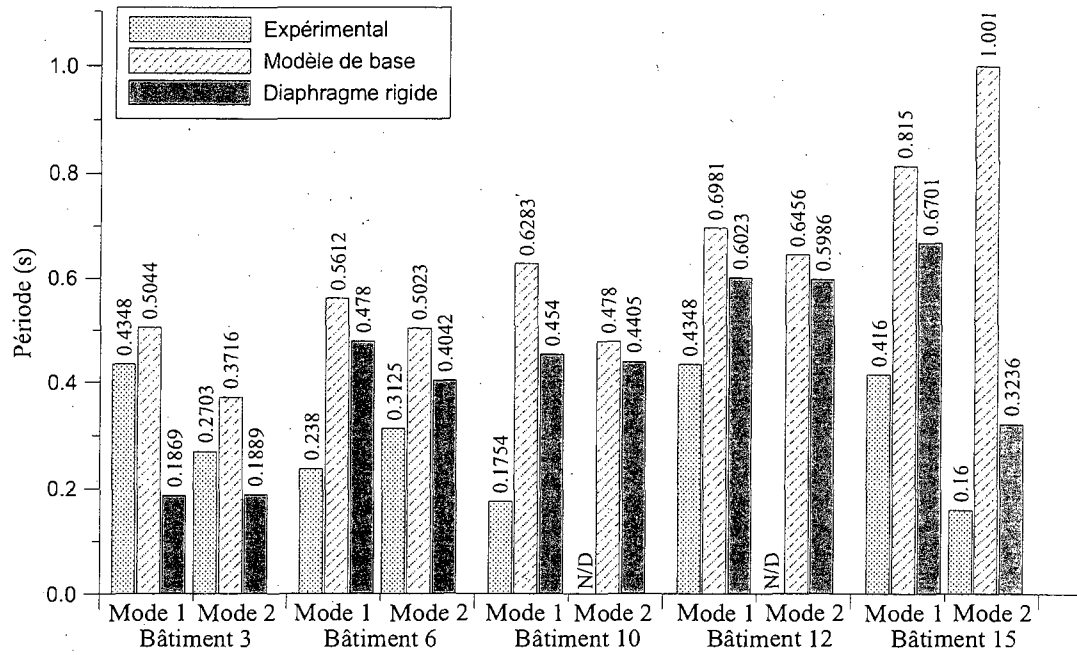


Fig. 4.10: Influence de la rigidité du tablier métallique sur la période de vibration

fournis à l'ingénieur. Pour la modélisation, il est logique d'entrer la masse utilisée pour le dimensionnement du tablier, des poutres, des poutrelles et des colonnes. Cette masse a été incluse dans le poids du tablier.

Pour déterminer l'influence de la masse et valider que son influence est telle que se décrit l'équation présentée au paragraphe précédent, la masse de la toiture a été modifiée par un facteur de 1,5. Théoriquement, la variation de la période peut être calculée de la manière suivante :

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k}} \quad (4.1)$$

$$T_2 = 2\pi \sqrt{\frac{1,5m_1}{k}} \quad (4.2)$$

$$\frac{T_1}{T_2} = \frac{2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k}}}{2\pi \sqrt{\frac{1,5m_1}{k}}} \quad (4.3)$$

$$T_1 = T_2 \sqrt{\frac{m_1}{1,5m_1}} \quad (4.4)$$

$$T_2 = \sqrt{1,5} T_1 = 1,2247 T_1 \quad (4.5)$$

Ainsi, en multipliant la masse du toit par 1,5, l'augmentation de la période est de 22,5 %. Le même raisonnement peut être appliqué pour le facteur de $1/1,5 = 0,67$; la diminution de la période est ainsi de -18,4 %.

Les figures 4.11 et 4.12 présentent la variation de la période pour des facteurs de 1,5 et de $1/1,5 = 0,67$. La variation de la période varie de 18,8 % à 20,6 % lorsque la masse est augmentée de 1,5 et de -14,4 % à -16,0 % lorsque la masse est diminuée.

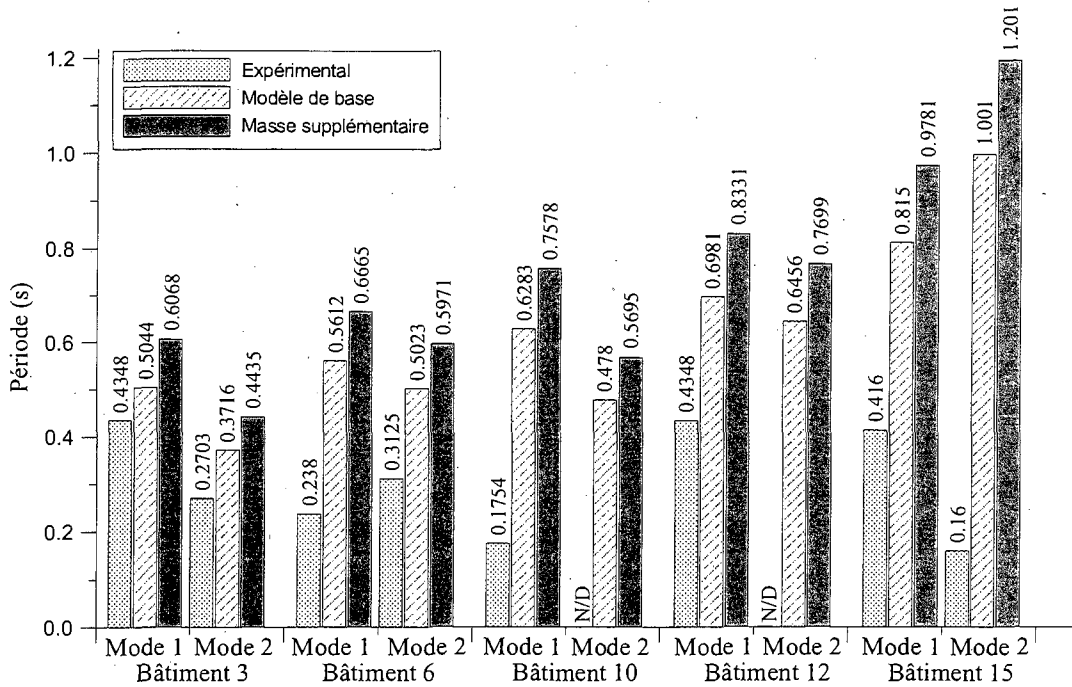


Fig. 4.11: Influence de la masse (masse calculée multipliée 1,5) sur la période de vibration

La différence entre les résultats théoriques et ceux d'éléments finis peut être expliquée par le fait que seule la masse de la toiture a été modifiée; la masse des poutres, des poutrelles et des colonnes sont les mêmes. De ce fait, les résultats obtenus par éléments finis sont jugés acceptables.

La figure 4.12 montre que la diminution de la masse réduit l'écart entre les analyses par éléments finis et les essais *in situ*. Le facteur de $1/1,5 = 0,67$ semble cependant une valeur extrême qui a été choisie arbitrairement. La masse inférieure aux valeurs inscrites aux plans peut être expliquée par le fait qu'il y a moins de granulat sur la toiture que ce qui est spécifié sur les plans. De plus, la variation de la période peut être expliquée

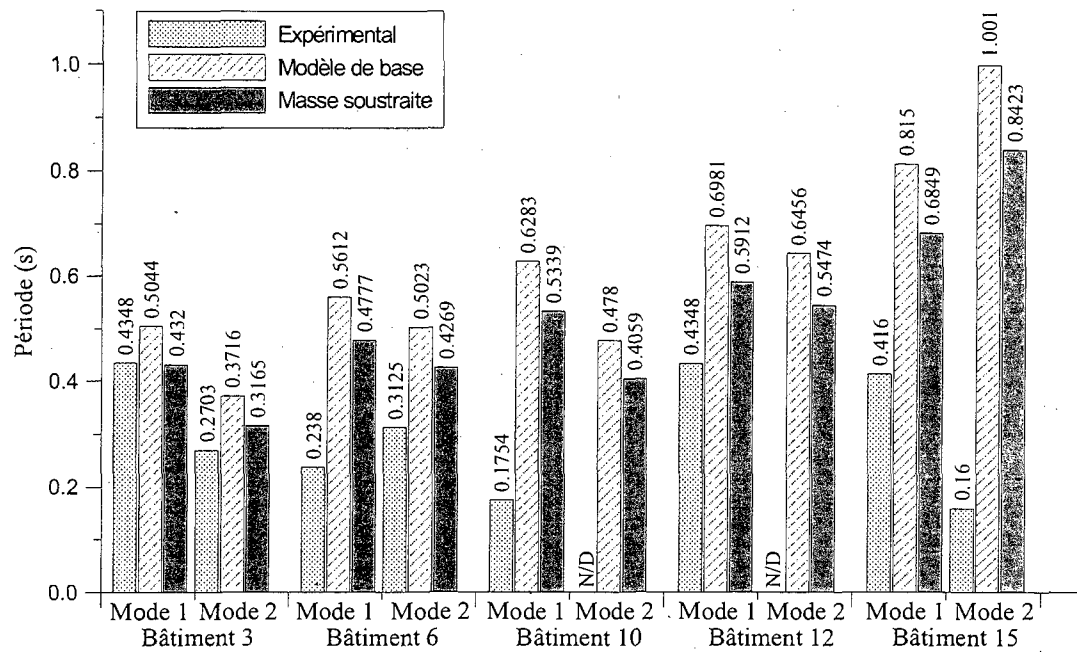


Fig. 4.12: Influence de la masse (masse calculée divisée par 1,5) sur la période de vibration

par la distribution non uniforme de pierre sur la toiture. À noter que la masse des murs extérieurs est négligée dans les modèles.

4.2.7 Rigidité totale du bâtiment

À titre expérimental, trois modèles supplémentaires ont été effectués afin de tenter de calibrer les modèles aux valeurs des périodes obtenues expérimentalement. Les trois modèles sont les suivants :

- Modèle dit « tout-rigide » dont tous les éléments ont la rigidité maximale (connexions entre membrures, connexions colonnes-sol et diaphragme de toit rigide)
- Modèle dit « tout-rigide sauf connexions ». C'est le même modèle que le « tout-rigide » à l'exception que les connexions entre les membrures sont demeurées rotulées.
- Modèle dit « tout-rigide sauf tablier ». C'est le même modèle que le « tout-rigide » à l'exception que le tablier métallique est flexible.

Les figures 4.13, 4.14 et 4.15 présentent les résultats obtenus pour ces trois modèles.

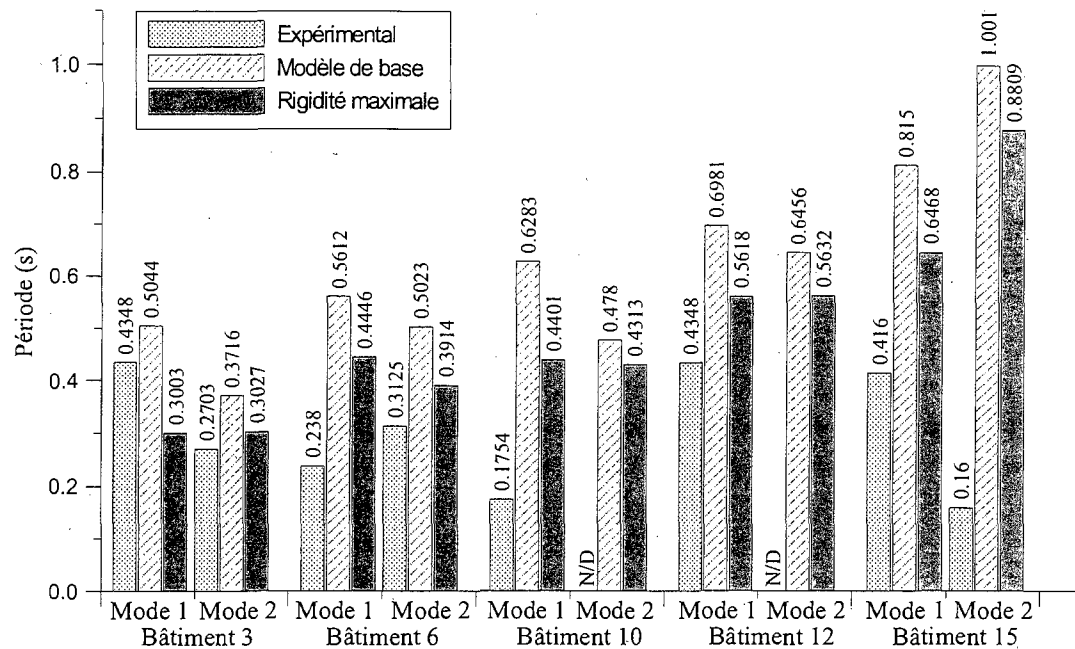


Fig. 4.13: Modèle « tout-rigide »

Comme le démontrent les figures 4.13 et 4.14 l'ajout de rigidité est bénéfique, mais n'est pas suffisant pour ajuster les périodes de vibrations pour la majorité des modèles. Seul le bâtiment 3 a une période expérimentale supérieure à la valeur mesurée *in situ*.

La figure 4.15 montre que la diminution de la période a surtout lieu lorsque le diaphragme est rigide. Les autres paramètres sont négligeables.

4.3 Bâtiment en construction

Le bâtiment 12, un Home Dépôt, a été testé en construction alors que la structure métallique était complète, mais qu'aucun élément non structural n'était installé. Le tablier métallique était installé sur toute la surface, mais seulement le tiers était serti.

La comparaison entre le modèle d'éléments finis Etabs © et les essais *in situ* est ainsi beaucoup plus représentative. Certes, la période mesurée et prédite ne représente pas le comportement du bâtiment lorsque celui-ci est en service, mais permet de valider le modèle d'éléments finis et de mieux comprendre l'influence des éléments non structuraux.

L'analyse a été effectuée à l'aide de deux modèles. Le premier modèle considère une

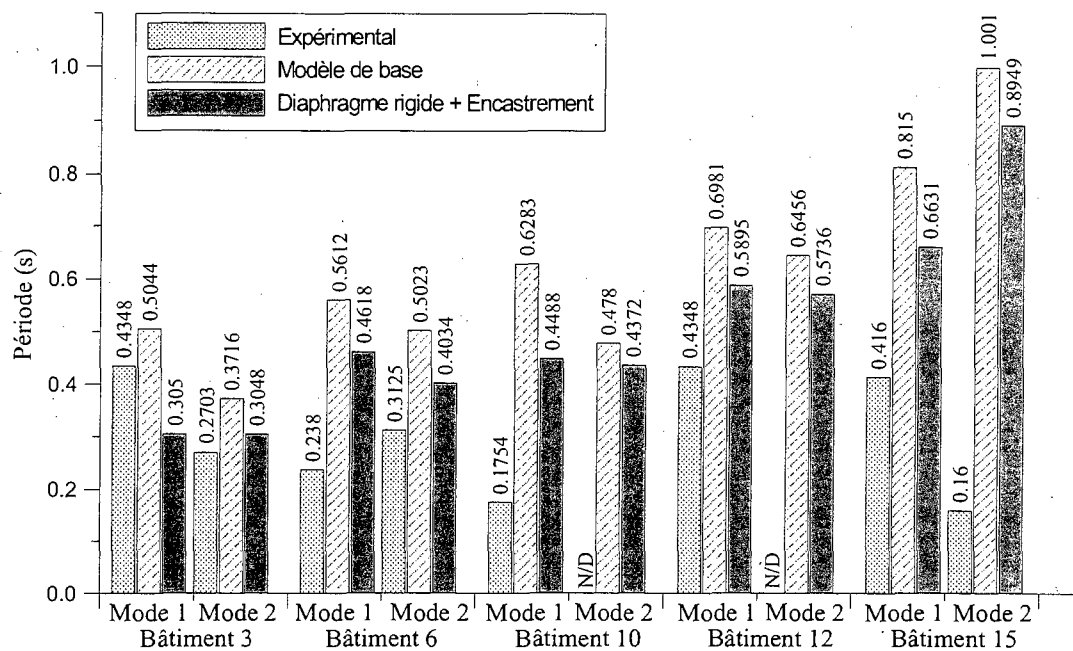


Fig. 4.14: Modèle « tout-rigide sauf connexions »

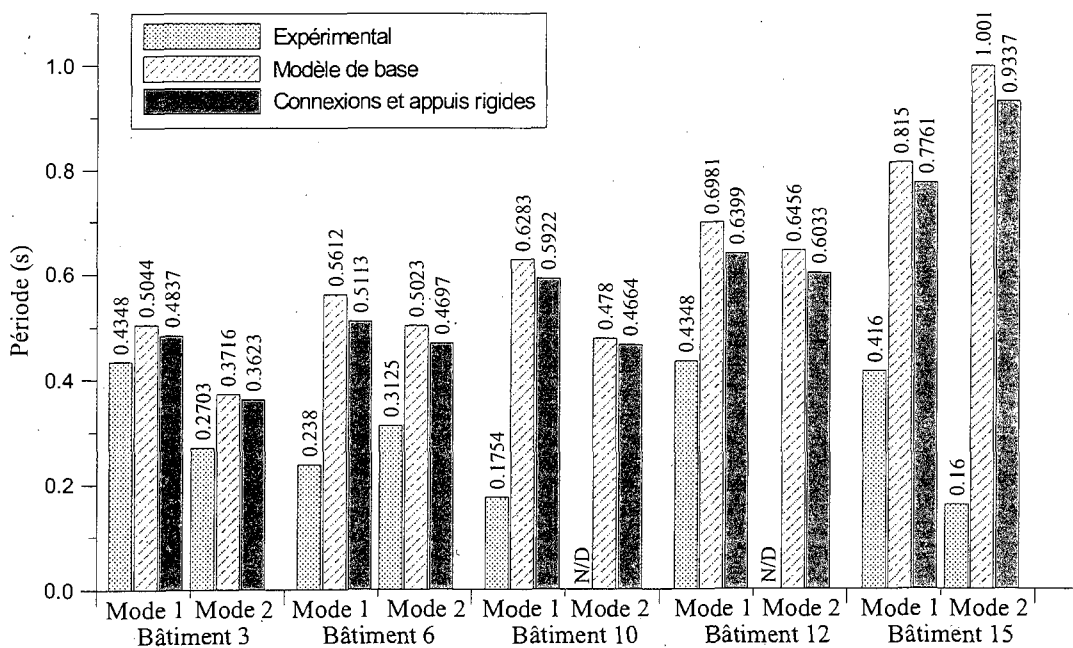


Fig. 4.15: Modèle « tout-rigide sauf tablier »

rigidité constante du tablier sur toute surface. Cette rigidité correspond à celle calculée par Etabs © avec les dimensions et les épaisseurs réelles du tablier. Puisque le sertissage a une influence sur la rigidité en cisaillement du tablier [7], un second modèle où l'épaisseur du tablier a été réduite de 90 % sur les 2/3 de la toiture a été effectué. Le tableau 4.4 présente les résultats de ces deux analyses alors que le tableau ??

Tab. 4.4: Modélisation du bâtiment 12 en construction

	L_{\perp} (m)	Périodes (s)		
		Essais	Base	Ajustée
Mode 1	115,6	0,459	0,327	0,442
Mode 2	77,2	0,388	0,305	0,367

Tab. 4.5: Modélisation du bâtiment 12 en service

	L_{\perp} (m)	Périodes (s)	
		Essais	Base
Mode 1	117,8	0,430	0,327
Mode 2	77,2	ND	0,305

Avec le modèle de base, la variation par rapport aux essais est de 40 % et de 27 % pour le premier et le deuxième mode de vibration respectivement. Ainsi, comme attendu, le modèle est plus rigide que le bâtiment réel.

Avec l'ajustement de la rigidité du tablier (diminution de 90 % de l'épaisseur sur les 2/3 du bâtiment), la différence sur la période est de 4 % et de 6 % pour le premier et deuxième mode de vibration respectivement. Cet écart est très acceptable pour un modèle d'éléments finis.

Ceci démontre que les hypothèses du modèle de base s'appliquent bien lorsqu'il n'y a aucun élément non structural.

De plus, ceci prouve qu'il est possible de prédire la période de vibration d'un bâtiment lorsqu'il n'y a aucun élément non structural. La rigidité de ces éléments devrait donc être étudiée afin de l'inclure dans les modèles et ainsi pouvoir prédire la période de vibration des bâtiments en acier de faible hauteur lorsqu'ils sont en service.

4.4 Conclusion de l'étude paramétrique

Ce chapitre a présenté divers modèles de bâtiments en acier de faible hauteur. Le modèle dit de base est construit selon des hypothèses généralement admises. Ce modèle a par la suite été modifié afin d'observer l'influence de diverses hypothèses sur la période de vibration des bâtiments en acier de faible hauteur. Les résultats obtenus sont résumés aux tableaux 4.7 et 4.6.

L'analyse paramétrique démontre tout d'abord qu'il est très difficile de prédire la période de vibration d'un bâtiment en acier de faible hauteur à l'aide d'un modèle d'éléments finis. Le tableau 4.6 présente en effet que la variation sur la période des modèles par rapport aux résultats *in situ* va de -31 % à plus de 250 %.

Le tableau 4.7 expose clairement que certaines hypothèses ont une influence importante sur la période de vibration alors que d'autres n'ont pratiquement aucun effet.

Tab. 4.6: Résumé de la variation de la période par rapport aux essais *in-situ*

	Variation de la période	
	Minimum	Maximum
Modèle de base	+16 %	+ de 250 %
Lisses ajoutées	+60 %	+ de 250 %
Mezzanines incluses	+49 %	+132 %
Connexion colonnes-sol encastree	+14 %	+ de 250 %
Tablier métallique rigide	-29 %	+159 %
Masse du toit x 1,5	+40 %	+ de 250 %
Masse du toit / 1,5	-1 %	204 %
« Tout-rigide » *	-31 %	+151 %
« Tout-rigide sauf connexion » *	-30 %	+156 %
« Tout-rigide sauf tablier » *	+11 %	+238 %

* Voir la définition à la section X.2.7

Certaines conclusions et recommandations peuvent être tirées de l'étude :

1. Tous les modèles de base ont une période de vibration supérieure aux valeurs obtenues expérimentalement. La masse ne peut justifier toute cette différence. Ainsi,

Tab. 4.7: Résumé de la variation de la période par rapport au modèle de base

	Variation de la période	
	Minimum	Maximum
Lisses ajoutées	-0,2 %	+0,2 %
Mezzanines incluses	-1,8 %	-7,5 %
Connexion colonnes-sol encastrée	-0,8 %	-6,6 %
Tablier métallique rigide	-7,3 %	-67,7 %
Masse du toit x 1,5	+18,8 %	+20,6 %
Masse du toit / 1,5	-14,4 %	-16,0 %
« Tout-rigide » *	-9,8 %	-40,5 %
« Tout-rigide sauf connexion » *	-2,4 %	-8,9 %
« Tout-rigide sauf tablier » *	-8,5 %	-39,5 %

* Voir la définition à la section X.2.7

les modèles sont trop flexibles. Les éléments non structuraux ajoutent de la rigidité non négligeable aux bâtiments.

2. L'influence des lisses sur la période de vibration est négligeable. Il n'est donc pas nécessaire de les inclure dans les modèles.
3. L'encastrement du poteau au sol apporte de la rigidité au modèle. Cependant, puisqu'il est admis que la connexion n'est ni rigide, ni rotulée et qu'il est complexe de calculer cette rigidité, surtout au stade de la conception, l'hypothèse de la colonne rotulée est jugée acceptable et conservatrice. De plus, les colonnes ne sont pas dimensionnées pour reprendre des moments à la base.
4. Les mezzanines ont une faible influence sur la période du bâtiment dans son ensemble. Il n'est donc pas nécessaire de les inclure dans le modèle. Cependant, malgré leur faible influence sur la période globale du bâtiment, il est important que le concepteur contrevente cette sous-structure de manière adéquate.
5. La déformée obtenue avec un diaphragme flexible correspond aux déformées obtenues durant les essais. Il faut donc utiliser des éléments plaques flexibles pour représenter la toiture du bâtiment. Cependant, la rigidité de la toiture calculée par Etabs (c) est probablement trop faible.
6. La section 4.3 a montré qu'il est possible d'obtenir une correspondance entre les

essais et les modèles lorsque le bâtiment n'a aucun élément non structural.

7. Tous les modèles ont une période supérieure à celle obtenue durant les essais. Ainsi, les efforts calculés avec le CNBC sont inférieurs lorsqu'on utilise la période obtenue analytiquement (voir la figure 4.16). Par conséquent, l'article 4.1.8.11-3-d-ii) du CNBC 2005 permettant de modifier la période si un modèle d'éléments finis prouve que la période est supérieure à celle donnée par la formule empirique du CNBC ne devrait pas être utilisé afin d'éviter de sous-dimensionner le bâtiment (voir la figure 4.16).

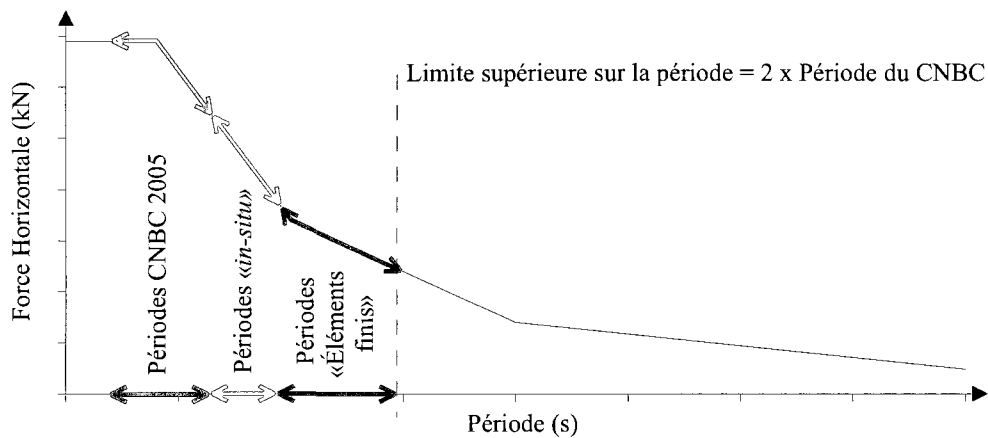


Fig. 4.16: Comparaison des forces sismiques

La différence entre les périodes mesurées *in situ* et les périodes calculées par la méthode des éléments finis pourrait aussi être expliquée par l'amplitude des vibrations mesurées. Une étude ayant présentement lieu à l'École Polytechnique de Montréal tend à montrer que la période de vibration d'un diaphragme flexible varie en fonction de l'amplitude des vibrations. Lors des essais sous vibrations ambiantes, l'amplitude est faible comparée à celle d'un séisme. Ainsi, la période de vibration du bâtiment pourrait être différente lors d'un séisme. Cette hypothèse devra être vérifiée dans le cadre d'études futures.

Les éléments non structuraux ne sont pas inclus dans les modèles et ont très certainement une influence sur la période de vibration du bâtiment. Ainsi, des études portant sur la rigidité de ces éléments devraient aussi être conduites afin de les inclure dans la modélisation.

Chapitre 5

Analyse statistique

Un des objectifs de ce mémoire est de déterminer une équation permettant de prédire la période de vibration d'un bâtiment en acier de faible hauteur. L'utilisation de paramètres facilement calculables ainsi que la simplicité de l'équation sont les critères servant à l'établissement de cette formule. Ainsi, seules les dimensions du bâtiment (longueur, largeur et hauteur) seront utilisées dans l'équation.

L'avantage d'utiliser des données géométriques est qu'elles sont connues à la première étape de conception structurale. Ainsi, il n'est pas nécessaire d'itérer comme c'est le cas en utilisant la formule de Medhekar (formule 2.7 présentée au chapitre 2).

Ce chapitre présentera donc diverses équations permettant de prédire la période de vibration, la méthode utilisée pour déterminer ces équations ainsi qu'une brève comparaison entre les résultats obtenus *in situ*, par éléments finis et ceux obtenus avec le CNBC 2005. Les analyses statistiques sont fait à l'aide du logiciel Statistica [15].

5.1 Estimation de la période selon le CNBC 2005

Présentement, le Code National du Bâtiment du Canada 2005 calcule la période de vibration à l'aide de la formule $T = 0,025h_n$ où h_n représente la hauteur de la toiture. Comme l'illustre la figure 5.1, cette équation ne permet pas de prédire correctement la période de vibration puisque celle-ci peut varier pour une même hauteur.

Une lacune importante de la formule du CNBC est que la période de vibration est la même dans les deux directions du bâtiment alors que les essais montrent des différences importantes.

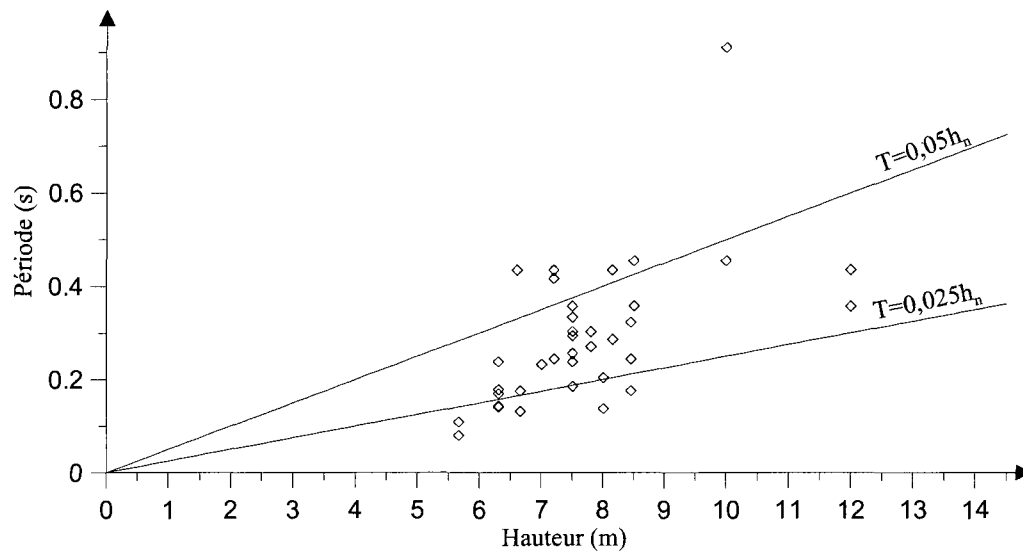


Fig. 5.1: Période en fonction de la hauteur et selon le CNBC 2005

De plus, comme indiqué à la section 4.4, il n'est pas recommandé d'utiliser l'article 4.1.8.11-3-d-ii) du CNBC 2005 permettant de modifier la période si un modèle d'éléments finis démontre que la période est supérieure puisque la période supérieure permise, $T = 0,05h_n$, se situe dans le haut du nuage de points.

5.2 Validation des données

Au total, 23 bâtiments ont été testés. Pour six (6) de ces bâtiments, seule la période dans une direction a été déterminée. Les données du bâtiment 11 seront exclues puisque la déformée ne correspond pas à celle d'un premier mode. Les résultats obtenus sur des bâtiments en construction seront aussi exclus car ils ne représentent pas le comportement en service. Ainsi, 36 données peuvent être utilisées pour l'analyse statistique. Pour les données, consulter les tableaux 3.1, 3.2 et 3.3.

Afin de déterminer s'il n'y a pas de points aberrants, la méthode de Tukey a été utilisée. Cette méthode est aussi connue sous le nom de diagramme à moustache ou encore, en anglais « *box and whisker diagram* ».

Puisque les données géométriques sont des variables indépendantes et que leur mesure est fiable, l'analyse des points aberrants ne sera effectuée que sur la période de vibration

où l'incertitude est beaucoup plus importante.

Rappelons que les points aberrants sont des observations peu fréquentes, atypiques, c'est-à-dire des points qui ne suivent pas la distribution caractéristique du reste des données. Du fait même de la méthode de calcul de la régression (calculé avec la somme des carrés des distances des points à la droite), les points aberrants ont une forte influence sur la fonction de régression et par conséquent sur la valeur du coefficient de corrélation. En effet, un seul point aberrant peut modifier considérablement la fonction de la régression et donc la valeur de la corrélation. Souvent, les points aberrants sont considérés comme une erreur aléatoire.

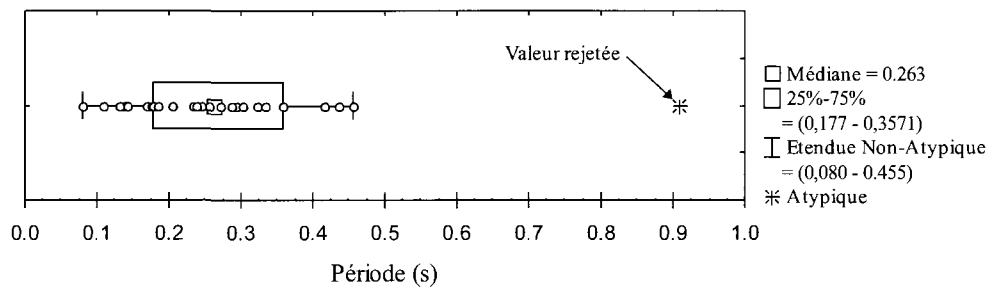


Fig. 5.2: Diagramme à moustache sur la période de vibration

La figure 5.2 présente le diagramme à moustache calculé pour la période de vibration. Pour rappel, la méthode de Tukey est définie avec les six (6) paramètres suivant :

- Q1 qui correspond au premier quartile
- Q2 qui correspond à la médiane
- Q3 qui correspond au troisième quartile
- IIQ qui est la différence entre Q1 et Q3
- LI qui correspond à la limite inférieure des points aberrants qui se calcule selon l'équation $LI = Q1 - 1,5IIQ$
- LU qui correspond à la limite supérieure des points aberrants qui se calcule selon l'équation $LU = Q3 + 1,5IIQ$

La valeur de 1,5 IIQ est généralement admise pour le calcul des points aberrants. Cependant, dépendamment des domaines, des valeurs différentes peuvent être utilisées.

Une seule donnée est située à plus de 1,5 IIQ. Il s'agit de la période mesurée sur le bâtiment 33 dans la direction longue. Cette donnée sera donc exclue lors des analyses subséquentes.

5.3 Analyse des différents paramètres

Cette section présente une brève analyse des différents paramètres géométriques d'un bâtiment en acier d'un étage. Ces paramètres seront par la suite utilisés dans les équations permettant de déterminer la période de vibration.

5.3.1 Longueur perpendiculaire (L_{\perp})

La longueur perpendiculaire correspond à la distance entre deux systèmes de contre-ventements dans le sens de l'accélération, donc de la déformée. La figure 5.3 montre la longueurs perpendiculaire (L_{\perp}) et parallèle (L_{\parallel}).

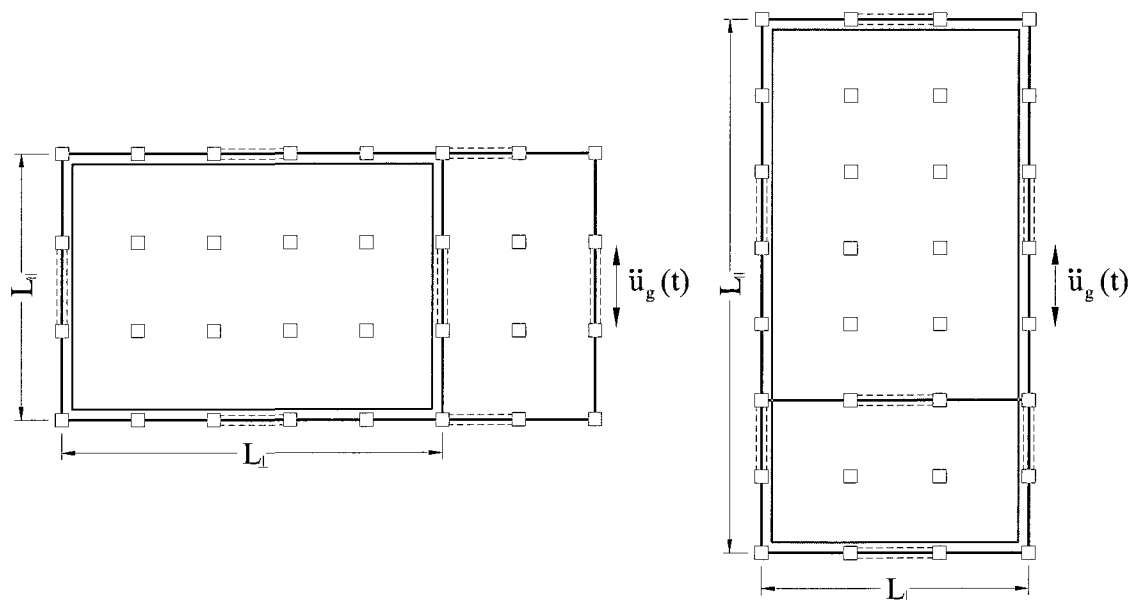


Fig. 5.3: Représentation graphique de L_{\perp} et L_{\parallel}

Lorsqu'il y a plusieurs sous-structures, chaque sous-structure doit être évaluée séparément.

La figure 5.4 présente la période de vibration en fonction de la longueur perpendiculaire (L_{\perp}) à la direction de la déformée.

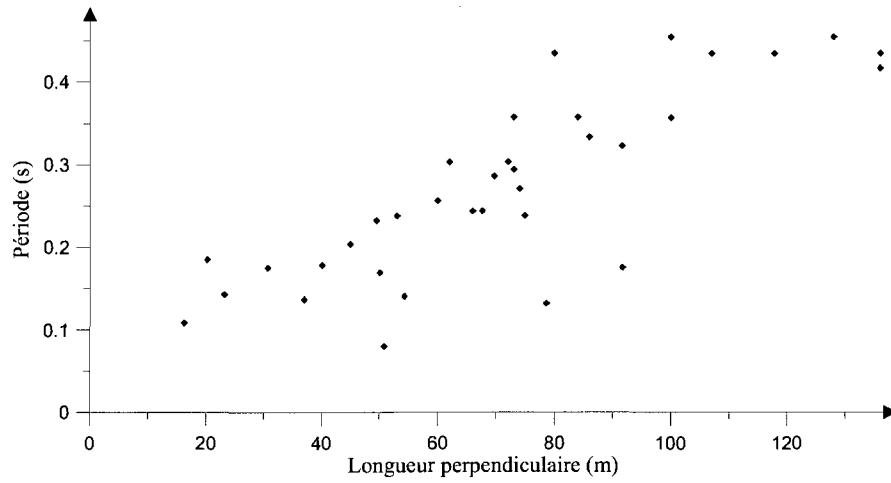


Fig. 5.4: Période en fonction de la longueur perpendiculaire (L_{\perp}) du bâtiment

De manière générale, nous pouvons dire que la période de vibration augmente lorsque la longueur perpendiculaire augmente. Ceci est en accord avec l’analogie de la poutre présentée au chapitre 2.

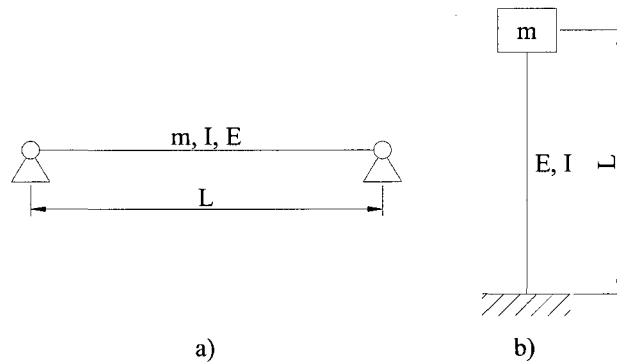


Fig. 5.5: a) Poutre simplement appuyée. b) Colonne avec masse concentrée.

Pour une poutre de longueur « L », de masse uniforme « m » et d’inertie « I » (voir la figure 5.5a), la première fréquence propre d’une poutre sur appuis simples s’exprime selon la formule suivante :

$$\omega = \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} \quad (5.1)$$

Ainsi, la période d'une poutre est définie par :

$$T = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{mL^4}{EI}} \quad (5.2)$$

Donc, plus la poutre est longue, plus la période l'est aussi. C'est ce que la figure 5.4 montre. Ce paramètre devrait donc apparaître dans l'équation permettant de prédire la période.

5.3.2 Longueur parallèle (L_{\parallel})

La longueur parallèle L_{\parallel} correspond à la longueur des murs ayant les systèmes de contreventement dans la direction sismique (voir la figure 5.3)

La figure 5.6 fait voir la période de vibration en fonction de la longueur parallèle (L_{\parallel}) à la direction de la déformée et de l'accélération. La distribution est très dispersée : aucune tendance ne peut être décelée.

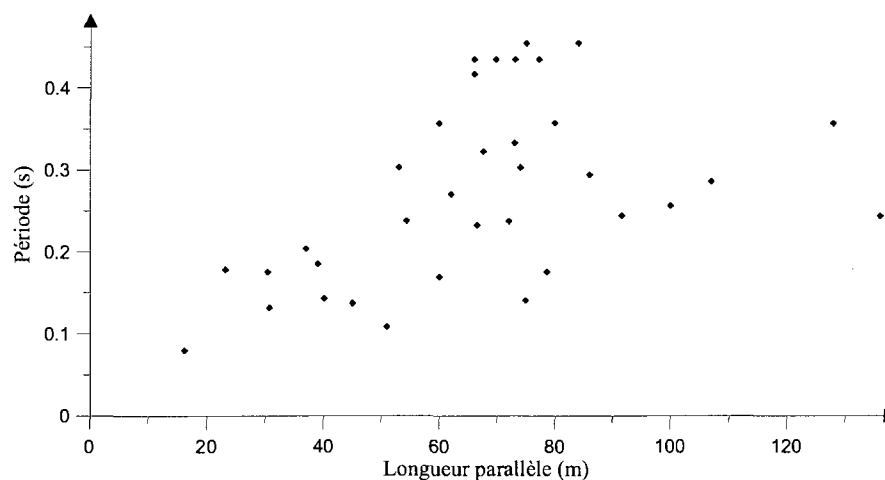
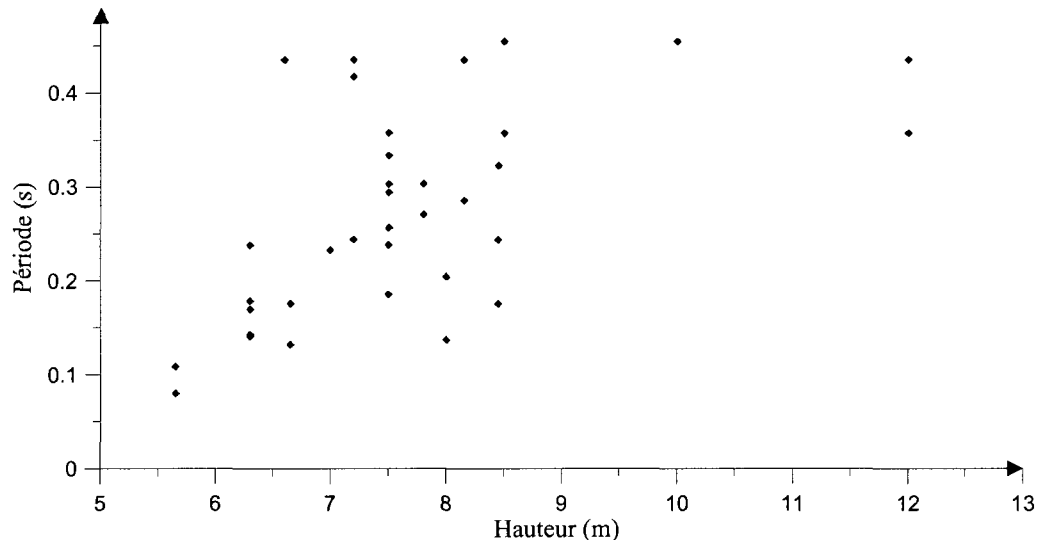


Fig. 5.6: Période en fonction de la longueur parallèle (L_{\parallel}) du bâtiment

Puisque la rigidité du bâtiment dans la direction parallèle à la période dépend principalement du système de contreventements, des connexions colonnes-sol et des éléments non structuraux des murs extérieurs, la longueur parallèle (L_{\parallel}), jumelée à d'autres paramètres, pourrait apparaître dans l'équation permettant de prédire la période de vibration.

5.3.3 Hauteur (h)

La figure 5.7 présente la période de vibration en fonction de la hauteur du bâtiment. Celle-ci est mesurée à partir du dessus de la fondation de béton et non à partir de l'élévation du sol.



5.3.1. Ainsi, plus le bâtiment est haut, plus la période devrait être longue. Ce paramètre pourrait donc apparaître dans l'équation permettant de prédire la période de vibration.

5.4 Méthode utilisée

Pour l'ajustement de la courbe, la méthode des moindres carrés est utilisée. Cette méthode a été élaborée indépendamment par Legendre¹ en 1805 et par Gauss² en 1809. Elle consiste à minimiser la somme quadratique des résidus.

Pour comparer les diverses régressions, le coefficient R^2 sera utilisé. Pour le calcul de R^2 , il faut d'abord déterminer la somme des carrés des résidus (res^2) et la somme des carrés de la régression (D_{exp}^2) définies respectivement par les équations suivantes :

$$res^2 = (Y_{reg,i} - Y_{exp,i})^2 \quad (5.5)$$

$$D_{exp}^2 = \sum_{i=1}^n (Y_{reg,i} - \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n Y_{reg,j})^2 \quad (5.6)$$

où $Y_{exp,i}$ et $Y_{reg,i}$ sont respectivement les valeurs expérimentales et les valeurs de la régression. Par la suite, le coefficient R^2 se calcule :

$$R^2 = \frac{D_{exp}^2}{D_{exp}^2 + res^2} \quad (5.7)$$

Ainsi, plus le coefficient R^2 est élevé, plus le résidu est faible et plus la régression représente bien les données expérimentales.

5.5 Équations étudiées

Dans le mémoire de C.-P. Lamarches [5] dix (10) régressions ont été présentées en détail. Puisque de nouvelles données sont disponibles, les coefficients sont recalculés pour chaque équation.

¹Adrien-Marie Legendre né le 18 septembre 1752 à Paris (France) et mort le 9 janvier 1833 à Auteuil (France), est un mathématicien français membre de l'Académie des Sciences.

²Carl Friedrich Gauss né le 30 avril 1777 à Brunswick (Allemagne) et mort le 23 février 1855 à Göttingen (Allemagne), est mathématicien, astronome et physicien.

De plus, 14 équations supplémentaires, pour un total de 24, sont étudiées. Afin de conserver une continuité avec le mémoire de C.-P. Lamarches, la numérotation des nouvelles régressions débute à 11.

Les cinq (5) premières équations sont de type semi-empirique, car elles sont basées sur des dérivés de l'équation de Medhekar. Pour plus de détails, voir [5]. Les équations suivantes ont été choisies de manière tout à fait empirique et n'ont aucune signification physique.

Le tableau 5.1 présente les 24 modèles étudiés, l'équation ajustée et le coefficient R^2 correspondant.

TAB. 5.1: Équations prédisant la période de vibration

Régression	Modèle d'équation	Équation ajustée	R^2
Régression 1	$T^{(1)} = \sqrt{\alpha_1 \frac{L_{\perp}^4}{L_{\parallel}^2} + \alpha_2 L_{\perp}^2 + \alpha_3 L_{\perp} h L_{\parallel}}$	$T^{(1)} = \sqrt{\frac{-1,35 \frac{L_{\perp}^4}{L_{\parallel}^2} + 13,5 L_{\perp}^2 + 0,6 L_{\perp} h L_{\parallel}}{1000}}$	0,88
Régression 2	$T^{(2)} = \sqrt{\alpha_1 \frac{L_{\perp}^4}{L_{\parallel}} + \alpha_2 L_{\perp}^2 + \alpha_3 L_{\perp} h L_{\parallel}}$	$T^{(2)} = \sqrt{\frac{-0,0165 \frac{L_{\perp}^4}{L_{\parallel}^2} + 11 L_{\perp}^2 + 0,875 L_{\perp} h L_{\parallel}}{1000}}$	0,80
Régression 3	$T^{(3)} = \sqrt{\alpha_1 L_{\perp}^2 + \alpha_2 L_{\perp} h L_{\parallel}}$	$T^{(3)} = \sqrt{\frac{6 L_{\perp}^2 + 1,25 L_{\perp} h L_{\parallel}}{1000}}$	0,81
Régression 4	$T^{(4)} = \sqrt{\alpha_1 L_{\perp}^2 + \alpha_2 L_{\perp} h}$	$T^{(4)} = \sqrt{\frac{4,35 L_{\perp}^2 + 115 L_{\perp} h}{1000}}$	0,70
Régression 5	$T^{(5)} = \sqrt{\alpha_1 L_{\perp} h}$	$T^{(5)} = \sqrt{\frac{165 L_{\perp} h}{1000}}$	0,62
Régression 6	$T^{(6)} = \alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2} h^{\alpha_3} L_{\parallel}^{\alpha_4}$	$T^{(6)} = 0,0014 L_{\perp}^{0,7} h^{0,6} L_{\parallel}^{0,26}$	0,85
Régression 7	$T^{(7)} = \alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2} h^{\alpha_3}$	$T^{(7)} = 0,003 L_{\perp}^{0,72} h^{0,73}$	0,79
Régression 8	$T^{(8)} = \alpha_1 (L_{\perp} h)^{\alpha_2}$	$T^{(8)} = 0,003 (L_{\perp} h)^{0,72}$	0,79
Régression 9	$T^{(9)} = \alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2}$	$T^{(9)} = 0,011 L_{\perp}^{0,77}$	0,69

Suite à la page suivante...

Tab. 5.1 – Équations prédisant la période de vibration (suite)

Régression	Modèle d'équation	Équation ajustée	R^2
Régression 10	$T^{(10)} = \alpha_1 h^{\alpha_2}$	$T^{(10)} = 0,0275h^{1,15}$	0,31
Régression 11	$T^{(11)} = \sqrt{\alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}^2}{L_{\parallel}h}\right)^{\alpha_2} + \alpha_3 \left(\frac{L_{\perp}}{h}\right)^{\alpha_4}}$	$T^{(11)} = \sqrt{-7,25 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^2}{L_{\parallel}h}\right)^{2,1} + 0,00275 \left(\frac{L_{\perp}}{h}\right)^{1,6}}$	0,60
Régression 12	$T^{(12)} = \sqrt{\alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)^{\alpha_2} + \alpha_3 (L_{\perp}hL_{\parallel})^{\alpha_4}}$	$T^{(12)} = \sqrt{-0,03 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)^{-0,875} + 0,0045 (L_{\perp}hL_{\parallel})^{0,405}}$	0,79
Régression 13	$T^{(13)} = \sqrt{\alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)^{\alpha_2} + \alpha_3 (L_{\parallel}h)^{\alpha_4}}$	$T^{(13)} = \sqrt{-58,5 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)^{-0,00125} + 58 (L_{\parallel}h)^{0,00165}}$	0,53
Régression 14	$T^{(14)} = \sqrt{\alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2} h^{\alpha_3} L_{\parallel}^{\alpha_4}}$	$T^{(14)} = \sqrt{\frac{1,07L_{\perp}^{1,57} h^{1,25} L_{\parallel}^{0,46}}{1000}}$	0,86
Régression 15	$T^{(15)} = \sqrt{\alpha_1 (L_{\perp}^{\alpha_2} h^{\alpha_3} L_{\parallel})^{\alpha_4}}$	$T^{(15)} = \sqrt{\frac{1,45 \left(L_{\perp}^4 h^{3,2} L_{\parallel}\right)^{0,39}}{1000}}$	0,85
Régression 16	$T^{(16)} = \sqrt{\alpha_1 (L_{\perp}h^{\alpha_2})^{\alpha_3}}$	$T^{(16)} = \sqrt{\frac{5,25(L_{\perp}h^{0,9})^{1,57}}{1000}}$	0,80
Régression 17	$T^{(17)} = \sqrt{\alpha_1 (L_{\perp}h)^{\alpha_2}}$	$T^{(17)} = \sqrt{\frac{4,8(L_{\perp}h)^{1,55}}{1000}}$	0,80
Régression 18	$T^{(18)} = \alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}}{hL_{\parallel}}\right) + \alpha_2 \left(\frac{L_{\perp}}{h}\right) + \alpha_3 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)$	$T^{(18)} = -1,8 \left(\frac{L_{\perp}}{hL_{\parallel}}\right) + 0,03 \left(\frac{L_{\perp}}{h}\right) + 0,225 \left(\frac{L_{\perp}}{L_{\parallel}}\right)$	0,77

Suite à la page suivante...

Tab. 5.1 – Équations prédisant la période de vibration (suite)

Régression	Modèle d'équation	Équation ajustée	R^2
Régression 19	$T^{(19)} = \alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{L_{\parallel}^2} \right)^{\alpha_2} + \alpha_3 (L_{\perp}^{1,5} h)^{\alpha_4}$	$T^{(19)} = -2,2 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{L_{\parallel}^2} \right)^{2,05} + 0,0033 (L_{\perp}^{1,5} h)^{0,53}$	0,91
Régression 20	$T^{(20)} = \alpha_1 \left(\frac{L_{\perp}^2}{L_{\parallel}} \right)^{\alpha_2} + \alpha_3 (L_{\perp} h)^{\alpha_4}$	$T^{(20)} = -0,002 \left(\frac{L_{\perp}^2}{L_{\parallel}} \right)^{3,90} + 0,0037 (L_{\perp} h)^{0,69}$	0,89
Régression 21	$T^{(21)} = \alpha_1 L_{\perp} + \alpha_2 L_{\parallel} + \alpha_3 h$	$T^{(21)} = 0,0024 L_{\perp} + 0,0007 L_{\parallel} + 0,009 h$	0,72
Régression 22	$T^{(22)} = \alpha_1 (L_{\perp} L_{\parallel})^{\alpha_2} + \alpha_3 (L_{\perp} h)^{\alpha_4}$	$T^{(22)} = 0,03 (L_{\perp} L_{\parallel})^{0,3} - 0,5 (L_{\perp} h)^{-0,25}$	0,71
Régression 23	$T^{(23)} = \alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2} + \alpha_3 h^{\alpha_4}$	$T^{(23)} = 0,05 L_{\perp}^{0,475} - 10 h^{-2,35}$	0,76
Régression 24	$T^{(24)} = \alpha_1 L_{\perp}^{\alpha_2} + \alpha_3 L_{\parallel}^{\alpha_4}$	$T^{(24)} = 0,028 L_{\perp}^{0,57} - 7 L_{\parallel}^{-1,3}$	0,76

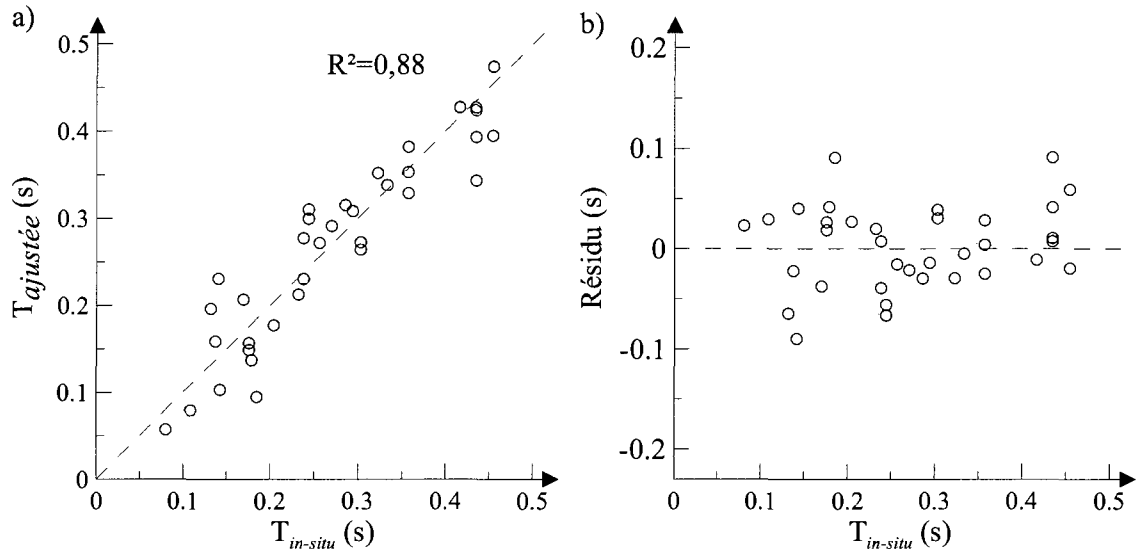


Fig. 5.8: Régression 1 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

5.5.1 Analyse des résidus

Les graphiques 5.8 à 5.12 présentent l'analyse des résidus sur les équations 1, 6, 14, 19 et 20 seulement. Ces équations ont un coefficient de corrélation R^2 supérieur à 0,85. De plus, pour des fins de comparaison, la même analyse est effectuée pour l'équation présentement utilisée dans le CBNC 2005, soit $T = 0,025h_n$.

Le résidu se calcule selon l'équation $Residu = T_{in\ situ} - T_{prédit}$. Ainsi, un résidu positif implique que les efforts calculés avec la période prédite à l'aide de l'équation sont plus élevés que ceux calculés avec la période mesurée *in situ*. Donc, un résidu positif est sécuritaire alors qu'un résidu négatif est non sécuritaire.

Les graphiques montrent qu'il ne semble pas y avoir de relation entre les résidus et la période et ce peu importe le régression. Ainsi, pour une petite période, le résidu peut être positif ou négatif, dépendamment du bâtiment. Il est donc impossible de prédire le résidu.

Les régressions 19 et 20 ont des résidus négatifs et positifs très faibles de -0,068 et de 0,080 respectivement. Ces résultats sont donc en accord avec les coefficients de corrélation R^2 qui sont les plus élevés.

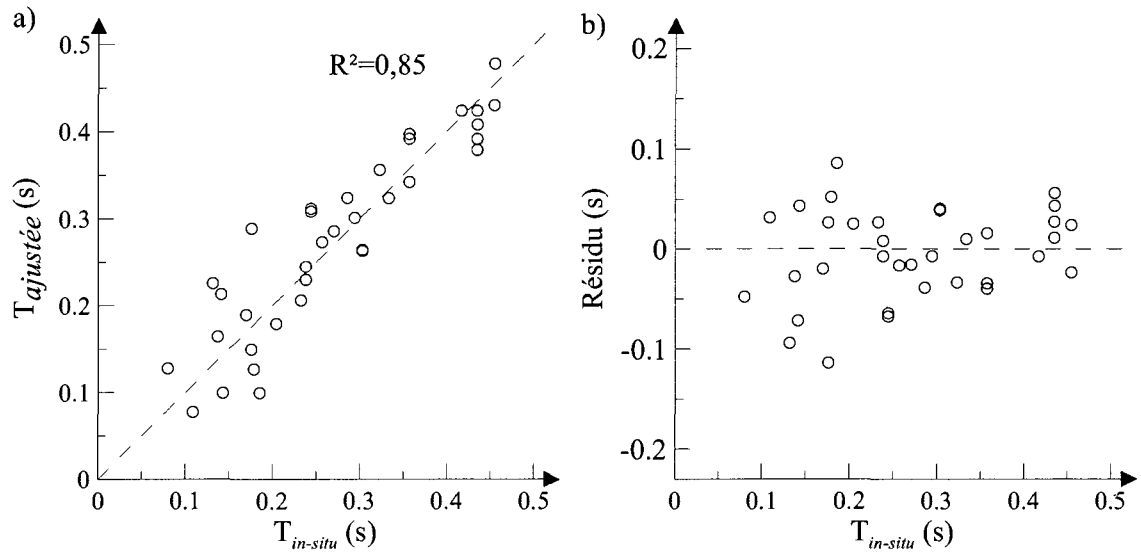


Fig. 5.9: Régression 6 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

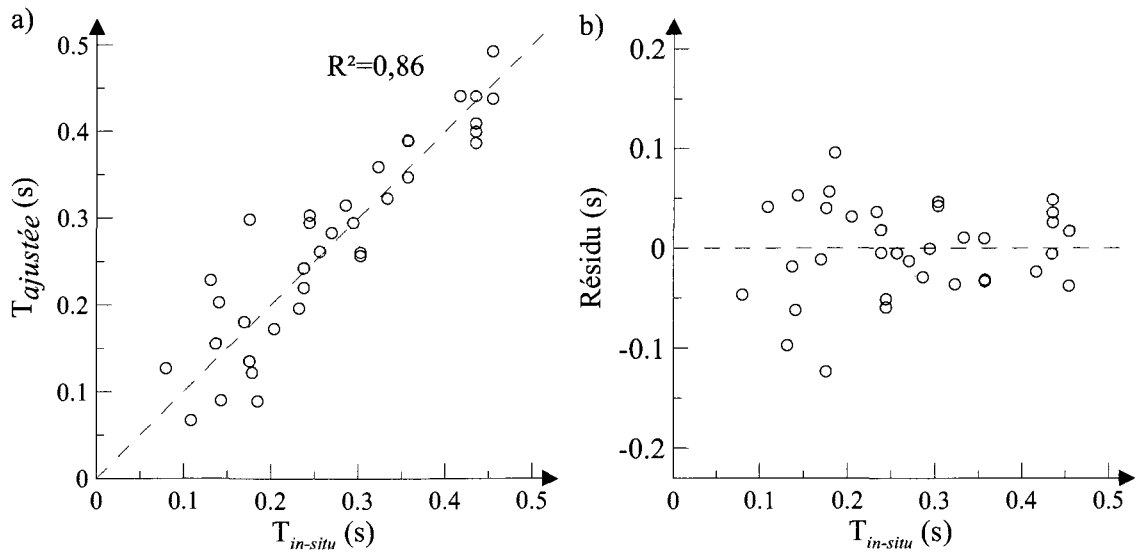


Fig. 5.10: Régression 14 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

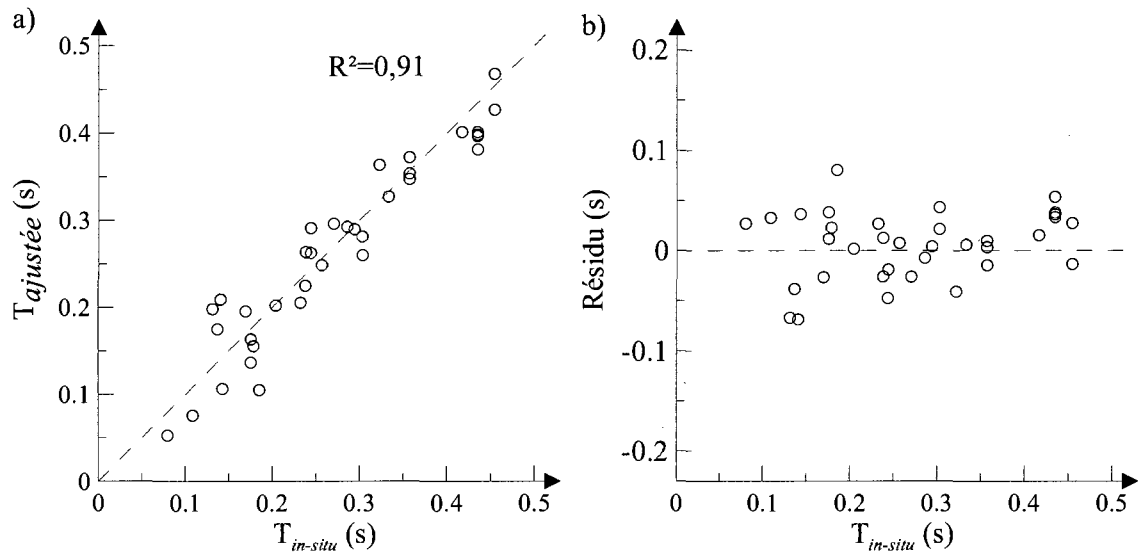


Fig. 5.11: Régression 19 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

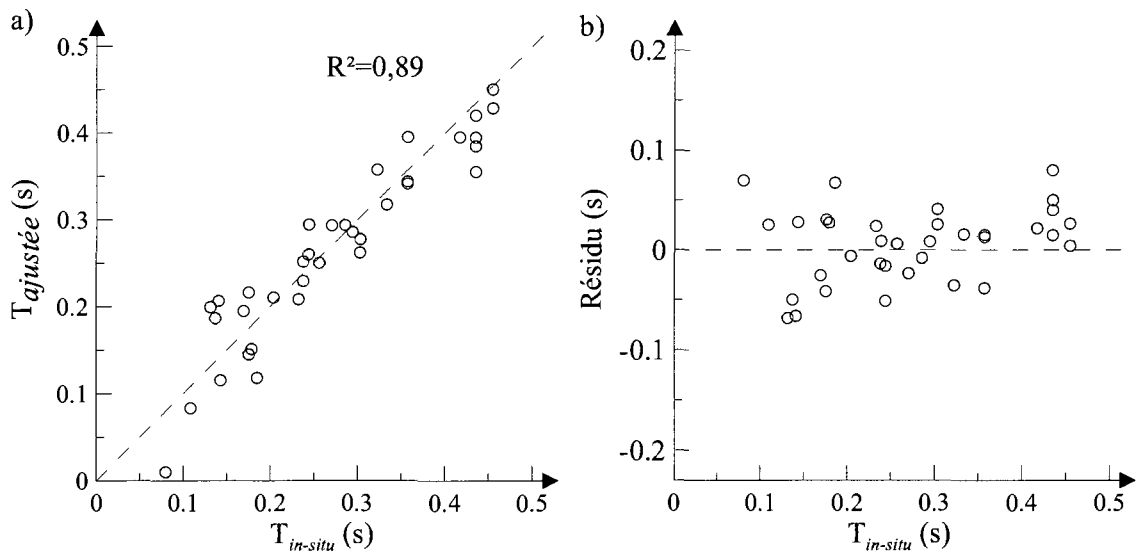


Fig. 5.12: Régression 20 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

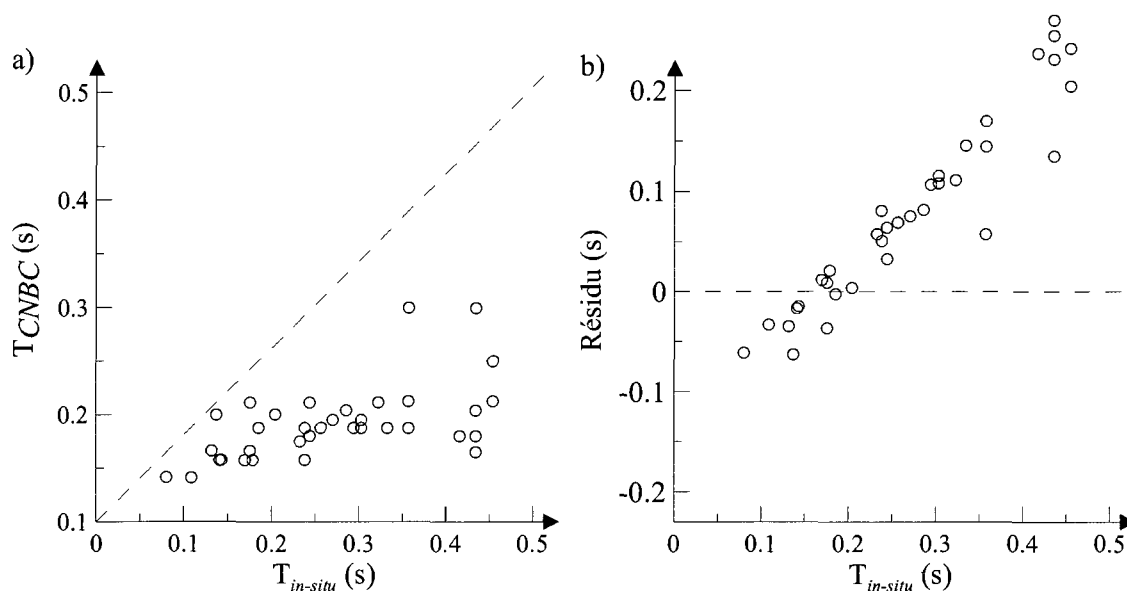


Fig. 5.13: Code national du Bâtiment 2005 a) Période prédite en fonction de la période mesurée *in situ* b) Résidus

5.5.2 Exemples

Pour voir l'influence réelle de la période sur les charges, deux exemples sont présentés. Ces exemples sont basés sur le Code National du Bâtiment 2005 [12]. Les deux bâtiments choisis pour les exemples sont caractéristiques de ceux testés.

Pour les deux exemples, les hypothèses suivantes ont été utilisées :

- Spectre sismique de la ville de Montréal
- Masse uniforme de la toiture : 1,2 kPa.
- $R_d = 2,0$ et $R_o = 1,3$ correspondant à une « ossature à contreventement concen-

Tab. 5.2: Résidus extrêmes

	Résidus extrêmes		R^2
Régression 1	-0,090	0,091	0,88
Régression 6	-0,114	0,086	0,85
Régression 14	-0,123	0,096	0,86
Régression 19	-0,068	0,080	0,91
Régression 20	-0,068	0,080	0,89

- trique à ductilité restreinte ».
- Coefficient de risque parasismique, I_e égal à 1 pour un bâtiment dit « normal ».
 - Catégorie d'emplacement des fondations, F_a ou F_v , égal à 1 pour un emplacement de catégorie « C ».
 - Effet des modes supérieurs, M_v , égal à 1 puisque la période T est inférieure à 1.

Le premier exemple correspond au bâtiment 13. Les dimensions en plan du bâtiment sont de 74,9m par 54,3m et la hauteur est de 6,7m. La superficie exacte du bâtiment mesurée sur le site en tenant compte des irrégularités est de 3796m².

Ce bâtiment est celui dont les résidus négatifs sont les plus élevés pour l'équation 19. Ceci amène donc une sous-estimation des efforts. Le tableau 5.3 présente les résultats de l'exemple 1. Le calcul de la période est fait à partir du CNBC 2005, des mesures *in situ* et de l'équation 19.

Lorsque la période calculée est inférieure à 0,2 seconde, la différence entre les charges calculées avec la période prédite à l'aide de l'équation 19 et celle mesurée *in situ* est faible. Dans le cas de l'exemple 1, l'écart est de moins de 5%, ce qui est tout à fait acceptable. Dans cet exemple, la charge calculée avec le CNBC 2005 est supérieure de 12% à celle calculée avec la période mesurée *in situ*.

L'exemple 2 correspond au bâtiment 12. Les dimensions mesurées du bâtiment, en plan, sont de 117,8 m par 77,2 m et la hauteur est de 6,6 m. La superficie exacte du bâtiment mesurée sur le site en tenant compte des irrégularités est de 8693 m².

La période dans la direction courte n'a pas été mesurée pour ce bâtiment. Ainsi, la comparaison ne sera faite qu'entre le CNBC 2005 et l'équation 19 pour cette direction.

Le choix de cet exemple est surtout justifié par la période élevée et par un résidu positif important, donc sécuritaire. Les résultats sont présentés au tableau 5.4.

Comme le montrent les résultats, les efforts sismiques sont beaucoup plus faibles lorsque l'équation 19 est utilisée en comparaison à l'équation du CNBC 2005 (de 15 à 30% de moins). Ainsi, une économie pourrait être réalisée sur la grosseur des membrures composant le système de reprise des charges latérales et ainsi sur les dimensions du tablier métallique de la toiture.

Tab. 5.3: Calcul des efforts sismiques, exemple 1

	Direction 1		
	CNBC 2005 ¹	Équation 19 ²	<i>in situ</i>
L_{\perp} (m)	74.9	74.9	74.9
L_{\parallel} (m)	54.3	54.3	54.3
h (m)	6.3	6.3	6.3
Aire (m)	3796	3796	3796
Poids surfacique (kPa)	1.2	1.2	1.2
Poids total W (kN)	4555	4555	4555
Période (s)	0.158	0.264	0.238
FvSa/FaSa ³	0.69	0.62	0.65
Mv	1	1	1
Force V (kN) ⁴	1209	1079	1131
	Direction 2		
	CNBC 2005 ¹	Équation 19 ²	<i>in situ</i>
L_{\perp} (m)	54.3	54.3	54.3
L_{\parallel} (m)	74.9	74.9	74.9
h (m)	6.3	6.3	6.3
Aire (m)	3796	3796	3796
Poids surfacique (kPa)	1.2	1.2	1.2
Poids total W (kN)	4555	4555	4555
Période (s)	0.158	0.209	0.141
FvSa/FaSa ³	0.69	0.68	0.69
Mv	1	1	1
Force V (kN) ⁴	1209	1190	1209

¹ $T = 0,025h_n$

² $T^{(19)} = -2,2 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{L_{\parallel}^2} \right)^{2,05} + 0,0033 \left(L_{\perp}^{1,5} h \right)^{0,53}$

³ Spectre pour la ville de Montréal

⁴ $V = S(T_a)M_v I_e W / (R_d R_o)$ (article 4.1.8.11-2 du CNBC 2005)

5.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté différents paramètres pour l'estimation de la période de vibration des bâtiments en acier de faible hauteur. Ces paramètres sont la hauteur (h), la longueur perpendiculaire (L_{\perp}) et la longueur parallèle (L_{\parallel}) du bâtiment. L'avantage de ses paramètres est qu'ils sont faciles à déterminer lors de l'étape de conception.

Le CNBC 2005 n'utilise que la hauteur pour l'estimation de la période. Il a été démontré que l'équation du CNBC 2005, $T = 0,025h$, ne permet pas de prédire, avec une

Tab. 5.4: Calcul des efforts sismiques, exemple 2

	Direction 1			
	CNBC 2005 ¹	Modélisation ²	Équation 19 ³	<i>in situ</i>
L_{\perp}	117.8	117.8	117.8	117.8
L_{\parallel} (m)	77.2	77.2	77.2	77.2
h (m)	6.6	6.6	6.6	6.6
Aire (m)	8693	8693	8693	8693
Poids surfacique (kPa)	1.2	1.2	1.2	1.2
Poids total W (kN)	10432	10432	10432	10432
Période (s)	0.165	0.330 (0.698)	0.381	0.435
FvSa/FaSa ⁴	0.69	0.54	0.48	0.42
Mv	1	1	1	1
Force V (kN) ⁵	2768	2160	1921	1669
	Direction 2			
	CNBC 2005 ¹	Modélisation ²	Équation 19 ³	<i>in situ</i>
L_{\perp}	77.2	77.2	77.2	77.2
L_{\parallel} (m)	117.8	117.8	117.8	117.8
h (m)	6.6	6.6	6.6	6.6
Aire (m)	8693	8693	8693	8693
Poids surfacique (kPa)	1.2	1.2	1.2	1.2
Poids total W (kN)	10432	10432	10432	10432
Période (s)	0.165	0.330 (0.646)	0.284	N/A
FvSa/FaSa ⁵	0.69	0.54	0.59	N/A
Mv	1	1	1	N/A
Force V (kN) ⁵	2768	2160	2376	N/A

¹ $T = 0,025h_n$

² Période obtenue par éléments finis entre parenthèses

³ $T^{(19)} = -2,2 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{L_{\parallel}^2} \right)^{2,05} + 0,0033 \left(L_{\perp}^{1,5} h \right)^{0,53}$

⁴ Spectre pour la ville de Montréal

⁵ $V = S(T_a)M_v I_e W / (R_d R_o)$ (article 4.1.8.11-2 du CNBC 2005)

précision acceptable, la période de vibration des bâtiments.

À l'aide de régressions linéaires et non linéaires, diverses équations ont été présentées pour l'estimation de la période. Les équations 1, 6, 14, 19 et 20 présentent les meilleurs résultats. Cette conclusion a été obtenue en comparant les coefficients de corrélation R^2 et les résidus. L'équation 19 présentée ci-dessous est celle qui donne la meilleure estimation.

$$T^{(19)} = -2,2 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{L_{\parallel}^2} \right)^{2,05} + 0,0033 (L_{\perp}^{1,5} h)^{0,53} \quad (5.8)$$

Cette équation devrait donc être utilisée pour prédire la période de vibration des bâtiments en acier d'un étage plutôt que celle du CNBC 2005.

Chapitre 6

Conclusion

L'objectif principal de ce mémoire était de mieux comprendre le comportement dynamique des bâtiments en acier de faible hauteur par la prise de mesure « *in situ* » sur des bâtiments réels et par des analyses par éléments finis.

Dans ce mémoire, 12 bâtiments ont été testés ce qui porte à 23 le nombre total d'essais effectué pour l'ensemble du projet de recherche. Ceci répond donc au premier objectif particulier mentionné au chapitre 1 qui est d'établir une base de donnée expérimentale sur le comportement des BAFH.

Cette base de données a par la suite été utilisée pour comparer les résultats obtenus par éléments finis. Cinq (5) modèles ont été construits avec Etabs au chapitre 4 afin d'effectuer une analyse paramétrique. Tout d'abord, on a démontré que la première période de vibration obtenue analytiquement dans chaque direction ne correspond pas à celle obtenue lors des essais ; elles sont toujours supérieures.

Il a aussi été démontré qu'il n'est pas nécessaire de modéliser les lisses et les mezzanines ; leur influence est négligeable sur la période de vibration globale du bâtiment. Cependant, il est important de bien contreventer les mezzanines.

La connexion des colonnes au sol et les connexions de poutres peuvent être rotulées. De plus, le tablier métallique doit être modélisé par des éléments plaques flexibles afin d'obtenir la même déformée que celle obtenue durant les essais.

La différence entre les périodes peut, entre autre, être expliquée par la rigidité des éléments non-structuraux. Pour prouver ce fait, des analyses ont été effectuées et comparées à un bâtiment où aucun élément non-structural n'était présent. La période obtenue par éléments finis et par les essais était la même.

Tous les modèles ont une période supérieure à celle obtenue durant les essais. Ainsi, les efforts calculés avec le CNBC sont inférieurs lorsqu'on utilise la période obtenue par éléments finis (voir la figure 4.16). Par conséquent, il serait prudent de ne pas utiliser l'article 4.1.8.11-3-d-ii) du CNBC 2005 permettant de modifier la période si un modèle d'éléments finis prouve que la période est supérieure afin d'éviter de sous-dimensionner le bâtiment (Voir la figure 4.16).

Le chapitre 5 a présenté une analyse statistique afin de déterminer une équation permettant de prédire la période de vibration à partir des propriétés géométriques du bâtiment tel que la hauteur (h), la longueur perpendiculaire (L_{\perp}) et la longueur parallèle (L_{\parallel}). L'équation retenue est :

$$T = -2,2 \times 10^{-5} \left(\frac{L_{\perp}^{2,5}}{l_{\parallel}^2} \right)^{2,05} + 0,0033 (L_{\perp}^{1,5} h)^{0,53} \quad (6.1)$$

Ainsi, l'utilisation de cette équation pour prédire la période est préférée à celle du CNBC 2005 qui ne tient compte que de la hauteur (h).

Travaux futurs

Des essais doivent être effectuées sur les éléments non-structuraux afin d'inclure leur rigidité dans les modèles d'éléments finis. Les éléments à analyser seraient la rigidité de la toiture ainsi que la rigidité des murs extérieurs. Ces éléments, quoi que théoriquement indépendants de la structure, participent à la rigidité et doivent être étudiés.

De plus, la méthode d'essais devrait être étudiée en fonction de l'amplitude des vibrations. En effet, lorsque l'amplitude augmente, des effets non-linéaires peuvent survenir. Il peut évidemment y avoir des non-linéarités matérielles, mais aussi, des déplacements (boulons, panneaux d'isolants, etc.) qui n'ont pas lieu sous charges de services.

Ce mémoire a démontré qu'il est difficile de prédire le comportement dynamique des bâtiments en acier de faible hauteur. La figure 4.16 du chapitre 4 montre bien que les périodes varient considérablement selon la méthode utilisée pour leur évaluation (équations du Code national du bâtiment, modélisation par éléments finis, ou essais dynamique in-situ). On a aussi démontré qu'en utilisant une approche de modélisation par éléments finis, la période est systématiquement surévaluée, et donc du côté non-sécuritaire. Il est donc recommandé, dans le cas de nouveaux bâtiments, d'utiliser une approche empirique comme celle du code ou celle qui a été proposée dans ce projet.

Bibliographie

- [1] Filiatrault A. and Tremblay R. Design of tension-only concentrically braced steel frames for seismic. *Engineering Structures*, 20(12) :1087–1096, December 1998.
- [2] Heidebrecht A.C. Overview of seismic provisions of the proposed 2005 edition of the national building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2) :241–254, Avril 2003.
- [3] Canadian Standards Association. *Limit States Design of Steel Structures*, décembre 2003 edition.
- [4] Sockalingam B. and Montgomery D. et Al. Diaphragm action of cladding in low-rise metal buildings. In *Proceeding of Structures Congress XII*, volume 2, pages 1048–1053, Atlanta, GA, USA, 1994.
- [5] Lamarche C.-P. Étude expérimentale du comportement dynamique des bâtiments de faible hauteur en acier. Master's thesis, Université de Sherbrooke, Janvier 2005.
- [6] Lamarche C.-P., Proulx J., and Paultre P. An experimental investigation of the dynamic characteristics of low rise steel structures. In *5th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, June 2004.
- [7] Canadian Sheet Steel Building Institute, Willowdale, Ontario, Canada. *Design of steel deck diaphragms*, 1991 edition.
- [8] Canam. Catalogue de poutrelles, 2006.
- [9] Wang C.H. and Wen Y.K. Evaluation of pre-northridge low-rise steel buildings. i : Modeling. *Journal of Structural Engineering*, 126(10) :1160–1168, Octobre 2000.
- [10] Computers and Structures inc. Etabs, Berkeley 2006.
- [11] Conseil national de recherche du Canada, Ottawa. *Code National du bâtiment 1995*, 1995.
- [12] Conseil national de recherche du Canada, Ottawa. *Code National du bâtiment 2005*, 2005.
- [13] Lorusso V.D. et Masi A. Dolce, M. Seismic response of building structures with flexible inelastic diaphragm. *Structural Design of Tall Buildings*, 3(2) :87–106, 1994.

- [14] Essa H.S., Tremblay R., and Rogers C.A. Inelastic seismic response of metal roof deck diaphragms for steel building structures. In *12th European Conference on Earthquake Engineering*. Elsevier Science Ltd., 2002.
- [15] Statsoft inc. Statistica, 2001.
- [16] Kihak L. and Douglas A.F. Seismic performance evaluation of pre-northridge steel frame buildings with brittle connections. *Journal of Structural Engineering*, 128(4) :546–555, Avril 2002.
- [17] Medhekar M.S. *Seismic Evaluation of Steel Buildings with Concentrically Braced Frames*. Doctor of philosophy in structural engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Alberta, 1997.
- [18] Medhekar M.S. and Kennedy D.J.L. An assessment of the effect of brace overstrength on the seismic response of a single-storey steel building. *Canadian Journal of civil engineering*, 24(5) :692–704, Octobre 1997.
- [19] Medhekar M.S. and Kennedy D.J.L. Seismic evaluation of single-storey steel buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 26(4) :379–394, Août 1999.
- [20] Paultre P. *Dynamique des structures, application aux ouvrages de génie civil*. Hermes Science.
- [21] Paultre P. and Proulx J. et Al. Experimental investigation and dynamic simulations of low-rise steel building for efficient seismic design. In *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 2004.
- [22] Tremblay R. Influence of in-plane flexibility of roof diaphragm on the seismic response of single storey braced frames. In Elsevier Science Ltd, editor, *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, 1996.
- [23] Tremblay R. and Stiemer S.F. Seismic behavior of single-storey steel structures with a flexible roof diaphragm. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(1) :49–62, Février 1996.
- [24] Tremblay R., Berair T., and Filiatrault A. Experimental behaviour of low-rise steel buildings with flexible roof diaphragms. In *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*. New Zealand society for earthquake engineering, Janvier 2000.
- [25] Jain S.K. and Jennings P.C. Analytical models for low-rise buildings with flexible floor diaphragms. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 13 :225–241, 1985.
- [26] Righiniotis T.D. and Imam B. Fracture reliability of a typical northridge steel moment resisting connection. *Engineering Structures*, 26(3) :381–390, 2004.