

## TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION .....	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LITTÉRATURE .....	7
1.1 Introduction.....	7
1.2 État de l'art sur les composants non structuraux .....	11
1.2.1 Importance des composants non structuraux dans un bâtiment.....	11
1.2.2 Les composants non structuraux dans le CNB .....	17
1.2.2.1 Introduction.....	17
1.2.2.2 Évolution de la période fondamentale dans les éditions du CNB et les recherches en cours .....	18
1.3 Le comportement des composants non structuraux à l'aide des modèles d'éléments finis .....	26
1.3.1 Rappels généraux sur les modèles d'éléments finis.....	26
1.3.2 Modélisation cadre nu des bâtiments.....	27
1.3.3 Modélisation cadre complet des bâtiments.....	28
1.3.3.1 Les composants non structuraux affectant la rigidité .....	29
1.3.3.2 Les composants non structuraux affectant la masse .....	34
1.3.4 Modélisation simplifiée des composants non structuraux .....	35
1.3.4.1 Mur de remplissage.....	36
1.3.4.2 Façade et cloison.....	46
1.3.4.3 Mur rideau.....	47
1.3.4.4 Systèmes fonctionnels, mobiliers et composants affectant la masse.....	49
1.4 Conclusion .....	50
CHAPITRE 2 DESCRIPTION DES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS : LA MAISON DES ÉTUDIANTS ET LE BÂTIMENT ARBORA.....	51
2.1 La Maison des étudiants.....	51
2.1.1 Présentation du bâtiment.....	51
2.1.2 Composants structuraux.....	55
2.1.3 Composants non structuraux.....	55
2.1.4 Connexions entre les composants .....	57
2.2 Le bâtiment ARBORA.....	58
2.2.1 Présentation du bâtiment.....	58
2.2.2 Composants structuraux.....	60
2.2.3 Composants non structuraux.....	60
2.2.4 Connexions entre les composants .....	62
2.3 Conclusion .....	63
CHAPITRE 3 MESURES DE VIBRATION AMBIANTE.....	65
3.1 Introduction.....	65

3.2	Principe des mesures de vibration ambiante.....	66
3.3	Calcul des périodes de vibration des bâtiments : mesures de vibration ambiante versus les équations des codes .....	68
3.4	Procédure et acquisition des données expérimentales .....	70
3.4.1	Dispositif expérimental.....	70
3.4.2	Extraction et prétraitement des données .....	72
3.4.3	Traitement et analyse des données.....	74
3.5	Acquisition des données expérimentales de la MDE.....	77
3.5.1	Dispositif expérimental.....	77
3.5.2	Résultats expérimentaux .....	81
3.5.2.1	Cadre nu .....	81
3.5.2.2	Cadre complet sans l'agencement.....	83
3.5.2.3	Cadre complet .....	85
3.6	Acquisition des données expérimentales pour ARBORA .....	87
3.6.1	Dispositif expérimental.....	87
3.6.2	Résultats expérimentaux .....	88
3.6.2.1	Cadre nu .....	88
3.6.2.2	Cadre complet .....	90
3.7	Conclusion .....	92
CHAPITRE 4	MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	93
4.1	Méthodologie .....	93
4.2	Hypothèses des modèles d'éléments finis.....	94
4.3	Modélisation des composants du bâtiment .....	94
4.3.1	Modélisation des composants structuraux et des charges.....	95
4.3.2	Modélisation des composants non structuraux .....	95
4.3.2.1	Modélisation des murs de maçonnerie et des connexions avec la structure environnante en béton armé.....	95
4.3.2.2	Modélisation des murs rideaux et des connexions.....	97
4.3.2.3	Poutres secondaires.....	100
4.4	Caractéristiques des modèles d'éléments finis de la MDE.....	100
4.4.1	Cadre nu .....	100
4.4.2	Cadre complet .....	101
4.5	Calibration des modèles d'éléments finis .....	103
4.5.1	Présentation de la calibration.....	103
4.5.1.1	Calibration manuelle.....	104
4.5.1.2	Calibration automatique.....	105
4.5.2	Calibration de la Maison des étudiants .....	105
4.5.2.1	Cadre nu .....	105
4.5.2.2	Cadre complet .....	107
4.6	Interprétation des résultats .....	109
4.6.1	Comparaison des périodes entre les mesures de vibration ambiante à différents stades de la construction.....	110
4.6.2	Comparaison entre les mesures de vibration ambiante et le CNB.....	113

4.6.3	Déplacements maximums des étages avec les modèles d'éléments finis.....	115
4.6.3.1	Déplacements sans les composants non structuraux.....	115
4.6.3.2	Déplacements avec les composants non structuraux.....	116
4.6.3.3	Comparaison des déplacements entre les étages.....	117
4.6.4	Apport de rigidité et de masse des composants non structuraux.....	120
4.6.4.1	Murs de maçonnerie.....	120
4.6.4.2	Poutres secondaires.....	122
4.6.4.3	Murs rideaux.....	122
4.7	Conclusion.....	123
CHAPITRE 5 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE ARBORA.....		127
5.1	Méthodologie.....	127
5.2	Hypothèses des modèles d'éléments finis.....	127
5.3	Modélisation des composants du bâtiment.....	128
5.3.1	Modélisation des composants structuraux du bâtiment et des charges... ..	128
5.3.2	Modélisation des cloisons et des façades.....	128
5.3.2.1	Modélisation des cloisons et façades et leurs connexions.....	128
5.3.2.2	Caractéristiques des cloisons.....	129
5.3.2.3	Caractéristiques des façades.....	130
5.4	Caractéristiques des modèles d'éléments finis de ARBORA.....	131
5.4.1	Cadre nu.....	131
5.4.2	Cadre complet.....	131
5.5	Calibration des modèles d'éléments finis.....	132
5.5.1	Cadre nu.....	132
5.5.2	Cadre complet.....	133
5.6	Interprétation des résultats.....	135
5.6.1	Comparaison entre les mesures de vibration ambiante à différents stades de construction.....	135
5.6.2	Comparaison entre les mesures de vibration ambiante et le CNB.....	137
5.6.3	Déplacements maximums des étages avec les modèles d'éléments finis.....	139
5.6.3.1	Déplacements sans les composants non structuraux.....	139
5.6.3.2	Déplacements avec les composants non structuraux.....	140
5.6.3.3	Comparaison des déplacements entre les étages.....	141
5.6.4	Apport de rigidité et de masse des composants non structuraux.....	145
5.6.4.1	Cloisons.....	145
5.6.4.2	Façades.....	146
5.7	Conclusion.....	146
CHAPITRE 6 COMPARAISON DES RÉSULTATS ENTRE LES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS.....		149
6.1	Comparaison des périodes enregistrées avec les mesures de vibration ambiante.....	149
6.1.1	Cadre nu.....	149
6.1.2	Cadre complet.....	151

6.2	Comparaison des déplacements modaux .....	153
6.2.1	Déplacements modaux sans les composants non structuraux .....	154
6.2.2	Déplacement modales avec les composants non structuraux .....	155
6.3	Comparaison des déplacements latéraux .....	156
6.4	Conclusion .....	158
CONCLUSION .....		161
RECOMMANDATIONS .....		165
ANNEXE I	DÉFINITION DES MATÉRIAUX, DES COMPOSANTS STRUCTURAUX ET COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	169
ANNEXE II	DÉFINITION DES MATÉRIAUX, DES COMPOSANTS STRUCTURAUX ET COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE ARBORA .....	173
ANNEXE III	DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL .....	175
ANNEXE IV	LES ÉTAPES DE PRÉTRAITEMENT DES SIGNAUX DE MESURE DE VIBRATION AMBIANTE .....	177
ANNEXE V	ANALYSE MODALE DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	179
ANNEXE VI	ANALYSE MODALE DE ARBORA .....	187
ANNEXE VII	CHARGES PERMANENTES DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	193
ANNEXE VIII	CALIBRATION DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	195
ANNEXE IX	CARACTÉRISTIQUES MODALES DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	197
ANNEXE X	APPORT DE RIGIDITÉ ET DE MASSE DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS .....	199
ANNEXE XI	CHARGES PERMANENTES DE ARBORA .....	203
ANNEXE XII	CALIBRATION DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE ARBORA .....	205
ANNEXE XIII	CARACTÉRISTIQUES MODALES DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE ARBORA .....	207

ANNEXE XIV	APPORT DE RIGIDITÉ ET DE MASSE DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE ARBORA.....	209
ANNEXE XV	CALCUL DE LA RIGIDITÉ LATÉRALE DE LA MDE ET DE ARBORA.....	211
	LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	215



## LISTE DES TABLEAUX

		Page
Tableau 1.1	Récapitulatif de l'évolution des équations de la période fondamentale du CNB .....	26
Tableau 1.2	Comparaison de la période mesurée par les MVA avec celle des modèles cadre nu .....	28
Tableau 1.3	Comparaison des périodes entre les MVA et les modèles de CDC selon Asgarian et McClure (2012) .....	45
Tableau 1.4	Comparaison des périodes entre les MVA et le modèle continu selon différents auteurs .....	46
Tableau 2.1	Composition du panneau en verre .....	56
Tableau 3.1	Comparaison des périodes entre les MVA et les codes de construction internationaux .....	69
Tableau 3.2	Comparaison des périodes entre les MVA et le CNB .....	70
Tableau 3.3	Dates et détails des MVA dans la MDE .....	78
Tableau 3.4	Paramètres modaux de la MDE (cadre nu) .....	83
Tableau 3.5	Paramètres modaux de la MDE (cadre complet sans l'agencement) .....	85
Tableau 3.6	Paramètres modaux de la MDE (cadre complet) .....	86
Tableau 3.7	Dates et détails des MVA dans ARBORA .....	87
Tableau 3.8	Paramètres modaux de ARBORA (cadre nu) .....	90
Tableau 3.9	Paramètres modaux de ARBORA (cadre complet) .....	92
Tableau 4.1	Rigidité des <i>gap elements</i> entre le mur de remplissage et la structure .....	97
Tableau 4.2	Caractéristiques des connexions des murs rideaux .....	100
Tableau 4.3	Incertitudes sur les paramètres d'un modèle numérique .....	104
Tableau 4.4	Comparaison des modes et périodes de vibration de la MDE au stade cadre nu obtenue avec les MVA, les modèles numériques non calibré et calibré .....	106

## XVIII

Tableau 4.5	Comparaison des modes et périodes de vibration de la MDE au stade cadre complet obtenue avec les MVA, les modèles non calibré et calibré.....	107
Tableau 4.6	Efficacité de la calibration manuelle des modèles numériques de la MDE.....	109
Tableau 4.7	Comparaison des modes et périodes de vibration des MVA à différent stade de construction de la MDE (cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet).....	111
Tableau 4.8	Comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de la MDE et de l'équation de Gilles et McClure (2012).....	113
Tableau 4.9	Comparaison de la période fondamentale obtenue à l'aide de l'équation de Gilles et McClure (2012) avec celle du CNB et des MVA de la MDE.....	115
Tableau 4.10	Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de la MDE sans les CNS.....	116
Tableau 4.11	Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de la MDE avec les CNS.....	116
Tableau 4.12	Comparaison des déplacements normalisés de la MDE selon X avec et sans les CNS.....	117
Tableau 4.13	Comparaison des déplacements normalisés de la MDE selon Y avec et sans les CNS.....	119
Tableau 5.1	Masse et rigidité des cloisons et des façades.....	130
Tableau 5.2	Comparaison des modes et périodes de vibration de ARBORA au stade cadre nu obtenue avec les MVA, les modèles non calibré et calibré.....	132
Tableau 5.3	Comparaison des modes et périodes de vibration de ARBORA au stade cadre complet entre les MVA, les modèles non calibré et calibré.....	133
Tableau 5.4	Efficacité de la calibration manuelle des modèles numériques de ARBORA.....	135
Tableau 5.5	Comparaison des modes et périodes de vibration des MVA à différent stade de construction de ARBORA (cadre nu et cadre complet).....	137
Tableau 5.6	Comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de ARBORA et de l'équation de Gilles et McClure (2012).....	137



Tableau 5.7	Comparaison de la période fondamentale obtenu à l'aide de l'équation de Gilles et McClure (2012) avec celle du CNB et des MVA de ARBORA .....	139
Tableau 5.8	Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de ARBORA sans les CNS.....	140
Tableau 5.9	Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de ARBORA avec les CNS .....	141
Tableau 5.10	Comparaison des déplacements normalisés de ARBORA selon X avec et sans les CNS.....	142
Tableau 5.11	Comparaison des déplacements normalisés de ARBORA selon Y avec et sans les CNS.....	144
Tableau 6.1	Comparaison des modes et périodes de vibration au stade cadre nu entre la MDE et ARBORA .....	150
Tableau 6.2	Comparaison des modes et périodes de vibration au stade cadre complet entre la MDE et ARBORA .....	152
Tableau 6.3	Comparaison des ratios de la rigidité latérale entre la MDE et ARBORA .....	157



## LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Type de composants structuraux et non structuraux d'un bâtiment .....	8
Figure 1.2	Composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment .....	10
Figure 1.3	Dégâts extérieurs de la façade d'un bâtiment (séisme du Saguenay en 1988) .....	12
Figure 1.4	Fenêtres brisées (séisme de Canterbury en 2010).....	12
Figure 1.5	Chute des plafonds (séisme de Christchurch en 2011).....	13
Figure 1.6	Renversement des étagères (séisme de Nisqually en 2001).....	13
Figure 1.7	Chute des cloisons (séisme L'Aquila en 2011).....	14
Figure 1.8	Coût de la construction d'un bâtiment.....	15
Figure 1.9	Comparaison des périodes fondamentales entre plusieurs équations et les données expérimentales de Paquette (2011).....	25
Figure 1.10	Schéma explicatif d'un contreventement diagonal de compression.....	37
Figure 1.11	Modèle de contreventement diagonal de compression pour les murs de remplissage.....	40
Figure 1.12	Schéma de plusieurs contreventements diagonaux de compression.....	41
Figure 1.13	Modèle continu des murs de maçonnerie.....	42
Figure 1.14	Mur de remplissage.....	43
Figure 2.1	Photographies de la MDE .....	52
Figure 2.2	Élévation est de la MDE .....	53
Figure 2.3	Plan du rez-de-chaussée de la MDE .....	54
Figure 2.4	Détails des murs rideaux de la MDE .....	56
Figure 2.5	Photographies de ARBORA .....	59
Figure 2.6	Photographies de coupe des façades de ARBORA.....	61

Figure 2.7	Photographies de coupes des cloisons de ARBORA.....	62
Figure 3.1	Diagramme schématique des MVA.....	67
Figure 3.2	Capteurs Trominos : a) avec antennes radio, b) avec amplificateur radio, c) expérience en cours avec amplificateur radio.....	71
Figure 3.3	Interface du logiciel GRILLA®.....	73
Figure 3.4	Identification des pics de fréquence de la MDE.....	75
Figure 3.5	La MDE (cadre nu) en date du 2 octobre 2014.....	79
Figure 3.6	La MDE (cadre complet sans l'agencement) en date du 27 avril 2015.....	79
Figure 3.7	La MDE (cadre complet) en date d'avril 2016.....	80
Figure 3.8	Configurations des capteurs au 5e étage de la MDE.....	81
Figure 3.9	Validité des fréquences de la MDE (cadre nu) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD.....	82
Figure 3.10	Validité des fréquences de la MDE (cadre complet sans l'agencement) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD.....	84
Figure 3.11	Validité des fréquences de la MDE (cadre complet) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD.....	86
Figure 3.12	Configurations des capteurs au 8e étage de ARBORA (cadre complet) ...	88
Figure 3.13	Validité des fréquences de ARBORA (cadre nu) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesure à l'aide d'une EFDD.....	89
Figure 3.14	Validité des fréquences de ARBORA (cadre complet) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesure à l'aide d'une EFDD.....	91
Figure 4.1	<i>Gap element</i> .....	96
Figure 4.2	Connexion entre le cadre aluminium et le panneau en verre.....	98
Figure 4.3	Modèle conceptuel de déformation du cadre aluminium à cause de la translation et de la rotation du panneau en verre.....	98
Figure 4.4	<i>Gap element</i> en parallèle avec un lien élastoplastique Wen.....	99
Figure 4.5	Le modèle d'éléments finis de la MDE (cadre nu).....	101

Figure 4.6	Le modèle d'éléments finis de la MDE (cadre complet) .....	102
Figure 4.7	La modélisation des CNS de la MDE : a) les murs rideaux, b) les poutres secondaires, c) les murs de maçonnerie .....	102
Figure 5.1	Schéma des cloisons et des façades .....	129
Figure 5.2	Le modèle d'éléments finis de ARBORA (cadre nu) .....	131
Figure 5.3	Le modèle d'éléments finis de ARBORA (cadre complet) .....	132
Figure 6.1	Déplacements modaux normalisés de MDE et ARBORA, pour les modes 1 et 2, et sans les CNS .....	154
Figure 6.2	Déplacements modaux normalisés de la MDE et ARBORA, pour le mode 1 et 2, et avec les CNS .....	155



## LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ACNOR	Association canadienne de normalisation
ANSI/APA	American National Standards Institute/American Plywood Association
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing and Materials
CDC	Contreventement diagonal de compression
CFO	Composants fonctionnels et opérationnels
CLT	Cross-Laminated Timber (Bois lamellé-croisé)
CNB	Code national du bâtiment
CNRC	Conseil national de recherches du Canada
CNS	Composants non structuraux
CS	Composants structuraux
CSA	Canadian Standards Association
DDL	Degré de liberté
DSP	Densité spectrale de puissance
EFDD	Enhanced Frequency Domain Decomposition (Décomposition améliorée dans le domaine fréquentiel)
ÉTS	École de technologie supérieure
FDD	Frequency Domain Decomposition (Décomposition dans le domaine fréquentiel)
MAC	Modal Assurance Criterion (Critère d'assurance modale)
MDE	Maison des étudiants
MMC	Minimum Modal Coherence (Cohérence modale minimum)

MSCA	Mode Shape Correlation Analysis (Corrélation des déformées modales)
MVA	Mesures de vibration ambiante
MVF	Mesures de vibration forcée
SRFL	Système résistant aux forces latérales



## LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

### Alphabet grec

$\theta$	Angle entre le CDC et l'horizontale
$\lambda_l$	Coefficient utilisé pour déterminer la largeur équivalente du CDC
$\lambda_h$	Rigidité relative du mur de remplissage par rapport à la colonne
$\Phi$	Vecteur propre
$\omega$	Pulsation naturelle

### Alphabet latin minuscule

a	Largeur effective du CDC
f	Fréquence fondamentale
$h_n$	Hauteur du bâtiment
$h'$	Hauteur de la maçonnerie de remplissage en briques
$h_{col}$	Hauteur de la colonne
$h_x$	Hauteur du niveau x du CNS ou de l'équipement
$r_{inf}$	Longueur de la diagonale du panneau de remplissage
t, $t_w$	Épaisseur de la maçonnerie de remplissage en briques
$t_i, t_{inf}$	Épaisseur du panneau de remplissage

### Alphabet latin majuscule

$A_r$	Coefficient d'amplification de force de l'élément ou du composant
$A_x$	Coefficient de hauteur
$C_p$	Coefficient sismique de l'élément ou du composant
D	Dimension du bâtiment

## XXVIII

$D_s$	Longueur du mur ou de l'ossature contreventée qui constitue le SRFL
$E$	Module élastique de l'élément de structure environnante
$E_b$	Module élastique de la poutre
$E_c, E_i, E_w$	Module élastique de la maçonnerie de remplissage en briques
$E_{col}$	Module élastique de la colonne
$E_{fe}$	Module d'élasticité attendu du matériau de la structure
$E_{me}$	Module d'élasticité attendu du matériau de remplissage
$F$	Force latérale appliquée dans la méthode du déplacement inter-étages
$F_a, F_v$	Coefficient d'accélération de l'emplacement
$H$	Hauteur de l'étage
$H_{in}, H_{inf}$	Hauteur nette du panneau de remplissage
$I$	Moment d'inertie de l'élément de structure environnante
$I_b$	Moment d'inertie de la poutre
$I_{col}$	Moment d'inertie de la colonne
$I_E$	Coefficient d'importance sismique du bâtiment
$K$	Coefficient de rigidité du bâtiment
$K_i$	Rigidité latérale de chaque étage du bâtiment
$K_{Façades}$	Rigidité verticale des façades
$K_g$	Rigidité axiale de l'élément de contact
$K_{Gypsum}$	Rigidité verticale des panneaux de gypse
$K_i$	Rigidité du mur de remplissage
$K_{Masonry}$	Rigidité verticale de la maçonnerie

$K_{\text{Partitions}}$	Rigidité verticale des cloisons
$K_{\text{Supports}}$	Rigidité verticale des supports métalliques
$L$	Longueur de travée de la structure
$L_{\text{inf}}$	Longueur du panneau de remplissage
$M$	Masse du bâtiment
$N$	Nombre d'étages du bâtiment
$R_p$	Coefficient de modification de réponse de l'élément ou du composant
$S(T_a)$	Accélération spectrale correspondant à la période naturelle $T_a$
$S_a(T)$	Accélération spectrale de réponse pour une période $T$
$S_p$	Coefficient de force horizontale d'une partie d'un bâtiment et de son ancrage
$T$	Période du bâtiment
$T_a$	Période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment
$V_p$	Force latérale appliquée au CNS
$W$	Poids du bâtiment analysé
$X_i$	Déplacement inter-étages
$W_{\text{eff}}$	Largeur effective du CDC
$W_p$	Poids du CNS ou de l'équipement



## INTRODUCTION

### Contexte et problématique

Au Canada plusieurs régions sont sismiquement actives et l'aléa sismique défini comme la probabilité qu'un événement sismique survienne, varie de faible à élevé. Dans la province de Québec et plus précisément à Montréal, l'aléa sismique s'avère modéré. Cependant, même exposé à un aléa modéré, le risque sismique associé à un bâtiment peut être élevé compte tenu de ses vulnérabilités structurales ou des conséquences liées à la chute de composants ou à la perte de fonctionnalité des installations.

Quand un séisme survient, tous les composants d'un bâtiment, que ce soit des composants structuraux (CS) ou composants non structuraux (CNS), sont soumis à des efforts importants se propageant dans toutes les directions. Le comportement de ces composants soumis à des charges dynamiques doit être bien évalué, ce qui assurera une conception structurale efficiente et sécuritaire. L'importance de considérer l'effet des CNS sur la rigidité et la masse de la structure est montrée dans la littérature (Caterino et al., 2017 ; Chaker et Cherifati, 1999 ; Devin et Fanning, 2012 ; Gaiotti et Smith, 1992 ; Li et al., 2011 ; Middleton et Pavic, 2013 ; Sofi et al., 2013 ; Su et al., 2005). En effet, en incluant les CNS dans les modèles structuraux, les performances structurales des bâtiments soumis à des forces sismiques peuvent être supérieures à celles estimées par les codes de conception qui sont censés être plus conservateurs. C'est pourquoi il s'avère essentiel de prendre en compte l'effet des CNS sur les propriétés de la structure afin de déterminer leur apport en matière de masse et de rigidité sur le bâtiment.

Cette étude visant à caractériser l'impact des CNS sur les propriétés dynamiques des bâtiments est menée sur deux nouveaux bâtiments situés à Montréal, dans le quartier de *Griffintown*. Ces bâtiments ont été conçus en respectant les codes de construction en vigueur (CNRC, 2010). Le premier bâtiment est la Maison des étudiants (MDE), un bâtiment mixte en béton armé et acier situé sur le campus de l'École de technologie supérieure (ÉTS) de Montréal. Le second est

ARBORA, un bâtiment résidentiel en béton armé et bois lamellé-croisé (CLT) réalisé par l'entreprise Sotramont près du campus de l'ÉTS.

La problématique de cette recherche est l'évaluation et la caractérisation de l'apport de rigidité et de masse des CNS suivants : cloisons, façades, murs de maçonnerie, murs rideaux et poutres secondaires. Pour y parvenir, des mesures de vibration ambiante (MVA) sont réalisées dans deux bâtiments afin d'obtenir les caractéristiques modales de chacun des bâtiments étudiés. En parallèle, des modèles d'éléments finis de la MDE et de ARBORA sont développés en incluant les CS et CNS qui sont modélisés par des modèles simplifiés de la littérature pour simuler le comportement de ces systèmes ou sous-systèmes.

## **Objectifs**

L'objectif général de cette thèse est de caractériser l'effet des CNS cités ci-dessus sur les propriétés dynamiques et modales des deux bâtiments étudiés. Les objectifs spécifiques consistent à :

- obtenir les paramètres modaux des deux bâtiments avec des mesures de vibration ambiante réalisées dans ces deux bâtiments ;
- obtenir des modèles numériques représentatifs de la réalité afin de caractériser l'apport de rigidité et de masse des CNS ;
- comparer les périodes obtenues à l'aide des MVA avec celles proposées par le Code national du Bâtiment (CNB) afin d'évaluer si les équations du code surestiment ou sous-estiment la période fondamentale de conception ;
- comparer les résultats obtenus entre les deux bâtiments afin de juger si leur géométrie structurale joue un rôle sur l'effet des CNS et vérifier les hypothèses émises avec la modélisation.

## Méthodologie

La méthodologie utilisée pour atteindre l'objectif général et les objectifs spécifiques comprend les étapes suivantes :

1. Recenser les écrits sur la contribution des CNS à la réponse dynamique des structures ;
2. Enregistrer des mesures de vibration ambiante dans des bâtiments à plusieurs niveaux de plancher et des stades de construction différents : pendant la mise en place des éléments structuraux (cadre nu), une mesure avant l'ajout du mobilier uniquement dans le premier bâtiment (cadre complet sans l'agencement) et une fois que leur construction est achevée (cadre complet). Les signaux enregistrés sont ensuite extraits à l'aide d'une procédure MATLAB®, et analysés avec une analyse modale à l'aide du logiciel ARTEMIS Extractor® pour obtenir les périodes fondamentales et les modes de déformation de ces bâtiments ;
3. Valider les paramètres modaux obtenus en utilisant plusieurs séries de mesures différentes, et les techniques de décomposition dans le domaine fréquentiel (*Frequency Domain Decomposition* ou FDD) et de décomposition améliorée dans le domaine fréquentiel (*Enhanced Frequency Domain Decomposition* ou EFDD). La vérification du critère d'assurance modale (*Modal Assurance Criterion* ou MAC) permet de compléter la validation des MVA ;
4. Développer des modèles d'éléments finis des bâtiments étudiés dans le domaine linéaire élastique aux stades de construction cadre nu. À l'aide d'une analyse modale, vérifier si les caractéristiques modales des modèles sont correctes en effectuant une première calibration des modèles numériques en se basant sur les MVA aux stades cadre nu (Brincker et Ventura, 2015). La modélisation des bâtiments est faite à l'aide du logiciel d'analyse structurale ETABS 2015® (CSI, 2015) ;
5. Développer des modèles d'éléments finis dans le domaine linéaire élastique aux stades de construction cadre complet (avec CNS) et les calibrer en se basant sur les paramètres modaux des MVA au stade cadre complet ;

6. Estimer l'apport de rigidité et de masse des CNS, à l'aide d'une analyse modale en effectuant le ratio de rigidité et de masse lorsque les modèles sont composés avec des CNS et sans les CNS ;
7. Étudier l'effet des CNS sur les déplacements maximums des étages, les déplacements latéraux et les modes de déformation des bâtiments ;
8. Effectuer une interprétation des résultats et une comparaison des caractéristiques dynamiques entre les deux bâtiments, ainsi qu'une comparaison des périodes avec celles obtenues à l'aide des équations recommandées par le CNB.

### **Envergure et limites de l'étude**

Des recherches récentes concernant l'effet des CNS sur les caractéristiques dynamiques et modales des bâtiments ont été effectuées dans de nombreux pays (Australie, Nouvelle-Zélande, Chine, Italie, Canada...). Les travaux de recherche réalisés au Québec (Asgarian et McClure, 2012 ; Boutin, 2013) et en Colombie-Britannique (Ventura et al., 2002) ont proposé des modèles de représentation simplifiée des CNS pour les intégrer dans des modélisations numériques. Cependant, ces recherches ne considèrent pas plusieurs CNS (mur de maçonnerie, murs rideaux, poutres secondaires, cloisons et façades) afin de caractériser leurs apports en matière de rigidité et de masse sur le bâtiment. C'est pourquoi cette recherche est novatrice puisqu'elle traite de l'effet de plusieurs CNS dans un bâtiment en béton acier ainsi dans un bâtiment en bois CLT. Elle contribue également à améliorer les connaissances quant à l'apport de rigidité et de masse des CNS dans les bâtiments en considérant de nouveaux composants.

Quant aux limitations de cette étude, la recherche sera effectuée sur des bâtiments récents respectant le CNB de 2010 et les exigences propres à la ville de Montréal. Les limites de la recherche sont telles que :

- l'étude ne prend pas en compte les bâtiments existants ne respectant pas les versions antérieures à 2010 (CNRC, 2010) ;



- les connexions effectuées entre les CNS et les CS lors de la modélisation sur le logiciel d'analyse structurale ETABS 2015® ne sont que des hypothèses qui tentent le plus de se rapprocher de la réalité ;
- la modélisation de l'interface entre les CNS et la structure n'est pas aussi détaillée que lors de l'étude d'un unique CNS, sinon les calculs seraient trop abondants et longs ;
- l'analyse des bâtiments est effectuée uniquement dans le domaine linéaire élastique.

### **Organisation du mémoire**

Le chapitre 1 présente une revue de la littérature existante sur l'état de l'art des CNS, les recherches effectuées sur la modélisation des CS et CNS avec des éléments finis et des modèles simplifiés représentant le comportement des CNS. Le chapitre 2 est une description complète des bâtiments de la MDE et de ARBORA. Le chapitre 3 présente le principe des MVA, les écarts des périodes entre les MVA et le CNB ainsi que la procédure d'acquisition des données expérimentales de la MDE et de ARBORA. Le chapitre 4 explique la modélisation de la MDE, la calibration des modèles numériques et l'interprétation des résultats obtenus. De la même manière, le chapitre 5 traite quant à lui du bâtiment ARBORA. Le chapitre 6 compare les résultats obtenus des deux bâtiments puisqu'ils ont une conception et des matériaux différents. Finalement, des conclusions et des recommandations sur de futures pistes de recherches sont suggérées.



## CHAPITRE 1

### REVUE DE LITTÉRATURE

Une revue de littérature détaillée de l'état de l'art sur les CNS est présentée dans ce chapitre. Les recherches effectuées en incorporant ces composants dans les modèles numériques ainsi que les modèles simplifiés représentant leur comportement sont également montrées dans ce chapitre.

#### 1.1 Introduction

La composition d'un bâtiment est un assemblage complexe qui peut se diviser en deux catégories distinctes : les composants structuraux et les composants non structuraux. On définit les CS comme le système structural primaire qui est conçu et construit pour supporter et transférer toutes les charges verticales et horizontales qui lui sont appliquées jusqu'au sol, tout en évitant de provoquer un effondrement total ou partiel et assurer la stabilité du bâtiment. Les éléments ajoutés à ce système original sont les CNS qui, quant à eux, ne sont pas destinés à reprendre les charges principales du bâtiment (Bachman et Dowty, 2008). Comme les CS, les CNS sont soumis à des forces sismiques importantes et ils doivent être conçus pour résister à ces forces.

Les CNS sont nommés par le Canadian Standards Association CSA 832-14 (CSA, 2014) avec une désignation différente : les composants fonctionnels et opérationnels (CFO) tels qu'illustrés à la Figure 1.1. Cette nouvelle appellation « CFO » a été choisie afin d'admettre l'existence d'interaction entre le comportement sismique du système structural d'un bâtiment et la performance sismique de tous les autres composants du bâtiment.

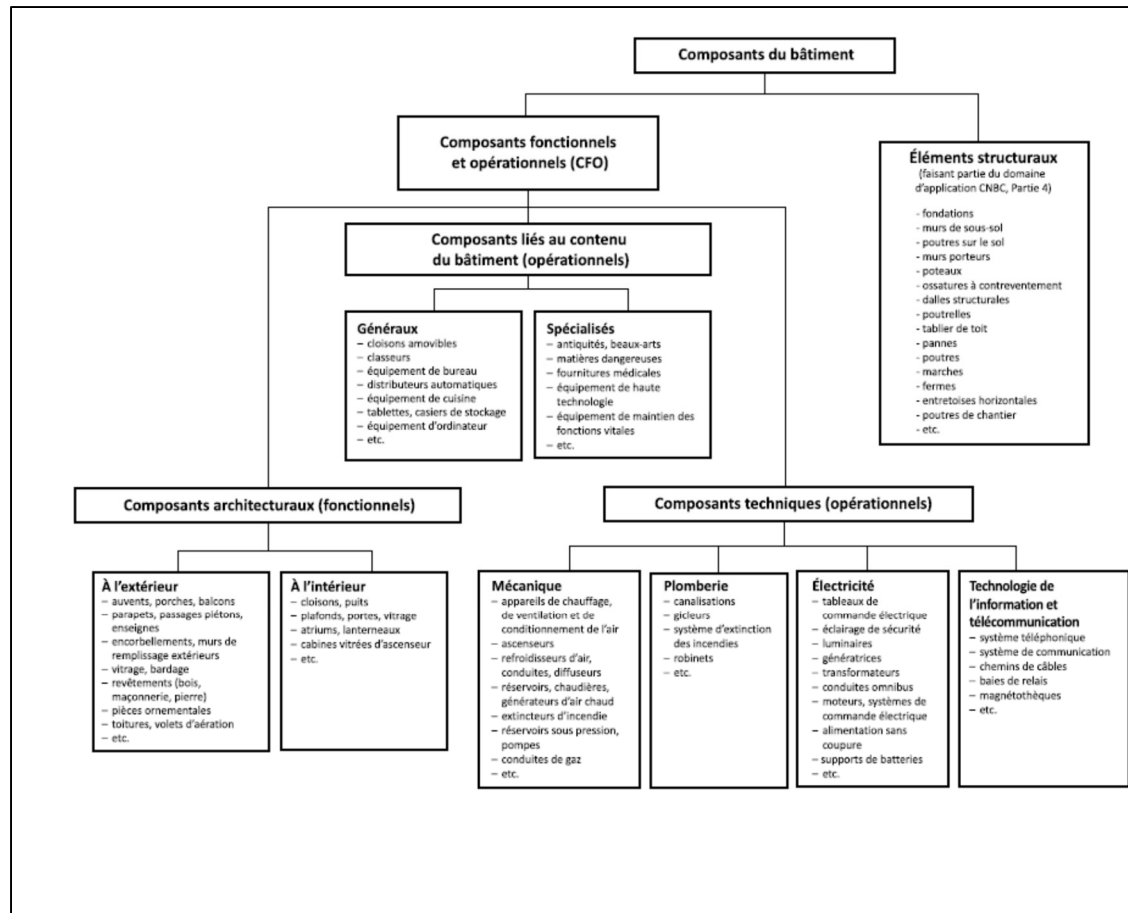


Figure 1.1 Type de composants structuraux et non structuraux d'un bâtiment  
Tirée de CSA (2014)

Le Canadian Standards Association CSA 832-14 (CSA, 2014) catégorise l'ensemble des CFO en trois sous-groupes :

a) les composants architecturaux (fonctionnels) :

- **externes** : bardages, vitrages, toitures, balcons, etc. ;
- **internes** : cloisons, plafonds, atriums, etc.

b) les composants techniques (opérationnels) :

- **mécanique** : ascenseurs, appareils de ventilation, chaudières, réservoirs, etc. ;
- **plomberie** : canalisations, gicleurs, systèmes d'extinction des incendies, robinets, etc. ;
- **électricité** : tableaux de commande électrique, éclairages, luminaires, génératrice, télécommunication, système téléphonique, câbles, etc.

c) les composants liés au contenu du bâtiment (opérationnels) :

- **généraux** : cloisons amovibles, équipement de bureau, casiers de stockage, etc. ;
- **spécialisés** : antiquités, œuvres d'art, matières dangereuses, fournitures médicales, etc.

Les figures 1.1 et 1.2 présentent plusieurs exemples de composants et de sous-composants que l'on trouve dans un bâtiment. Les exemples les plus communs de CNS sont les murs de remplissage, les cloisons et les façades (Li et al., 2010). Il a été démontré que les murs de remplissage, les panneaux préfabriqués, les cloisons, les façades et les murs rideaux sont des composants qui augmentent la rigidité de la structure (Asgarian et McClure, 2012 ; Caterino et al., 2017 ; Devin et Fanning, 2012 ; Gaiotti et Smith, 1992 ; Li et al., 2011 ; Middleton et Pavic, 2013 ; Su et al., 2005). Cependant, les cloisons en faible quantité, le mobilier ou les systèmes mécaniques augmentent la masse de la structure (Bachman et Dowty, 2008 ; Devin et al., 2015 ; Middleton et Pavic, 2013 ; Su et al., 2005).

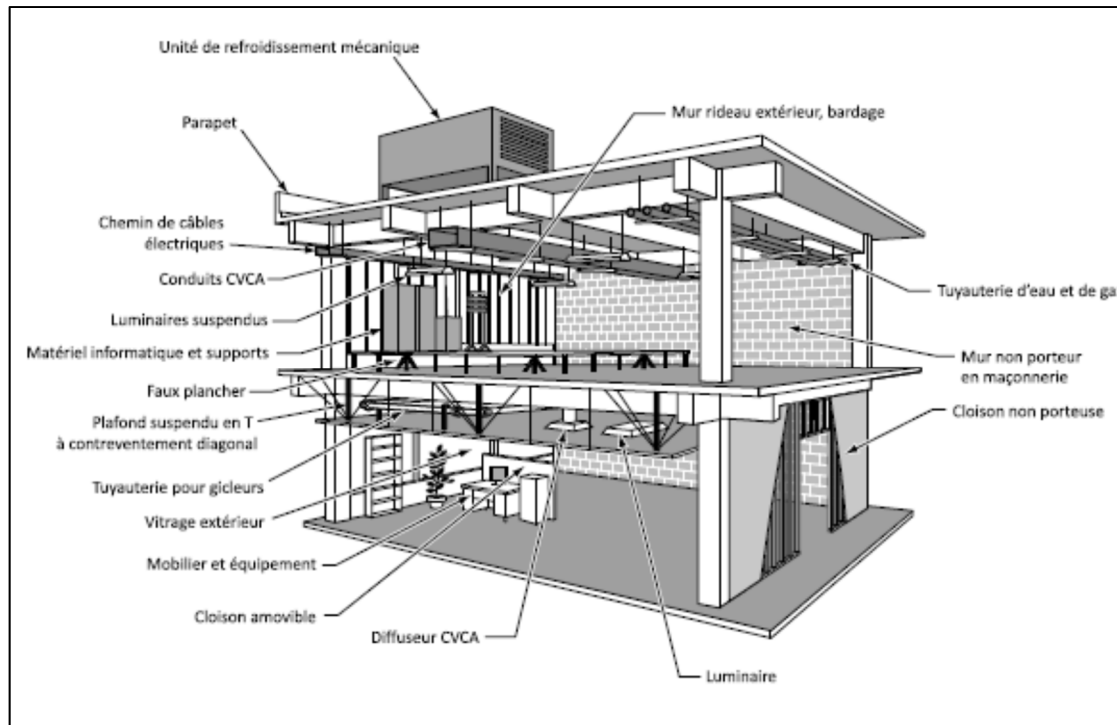


Figure 1.2 Composants fonctionnels et opérationnels d'un bâtiment  
Tirée de CSA (2014)

Les systèmes secondaires tels que les cloisons, les murs rideaux, les poutres secondaires peuvent être classés à la fois dans les systèmes secondaires non structuraux et dans les systèmes secondaires structuraux. Cette difficulté de classement ne dépend pas uniquement du comportement sismique des systèmes secondaires, mais aussi de leurs interactions avec le système structural primaire (Chen et Soong, 1988). En effet, il n'y a pas de consensus permettant de les assigner soit aux composants secondaires structuraux, soit aux composants secondaires non structuraux, même si de nombreuses recherches ont été effectuées, il est toujours difficile de savoir si un élément secondaire affecte plus la rigidité du bâtiment (élément secondaire structural) ou s'il affecte plus la masse (élément secondaire non structural). En fonction des données recueillies, cette étude va permettre de faciliter la classification des systèmes secondaires dans un bâtiment. En outre, il sera possible de classer les CNS en quatre catégories : ceux qui apportent plus ou moins de rigidité à la structure, ceux qui contribuent plus ou moins à la masse, ceux qui apportent à la fois de la masse et de la rigidité et ceux dont la contribution est négligeable.

Par ailleurs, il faut également souligner que l'élaboration des dispositions parasismiques des CNS est en retard par rapport à celui des CS. Des progrès ont été réalisés sur l'analyse sismique des systèmes structuraux impliquant une amélioration de l'analyse, de la conception et de la construction des bâtiments (Heerema et al., 2015 ; Hirde et Tepugade, 2014 ; Kaynardağ et Soyoz, 2017). Ces progrès ne sont pas du même ordre pour les CNS, bien que des avancées aient été effectuées sur le comportement des CNS avec la présence de nouvelles méthodes d'analyse et l'amélioration des codes sur la sécurité et les dommages.

## **1.2 État de l'art sur les composants non structuraux**

### **1.2.1 Importance des composants non structuraux dans un bâtiment**

#### **Économie et sécurité des occupants**

Lors d'un séisme, les CS et CNS d'un bâtiment sont soumis à des déplacements et des forces qui s'appliquent dans toutes les directions. Il est donc fortement envisageable qu'une secousse sismique engendre une perte économique plus ou moins importante du bâtiment (Arnold, 1991). En effet, lorsqu'un bâtiment subit une perte de service après un séisme, la cause la plus probable de sa fermeture provient des dommages subis par les CNS, ce qui rend le bâtiment inutilisable. Des exemples de dommages subis par les CNS lors de différents séismes sont illustrés dans les figures 1.3 à 1.7.



Figure 1.3 Dégâts extérieurs de la façade d'un bâtiment (séisme du Saguenay en 1988)  
<http://www.tvanouvelles.ca> (consulté en mars 2017)



Figure 1.4 Fenêtres brisées (séisme de Canterbury en 2010)  
<http://www.quakecentre.co.nz> (consulté en mars 2017)





Figure 1.5 Chute des plafonds (séisme de Christchurch en 2011)  
Tirée de Dhakal et al. (2011)



Figure 1.6 Renversement des étagères (séisme de Nisqually en 2001)  
<http://www.ccsgroupstl.com> (consulté en mars 2017)



Figure 1.7 Chute des cloisons (séisme L'Aquila en 2011)  
Tirée de Braga et al. (2011)

La Figure 1.8 montre que les CNS représentent un investissement considérable dans le coût total d'un bâtiment. Taghavi et Miranda (2003) ont montré que la valeur économique des CNS et du contenu constitue 92 % des investissements totaux pour les hôpitaux, 87 % pour les hôtels et 82 % pour les bureaux. Dans bien des cas, les pertes imputables à l'endommagement des CNS dans un bâtiment sont souvent plus importantes que les dommages liés au système structural. Afin d'éviter ce genre de désagrément, il existe des codes et des recommandations (CNRC, 2010 ; CSA, 2014) concernant la conception parasismique et l'évaluation non structurale des bâtiments au Canada et ailleurs dans le monde.

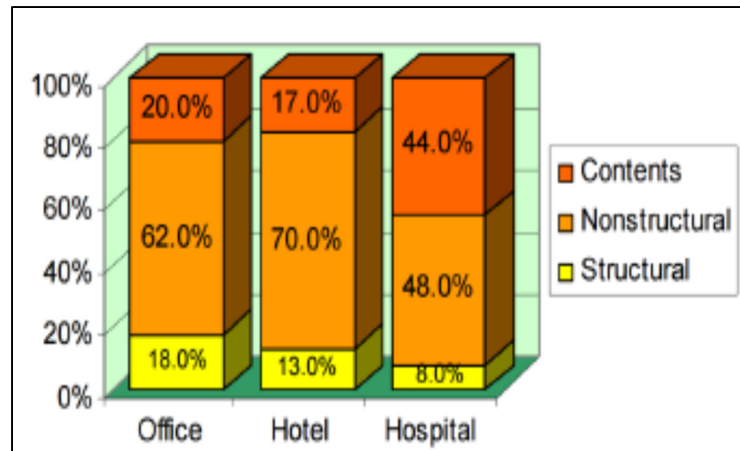


Figure 1.8 Coût de la construction d'un bâtiment  
Tirée de Taghavi et Miranda (2003)

Comme évoqué précédemment, la défaillance des CNS a un impact économique sur l'activité du bâtiment. De plus, cette perte de service des CNS lors d'un séisme entraîne également un danger pour la sécurité des occupants. Ces composants sont susceptibles de blesser gravement les usagers (chocs, coups) présents lors du sinistre de telle sorte que ces éléments sont loin d'avoir une importance secondaire. Pour preuve, des chercheurs (Arnold, 1991 ; McKeivitt et al., 1995) ont déclaré que la défaillance des CNS est la principale cause de blessures des occupants et de dommages matériels, particulièrement dans les régions où l'intensité du séisme était faible à modérée. D'après ces renseignements, il s'avère être plus que nécessaire d'étudier l'effet des CNS sur la structure afin d'éviter ce genre de préjudices.

### **Performance sismique des CNS**

Depuis quelques années, une préoccupation croissante sur la performance sismique des CNS a vu le jour. On relate également une augmentation des enquêtes sur les dégâts subis par les CNS au cours des derniers tremblements de terre (Corbane et al., 2011 ; Dell'Acqua et al., 2011 ; Gentile et Saisi, 2007 ; Satake et al., 2012). La vulnérabilité de ces éléments dans les bâtiments n'a pas été exposée avant les tremblements de terre de l'Alaska en 1964 ou celui de San Fernando en 1971 (Lagorio, 1990). Aujourd'hui, une quantité exhaustive de recherches indique que l'interaction des CNS avec la structure peut conduire à une perte de service et à une rupture

occasionnelle de ces éléments (Arnold, 1991 ; Hall et al., 1994 ; McDonnell, 2001 ; Melchers, 1990 ; Naeim et Lobo, 1998 ; Phan et Taylor, 1996). Ces recherches démontrent qu'il y a un transfert de charge entre la structure et les CNS. Ces composants participent tout de même à la performance sismique du bâtiment bien qu'ils ne soient pas conçus pour résister à de telles charges. Plusieurs études démontrent que la performance sismique des structures est améliorée grâce aux CNS, qui contribuent à la rigidité et limitent les déformations souvent responsables des dommages (Bertero et Brokken, 1983 ; Chaker et Cherifati, 1999 ; Lee et Woo, 2002 ; Li et al., 2011 ; Lu, 2002 ; Negro et Verzeletti, 1996 ; Shing et al., 1994).

### **Analyses dynamiques et modales**

Le récent intérêt envers les CNS provient du fait que le transfert des forces de la structure à ces éléments est inévitable et vice-versa (Arnold, 1991 ; Freeman, 1977). Cependant, la plupart des ingénieurs en conception omettent la participation des CNS dans leurs approches théoriques des bâtiments. En effet, ils supposent l'absence de contribution des composants à la rigidité latérale de la structure alors qu'en réalité ces CNS y participent bel et bien. C'est pourquoi ils considèrent que ces composants sont communément attachés au système structural primaire à l'aide de connexions destinées à empêcher le transfert de charge vers ces composants. Généralement, il est établi que les CNS soient détachés du système structural primaire et n'affectent pas la rigidité et la réponse dynamique des structures, contrairement aux CS qui sont conçus pour reprendre et transmettre les charges. De plus, l'apport de rigidité d'un CNS est faible par rapport à celle de la structure ; cependant, lorsque l'on s'intéresse à l'apport total de rigidité des différents CNS dans un bâtiment, cette contribution devient importante (Li et al., 2011 ; Su et al., 2005). C'est pourquoi plusieurs recherches tentent d'inclure les CNS dans leur analyse structurale.

Gaiotti et Smith (1992) ont constaté qu'il existait bel et bien un transfert de charge de la structure vers les panneaux préfabriqués. Leurs résultats indiquent que si la structure est chargée latéralement, ces CNS sont soumis à des forces inattendues à cause de la conception des connexions entre la structure et le panneau. Ces CNS contreventent involontairement la structure, ce qui diminue la période naturelle du bâtiment. Falati (1999) a quant à lui montré qu'en incluant de faux planchers dans le modèle structural, on observe une augmentation de la période naturelle des dalles de béton préfabriquées en raison d'une augmentation de la masse. En outre, Su et al. (2005) ont observé que le modèle structural ne représente que 9 à 24 % de la rigidité latérale totale du bâtiment dans la direction X, et seulement 11 à 25 % dans la direction Y. De plus, Amanat et Hoque (2006) ont prouvé que la quantité de murs de remplissage a une influence significative sur la période fondamentale de la structure. Par la suite, Asgarian et McClure (2012) ont rapporté une réduction de la période fondamentale de près de 40 % pour un premier bâtiment et de près de 200 % pour un deuxième, lorsque l'on ajoute des murs de maçonnerie dans leur modèle numérique. Enfin, Devin et Fanning (2012) ont démontré qu'en tenant compte des façades dans un bâtiment, on obtenait une augmentation de 6.5 à 8.9 % de la fréquence naturelle et en conséquence une augmentation de la rigidité. En définitive, on en déduit que la structure primaire n'est pas la seule à contribuer à la rigidité latérale du bâtiment.

En vue des recherches évoquées, il est clairement admis que les CNS jouent un rôle important dans le comportement dynamique d'un bâtiment.

## **1.2.2 Les composants non structuraux dans le CNB**

### **1.2.2.1 Introduction**

Actuellement, les codes de conception canadiens et internationaux négligent l'effet des CNS sur la rigidité du bâtiment et les traitent comme indépendants de la structure. Cela se produit, malgré les recherches effectuées sur l'effet des CNS sur la structure et leurs impacts significatifs sur la rigidité latérale du bâtiment (Chaker et Cherifati, 1999 ; Lee et Woo, 2002 ; Li et al., 2011 ; Middleton et Pavic, 2013 ; Negro et Verzeletti, 1996 ; Su et al., 2005). Cette

limitation du code provient d'une insuffisance d'information sur l'interaction des CNS et de la structure, qui aboutit à l'absence de méthodes simplifiées permettant de représenter les CNS dans l'analyse sismique des bâtiments. L'édition du CNB 2015 évoque que les CNS doivent être conçus pour :

- résister aux déformations du bâtiment ;
- résister aux déformations des éléments ou des composants ;
- résister à une force sismique latérale  $V_p$  donnée par l'équation (1.1).

$$V_p = 0,3 F_a S_a(0,2) I_E S_p W_p \quad (1.1)$$

Où  $F_a$  est le coefficient d'accélération de l'emplacement, correspondant à la valeur  $F(0,2)$  qui varie de 0.69 à 1.64 en fonction du type de sol.  $S_a(0,2)$  est la valeur de l'accélération spectrale à 0,2 s.  $I_E$  est le coefficient de risque parasismique du bâtiment variant de 0.8 à 1.5.  $W_p$  est le poids du CNS ou de l'équipement.  $S_p = C_p A_r A_x / R_p$ , est le coefficient de force horizontale d'une partie d'un bâtiment et de son ancrage variant de 0.7 à 4.0 ;

Où  $C_p$  est le coefficient sismique de l'élément ou du composant,  $A_r$  est le coefficient d'amplification de force de l'élément ou du composant,  $R_p$  est le coefficient de modification de réponse de l'élément ou du composant et  $A_x$  est le coefficient de hauteur  $(1 + 2 h_x/h_n)$ , avec  $h_x$  la hauteur du niveau  $x$  du CNS ou de l'équipement et  $h_n$  la hauteur du bâtiment.

### 1.2.2.2 Évolution de la période fondamentale dans les éditions du CNB et les recherches en cours

Le CNB est publié par le Conseil national de recherches du Canada (CNRC) et conçu par la Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies. À ce jour, les règles de conception et d'évaluation sismique des bâtiments les plus récentes sont celles du CNB 2015. À noter cependant qu'au Québec, ces clauses ne sont pas encore intégrées au Code de construction du Québec (CCQ) en vigueur qui s'appuie sur le CNB 2010. Le concept de base de ces règles est de parvenir à une dissipation de l'énergie du séisme par la mise en place d'un système de résistance aux forces latérales (SRFL) dont le but est de diminuer les risques

de chute ou de rupture des CS ou CNS qui peuvent nuire à la sécurité des occupants du bâtiment pendant un événement sismique.

L'évolution des équations de la période fondamentale est traitée dans cette section afin de montrer que celles-ci tentent de s'améliorer à chaque nouvelle édition du CNB. Ces équations de calcul de la période fondamentale sont dépendantes du type de SRFL du bâtiment, selon les différentes versions du CNB et de la hauteur du bâtiment.

### **Éditions de 1970 et 1975**

Dans les éditions du CNB de 1970 et 1975 (CNRC, 1970 et 1975), on retrouve les deux équations empiriques (1.2) et (1.3) permettant de calculer la période fondamentale du bâtiment en secondes. Si le SRFL est un cadre rigide et qu'il est également capable de résister à la totalité des forces envisagées lors de la conception, on doit utiliser l'équation suivante :

$$T = 0.1 N \quad (1.2)$$

Pour un autre type de SRFL, l'équation à utiliser est la suivante :

$$T = 0.05 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (1.3)$$

Dans ces équations,  $h_n$  est la hauteur totale du bâtiment en pieds,  $D$  est la dimension du bâtiment en pieds et calculé avec une direction parallèle aux forces en action et  $N$  est le nombre d'étages du bâtiment.

**Éditions 1980 et 1985**

Dans les éditions de 1980 et 1985 (CNRC, 1980 et 1985), l'équation (1.2) reste identique pour les cadres rigides. Cependant, on remarque un changement du système unitaire concernant l'équation (1.3). L'équation modifiée est la suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (1.4)$$

Où  $h_n$  est la hauteur totale du bâtiment et  $D$  est la dimension du bâtiment, ces paramètres sont exprimés en mètre. On peut déterminer la période fondamentale avec des méthodes dynamiques (par exemple une analyse modale) reconnues à condition que la valeur obtenue ne dépasse pas 1.2 fois la valeur calculée avec les équations (1.2) et (1.4).

**Édition 1990**

Dans l'édition de 1990 (CNRC, 1990), l'équation (1.2) reste inchangée pour les cadres rigides. Cependant, l'équation (1.4) devient plus explicite en modifiant le terme  $D$  par le terme  $D_s$ , qui représente la longueur du mur ou du cadre contreventé qui constitue le SRFL. La nouvelle équation de la période est la suivante :

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_s}} \quad (1.5)$$

De même, on peut estimer la période fondamentale avec des méthodes dynamiques à condition que la valeur obtenue ne dépasse pas 1.2 fois la valeur calculée avec les équations (1.2) et (1.5).



### Édition 1995 (CNRC, 1995)

Dans l'édition de 1995 (CNRC, 1995) pour faire suite aux tremblements de terre dans la région du Saguenay (1988), le CNRC modifie les règles de calculs applicables aux charges sismiques dans la partie 4 du CNB pour assurer la sécurité des usagers. L'édition de 1995 propose de nouvelles équations empiriques pour calculer les périodes fondamentales.

a) les cadres rigides :

- cadre rigide en acier :

$$T = 0.085(h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (1.6)$$

- cadre rigide en béton :

$$T = 0.075(h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (1.7)$$

Les équations (1.6) et (1.7) présentes dans le code actuel ont été développées en analysant les périodes fondamentales de 40 bâtiments en Californie (17 bâtiments avec cadre rigide en acier, 14 bâtiments avec cadre rigide en béton armé et 9 bâtiments avec des murs de cisaillement en béton armé) qui ont été mesurées lors du séisme de San Fernando en 1971. La forme de ces équations provient d'une analyse théorique à l'aide de la méthode de Rayleigh (Clough et Penzien, 2003), et le coefficient de chaque SRFL a été obtenu par régression, en utilisant les données de la période mesurée (ATC, 1978).

Cependant, après l'analyse de 85 bâtiments en Californie (dont 42 avec un cadre rigide en acier, 27 avec un cadre rigide en béton armé et 16 avec des murs de cisaillement), certains chercheurs (Goel et Chopra, 1997 et 1998) ont critiqué ces équations et ont recommandé d'augmenter la valeur de l'exposant. Ils ont également suggéré qu'il faudrait une équation plus complexe pour les murs de cisaillement où celle-ci tiendrait compte de la dimension du SRFL. Par la suite, ils ont proposé deux équations empiriques qui peuvent être utilisées comme une

alternative de l'équation (1.7) du CNB. L'équation (1.8) est une approximation de la période fondamentale pour un bâtiment avec un cadre rigide en béton armé.

$$T_L = 0.028(h_n)^{0.8} \text{ (} h_n \text{ en pieds)} \quad (1.8)$$

L'équation (1.9) est une limite supérieure de la valeur obtenue avec l'équation précédente.

$$T_a = 0.045(h_n)^{0.8} \text{ (} h_n \text{ en pieds)} \quad (1.9)$$

b) pour tous les autres SRFL, on utilise l'équation (1.2)

Cette équation est de moins en moins utilisée puisque de meilleures équations ont été développées pour les SRFL (Gilles et al., 2011).

### **Édition 2005**

Dans l'édition de 2005 (CNRC, 2005), l'équation (1.2) reste inchangée. Les équations (1.6) et (1.7) ont été adaptées pour les unités SI par Saatcioglu et Humar (2003). Pour établir ces deux équations, les hypothèses suivantes ont été émises :

- la rigidité se distribue linéairement avec la hauteur du bâtiment et implique un déplacement uniforme entre les étages sous une charge latérale distribuée linéairement ;
- le cisaillement à la base du bâtiment est inversement proportionnel à  $T^{\frac{2}{3}}$  ;
- les déflexions se vérifient lors du dimensionnement aux états limites (Crowley et Pinho, 2006).

Deux nouvelles équations sont ajoutées dans cette édition :

a) les cadres contreventés :

$$T = 0.025 h_n \quad (1.10)$$

Cette équation est basée sur le travail de Tremblay (2005), qui a utilisé des méthodes analytiques pour calculer les périodes fondamentales de 7254 modèles de bâtiments constitués de contreventement en acier. Malheureusement, cette équation n'a pas été validée expérimentalement par manque de données dans la littérature sur les périodes fondamentales des bâtiments multiétages contreventés. À l'aide de MVA, les périodes fondamentales de 22 bâtiments contreventés en acier à un étage sont identifiées par Lamarche et al. (2009). Ces résultats sont utilisés pour développer une équation alternative au code qui explique la flexibilité du diaphragme du toit. Cependant, ces données ne représentent pas le comportement des bâtiments à multiétages, dans lesquels les diaphragmes à chaque étage sont plus rigides.

b) les murs travaillant en cisaillement :

$$T = 0.05 (h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (1.11)$$

Pour l'édition de 2005, la détermination de la période fondamentale avec des méthodes dynamiques reconnues est envisageable à condition que la valeur obtenue ne dépasse pas :

- 1.5 fois la valeur calculée avec les équations (1.2) (1.6) et (1.7) ;
- 2.0 fois la valeur calculée avec les équations (1.10) ;
- 2.0 fois la valeur calculée avec les équations (1.11).

Gilles et McClure (2012) ont effectué une revue de littérature exhaustive sur des modèles empiriques permettant de calculer la période fondamentale de bâtiments composés de mur de cisaillement dans le but d'améliorer l'équation (1.11). Les chercheurs ont enregistré des MVA sur 27 bâtiments contreventés par des murs de cisaillement à Montréal, afin d'examiner ces

modèles empiriques. Pour ce type de bâtiment, ils ont proposé que l'équation (1.12) représente une nette amélioration par rapport à l'équation du CNB. Où  $h_n$  représente la hauteur du bâtiment en mètre.

$$T = 0.019 h_n \quad (1.12)$$

De la même manière, d'autres chercheurs (Tischer et al., 2012) ont développé une nouvelle équation (1.13) sur les cadres rigides en béton armé en tenant compte des murs de remplissage en maçonnerie. Ces chercheurs obtiennent cette équation par régression linéaire et proposent un écart type sur la période fondamentale. Celle-ci prend en compte la présence des murs de remplissage en maçonnerie contrairement aux équations (1.8) et (1.9).

$$T_a = (0.035 \pm 0.007)(h_n)^{\frac{3}{4}} \quad (h_n \text{ en pieds}) \quad (1.13)$$

En se basant sur ces recherches précédentes, Boutin (2013) a effectué une comparaison entre les équations (1.8), (1.9), (1.13), l'équation du CNB et les données expérimentales de Paquette (2011) qui a effectué des analyses statistiques en tenant compte des murs de maçonnerie. La Figure 1.9 révèle le risque de négliger la diminution de la période fondamentale apportée par les murs de maçonnerie puisque les résultats de Paquette (2011) sont inférieurs aux périodes proposées par le CNB. La surestimation de la période naturelle du bâtiment en utilisant le CNB implique une sous-estimation du spectre d'accélération, qui donne lieu à une sous-estimation de la force sismique de calcul  $V$  et a pour conséquence un sous-dimensionnement de la structure. Les équations alternatives de Goel et Chopra (1997) ne corrigent pas le problème, car elles ne tiennent pas compte des murs de remplissage. Par contre, les équations alternatives proposées par Tischer et al. (2012) tiennent compte des murs de remplissage. Elles aboutissent à une meilleure corrélation avec la majorité des périodes, ce qui est essentiel afin de ne pas surestimer la période fondamentale.

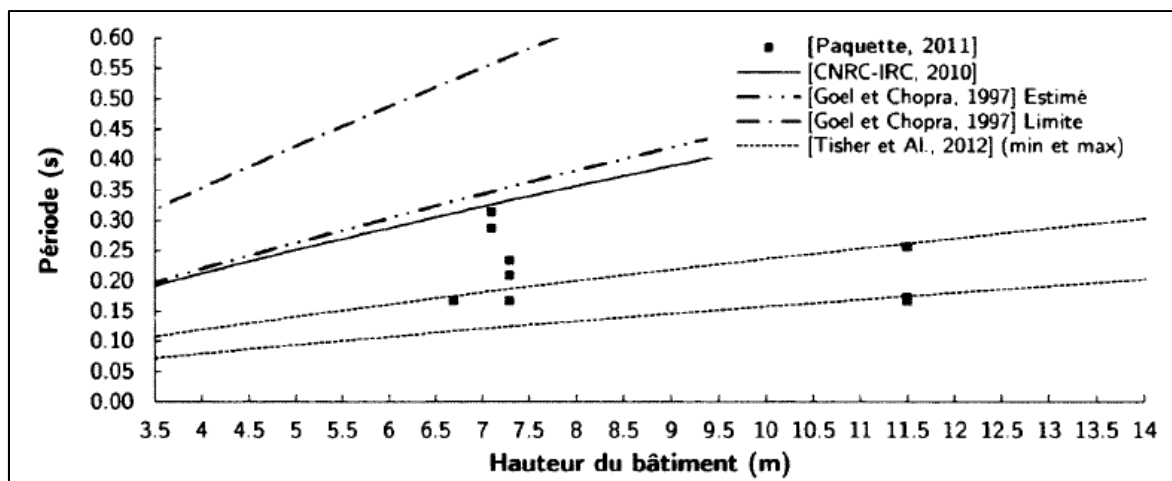


Figure 1.9 Comparaison des périodes fondamentales entre plusieurs équations et les données expérimentales de Paquette (2011)  
Tirée de Boutin (2013)

Gilles et McClure (2012) ont remis également en cause les équations (1.6) et (1.7) du CNB. Au vu d'un faible échantillonnage et d'une corrélation insuffisante avec les périodes calculées du séisme de San Fernando, ces équations sont selon eux désuètes de sens. De plus, il n'y a aucune prise en compte de la rigidité et de la masse du bâtiment dans ces équations alors que ces paramètres sont nécessaires et primordiaux à la bonne estimation de la période fondamentale du bâtiment.

### Éditions 2010 et 2015

Dans les éditions de 2010 et 2015 (CNRC, 2010 et 2015), les équations sont toujours identiques à celles de 2005. Elles dépendent uniquement de la hauteur du bâtiment et ne font pas intervenir des paramètres qui prendraient en compte la masse et la rigidité du bâtiment. Le Tableau 1.1 représente l'évolution des équations de la période du mode fondamental de vibration latérale du bâtiment en fonction du type de SRFL.

Tableau 1.1 Récapitulatif de l'évolution des équations de la période fondamentale du CNB

Système de résistance aux forces latérales	1970-1975	1980-1985	1990	1995	2005-2010-2015
Cadre rigide	$T = 0.1 N$	$T = 0.1 N$	$T = 0.1 N$	X	X
Autre type de SRFL	$T = 0.05 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$	$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$	$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_s}}$	$T = 0.1 N$	$T = 0.1 N$
Cadre rigide en acier	-	-	-	$T = 0.085(h_n)^{\frac{3}{4}}$	$T = 0.085(h_n)^{\frac{3}{4}}$
Cadre rigide en béton	-	-	-	$T = 0.075(h_n)^{\frac{3}{4}}$	$T = 0.075(h_n)^{\frac{3}{4}}$
Cadre contreventé	-	-	-	-	$T = 0.025 h_n$
Mur de cisaillement	-	-	-	-	$T = 0.05 (h_n)^{\frac{3}{4}}$

Le paragraphe 4.1.8.3. 7) du CNB de 2015 et le Guide de l'utilisateur CNB 2015 Commentaires sur le calcul des structures (Partie 4 de la division B), dans le commentaire J, paragraphe 89 alinéa a) affirme qu'on doit prendre en compte l'effet des CS et CNS qui ne sont pas considérés comme faisant partie du SRFL, si et seulement si, ils diminuent la période de la structure de plus de 15 %. Dans ce cas, on doit utiliser la période modifiée pour déterminer les forces de calcul bien que le code ne spécifie pas comment l'ingénieur doit calculer cette diminution. Ce paragraphe est important pour les structures des bâtiments de faible hauteur et de hauteur moyenne parce qu'une réduction de la période produit un accroissement disproportionné des forces d'inertie.

### 1.3 Le comportement des composants non structuraux à l'aide des modèles d'éléments finis

#### 1.3.1 Rappels généraux sur les modèles d'éléments finis

Il est de plus en plus commun d'avoir recours à un modèle numérique pour déterminer les propriétés dynamiques du bâtiment. Grâce à ce type d'outil, il est possible de faire des études assez complexes (dynamique, modale, spectrale, élastique, inélastique...) et de prendre en compte de plus en plus d'éléments lors d'une analyse. Ces logiciels d'analyse structurales sont capables d'analyser les CS ou CNS constituant la structure, les forces s'exerçant dans chacun

de ces éléments, leurs déformations, etc. Quand on choisit d'utiliser un modèle numérique pour étudier les caractéristiques dynamiques de la structure, il faut savoir que les principales difficultés sont de trouver les conditions aux limites des éléments, les caractéristiques des interfaces (ex : les connexions entre le mur de remplissage avec la structure) et les caractéristiques des matériaux (le module élasticité, le poids, le coefficient de poisson, etc.).

### 1.3.2 Modélisation cadre nu des bâtiments

La modélisation cadre nu d'un bâtiment est une analyse simple qui vise à modéliser uniquement la structure primaire (poteaux, poutres, dalles, murs de cisaillement et noyaux rigides) qui reprend les charges tout en négligeant l'ensemble des CNS (murs de remplissage, panneaux préfabriqués, façades, fenêtres, équipements et mobiliers). C'est une analyse rapide des composants (Chopra et Goel, 2002 et 2004 ; Miranda, 1999). Généralement, les ingénieurs responsables de la structure s'arrêtent à ce stade de la modélisation et choisissent de tenir compte des CNS en ajoutant de la masse au niveau des planchers dans le modèle. Dans un tel examen, les CNS participent uniquement à l'augmentation de la masse du bâtiment et on ignore totalement leur apport de rigidité.

Il est clair que les recherches négligeant les CNS dans la modélisation d'un bâtiment aboutissent à une analyse non conservatrice du bâtiment due à une surestimation de la période propre du bâtiment (Li et al., 2011 ; Sofi et al., 2014 ; Sofi et al., 2013 ; Su et al., 2005). Le Tableau 1.2 compare les périodes fondamentales de plusieurs bâtiments obtenues à l'aide de MVA (Asgarian et McClure, 2012 ; Su et al., 2005) avec celle des modèles numériques cadre nu. Ces résultats montrent que la période naturelle d'un bâtiment est grossièrement surestimée lorsque les analyses sont effectuées avec un modèle cadre nu.

Tableau 1.2 Comparaison de la période mesurée par les MVA avec celle des modèles cadre nu

Auteur	Asgarian et McClure (2012)		Su et al (2005)		
Bâtiment	CHU Sainte-Justine Bloc 8	CHU Sainte-Justine Bloc 7	Swire Building	Tsui Tsin Tong Building	Typical harmony blocks
$T_{\text{cadre nu}}$	1.76	0.64	1.22	1.88	2.61
$T_{\text{MVA}}$	0.530	0.540	0.600	0.580	1.540
Diff %	232 %	19 %	103 %	224 %	69 %

### 1.3.3 Modélisation cadre complet des bâtiments

La modélisation cadre complet est une analyse plus longue et plus complexe. Elle correspond à un modèle cadre nu auquel on a ajouté les CNS qui interviennent dans l'augmentation de la rigidité du bâtiment (murs de remplissage, panneaux préfabriqués, façades, murs rideaux...) tel que mentionné au paragraphe 0. Ces CNS sont représentés par des modèles simplifiés proposés dans la littérature. Même si d'importants progrès dans le domaine informatique ont été effectués, il est très laborieux de modéliser rigoureusement les CNS dans un modèle cadre complet. En outre, l'effet d'un seul CNS sur la rigidité totale d'un bâtiment peut être négligeable, mais l'ensemble de leur effet peut être significatif sur les propriétés dynamiques du bâtiment. Durant les deux dernières décennies, la majeure partie des recherches sur les CNS a été effectuée en utilisant des modèles numériques qui tentaient de se rapprocher le plus possible des caractéristiques réelles du bâtiment. Su et al. (2005) ont démontré que l'ajout de CNS à ces modèles avait plus d'effet sur la rigidité structurale du bâtiment que la variation d'autres paramètres tels que : la modification du module de Young du béton armé, l'ajout des poutres secondaires et l'ajout de diaphragmes flexibles pour les planchers. Leurs résultats montrent que les CNS (murs de séparation, murs extérieurs, murs parapets et murs préfabriqués en façade) ont un impact significatif sur la réponse dynamique des structures. Après avoir représenté le modèle cadre nu en négligeant les CNS comme vu dans la section précédente, Asgarian et McClure (2012) ont choisi de les considérer dans leur étude. Ils ont établi que l'ajout des CNS augmente la rigidité latérale du bâtiment et de ce fait diminue la période fondamentale des bâtiments étudiés. En ajoutant des murs de remplissage en maçonnerie au



modèle cadre nu à deux modèles de bâtiments, ils ont remarqué une diminution de la période de 27 % et de 66 % avec les modèles cadre nu initiaux respectifs. Cette diminution de la période fondamentale provient de l'apport de rigidité latérale des murs de remplissage en maçonnerie. Dans des études plus récentes, Devin et al. (2015) se sont intéressés à la contribution des cloisons et des façades sur la rigidité et la masse du bâtiment. Ces recherches ont pour but de comprendre quels sont les CNS qui participent le plus à la rigidité ou à la masse dans un bâtiment.

L'ensemble de ces recherches indiquent qu'une analyse précise des bâtiments ne peut pas être effectuée sans tenir compte des CNS. D'où le besoin de développer des modèles de représentation simplifiés des CNS qui représentent au mieux le comportement de ces composants.

### **1.3.3.1 Les composants non structuraux affectant la rigidité**

Les CNS cités ci-dessous sont des composants considérés pour l'étude des bâtiments MDE et ARBORA.

#### **Mur de remplissage en maçonnerie**

Dans cette sous-section, on cherche à quantifier l'apport de rigidité des murs de remplissage de maçonnerie. Les murs de remplissage en maçonnerie étudiés sont des murs où l'écart entre le remplissage et la structure est rempli à l'aide d'un matériau élastique qui va réduire les chances d'un contact direct avec le cadre. L'étude des murs de remplissage avec un plein contact avec les cadres en béton n'est pas considérée. Des chercheurs (Mehrabi et al., 1996 ; Shing et al., 1994) ont effectué des analyses linéaires sur des cadres rigides seuls. Leur objectif est de comparer les ratios de rigidité entre un cadre complet et cadre nu. Les résultats montrent que le modèle cadre complet a un ratio de rigidité 15 fois supérieur à celui du modèle cadre nu pour des murs de maçonnerie peu rigides, ce ratio est de 50 pour des murs de maçonnerie très rigides. Un mur peu rigide possède un faible ratio hauteur sur largeur. De plus, en effectuant

des tests pseudo-dynamiques linéaires sur un immeuble de 4 étages en béton armé composé de murs de remplissage, Negro et Verzeletti (1996) ont rapporté que les rapports de rigidité sont de l'ordre de 2,6 pour la rigidité et de 1,6 pour la résistance. Les deux ratios sont faibles par rapport à d'autres études, aussi il est important de signaler que les murs de remplissage sont moins présents pour ce bâtiment.

Chaker et Cherifati (1999) ont rapporté des contributions similaires en ce qui concerne l'apport de rigidité et de torsion des murs de maçonnerie. La rigidité latérale, obtenue par analyse modale de leur modèle cadre complet est 7 fois supérieure à celle du cadre nu. Ce résultat permet de quantifier l'apport de rigidité latérale par les panneaux de remplissage. Dans le même but, Lu (2002) a observé que le rapport de rigidité entre les modèles cadre nu et cadre complet analysé dans le domaine non linéaire est de l'ordre de 1 à 2 pour un immeuble de 6 étages, ce qui est inférieur aux résultats des autres études. Les explications possibles à un tel écart viennent du fait que le modèle représente partiellement les CNS et Lu (2002) enregistre les MVA à partir du deuxième étage du bâtiment. Par conséquent, la rigidité est supérieure à la valeur indiquée pour le modèle cadre complet.

Par la suite, Su et al. (2005) se sont intéressés à l'effet des murs de remplissage et leurs données révèlent que l'analyse linéaire du modèle numérique avec ces CNS contribuent à la rigidité latérale du bâtiment, ils observent une augmentation de l'ordre de 61 % dans la direction X et de 82 % dans la direction Y. Cette différence résulte d'une quantité plus importante de CNS dans la direction Y. De plus, Amanat et Hoque (2006) ont analysé la période fondamentale par analyse modale de plusieurs bâtiments ayant comme SRFL un cadre rigide en béton armé. Dans le modèle numérique fictif présenté, ils ont modélisé la bielle de compression se formant dans les murs de remplissage. Les résultats obtenus montrent qu'en absence de CNS dans la modélisation, on obtiendrait une surestimation de la période de 40 % à 160 % en fonction de la quantité de murs de remplissage présents dans le bâtiment. Cette étude démontre que la présence et le nombre de murs de remplissage contribuent à augmenter la rigidité du bâtiment. En outre, toujours par une analyse modale, Quayyum et al. (2010) ont abouti à la même conclusion dans le cas de bâtiments en BA avec un étage souple au rez-de-chaussée. Par la

suite, Li et al. (2011) sont arrivés à la même conclusion en comparant des courbes représentant la force en fonction du déplacement d'un étage entre un modèle cadre nu et un modèle avec structure et murs de remplissage. Dans les analyses non linéaires avec les mêmes conditions de chargement, ils remarquent un accroissement d'environ 60 % de la rigidité structurale en incluant les murs de remplissage. Ces résultats conduisent à une diminution conséquente de la flèche supérieure et du déplacement interétages.

En résumé, ces travaux permettent d'affirmer que les murs de remplissage participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité du bâtiment et de surcroît à une diminution de la flèche, des déplacements entre les étages et de la période fondamentale.

### **Panneaux de façades**

Dans cette sous-section, on cherche à quantifier l'apport de rigidité des panneaux de façades. En étudiant le déplacement interétages obtenu par analyses non linéaires, Li et al. (2009) ont constaté une diminution de 0.1 % à 16 % du déplacement en fonction de la hauteur du bâtiment. Leur étude démontre que les connexions entre les éléments sont importantes pour permettre la bonne distribution de la rigidité dans les bâtiments. Dans chacun des cas, il est primordial de bien représenter les connexions entre les différents éléments. Deux années plus tard, Li et al. (2011) ont estimé une augmentation de 12 % de la rigidité du bâtiment pour un modèle avec des façades (cadre complet) comparativement à un modèle sans façade (cadre nu). De plus, ils ont déclaré que le type de connexions entre la façade et la structure environnante influe sur la rigidité globale du bâtiment. Enfin, dans l'optique de quantifier l'apport de rigidité des façades, Devin et Fanning (2012) ont procédé à des enregistrements de MVA à deux stades de la construction d'un bâtiment. Leur objectif est de mieux comprendre l'impact des façades sur les propriétés dynamiques de la structure. L'enregistrement E1 correspond au stade cadre nu et l'enregistrement E2 coïncide avec la fin de la mise en place des façades, c'est-à-dire au stade cadre complet. En comparant les deux stades de construction, on observe une augmentation de 5 % de la fréquence pour l'enregistrement E2. Par conséquent, il est établi que les façades non porteuses participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité dans le bâtiment.

En résumé, les façades jouent un rôle significatif dans la rigidité latérale d'un bâtiment, d'où l'importance de ne pas les négliger dans la conception et la modélisation.

### **Murs rideaux**

Dans cette sous-section, on cherche à quantifier l'apport de rigidité des murs rideaux sur le bâtiment. Il y a peu d'études visant à quantifier l'apport de rigidité globale des murs rideaux sur l'ensemble d'un bâtiment. Les études suivantes sont dans le domaine non linéaire. Li et al. (2011) ont considéré des panneaux en verre dans les modèles numériques afin de représenter les fenêtres. Les résultats indiquent que ceux-ci apportent une légère contribution (environ 1,2 %) à la rigidité latérale du bâtiment, ce qui est largement moins significatif que l'effet des murs de remplissage ou des façades. Enfin, Shirazi (2005) et Caterino et al. (2017) ont étudié le comportement des murs rideaux soumis à des forces latérales et ils ont développé un modèle simplifié permettant de représenter ces éléments dans un modèle numérique en considérant la rigidité de la connexion entre les meneaux et les traverses du cadre aluminium, l'écart entre le panneau en verre et le cadre aluminium, la rigidité lors du contact entre le panneau en verre et le cadre aluminium et le frottement du joint en caoutchouc avec le panneau en verre.

## Les cloisons

Dans cette sous-section, on cherche à quantifier l'apport de rigidité des cloisons. En vue de caractériser leurs effets, Pernica (1987) a enregistré les caractéristiques d'un bâtiment à trois stades de construction bien distincts : le stade cadre nu, le stade immédiatement après la construction des CS et des murs de maçonnerie extérieurs, et enfin le stade final avec le plancher complété et toutes les cloisons mises en œuvre, c'est-à-dire cadre complet. Il a fourni la première preuve concluante que les cloisons ajoutent non seulement de la masse (ce qui semble évident), de l'amortissement, mais aussi de la rigidité. Il a été démontré qu'il y avait des changements considérables dans les fréquences naturelles et les modes de déformation selon le type de cloisons utilisées. De même que Pernica (1987), Middleton et Pavic (2013) ont publié un article dans lequel ils décrivent les résultats d'une analyse modale sur une structure en acier composite et en béton armé au stade cadre nu (avec seulement des dalles, des poutres et des colonnes); puis au moment où le bâtiment est complété (avec toutes les cloisons). Ces analyses sont effectuées avec des tests modaux à multiples entrées et multiples sorties. Les résultats des tests ont montré un apport de rigidité de la part des cloisons qui se traduit par une augmentation de la fréquence pour les deux premiers modes de l'ordre de 10 à 15 %. Cependant, aucune tentative de modélisation n'a été effectuée dans ces deux dernières études.

Néanmoins, Miskovic et al. (2009) ont réalisé des analyses dynamiques linéaires sur des cloisons. Leur bâtiment est constitué de deux étages structurellement identiques, mais avec un aménagement des cloisons différent. Les résultats indiquent un écart sur les fréquences naturelles et les modes de déformation entre les deux étages. L'aménagement a entraîné un écart de 6 % en moyenne sur les fréquences naturelles des étages. L'ajout des cloisons a permis d'éviter une sous-estimation de la fréquence de plus de 25 % pour les 6 premiers modes. L'ajout des cloisons a eu un impact significatif tant sur les fréquences naturelles que sur l'amortissement de la structure. Ils ont prouvé que des ressorts verticaux pouvaient simuler les effets des cloisons de plâtre et de verre. Quant à Devin et Fanning (2012), ils ont quantifié l'apport de rigidité des cloisons en procédant à plusieurs enregistrements à des stades de

construction différents. Ils ont établi que les cloisons participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité du bâtiment. Plus récemment, Brownjohn et al. (2013) ont trouvé que des éléments coques pouvaient modéliser les murs en briques non structuraux d'un immeuble de grande hauteur en concordant les modèles numériques avec les propriétés modales mesurées avant (c'est-à-dire sans cloisons) et après (c'est-à-dire avec cloisons) la rénovation du bâtiment. Outre, le manque de données expérimentales sur les propriétés modales correspondantes aux différents stades de construction des bâtiments, un autre problème provient de la grande diversité des cloisons. Idéalement, il faudrait non seulement effectuer une étude sur chacune d'entre elles, mais aussi développer une taxonomie similaire à celle utilisée dans l'ingénierie sismique pour les CNS des bâtiments (Porter, 2005).

### **Poutres secondaires**

Généralement, les poutres secondaires sont ignorées dans les modèles numériques. Cependant, négliger cette contribution peut conduire à une sous-estimation de la rigidité de la structure. Su et al. (2005) ont affirmé que les poutres secondaires pouvaient participer de 0.1 à 7.7 % à la rigidité latérale d'un bâtiment.

#### **1.3.3.2 Les composants non structuraux affectant la masse**

Le but de cette section est de quantifier l'apport de masse des CNS. Les principaux composants contribuant à l'augmentation de masse dans un bâtiment sont les suivants :

- les cloisons amovibles ou en faible quantité ;
- le mobilier ;
- les systèmes mécaniques, électriques, etc.

Récemment, Devin et Fanning (2012) se sont intéressés à ce sujet en comparant les enregistrements des MVA réalisées à des périodes de construction différentes. L'une de leurs approches vise à comparer deux enregistrements d'un même bâtiment. Dans le premier, la structure et la pose des façades sont achevées à ce stade de la construction. Dans le second,

l'ajout des cloisons, les services mécaniques et l'aménagement ont été effectués entre temps. L'analyse des données in situ révèle une diminution de la fréquence entre les deux enregistrements reliés à l'addition des cloisons, des services mécaniques et d'ameublement jouent un rôle significatif dans l'augmentation de la masse dans le bâtiment. De plus, Sofi et al. (2013) ont représenté les cloisons, présentes en faible quantité, par des connexions aux planchers supérieurs et inférieurs par des appuis fixes. Ces résultats dévoilent que, sous une telle modélisation, les cloisons contribuent à une augmentation de la période fondamentale. Ces résultats indiquent que les cloisons ont peu d'effet sur la rigidité latérale du bâtiment, mais ont plutôt un rôle dans l'ajout de masse au niveau des planchers du bâtiment. Les cloisons ont un effet sur la période naturelle du bâtiment seulement si on en recense une quantité importante.

En résumé, lors de la réalisation du modèle numérique, les CNS tels que les cloisons amovibles ou en faible quantité, le mobilier, les systèmes mécaniques et électriques ne sont pas représentés physiquement dans le modèle. Ils sont pris en considération en calculant étage par étage la masse de tous les CNS qui ne participent pas à l'augmentation de la rigidité. Le but étant d'appliquer une charge uniformément répartie à chaque étage correspondant à la masse des CNS en question.

#### **1.3.4 Modélisation simplifiée des composants non structuraux**

Des modèles simplifiés des CNS considérés dans les deux bâtiments étudiés sont développés et expliqués afin de les incorporer par la suite dans les modèles numériques.

#### **1.3.4.1 Mur de remplissage**

Les murs de remplissage peuvent être considérés comme des CNS, et plus précisément des composants architecturaux selon la norme CSA 832-14 (CSA, 2014). Ces composants sont habituellement ignorés par les codes de conception, bien qu'on les considère dans les analyses en appliquant leur poids sur les planchers. Au vu des recherches observées depuis quelques décennies, on sait dorénavant que ces derniers contribuent à la rigidité latérale du bâtiment. Plusieurs études illustrant les dommages après un événement sismique témoignent de l'importance non négligeable des murs de remplissage sur la réponse dynamique de la structure (Bruneau, 1994). On adopte couramment deux techniques pour modéliser des murs de remplissage : la première consiste en un modèle simplifié visant à traduire le comportement du mur par une bielle de compression au moyen d'un contreventement diagonal de compression (CDC), la seconde vise à représenter le mur par un élément coque connecté à la structure.

#### **Les modèles de bielle à l'aide d'un contreventement diagonal en compression (CDC)**

Cette sous-section présente des équations tirées de la littérature sur les modèles de bielle à l'aide d'un CDC afin de comparer leurs pertinences avec une seconde technique qui est détaillée dans la sous-section suivante. Les premières recherches sur les murs de remplissage ont été menées par Polyakov (1960). Il fut le premier à s'intéresser aux effets des CNS sur les structures en béton armé. Plusieurs tests à une échelle réelle sont réalisés sur des structures carrées et rectangulaires. Ces travaux ont démontré que les murs de remplissage en maçonnerie et ceux de la structure se comportent de manière monolithique jusqu'à ce que des fissures entre le mur de remplissage et la structure se développent autour du périmètre de l'élément de remplissage à l'exception des deux coins diagonaux opposés. Comme la charge augmente lors de l'expérience, une bielle de compression se forme dans le mur et cette compression diagonale commence à raccourcir l'élément de remplissage tandis que la tension diagonale a tendance à l'étirer. Par conséquent, la maçonnerie fissure le long de la diagonale. La structure continue à résister à la charge croissante en dépit des nouvelles fissures diagonales qui apparaissent et qui continuent à se propager. La défaillance du système est définie comme étant le moment où



apparaissent des fissures conséquentes dans l'élément. En observant ce type de comportement, il a été conclu que la bielle de compression se formant dans le mur de remplissage peut être modélisée par un CDC. Par la suite, des chercheurs tentèrent d'affiner ce modèle. Holmes (1961) a proposé une méthode afin de prédire les déformations et la résistance des murs de remplissage, basée sur le modèle de Polyakov. Son hypothèse était que le mur de remplissage agissait comme une bielle de compression de même épaisseur et de même module d'élasticité que le matériau de remplissage et que la largeur effective de la bielle devait être égale à un tiers de la longueur de la diagonale.

Smith (1967) a mené une série d'essais sur un modèle à deux étages constitués de murs de remplissage chargés latéralement jusqu'à la rupture. L'étude montre que le mur de remplissage peut-être modélisé par un CDC équivalent relié aux coins chargés (*voir* Figure 1.10).

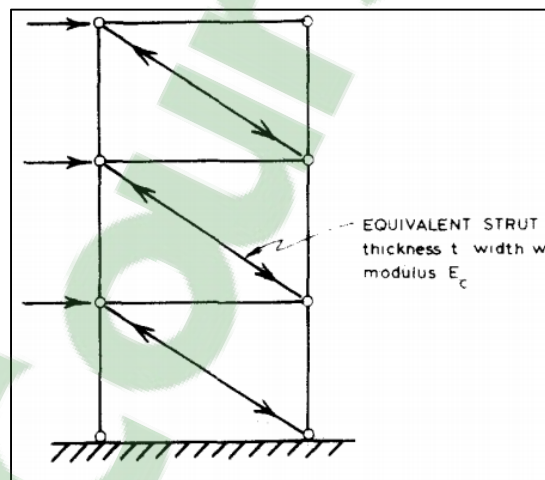


Figure 1.10 Schéma explicatif d'un contreventement diagonal de compression  
Tirée de Smith (1967)

Cela signifie que le mur de remplissage délimité par les poutres et les colonnes peut être remplacé par un CDC reliant les quatre coins du cadre. Le CDC doit avoir une longueur égale à celle de la diagonale du mur, aussi son épaisseur et son module d'élasticité sont identiques à celle du mur. Stafford Smith a approuvé le modèle de Holmes (1961) en y suggérant que la largeur effective du CDC ne devait pas être une valeur fixe, mais plutôt une fonction du rapport (hauteur/épaisseur) du mur et de la rigidité relative de la colonne et du remplissage.  $\lambda h$  est la rigidité relative du mur de remplissage par rapport à la colonne définie par l'équation (1.14).

$$\lambda h = \sqrt[4]{\left(\frac{E_c * t * \sin 2\theta}{4EIh'}\right)} * h_{col} \quad (1.14)$$

Où  $E_c$  est le module élastique de la maçonnerie de remplissage en briques (ksi),  $t$  est l'épaisseur de la maçonnerie de remplissage en briques (in),  $h'$  est la hauteur de la maçonnerie de remplissage en briques (in).  $E$  est le module élastique de l'élément de structure environnante (ksi),  $I$  est le moment d'inertie de l'élément de structure environnante ( $\text{in}^4$ ),  $h_{col}$  est la hauteur de la colonne (in),  $\theta$  est l'angle entre le CDC et l'horizontale (radians). Ayant  $\lambda h$ , le rapport de la largeur effective par rapport à la longueur de la diagonale du mur de remplissage,  $\frac{W_{eff}}{d}$  peut être lu à partir des courbes expérimentales fournies par Smith (1967).

Par la suite, Durrani et Luo (1994) ont analysé une série de modèles numériques comprenant des murs de remplissage en maçonnerie. Leurs recherches ont permis de développer les équations (1.15) à (1.17) qui permettent de calculer la largeur effective CDC. Où  $W_{eff}$  est la largeur effective du CDC (in) définie par l'équation (1.15) puis  $\gamma$  et  $m$  des coefficients définis dans les équations (1.16) et (1.17) qui sont utilisés pour déterminer la largeur effective du CDC. Contrairement aux autres formulations proposées qui négligeaient la rigidité des poutres dans le calcul de la largeur effective, ils prennent bien en compte ce paramètre et indiquent que la section des poutres n'a qu'un léger effet sur la largeur effective du CDC.

$$W_{\text{eff}} = \gamma * \sqrt{L^2 + H^2} * \sin 2\theta \quad (1.15)$$

$$\gamma = 0.32 * \sqrt{\sin 2\theta} \left( \frac{H^4 E_w t_w}{m E_{\text{col}} I_{\text{col}} H_{\text{in}}} \right)^{-0.1} \quad (1.16)$$

$$m = \left( 1 + \frac{6 E_b I_b H}{\pi E_{\text{col}} I_{\text{col}} L} \right) \quad (1.17)$$

Où H est la hauteur de l'étage (in),  $H_{\text{in}}$  est la hauteur nette du panneau de remplissage (in), L est la longueur de travée de la structure (in),  $t_w$  est l'épaisseur du mur de remplissage (in),  $E_w$  est le module élastique du mur de remplissage (ksi),  $E_{\text{col}}$  est le module élastique de la colonne (ksi) et  $E_b$  est le module élastique de la poutre (ksi).  $I_{\text{col}}$  est le moment d'inertie de la colonne ( $\text{in}^4$ ),  $I_b$  est le moment d'inertie de la poutre ( $\text{in}^4$ ) et  $\theta$  est l'angle entre le CDC et l'horizontale (radians).

L'organisme FEMA (2000) a suggéré que la rigidité élastique d'un mur en maçonnerie non armé de remplissage avant fissuration peut être représentée par un CDC possédant la même épaisseur et le même module d'élasticité que le mur de remplissage. La seule différence avec les recherches précédentes provient de calcul de la largeur effective « a » du CDC (in) définie par l'équation (1.18) et  $\lambda_1$  un coefficient défini par l'équation (1.19) qui est utilisée pour déterminer la largeur effective du CDC.

$$a = 0.175 (\lambda_1 h_{\text{col}})^{-0.4} * r_{\text{inf}} \quad (1.18)$$

$$\lambda_1 = \sqrt[4]{\left( \frac{E_{\text{me}} * t_{\text{inf}} * \sin 2\theta}{4 E_{\text{fe}} I_{\text{col}} H_{\text{inf}}} \right)} \quad (1.19)$$

Où  $h_{\text{col}}$  est la hauteur de la colonne entre les poutres (in),  $H_{\text{inf}}$  est la hauteur du panneau de remplissage (in),  $E_{\text{fe}}$  est le module d'élasticité attendu du matériau de la structure (ksi),  $E_{\text{me}}$  est le module d'élasticité attendu du matériau de remplissage (ksi) et  $I_{\text{col}}$  est le moment d'inertie

de la colonne ( $\text{in}^4$ ).  $L_{\text{inf}}$  est la longueur du panneau de remplissage (in),  $r_{\text{inf}}$  est la longueur de la diagonale du panneau de remplissage (in.),  $t_{\text{inf}}$  est l'épaisseur du panneau de remplissage (in) et  $\theta$  est l'angle entre le CDC et l'horizontale (radians).

Le modèle du CDC est largement accepté comme un outil simple et rationnel pour décrire l'influence des panneaux de maçonnerie sur la structure de remplissage (voir Figure 1.11).

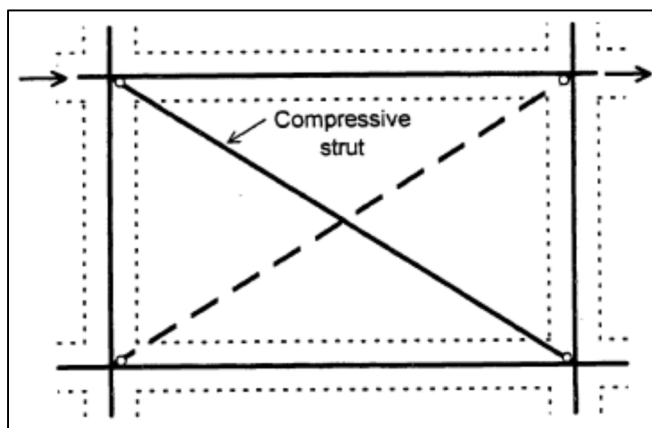


Figure 1.11 Modèle de contreventement diagonal de compression pour les murs de remplissage  
Tirée de Crisafulli et al. (2000)

Cependant, le modèle avec un seul CDC ne décrit pas l'effet local résultant de l'interaction entre les murs de remplissage et la structure entourant le panneau. Il en résulte que le moment de flexion et les forces de cisaillement des CS ne sont pas réalistes et la localisation des rotules plastiques ne peut pas être précise. De plus, l'obtention de la rigidité non linéaire équivalente n'est pas simple en présence d'ouvertures dans les murs en maçonnerie. Il est aussi difficile de prédire la zone endommagée de la maçonnerie et le comportement sous déformations importantes. Ceci n'est pas surprenant étant donné les hypothèses suivantes :

- le cisaillement horizontal et la déformation de la structure sont suffisamment grands pour provoquer une perte de contact entre le panneau et les colonnes dans les deux coins diagonalement opposés ;
- l'état de contraintes dans le panneau de maçonnerie provoque l'apparition de fissures dans les briques ou le mortier, délimitant une diagonale entre les deux autres angles. La force et

les conditions aux limites d'un panneau isolé sont différentes de celles d'un panneau dans une structure complète.

Les figures 1.13 (a), (b) et (c) montrent des modèles avec plusieurs CDC (Chrysostomou, 1991 ; Crisafulli, 1997 ; König, 1991), leurs principaux avantages, même s'ils sont complexes, sont de représenter avec plus de précision l'action de la structure. En outre, dans d'autres études (San Bartolomé, 1990 ; Syrmakezis et Vratsanou, 1986) on a choisi d'augmenter le nombre de CDC et d'utiliser dans les analyses un modèle semblable à celui montré à la Figure 1.12 (b) avec respectivement cinq et neuf CDC, dans chaque direction.

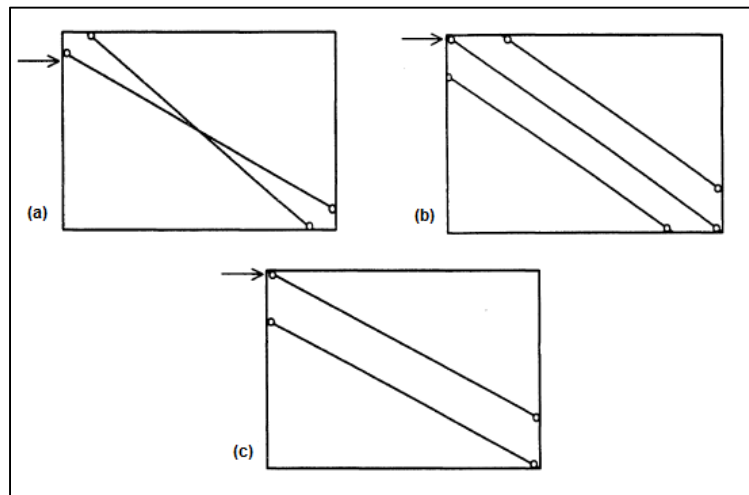


Figure 1.12 Schéma de plusieurs contreventements diagonaux de compression  
Adaptée de Crisafulli et al. (2000)

Enfin, en menant une évaluation quantitative sur la performance sismique et la vulnérabilité des murs de maçonneries, Lefebvre (2012) a modélisé les murs de maçonnerie par des bielles de compression avec des rotules plastiques. L'utilisation de cette méthode est basée sur les travaux de la FEMA (2000) et Al-Chaar (2002), elle permet de prendre en compte les modes de ruptures des murs et de considérer la présence d'ouvertures.

### **Le modèle continu**

Une autre façon de modéliser les murs de remplissage est de les considérer comme un panneau plan composé de matériau homogène (*voir* Figure 1.13). Dans la littérature, ce type de matériau est ce que l'on appelle communément un matériau continu, homogène et isotrope.

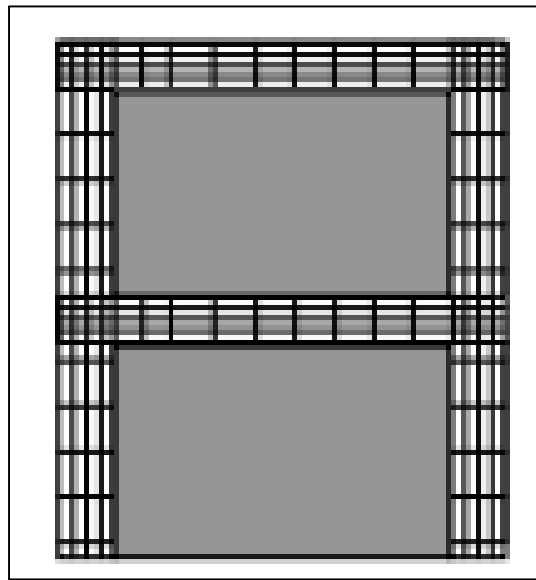


Figure 1.13 Modèle continu des murs de maçonnerie  
Adaptée de Asgarian et McClure (2012)

En adoptant cette technique, le mur de remplissage est simulé par des éléments coques. Une des parties essentielles de ce procédé consiste à définir les propriétés équivalentes du matériau afin que l'élément panneau représente correctement le comportement du mur. Certains chercheurs (Asgarian et McClure, 2012 ; Li et al., 2010 ; Sofi et al., 2013) ont défini des

éléments coques pour les murs en maçonnerie ainsi que leurs caractéristiques (résistance en compression, module d'élasticité, coefficient de Poisson, densité et module de cisaillement).

En outre, il est nécessaire de définir l'interaction entre les murs de remplissage et la structure environnante. Dans la pratique, les murs de remplissage sont reliés à la structure en utilisant du remplissage élastique entre le mur et le cadre. Ici, la faiblesse de la connexion provient du contact susceptible entre le mur de remplissage et le cadre environnant, qui induit une modification du trajet de la charge (voir Figure 1.14). Les deux scénarios extrêmes de ce type de connexion sont justement de ne pas avoir de lien entre les éléments (des espaces existent entre le cadre et le mur de remplissage) et une connexion rigide (les murs de remplissage sont construits comme des murs bâtis dans la structure).

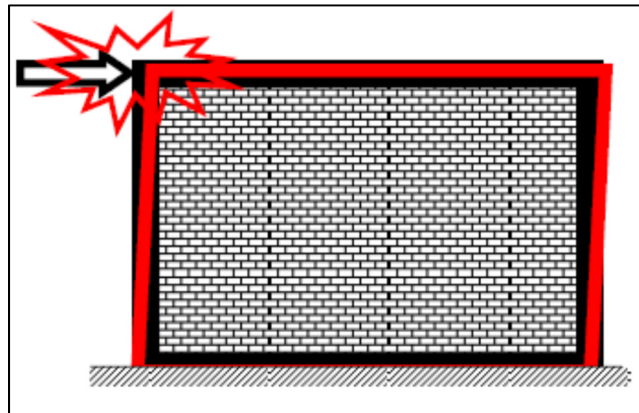


Figure 1.14 Mur de remplissage  
Tirée de Li et al. (2010)

À ce jour, il n'y a ni exigences ni lignes directrices qui traitent de la modélisation de l'interface entre le mur de remplissage et la structure environnante. Cependant, il existe quelques travaux qui portent sur ce sujet (Lefebvre, 2012). Doudoumis (2007) a étudié l'importance des conditions de contact entre le mur de remplissage et sa structure environnante. Il a conclu que les conditions de l'interface, le coefficient de friction, la taille du maillage, la rigidité des colonnes et des poutres et la dimension du mur influencent la réponse de la structure entourant le mur de remplissage, bien que leur effet orthotrope soit minime. Lorsque la densité du

maillage est de plus en plus fine, le modèle de contrainte dans le mur s'améliore, avec des valeurs maximums d'effort en compression dans les coins du panneau. L'existence d'un coefficient de frottement à l'interface a été évoquée pour augmenter la rigidité latérale du système. Cependant, le coefficient de frottement dépend de la qualité du matériau et de sa fabrication (CEB, 1996), qui sont des paramètres difficiles à définir avec précision, de sorte que les codes ne fournissent aucune indication à cet effet.

Des études modélisent les murs de remplissage avec des éléments coques et utilisent des éléments de contact pour connecter le mur de remplissage avec la structure environnante (El-Dakhakhni et al., 2003 ; Li et al., 2009 et 2010). Dans ces études, le comportement hors plan des éléments coques n'est pas considéré puisque les chercheurs affirment que les murs de remplissage améliorent la résistance, la rigidité et la capacité d'absorption d'énergie dans le plan. De plus, le risque de flambement des murs dans ces conditions est faible.

L'élément de contact, aussi appelé *gap element*, est capable de supporter uniquement la compression dans la direction normale aux surfaces et le cisaillement dans la direction tangentielle. Dorji et Thambiratnam (2009) ont proposé l'équation (1.20) pour calculer la rigidité de l'élément de contact  $K_g$  par une procédure d'essai et d'erreur basée sur les résultats de Doudoumis et al. (1995). L'avantage d'utiliser l'élément de contact est sa simplicité dans la modélisation et sa capacité à transférer la rigidité du mur au cadre sans pourtant transmettre les charges du bâtiment.

$$K_g = 0,0378 * K_i + 347 \quad (1.20)$$

$$K_i = E_i * t_i \quad (1.21)$$

Où  $K_g$ , est la rigidité axiale de l'élément de contact en N/mm ;  $K_i$ , est la rigidité du mur de remplissage en N/mm ;  $E_i$  est le module élastique d'Young du mur de remplissage MPa ;  $t_i$ , est l'épaisseur du mur de remplissage en millimètres.



Le modèle continu est une méthode plus complexe qui fournit une représentation calculée précise des aspects matériaux et géométriques si et seulement si les propriétés et les sources de non-linéarité de la maçonnerie sont soigneusement définies.

### Choix du modèle simplifié des murs de remplissage

Afin de choisir le futur modèle utilisé, on effectue une comparaison des périodes fondamentales rapportées par les chercheurs (Asgarian et McClure, 2012 ; Chaker et Cherifati, 1999 ; Sofi et al., 2013 ; Su et al., 2005) entre les deux méthodes présentées. Les résultats de Asgarian et McClure (2012) rapportés au Tableau 1.3 révèlent un écart de 9 à 96 % entre les MVA et les modèles utilisant les CDC. Quant au Tableau 1.4, le modèle continu présente un écart de 3 à 37 % avec les MVA (Asgarian et McClure, 2012 ; Chaker et Cherifati, 1999 ; Sofi et al., 2013 ; Su et al., 2005).

Tableau 1.3 Comparaison des périodes entre les MVA et les modèles de CDC selon Asgarian et McClure (2012)

Auteur	Asgarian et McClure (2012)			
	CHU Sainte-Justine Bloc 8		CHU Sainte-Justine Bloc 7	
$T_{MVA}$	0.53	Diff %	0.54	Diff %
$T_{StaffordSmith}$	0.91	72 %	0.58	9 %
$T_{Durrani etLuo}$	0.90	70 %	0.58	9 %
$T_{FEMA-356}$	1.04	96 %	0.61	15 %

Tableau 1.4 Comparaison des périodes entre les MVA et le modèle continu selon différents auteurs

Auteur	Asgarian et McClure (2012)		Su et al (2005)			Sofi (2013)		Chaker (1999)
Bâtiment	CHU Sainte-Justine Bloc 8	CHU Sainte-Justine Bloc 7	Swire Building	Tsui Tsin Tong Building	Typical harmony blocks	Swire Building	Redmond Barry Building	-
$T_{MVA}$	0.53	0.54	0.60	0.58	1.54	0.60	0.73	0.15
$T_{\text{Modèle continu}}$	0.60	0.47	0.58	0.55	1.25	0.62	0.77	0.20
Diff %	13 %	-13 %	-3 %	-5 %	-19 %	3 %	5 %	37 %

Cette comparaison permet de montrer que l'utilisation d'un modèle continu est plus complexe, mais permet de mieux représenter les murs de remplissage. En effet, le modèle continu présente des résultats de période fondamentale plus proche des MVA que celle du CDC. Par conséquent, la meilleure technique parmi les méthodes adoptées pour modéliser les murs de remplissage est le modèle continu. L'utilisation des éléments coques et de contact pour représenter les murs de remplissage est alors recommandée pour ce projet de recherche. Par ailleurs, puisqu'on s'intéresse aux propriétés dynamiques dans le domaine linéaire, il n'est pas nécessaire de représenter la fissuration du remplissage menant au comportement non linéaire de la maçonnerie. L'analyse restera une analyse linéaire élastique.

#### 1.3.4.2 Façade et cloison

Récemment, Li et al. (2009) ont modélisé les façades par des éléments de coques connectés à la structure par des *gap elements*. Toutefois, le maillage et les caractéristiques donnés aux éléments de contact ne sont pas précisés. De même, Brownjohn et al. (2013) ont utilisé des éléments coques pour modéliser les murs en briques non structuraux (cloisons/façades) d'un immeuble de 80 mètres de hauteur. En outre, ils ont fait concorder les modèles numériques avec les propriétés modales mesurées avant (c'est-à-dire sans cloisons/façades) et après (c'est-à-dire avec cloisons/façades) la rénovation du bâtiment. Cependant, leurs travaux ne sont pas assez détaillés pour pouvoir les utiliser dans ce projet. Néanmoins, Devin et al. (2015) ont modélisé les cloisons et les façades par des ressorts linéaires uniaxiaux verticaux en leur

imposant une rigidité calculée. Ils supposent que la rigidité des cloisons est définie par l'équation (1.22), et elle se traduit comme la rigidité de la structure environnante (cadre en métal) et la rigidité du panneau en gypse.

$$K_{\text{Partitions}} = K_{\text{Supports}} + K_{\text{Gypsum}} \quad (1.22)$$

Contrairement aux cloisons, ils émettent l'hypothèse que le revêtement des façades ne contribue pas à la rigidité de l'élément compte tenu de la présence d'un joint scellé par du silicone entre le revêtement et la façade, la rigidité des façades est donnée par l'équation (1.23)

$$K_{\text{Façades}} = K_{\text{Supports}} \quad (1.23)$$

Les chercheurs négligent la rigidité de torsion et de flexion du ressort dans leur modèle. Les éléments sont verticaux et connectés aux nœuds au-dessus et au-dessous de chaque étage simulant la pleine hauteur des cloisons et des façades. À ceux-ci, ils ajoutent au nœud du dessous de chaque ressort une masse correspondant au poids de la façade ou du panneau, dépendamment de l'élément sélectionné. Par la suite, ils tentent d'optimiser la valeur de rigidité calculée en utilisant la méthode des réponses de surface (Ren et Chen, 2010). La méthode consiste à générer des réponses de surface du modèle en faisant varier plusieurs paramètres choisis par l'utilisateur. Dans ce cas, on fait varier la rigidité des ressorts associés aux cloisons et aux façades.

#### 1.3.4.3 Mur rideau

Les murs rideaux sont considérés comme des éléments secondaires puisqu'ils ne supportent pas les charges principales du bâtiment et sont simplement attachés aux planchers de chaque étage. Leur modélisation dans les modèles numériques est considérée comme étant une analyse complexe. Un des premiers problèmes provient de l'espace entre le panneau de verre et la structure en aluminium qui est souvent inadéquat pour les séismes modérés. Ceci a pour effet

d'entraîner un contact entre les deux parties et ainsi soumettre le panneau de verre à une compression le long de sa diagonale. Généralement, le contact entre le panneau en verre et la structure en aluminium se produit au niveau du coin du panneau ou près des coins. C'est d'ailleurs à cet endroit que l'on voit apparaître les premières fissures.

Des chercheurs (Caterino et al., 2017 ; Memari et al., 2011 ; Shirazi, 2005) ont effectué des tests dans le domaine inélastique où ils appliquent une force croissante sur un mur rideau afin d'enregistrer son déplacement, la distribution des efforts et ses caractéristiques. Par la suite, ils ont développé des modèles numériques des murs rideaux en se basant sur les données obtenues lors de tests. Les résultats obtenus classent les contraintes subies par le mur rideau en deux catégories (Shirazi, 2005) :

- le frottement du joint d'étanchéité sur le bord du panneau en verre ; cette pression du joint génère une contrainte qui est quasi constante lors de l'augmentation du déplacement appliqué au panneau ;
- le contact entre le coin du panneau en verre et le bord du cadre ; cette contrainte ne dépend pas seulement de la force appliquée au panneau, mais aussi des conditions aux limites des coins du panneau en verre, de l'écart initial entre le panneau en verre et les attaches de la structure aluminium, de l'épaisseur du panneau, de la rigidité de la flexion de la structure, de la connexion au niveau de la traverse et du meneau et de la rigidité à la torsion de la structure.

Dans son étude, Shirazi (2005) a observé que le déplacement du panneau augmente tout au long du test et les conditions aux limites changent au cours de l'essai (pas de contact, contact et friction). On remarque une diminution de l'écart entre la structure aluminium et le verre, suivi d'un contact entre ces deux parties, et le tout s'achève par une friction du joint. Le modèle numérique doit être capable de modéliser ces effets, mais aussi de simuler l'écart initial entre le panneau en verre et le cadre. Initialement, il existe un espace entre le panneau de verre et le cadre situé autour du panneau de verre (sauf aux endroits où les bords entrent en contact avec les blocs de pose et les blocs latéraux). La contrainte subie par un panneau en verre résulte du contact entre le cadre et le verre et dépend du déplacement appliqué, des conditions au coin du

panneau de verre, de l'écart initial entre le panneau de verre et le bord du vitrage, de l'épaisseur du verre, de la connexion meneau-traverse et de la rigidité de torsion de la structure. Les difficultés de la modélisation sont les suivantes (Caterino et al., 2017 ; Memari et al., 2011) :

- 1) les connexions et la rigidité de torsion entre les meneaux et les traverses ;
- 2) l'espace entre le panneau en verre et la structure en aluminium ;
- 3) la rigidité du cadre lors du contact ;
- 4) la modélisation de l'effet de frottement du joint.

Dans le but de répondre à ces difficultés, Caterino et al. (2017) modélisent les panneaux en verre par des éléments coques et les meneaux/traverses en aluminium par des éléments poutres. De plus, ils ont choisi d'utiliser un *gap element* pour modéliser le contact entre le panneau de verre et les attaches de la structure en aluminium afin de simuler les conditions aux limites du panneau en verre. En attribuant une rigidité aux éléments de contact, ils simulent les déformations locales du cadre. Ces chercheurs choisissent une liaison rigide entre les traverses et les meneaux pour représenter la connexion fixe. De plus, ils utilisent un lien élastoplastique (modèle de Wen) afin de modéliser l'effet de friction. Enfin, le flambement des panneaux en verre n'a pas été pris en compte parce qu'un tel mode de défaillance ne s'est pas produit pendant les essais.

#### **1.3.4.4 Systèmes fonctionnels, mobiliers et composants affectant la masse**

Ces composants participent essentiellement à l'ajout de masse dans le bâtiment. Il est recommandé de calculer uniquement leur masse présente au niveau des planchers du bâtiment et de la répartir uniformément sur chaque étage.

## 1.4 Conclusion

Ce chapitre présente l'état de l'art des CNS suivi d'un bilan détaillé sur les modèles numériques et les méthodes de représentation simplifiée utilisées pour la modélisation des CNS. D'après l'ensemble des études effectuées, on en déduit que ces composants devraient être pris en compte dans le calcul de l'équation de la période fondamentale du CNB pour éviter un sous-dimensionnement de la structure. De plus, beaucoup de chercheurs développent des modèles simplifiés de CNS afin de mieux représenter le comportement des modèles numériques. Non seulement ces composants affectent les propriétés dynamiques (déplacement, résistance et rigidité), mais aussi les propriétés modales (amortissements, modes de déformation et fréquences) d'un bâtiment. En effet, cette présente revue de littérature a permis de montrer que les murs de remplissage, les façades, les murs rideaux et les cloisons sont des CNS qui rigidifient la structure dépendamment de leur quantité dans le bâtiment. En effet, en ajoutant des murs de maçonnerie dans un modèle cadre nu, les ratios de rigidité ont augmenté de 1 à 50 fois. En outre, des augmentations de 1.2 de 12 % de la rigidité ont été constatées en considérant les façades et les murs rideaux dans les modèles numériques. De même, en ajoutant les cloisons aux modèles, les bâtiments se sont rigidifiés puisque les fréquences des modèles ont augmenté de 10 à 25 %. Contrairement aux cloisons amovibles ou en faible quantité, aux systèmes mécaniques et électriques, et au mobilier, etc. qui ont apporté essentiellement de la masse dans les bâtiments. Enfin, il a été démontré que les poutres secondaires ont peu d'effet sur la rigidité de la structure.

En conclusion, lors de la conception d'un bâtiment, il est essentiel de ne pas négliger l'ensemble des CNS et d'envisager de tenir compte de leur effet dans les équations des codes de construction.

Le chapitre suivant s'est intéressé à l'étude détaillée de deux bâtiments : la MDE et le bâtiment ARBORA avec leur description complète, la présentation des CS et CNS et leurs connexions.

## CHAPITRE 2

### DESCRIPTION DES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS : LA MAISON DES ÉTUDIANTS ET LE BÂTIMENT ARBORA

Une description détaillée des bâtiments, une liste des CS et des CNS des bâtiments et les connexions entre ces composants sont présentées dans ce chapitre. L'étude des plans structuraux et architecturaux, des visites in situ des bâtiments, et une communication avec les ingénieurs responsables ont été nécessaires pour l'analyse de ces bâtiments.

#### 2.1 La Maison des étudiants

##### 2.1.1 Présentation du bâtiment

La Maison des étudiants située sur le campus de l'ÉTS, rue Notre-Dame à Montréal, est un immeuble à bureaux de six étages caractérisé par une façade entièrement vitrée, un atrium et une porte à faux (*voir* Figure 2.1). Cette configuration optimise l'ensoleillement extérieur ainsi que l'apport de lumière à l'intérieur du bâtiment, tout en offrant une vitrine à la vie étudiante de l'institution. Du côté nord, le mur rideau de cinq étages dévoile les activités de la vie étudiante. Puis, une impressionnante ferme d'acier soutient un gradin en porte-à-faux au sud du bâtiment, offrant une vue sur le parc et sur *Griffintown* en arrière-plan. En guise de reconnaissance pour la structure d'acier et son style remarquable, le bâtiment a remporté le prix d'excellence de l'Institut Canadien de la Construction en Acier, dans la catégorie des projets commerciaux et institutionnels.



Figure 2.1 Photographies de la MDE  
<http://www.westmountmag.ca> (consulté en septembre 2016)

La MDE est un bâtiment mixte en béton armé et en acier mesurant 28,5 m de hauteur (voir Figure 2.2). Il possède deux niveaux en sous-sol, suivis de 4 étages composés essentiellement de bureaux et d'espaces de travail, puis d'un cinquième étage actuellement non aménagé et un dernier étage composé d'une salle mécanique pour le traitement des eaux, l'électricité et la ventilation mécanique du bâtiment avec une extension des ascenseurs et des escaliers. Ce bâtiment a une forme quasiment carrée à la base avec des dimensions de 56.6 m de large sur 56.8 m de long. Le bâtiment est irrégulier puisqu'il possède une irrégularité du poids selon le paragraphe 4.1.8.6 du CNB2015.



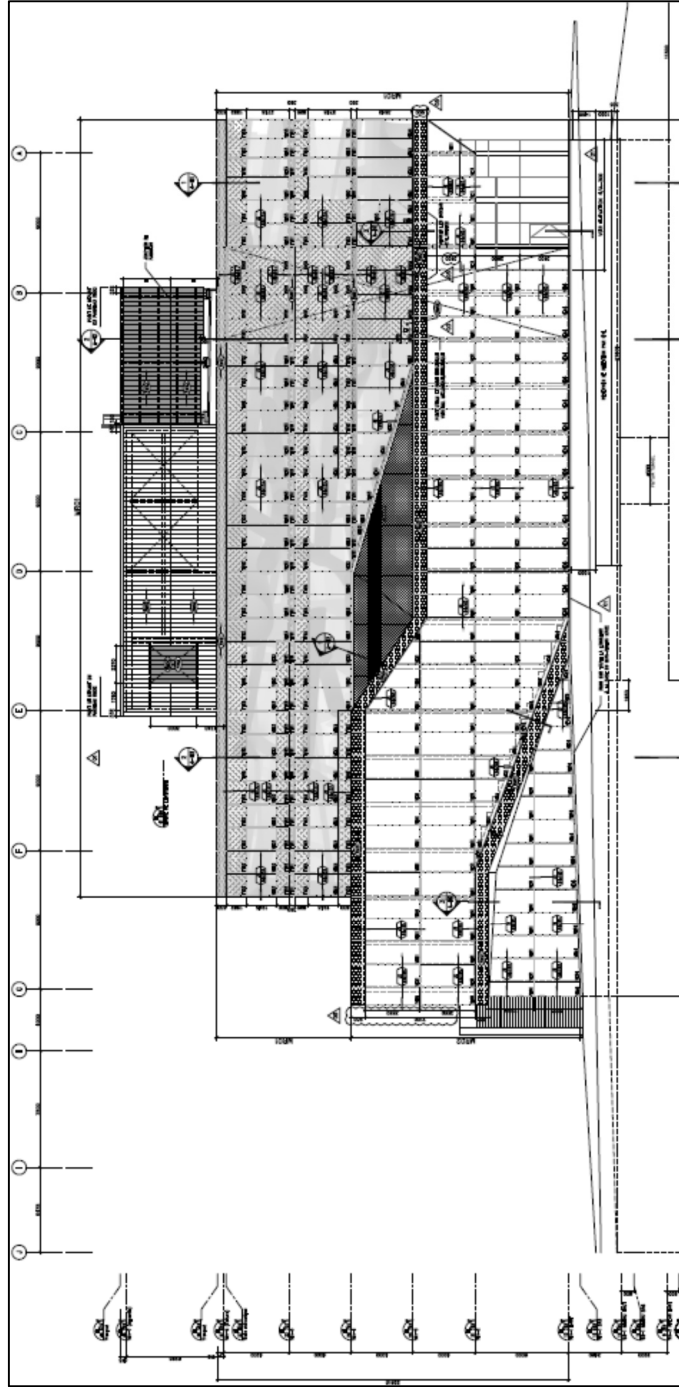


Figure 2.2 Élévation est de la MDE  
Tirée de Shoener (2014)

La Figure 2.3 montre le plan structural du rez-de-chaussée du bâtiment ainsi que son SRFL qui est composé de noyaux rigides en béton armé avec deux murs de cisaillement situés à l'est et l'ouest du bâtiment. La MDE se compose également de murs en maçonnerie au rez-de-chaussée, de poutres secondaires et de murs rideaux. Le bâtiment est situé sur une catégorie de sol du type C, sol très dense et roche tendre.



Figure 2.3 Plan du rez-de-chaussée de la MDE  
Adaptée de Malenfant (2013)

### **2.1.2 Composants structuraux**

Les composants mentionnés dans cette partie sont les composants constituant la structure primaire du bâtiment. Les CS présents dans la MDE sont les dalles en béton armé, les poutres, les colonnes, les murs de cisaillement, les noyaux rigides et le tablier métallique. Une description détaillée des CS et des matériaux est donnée dans l'ANNEXE I, page 169.

### **2.1.3 Composants non structuraux**

Cette section comprend la description des CNS constituant la MDE. Une description plus détaillée des composants et des matériaux est donnée dans l'ANNEXE I, page 172.

#### **Les murs de remplissage en maçonnerie**

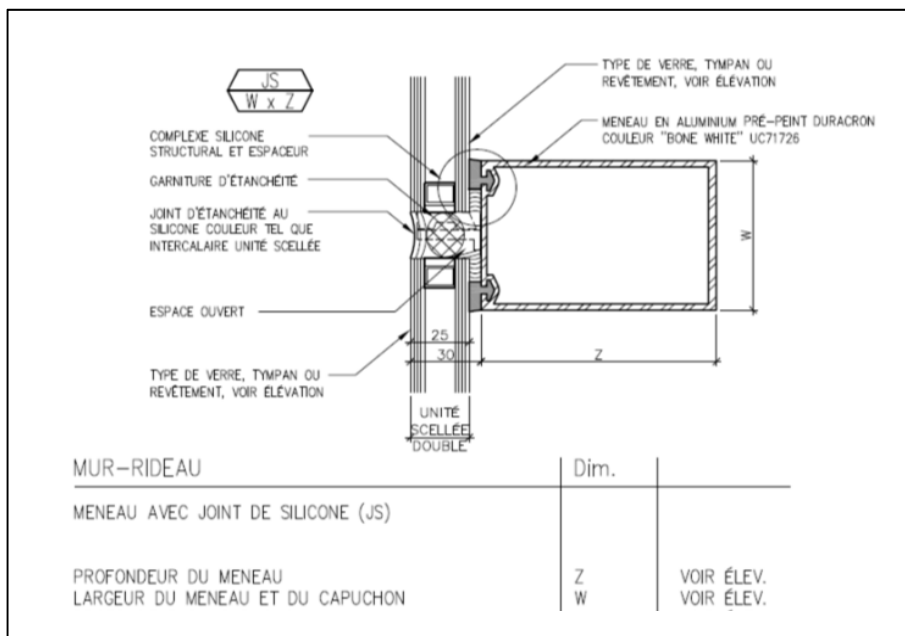
Ces CNS sont en blocs de maçonnerie, ils ont deux épaisseurs différentes (190 mm et 240 mm) avec une résistance à la compression de 12.5 MPa. Il existe un écart de 10 mm entre le mur de remplissage et la structure, cet espacement est rempli à l'aide d'un matériau élastique de sorte que ces éléments ne sont pas en contact direct.

#### **Les murs rideaux**

Le système des murs rideaux utilisé est un système vitré. Ces CNS se composent de meneaux et de traverses en aluminium avec un vitrage constitué d'un verre trempé renforcé à la chaleur. L'écart entre le vitrage et le cadre aluminium est de 5 mm. Les caractéristiques des murs rideaux sont représentées dans le Tableau 2.1 et la Figure 2.4.

Tableau 2.1 Composition du panneau en verre  
Adaptée de Shooner (2014)

Couche	Composition	Épaisseur (mm)
Extérieure	Verre renforcé à la chaleur	6
Intercalaire	Gaz argon	12
Intérieure	Verre renforcé à la chaleur	6



### Les poutres secondaires

Au niveau de la toiture et de l'atrium dans la MDE, il existe trois types de poutres secondaires en acier :

- poutrelles treillis ;
- cornières en U ;
- cornières en L.

## **Autres CNS**

Dans la MDE, les cloisons, les systèmes mécaniques et électriques, les plafonds, la toiture végétale, les revêtements, le stock et le mobilier ne sont pas directement attachés à la structure. De ce fait, la masse est répartie uniformément à chaque étage.

### **2.1.4 Connexions entre les composants**

Le but du projet est d'étudier l'influence des CNS sur la rigidité du bâtiment par une analyse modale. Pour effectuer cette analyse, il est nécessaire de bien prendre en compte les connexions des éléments de la MDE.

#### **Connexions entre les CS**

L'interface entre les CS est représentée par des connexions qui permettent de relier les CS et forment le corps structural du bâtiment. Les connexions en béton armé poutres-poutres, poutres-colonnes, dalles-murs sont des encastremements, elles sont définies comme des liaisons rigides. Les connexions entre les CS en béton armé et acier sont boulonnées pour bloquer la rotation, elles sont définies comme des liaisons rigides. Les connexions entre les poutres en acier sont boulonnées à l'aide de 2 boulons permettant la rotation autour des axes perpendiculaires à l'axe longitudinal autour duquel la rotation est bloquée. Ces connexions sont définies par des rotules.

#### **Connexions entre les CS et les CNS**

L'objectif de ces connexions est de relier les CNS à la structure primaire. Le transfert de rigidité entre les CS et les CNS est directement influencé selon le type de connexion choisie (fixe, rotule,...). Dans cette étude, les connexions entre les CS et les CNS sont bien définies afin de caractériser l'apport de rigidité des CNS. Dans la MDE, les murs rideaux sont reliés aux planchers par un système de boulonnage pour bloquer la rotation, elles sont définies comme des liaisons rigides. De même, les connexions entre le cadre en béton armé et les murs

de maçonnerie sont définies comme des liaisons rigides. Les connexions entre les poutres secondaires en acier sont boulonnées et permettent la rotation, ces connexions sont définies par des rotules.

## **Connexions entre les CNS**

L'interface entre les CS est représentée par des connexions. Par exemple, les connexions entre les meneaux/traverses et le vitrage sont des connexions métal-métal et métal-verre. Les métaux sont toujours reliés entre eux par des boulons ou des soudures. Les connexions sont influencées par la rigidité de chaque CNS.

En conclusion, compte tenu de l'importance des connexions entre les composants du bâtiment, il est recommandé de modéliser rigoureusement les connexions dans le modèle numérique tel que mentionné au paragraphe 1.3.4.

## **2.2 Le bâtiment ARBORA**

### **2.2.1 Présentation du bâtiment**

Le projet ARBORA sera constitué de trois bâtiments de huit étages avec un total de 434 unités de type condominiums, maisonnette urbaine et unité locative, chaque logement étant entouré de verdure et d'une cour intérieure. Le complexe est construit au cœur du quartier de l'innovation, dans le quadrilatère formé par les rues William, Eleanor, de la Montagne et Ottawa et il est situé en face des résidences étudiantes de l'ÉTS. Ce projet est innovateur et vert avec des bâtiments à la structure formée de panneaux en bois lamellé-croisé (CLT). Figurant parmi les premiers bâtiments multiétagés au Québec à être constitué de bois d'ingénierie, ce projet vise une certification LEED platine. Il s'agit du plus grand projet d'habitation doté d'une structure en CLT au Québec. Le bois d'ingénierie utilisé par Nordic Structures Bois (entreprise chargée de la conception) est de l'épinette noire. Largement utilisés en Europe depuis une vingtaine d'années, ces panneaux massifs de bois sont notamment appréciés pour leur capacité structurale importante, leur stabilité, leur résistance au feu et aux

séismes et leur côté écologique. Un seul des trois bâtiments du projet ARBORA est étudié dans ce projet de recherche, il s'agit du bâtiment phase A qui est le premier à être construit sur les trois (voir Figure 2.5).



Figure 2.5 Photographies de ARBORA  
Tirée de Treehugger (2015) et Devisubox (2016)

Ce bâtiment est un immeuble résidentiel de huit étages où le rez-de-chaussée et le plancher du 1<sup>er</sup> étage sont en béton armé contrairement aux étages supérieurs qui sont faits en CLT. ARBORA mesurant 26.6 m de hauteur, possède deux niveaux en sous-sol, un rez-de-chaussée composé essentiellement de magasins et de services, suivi de 7 étages résidentiels (voir Figure 2.5). Ce bâtiment a une forme rectangulaire à la base avec des dimensions de 74 m de long sur 18 m de large. Le SRFL de ARBORA est un ensemble de murs de cisaillement et de noyaux rigides en béton armé pour le rez-de-chaussée et en CLT pour les étages supérieurs. Le bâtiment est régulier selon le paragraphe 4.18.6 du CNB2015. ARBORA est constitué de CNS comme les panneaux de façades et d'une quantité importante de cloisons en gypse à l'intérieur

du bâtiment. Le bâtiment est situé sur une catégorie de sol du type C, sol très dense et roche tendre.

### **2.2.2 Composants structuraux**

Les composants mentionnés dans cette partie sont les composants constituant la structure primaire du bâtiment. Les CS présents dans ARBORA sont les dalles, les poutres, les colonnes, les murs de cisaillement et les noyaux rigides. Une description détaillée des CS et des matériaux est donnée en ANNEXE II, page 173.

### **2.2.3 Composants non structuraux**

Les composants mentionnés dans cette partie sont les CNS constituant ARBORA. Cette section comprend la description des façades et des cloisons.

#### **Les façades**

Les façades sont présentes sur toutes les faces du bâtiment et à tous les étages. Elles sont constituées de maçonnerie en brique creuse de 92 mm d'épaisseur, d'un espace d'air, d'uréthane giclé sur 90 mm, d'un panneau de support à mats de fibres de verre de 12.7 mm d'épaisseur avec un joint scellé à la rencontre d'un autre matériau, d'un montant métallique de 92 mm placé tous les 403 mm centre à centre et d'un panneau de gypse de 12.7 mm Type C. La Figure 2.6 montre des photographies explicatives des façades.





Figure 2.6 Photographies de coupe des façades de ARBORA

### Les cloisons

Une quantité importante de cloisons en gypse est recensée dans tous les étages du bâtiment sauf au rez-de-chaussée. Un seul type de cloisons est considéré dans cette étude, la cloison interlogement qui est la plus commune dans le bâtiment. Les cloisons sont fixées sur un rail de part et d'autre du plancher supérieur et inférieur. Elles sont constituées de quatre couches de gypse de 16 mm d'épaisseur chacune, de deux montants en acier de 92 mm d'épaisseur placés tous les 403 mm centre à centre, de deux isolants en laine de verre de 89 mm et d'un espace d'air de 25 mm. La Figure 2.7 montre des photographies de coupes témoin des cloisons du bâtiment.



Figure 2.7 Photographies de coupes des cloisons de ARBORA

## Autres CNS

Dans ARBORA, les systèmes mécaniques, électriques, les plafonds, les revêtements, le stock et le mobilier ne sont pas directement attachés à la structure, de ce fait la masse est répartie uniformément à chaque étage.

### 2.2.4 Connexions entre les composants

Les connexions du bâtiment peuvent être organisées suivant le type d'éléments :

### **Connexions entre les CS**

Les connexions entre les CS en béton armé, en acier ou entre les deux matériaux sont les mêmes que mentionnées à la section 2.1.4. Les connexions entre les CS en béton armé et CLT sont boulonnées pour bloquer la rotation, elles sont définies comme des liaisons rigides.

### **Connexions entre les CS et les CNS**

Dans le bâtiment ARBORA, les cloisons et les façades sont fixées au plancher inférieur et supérieur par des connexions rigides.

## **2.3 Conclusion**

Une description détaillée des bâtiments de la MDE et de ARBORA est réalisée dans ce chapitre. La brève description des CS et des CNS, et des connexions entre ces composants de ces bâtiments est présentée.

Dans le chapitre suivant, des tests de MVA sont effectués à différents stades de construction des bâtiments. Le traitement et l'analyse des signaux sont réalisés dans le but d'obtenir les paramètres modaux de la MDE et de ARBORA.



## CHAPITRE 3

### MESURES DE VIBRATION AMBIANTE

Le principe des MVA, leur utilité, leurs avantages, leurs inconvénients et une comparaison avec les codes de construction internationaux sont présentés dans ce chapitre. La présentation du dispositif expérimental, l'extraction et le regroupement des données, le prétraitement des signaux et le suivi du traitement des signaux sont également réalisés dans le but d'obtenir des résultats expérimentaux pour les deux bâtiments étudiés : la MDE et ARBORA.

#### 3.1 Introduction

De nos jours, des tests nombreux et variés permettent d'obtenir les caractéristiques dynamiques des bâtiments. Les mesures de vibration forcée (MVF) sont une méthode très commune. En effet, cette méthode consiste à exciter artificiellement une structure tout en mesurant la charge appliquée par un agitateur électrodynamique, hydraulique ou mécanique (Littler et al., 1988 ; Tsang et Williams, 1988). L'inconvénient de cette méthode est d'être destructive pour la structure. Le test de réponse libre consiste à imposer à une structure un ensemble de conditions initiales comme un déplacement initial ou une vitesse initiale afin d'obtenir ces caractéristiques dynamiques. Ensuite, les essais avec une table vibrante étudient le comportement dynamique d'une maquette fixée à la table que l'on soumet à des enregistrements réels d'accélération sismique. Enfin, l'instrumentation des bâtiments à l'aide de capteurs est également possible. Ces instruments de mesure sont installés dans le bâtiment étudié, avec une station au sommet et une au rez-de-chaussée, en attendant qu'un mouvement du sol relativement fort se produise afin de le mesurer et d'obtenir la réponse du bâtiment pendant la durée de l'événement. Les enregistrements obtenus sont essentiels puisqu'ils peuvent fournir une quantité d'informations importante sur la performance du bâtiment. Toutefois, la réalisation de ce test nécessite un temps considérable et un emploi permanent des instruments. Malgré ces désavantages, si le test est réussi, les résultats sont assurément fiables (Celebi et al., 2004).

Dans ce projet, les mesures de vibration ambiante ou MVA ont été retenues pour obtenir les caractéristiques dynamiques des bâtiments, car ces tests sont rapides, peu onéreux et non destructifs.

### **3.2 Principe des mesures de vibration ambiante**

Les MVA sont considérées comme une méthode appropriée pour tester les structures civiles importantes (gratte-ciels, hôpitaux, ponts, etc.) qui sont souvent difficiles à exciter artificiellement (à savoir en utilisant des MVF) ou quand l'excitation de la structure est interdite par le règlement, par exemple pour les bâtiments de protection civile.

Cette technique enregistre les excitations ambiantes du bâtiment, qui sont des vibrations de faible amplitude générées par des sources ambiantes telles que le vent, les équipements mécaniques en fonctionnement, les microvibrations, le trafic, les charges dues à l'utilisation et à l'occupation, et d'autres charges environnementales (Brincker et Ventura, 2015). Les MVA servent à :

- compléter et améliorer l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant ;
- fournir des informations nécessaires sur les propriétés dynamiques d'un bâtiment en conditions réelles dans le domaine élastique ;
- valider et affiner les modèles d'éléments finis étant donné que les modèles mathématiques 3D ne peuvent pas saisir tous les détails d'une structure tels que :
  - les interactions entre la structure et les CNS ;
  - les propriétés des matériaux ;
  - la qualité de la construction.

Les caractéristiques des forces d'entrée qui gouvernent le mouvement du bâtiment ne sont pas connues avec ce test, seules les données en sortie sont recueillies par l'opérateur. L'excitation initiale est considérée comme un bruit blanc à large bande, ce qui signifie que l'excitation a une quantité d'énergie à peu près égale à la gamme de fréquences utilisées. Donc, les propriétés modales dominantes du bâtiment sont identifiées uniquement à partir de la réponse mesurée en

sortie. Si l'on suppose un spectre d'entrée constant à chaque DDL d'entrée (bruit blanc), la fonction de réponse en fréquence est directement reliée au spectre de sortie. Étant donné que la fonction de réponse en fréquence avec le DDL se décrit par des pics aux fréquences naturelles du bâtiment, ces fréquences peuvent être détectées directement à partir des spectres de sortie.

En résumé, les MVA permettent d'identifier les propriétés dynamiques dominantes du bâtiment incluant les fréquences naturelles les plus faibles correspondantes aux premiers modes de déformation, et le coefficient d'amortissement modal (*voir* Figure 3.1).

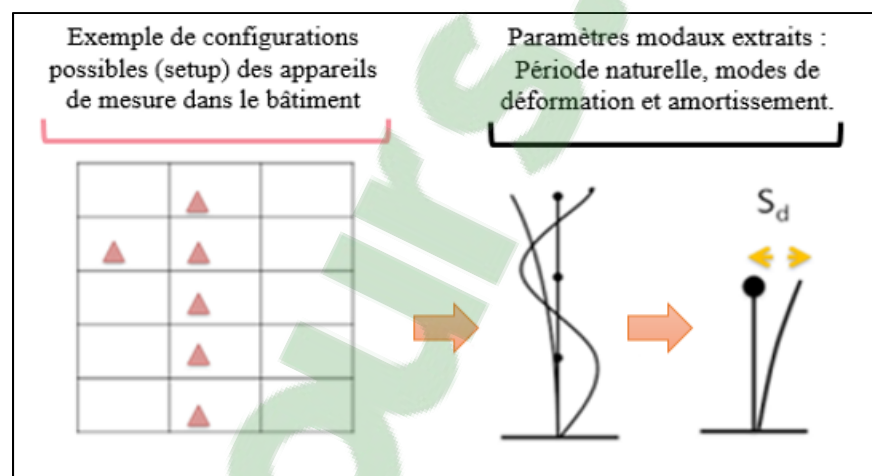


Figure 3.1 Diagramme schématique des MVA

Cette méthode présente plusieurs avantages par rapport aux autres techniques, à savoir (Brincker et Ventura, 2015) :

- un équipement abordable avec des tests facilement réalisables ;
- un test non destructif ;
- la possibilité d'effectuer des mesures continues quotidiennement afin de poursuivre l'étude en cours ;
- la réponse mesurée est représentative des conditions réelles de fonctionnement de la structure ;
- une méthode convenable pour valider et affiner la modélisation effectuée par l'opérateur.

Cependant, cette méthode révèle tout de même quelques inconvénients, à savoir (Brincker et Ventura, 2015) :

- le processus d'identification modale est plus difficile à obtenir étant donné que la réponse ambiante de la structure est faible, souvent parasitée par d'autres bruits et que l'entrée est inconnue ;
- le besoin d'avoir des capteurs précis et d'effectuer une analyse rigoureuse des données.

Toutefois, au vu de la simplicité et de la rapidité de cette technique, de nombreux chercheurs l'utilisent pour quantifier les caractéristiques dynamiques des bâtiments dans les études (Oliveira et Navarro, 2010 ; Turek et al., 2006 ; Ventura et al., 2002).

### **3.3 Calcul des périodes de vibration des bâtiments : mesures de vibration ambiante versus les équations des codes**

Plusieurs chercheurs (Asgarian et McClure, 2012 ; Sofi et al., 2013 ; Su et al., 2005) ont comparé les périodes fondamentales obtenues en utilisant des MVA avec celles des équations des codes de construction internationaux : le CNB 2010 (CNRC, 2010), l'IBC2000 (International Code Council, 2000) et l'AS1170.4 (Standard Association of Australia, 1993). Le Tableau 3.1 révèle une large surestimation des équations des codes internationaux de la période fondamentale par rapport à celles obtenues à l'aide des MVA pour les bâtiments de faible hauteur. Cette surestimation de la période fondamentale de conception peut impliquer un sous-dimensionnement des bâtiments de faible hauteur.



Tableau 3.1 Comparaison des périodes entre les MVA et les codes de construction internationaux

Code	CNB 2010		IBC-2000		Australian Standard			
Période T	$T_a = 0.075 (h_n)^{3/4}$		$T_a = 0.073 (h_n)^{3/4}$		$T_a = 0.0217 (h_n)$			
Auteur	Asgarian et McClure (2012)		Su et al (2005)		Su et al (2005)		Sofi (2013)	
Bâtiment	CHU Sainte-Justine Bloc 8	CHU Sainte-Justine Bloc 7	Swire Building	Tsui Tsin Tong Building	Swire Building	Tsui Tsin Tong Building	Swire Building	Redmond Barry Building
Hauteur	36.1	36.1	51.3	52.8	51.3	52.8	51.25	48.6
SRFL	CR	CR	MC	MC	MC	MC	MC	MC
$T_{code}$ (s)	1.10	1.10	1.40	1.43	1.11	1.15	1.11	1.05
$T_{MVA}$ (s)	0.53	0.54	0.60	0.58	0.60	0.58	0.60	0.73
Diff %	108 %	105 %	133 %	147 %	86 %	98 %	85 %	44 %

\*Note : Les systèmes de résistance aux forces latérales (SRFL) sont en béton armé

MC : Mur de cisaillement

CR : Cadre rigide

Cette surestimation de la période calculée avec les équations des codes se justifie de plusieurs façons (SVIBS, 2011) :

- la totalité de la masse réactive de la structure comme l'effet des CNS est pris en compte avec les MVA contrairement aux codes de conception ;
- l'effet des fondations et du sol sur le site est considéré avec les MVA.

Plus précisément au Canada, le Tableau 3.2 présente une comparaison des périodes fondamentales entre l'équation (1.11) du CNB et des MVA de plusieurs bâtiments localisés à Montréal et à Vancouver (Gilles et McClure, 2008 ; Turek et al., 2008). Ces chercheurs affirment que plus le bâtiment est haut, plus le CNB est conservateur avec des périodes fondamentales plus faibles impliquant le surdimensionnement des bâtiments.

Tableau 3.2 Comparaison des périodes entre les MVA et le CNB

Code	CNB 2005											
Période T	$T_a = 0.05 (h_n)^{3/4}$											
Auteur	Turek et Ventura (2008)				Gilles et McClure (2008)							
Bâtiment	Heritage Court	City Tower	Melville	Wall Centre	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Hauteur	42.3	85	131.3	136.8	50	51	62	78	104	121	122	143
SRFL	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC
$T_{code}$ (s)	0.81	1.4	1.94	2.00	0.94	0.95	1.10	1.31	1.63	1.82	1.84	2.07
$T_{MVA}$ (s)	0.83	1.82	3.3	3.57	1.00	0.67	0.95	1.54	2.00	1.92	2.08	2.50
Diff %	-2 %	-23 %	-41 %	-44 %	-6 %	42 %	16 %	-15 %	-19 %	-5 %	-12 %	-17 %

\*Note : Les systèmes de résistance aux forces latérales (SRFL) sont en béton armé

MC : Mur de cisaillement

En conclusion, le CNB et les codes internationaux ne sont pas conservateurs pour les bâtiments de faible hauteur puisque l'on observe une surestimation de la période fondamentale de conception dans les tableaux 3.1 et 3.2.

### 3.4 Procédure et acquisition des données expérimentales

#### 3.4.1 Dispositif expérimental

Les MVA sont effectuées à l'aide de quatre à six capteurs *Micromed Tromino ENGYN PLUS®* (selon la disponibilité), aussi appelés tromographes. Ce sont des capteurs portables, compacts et ultras légers avec un système d'acquisition de bruit sismique.

Les capteurs avec les antennes radio et les amplificateurs radio sont présentés à la Figure 3.2 a) et b). Une mesure en cours avec un amplificateur radio est également montrée à la Figure 3.2 c). Les enregistrements sont synchronisés à l'aide des antennes ou des

amplificateurs radio. Les spécifications techniques des capteurs sont exposées en ANNEXE III, p. 175.



Figure 3.2 Capteurs Trominos : a) avec antennes radio, b) avec amplificateur radio, c) expérience en cours avec amplificateur radio

Avant de commencer l'enregistrement des MVA, il faut impérativement définir un nord de référence à respecter tout au long des acquisitions et vérifier que chaque capteur est bien à niveau avant chaque mesure. Une mesure correspond à l'enregistrement des signaux par l'ensemble des capteurs lorsqu'ils sont positionnés dans une configuration dans le bâtiment. Une série de mesure correspond à l'ensemble des mesures effectuées dans un bâtiment

regroupant plusieurs configurations différentes des capteurs. Une configuration correspond à la position des capteurs dans le bâtiment permettant de capter ses modes de déformations. Il est nécessaire d'effectuer au moins 3 à 5 configurations différentes pour obtenir une série de mesure satisfaisante.

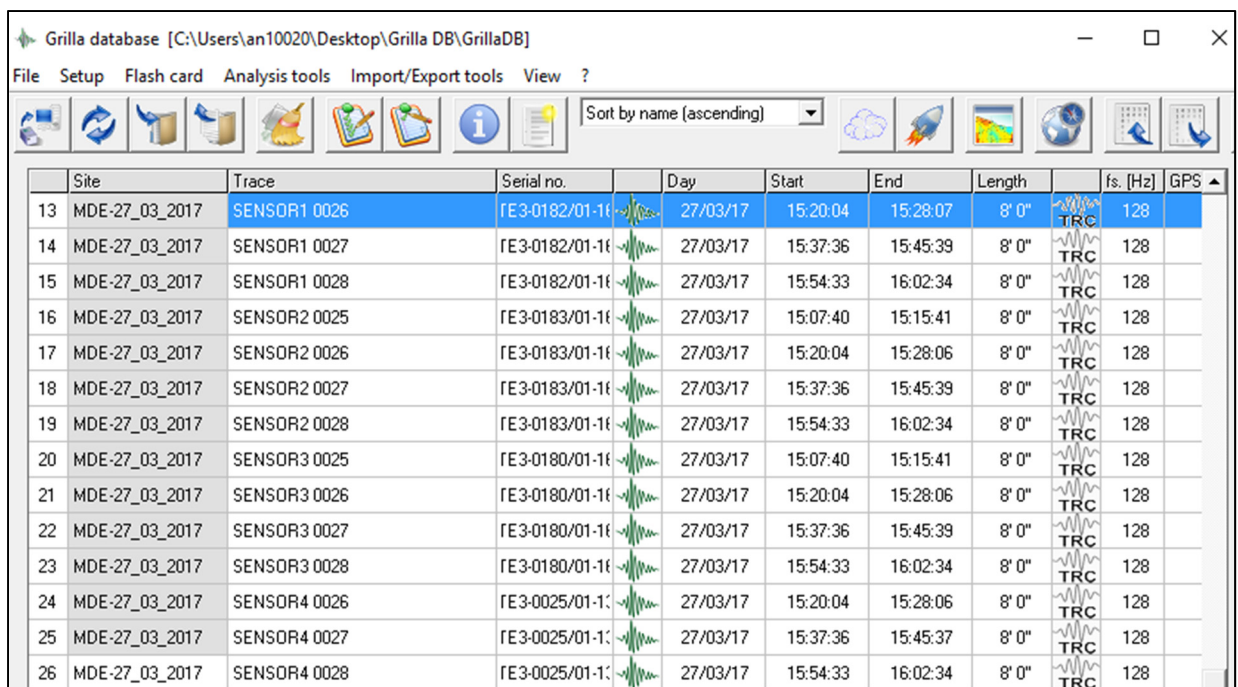
Pendant l'enregistrement des MVA, au moins un capteur est défini comme la référence et doit être fixe. Il est généralement placé en haut de la structure ou à un emplacement judicieux afin de capter les premiers modes de déformation ; cette action permet de déduire les déformées modales du bâtiment. Quant aux autres capteurs, ils sont placés à des positions différentes dans chaque autre mesure afin de compléter le dispositif expérimental. L'ensemble des capteurs enregistrent le mouvement du bâtiment et permettent d'établir après un traitement des signaux les caractéristiques modales du bâtiment. Pour faciliter la prise de note des MVA, une fiche de suivi est complétée pour chaque capteur avec les informations suivantes : étage, localisation, numéro du capteur, numéro de la chaîne du capteur et la trace du capteur (*voir ANNEXE III, p.175*).

Le temps d'acquisition pour chaque mesure dure huit minutes et les signaux sont enregistrés à une gamme de fréquences de 0 à 128 Hz. Des vitesses comprises entre -0,04 mm/s et +0,04 mm/s et des accélérations de 0 à 1,0 g sont enregistrées par les capteurs.

### **3.4.2 Extraction et prétraitement des données**

Les signaux enregistrés dans le bâtiment sont soumis à un processus d'extraction à l'aide du logiciel GRILLA® (Micromed S.p.A, 2011), suivi d'un prétraitement avec MATLAB® (MathWorks, 2011). Une analyse modale de ces signaux est ensuite effectuée avec le logiciel ARTEMIS Extactor® (SVIBS, 2011). Les paramètres modaux sont obtenus à l'aide de deux méthodes : la décomposition dans le domaine fréquentiel (*Frequency Domain Decomposition* ou FDD) et la décomposition améliorée dans le domaine fréquentiel (*Enhanced Frequency Domain Decomposition* ou EFDD).

Les MVA étant effectuées dans le bâtiment, l'opérateur rapatrie les enregistrements des capteurs vers l'ordinateur avec le logiciel GRILLA®, adapté pour extraire les signaux de chacune des mesures pour chaque capteur. La Figure 3.3 montre l'interface du logiciel avec chaque capteur (SENSOR 1, SENSOR 2, SENSOR 3 et SENSOR 4) possédant plusieurs signaux (0025, 0026, 0027, 0028). L'utilisateur doit rassembler les enregistrements des 4 capteurs avec le même signal (ex. : 0026) pour obtenir l'ensemble du signal d'une mesure. Dans le cas présent, on obtient 4 mesures qui correspondent aux regroupements des signaux 0025, 0026, 0027 et 0028. L'organisation des données pour chacune des mesures doit être effectuée avant de passer à l'étape suivante.



	Site	Trace	Serial no.	Day	Start	End	Length	fs. [Hz]	GPS
13	MDE-27_03_2017	SENSOR1 0026	FE3-0182/01-16	27/03/17	15:20:04	15:28:07	8' 0"	128	
14	MDE-27_03_2017	SENSOR1 0027	FE3-0182/01-16	27/03/17	15:37:36	15:45:39	8' 0"	128	
15	MDE-27_03_2017	SENSOR1 0028	FE3-0182/01-16	27/03/17	15:54:33	16:02:34	8' 0"	128	
16	MDE-27_03_2017	SENSOR2 0025	FE3-0183/01-16	27/03/17	15:07:40	15:15:41	8' 0"	128	
17	MDE-27_03_2017	SENSOR2 0026	FE3-0183/01-16	27/03/17	15:20:04	15:28:06	8' 0"	128	
18	MDE-27_03_2017	SENSOR2 0027	FE3-0183/01-16	27/03/17	15:37:36	15:45:39	8' 0"	128	
19	MDE-27_03_2017	SENSOR2 0028	FE3-0183/01-16	27/03/17	15:54:33	16:02:34	8' 0"	128	
20	MDE-27_03_2017	SENSOR3 0025	FE3-0180/01-16	27/03/17	15:07:40	15:15:41	8' 0"	128	
21	MDE-27_03_2017	SENSOR3 0026	FE3-0180/01-16	27/03/17	15:20:04	15:28:06	8' 0"	128	
22	MDE-27_03_2017	SENSOR3 0027	FE3-0180/01-16	27/03/17	15:37:36	15:45:39	8' 0"	128	
23	MDE-27_03_2017	SENSOR3 0028	FE3-0180/01-16	27/03/17	15:54:33	16:02:34	8' 0"	128	
24	MDE-27_03_2017	SENSOR4 0026	FE3-0025/01-16	27/03/17	15:20:04	15:28:06	8' 0"	128	
25	MDE-27_03_2017	SENSOR4 0027	FE3-0025/01-16	27/03/17	15:37:36	15:45:37	8' 0"	128	
26	MDE-27_03_2017	SENSOR4 0028	FE3-0025/01-16	27/03/17	15:54:33	16:02:34	8' 0"	128	

Figure 3.3 Interface du logiciel GRILLA®

L'extraction des données effectuée, chacune des mesures subit un prétraitement de son signal. Le choix d'utiliser une procédure MATLAB® pour le prétraitement des signaux vient de sa simplicité d'exécution puisque le logiciel GRILLA® est également capable de le réaliser. Le prétraitement consiste à regrouper l'ensemble des signaux d'une mesure afin d'obtenir un seul signal. Avant d'analyser ce signal, il faut identifier les pics de fréquences, supprimer les pics

parasites et choisir la direction du signal à étudier. Les étapes de prétraitement des signaux sont présentées à l'ANNEXE IV, p. 177.

### 3.4.3 Traitement et analyse des données

Le prétraitement des signaux réalisé, il reste à accomplir l'analyse modale du signal pour obtenir les caractéristiques modales du bâtiment. Cette étude s'effectue à l'aide du logiciel ARTeMIS Extractor® en utilisant des analyses fréquentielles différentes, une FDD et une EFDD (Brincker et al., 2001). Ces deux méthodes ont recours à la transformation de Fourier, qui est l'outil de base pour ce type d'étude. En effet, elles utilisent le principe de décomposition en valeurs singulières qui aboutit à l'exclusion du bruit pour identifier les fréquences dominantes et les déformées modales du bâtiment (Cremona et al., 2003).

La Figure 3.4 décrit le procédé d'identification des pics de fréquences de la MDE en tenant compte de l'ensemble des *mesures* (courbes grises). Le graphique illustre l'amplitude des signaux d'entrée en décibel (dB) ou en densité spectrale de puissance (DSP) en fonction de la fréquence (Hz). L'amplitude de la DSP représente la transformée de Fourier du signal mise au carré. Elle est définie comme l'énergie contenue dans chaque pic de fréquence qui permet d'identifier un mode (Michel, 2007). Le logiciel identifie les pics de fréquence automatiquement en utilisant l'outil *Automatic Mode Estimation*. L'identification manuelle est également possible pour compléter les pics de fréquence importants (*voir* Figure 3.4). La pertinence des pics de fréquence obtenue manuellement est assurée si et seulement si le coefficient d'amortissement est différent de zéro.

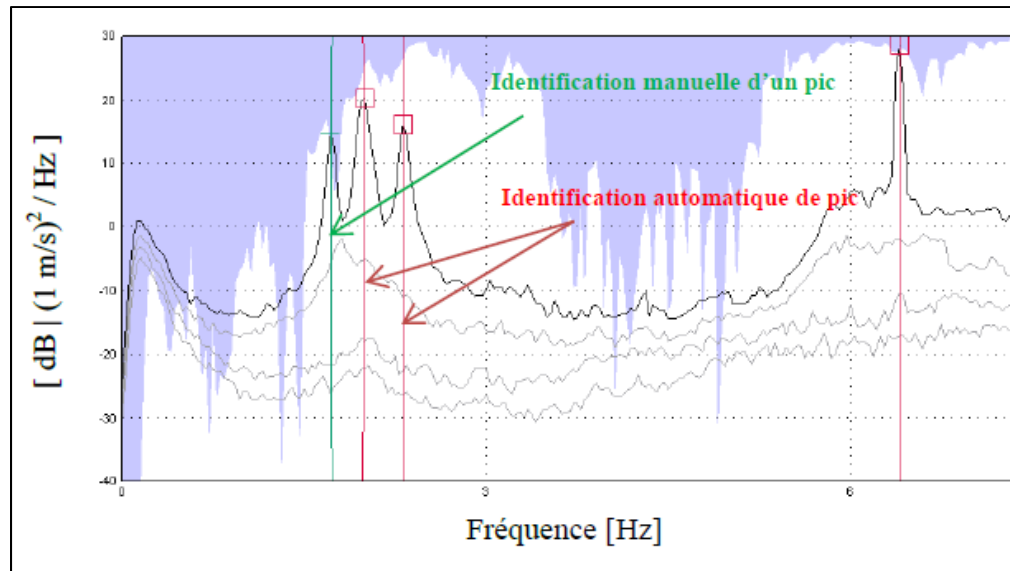


Figure 3.4 Identification des pics de fréquence de la MDE

La méthode FDD utilise le fait que les modes peuvent être raisonnablement estimés à partir des densités spectrales des signaux aussi longtemps que l'hypothèse sur le bruit blanc en entrée soit satisfaite ainsi que celle sur un faible coefficient d'amortissement de la structure (Brincker et al., 2001). Cependant, Peeters et Ventura (2003) ont affirmé que l'hypothèse théorique sur le bruit blanc en sortie n'est pas toujours rigoureuse. En effet, aussi longtemps que le spectre d'entrée est assez plat et ne contient pas d'harmoniques, on aboutit à des résultats d'analyse modale en sortie satisfaisants. Mathématiquement, la première étape du processus de FDD est de combiner les multiples données de vibration des signaux des capteurs dans une matrice de densité spectrale de puissance (DSP) en utilisant des transformées de Fourier discrètes. Cette matrice DSP se décompose à l'aide de valeurs singulières comme produit de trois matrices distinctes :  $U$  la matrice unitaire,  $S$  la matrice de valeurs singulières et  $V$  une matrice transposée. Les valeurs singulières de la matrice représentent  $n$  degrés de liberté des modèles qui décrivent le système dans le domaine des fréquences, où  $n$  est le nombre de signaux de vibration des capteurs. Les amplitudes modales respectives de chaque valeur singulière sont extraites de la matrice  $U$  et forment une approximation des modes de déformation du système.

L'avantage d'utiliser la méthode EFFD est d'obtenir une meilleure décomposition des modes ainsi qu'une estimation du coefficient d'amortissement de chaque mode. L'analyse EFDD ou FDD du signal effectué, il est possible d'affiner les résultats en utilisant deux paramètres : la cohérence modale minimum (*Minimum Modal Coherence ou MMC*) et la corrélation des déformées modales (*Mode Shape Correlation Analysis ou MSCA*). Les définitions de ces paramètres sont les suivantes :

**Cohérence modale minimum ou MMC :** La valeur du MMC sera proche de 1 si un mode dominant en particulier se situe autour des pics de résonance. Cependant, le MMC baissera significativement (près de 0) entre les pics puisque les modes sont mélangés. L'algorithme du logiciel utilise la cohérence modale pour encadrer les pics de fréquence individuels. Ce procédé permet de trouver le plus grand pic à l'intérieur de la zone de fréquence où la cohérence modale est supérieure à la valeur du MMC spécifiée par l'utilisateur du logiciel. La valeur minimum utilisée dans cette étude est égale à 0,85. Ce qui permet d'affirmer une bonne cohérence modale des résultats.

**Corrélation des déformées modales ou MSCA :** Quand un ensemble de pics de fréquence a été choisi automatiquement, il n'y a aucune garantie que les modes obtenus proviennent uniquement de ces pics. Si les modes de déformation ont de nombreuses coordonnées couvrant toutes les directions de la structure, alors elles sont susceptibles d'être orthogonales l'une par rapport à l'autre. Cet outil permet d'exclure les déformées modales qui se corrélaient trop entre elles en imposant une valeur de MSCA spécifiée par l'utilisateur du logiciel. La valeur maximum utilisée dans cette étude est de 0,25. Elle permet d'affirmer qu'un mode de déformation est bien orthogonal aux autres modes (SVIBS, 2011).

Après avoir spécifié la valeur de ces paramètres dans cette étude, il sera envisageable de représenter la matrice de critère d'assurance modale (*Modal Assurance Criterion ou MAC*) entre deux séries de mesures expérimentales ou deux techniques de décomposition fréquentielle. La définition de ce critère est la suivante :



**Matrice de critère d'assurance modale ou MAC :** Le critère d'assurance modale est défini comme un scalaire reliant le degré de cohérence (linéarité) entre un vecteur propre  $\{\Phi_r\}$  et un autre vecteur propre  $\{\Phi_s\}$  tel que présenté dans l'équation (3.1) par Allemang (2003). S'il existe une relation linéaire entre les deux vecteurs propres, la valeur du MAC sera proche de 1. Dans le cas contraire s'il n'y a pas de relation de dépendance linéaire, la valeur sera proche de 0.

$$\text{MAC}(\{\Phi_r\}\{\Phi_s\}) = \frac{|\{\Phi_r\}^t\{\Phi_s\}|^2}{(\{\Phi_r\}\{\Phi_r\}^t)(\{\Phi_s\}\{\Phi_s\}^t)} \quad (3.1)$$

La cohérence des vecteurs propres obtenus expérimentalement et analytiquement, ou uniquement expérimentaux est validée par cet outil de calcul. Les résultats sont le plus souvent représentés sous forme d'un graphique ou d'une matrice. L'objectif de cette étude est d'obtenir des valeurs proches de 1 sur la diagonale de la matrice et des valeurs nulles pour les autres termes. Cela signifie que les fréquences obtenues par les MVA sont validées par une bonne corrélation entre elles et que les déformées modales coïncident également (Brincker et Ventura, 2015 ; Michel, 2007 ; Michel et al., 2008). Dans ce cas, les caractéristiques modales du bâtiment peuvent être utilisées comme valeurs de référence pour la calibration des modèles numériques.

### 3.5 Acquisition des données expérimentales de la MDE

#### 3.5.1 Dispositif expérimental

Les détails des tests de MVA dans le bâtiment de la MDE sont récapitulés dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.3 Dates et détails des MVA dans la MDE

Stade de construction de la MDE	Date	Contraintes et alternatives retenues
Cadre nu 1 <sup>er</sup> série de mesure	2 octobre 2014	5 capteurs et amplificateurs 3 mesures avec un capteur de référence
Cadre nu 2 <sup>eme</sup> série de mesure	2 octobre 2014	5 capteurs et amplificateurs 3 mesures avec un capteur de référence
Cadre complet sans l'agencement 1 <sup>er</sup> série de mesure	27 avril 2015	6 capteurs et amplificateurs 5 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre complet sans l'agencement 2 <sup>eme</sup> série de mesure	27 avril 2015	6 capteurs et amplificateurs 3 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre complet- 1 <sup>er</sup> série de mesure	18 octobre 2016	5 capteurs et amplificateurs 3 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre complet 2 <sup>eme</sup> série de mesure	20 octobre 2016	5 capteurs et amplificateurs 7 séries de mesures avec un capteur de référence

Le Tableau 3.3 indique que les MVA sont enregistrées à trois stades de construction différents dans la MDE :

- 1. Cadre nu** : La structure en béton armé, les murs de cisaillement et les noyaux rigides sont complétés. Les colonnes, les poutres principales et secondaires en acier sont installées et fixées dans la structure. Le tablier métallique est monté et fixé au-dessous des poutres en acier au niveau du toit de l'atrium. Les murs de maçonnerie au rez-de-chaussée sont construits et une petite quantité de murs rideaux est installée au niveau de la rue Notre Dame, mais leur faible nombre les rend négligeable à ce stade de construction. La salle des machines située au dernier étage n'est pas terminée à cette date (*voir* Figure 3.5) ;



Figure 3.5 La MDE (cadre nu)  
en date du 2 octobre 2014

- 2. Cadre complet sans l'agencement :** L'ensemble de la structure est complété et les murs rideaux sont également montés et fixés à la structure (*voir* Figure 3.6). Le mobilier, le système mécanique et électrique, les plafonds, la toiture végétale et les finitions dans tout le bâtiment ne sont pas encore installés à ce stade de la construction. Le 4<sup>e</sup> étage n'est pas aménagé à cette date ;



Figure 3.6 La MDE (cadre complet sans l'agencement)  
en date du 27 avril 2015

**3. Cadre complet :** Le bâtiment est en service (*voir* Figure 3.7).



Figure 3.7 La MDE (cadre complet)  
en date d'avril 2016

Tirée de Westmount Magazine (2016)

La Figure 3.8 montre un exemple de configuration possible des capteurs au 5<sup>ème</sup> étage du bâtiment. La position des capteurs dans cette configuration permet d'obtenir les modes de déformations horizontaux (translations en x et y et la torsion).

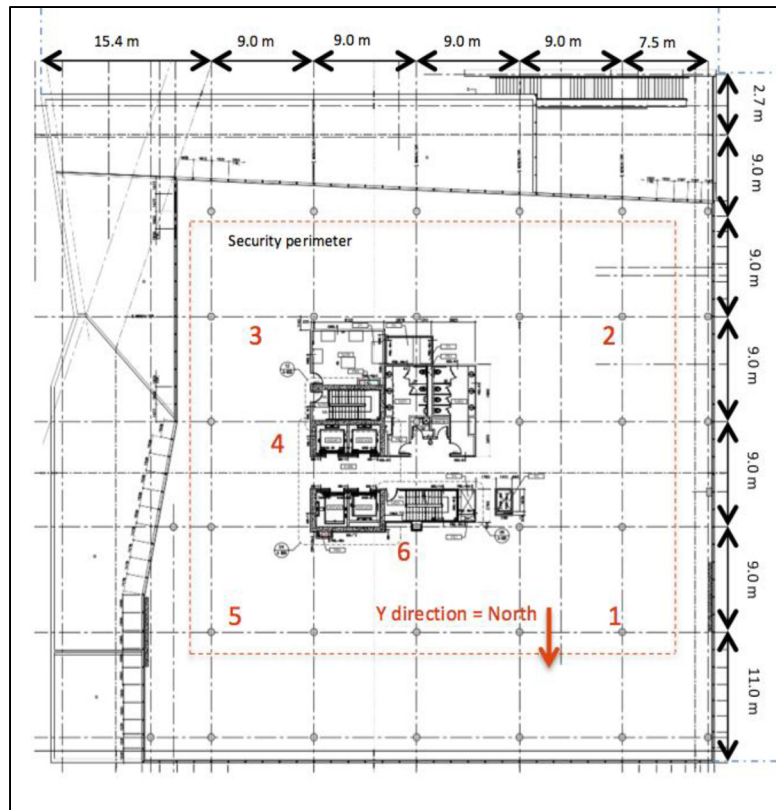


Figure 3.8 Configurations des capteurs au 5e étage de la MDE  
Adaptée de Malenfant (2013)

### 3.5.2 Résultats expérimentaux

Une EFDD et une FDD sont effectuées sur une série de mesure pour identifier les fréquences fondamentales du bâtiment. Puis, une nouvelle EFFD est exécutée, mais cette fois-ci sur une seconde série de mesure afin de valider l'ensemble des résultats. Les étapes d'analyse des signaux sont présentées à l'ANNEXE V (page 179 à 186).

#### 3.5.2.1 Cadre nu

Ces analyses sont effectuées à partir des MVA réalisées dans la MDE (cadre nu). Les FDD et EFDD, sont présentées à la Figure 3.9 a). Les fréquences obtenues en analysant deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD sont présentées à la Figure 3.9 b). La première et deuxième série de mesure ont eu lieu le 2 octobre 2014 et elles ont été enregistrées par Mme Suze Youance.

Dans les deux cas, les résultats sont satisfaisants pour les coefficients de MMC (valeur supérieure à 0.70) et MSCA (valeur inférieure à 0.30), car ils démontrent une cohérence modale pour chacune des décompositions fréquentielles utilisées, et également une orthogonalité entre les modes. Les matrices du MAC permettent également de certifier que les valeurs des fréquences obtenues pour les MVA enregistrées dans la MDE (cadre nu) sont validées, quelles que soient la méthode fréquentielle et la série de mesures choisie.

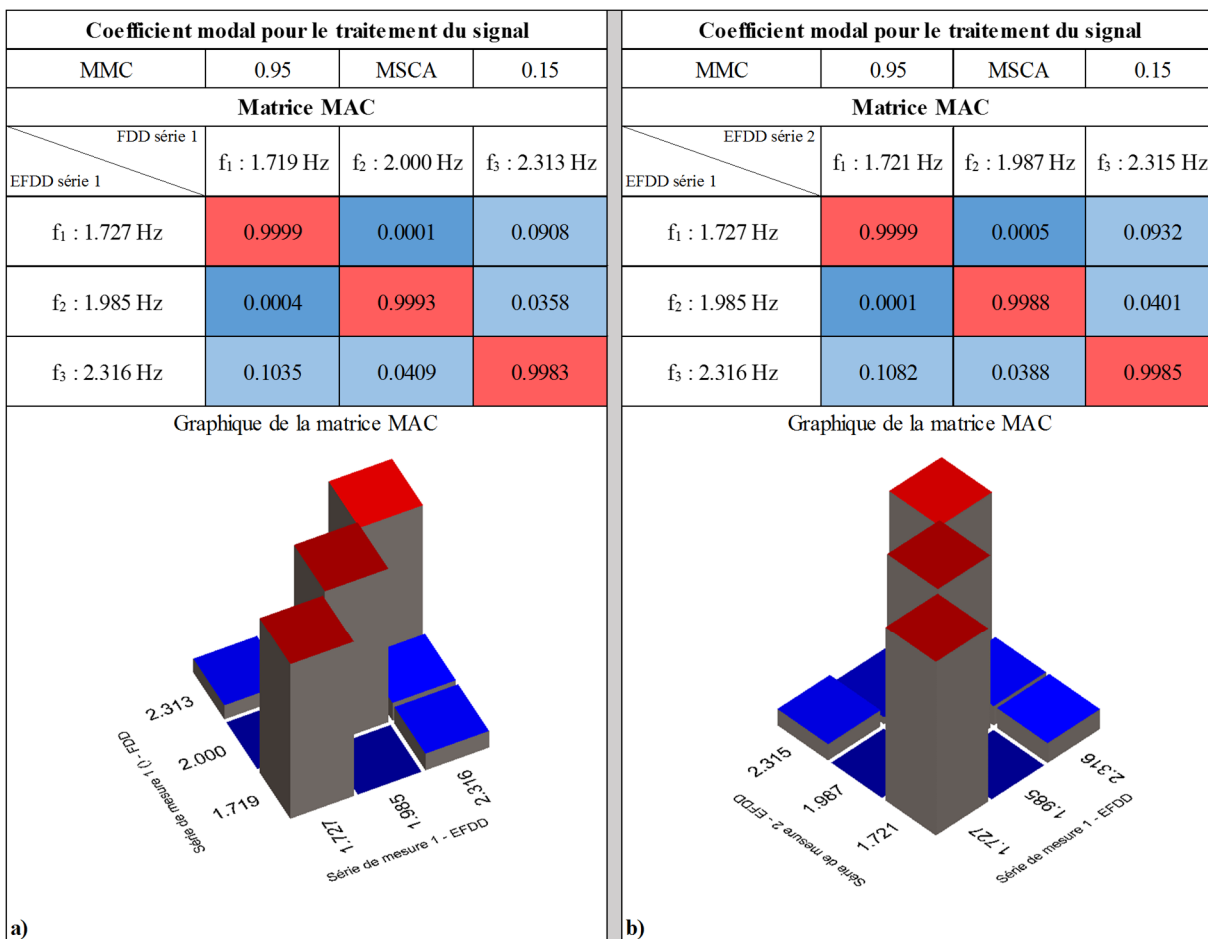


Figure 3.9 Validité des fréquences de la MDE (cadre nu) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD

Les paramètres modaux de la MDE (cadre nu) obtenus à l'aide de la EFDD de la première série de mesure sont présentés dans le Tableau 3.4. La première série de mesure est conservée par rapport à la deuxième puisqu'elle possède une meilleure corrélation avec sa FDD. Les deux premiers modes sont des modes de translation en x et y. Cependant, la MDE est un bâtiment irrégulier et de la torsion selon l'axe z est aussi observée dans ces deux premiers modes, mais avec une prédominance pour la translation. Le 3<sup>e</sup> mode correspond à de la torsion selon l'axe z.

Tableau 3.4 Paramètres modaux de la MDE (cadre nu)

Mesure	MVA <small>Cadre nu</small>			
	Mode	Forme	$f_i$ (Hz)	$T_i$ (s)
1	Translation selon l'axe X		1.727	0.579
2	Translation selon l'axe Y		1.985	0.504
3	Torsion selon l'axe Z		2.316	0.432

### 3.5.2.2 Cadre complet sans l'agencement

Ces analyses sont effectuées à partir des MVA réalisées dans la MDE (cadre complet sans l'agencement). Les fréquences obtenues avec les deux méthodes de décomposition dans le domaine fréquentiel, FDD et EFDD sont présentées à la Figure 3.10 a). Les fréquences obtenues en analysant deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD sont présentées à la Figure 3.10 b). La première et deuxième série de mesure ont eu lieu le 27 avril 2015 et elles ont été enregistrées par Mme Suze Youance. Les conclusions sont similaires à celles effectuées pour le stade de construction cadre nu de la MDE. Les valeurs des fréquences obtenues pour les MVA à ce stade de la construction sont donc validées.

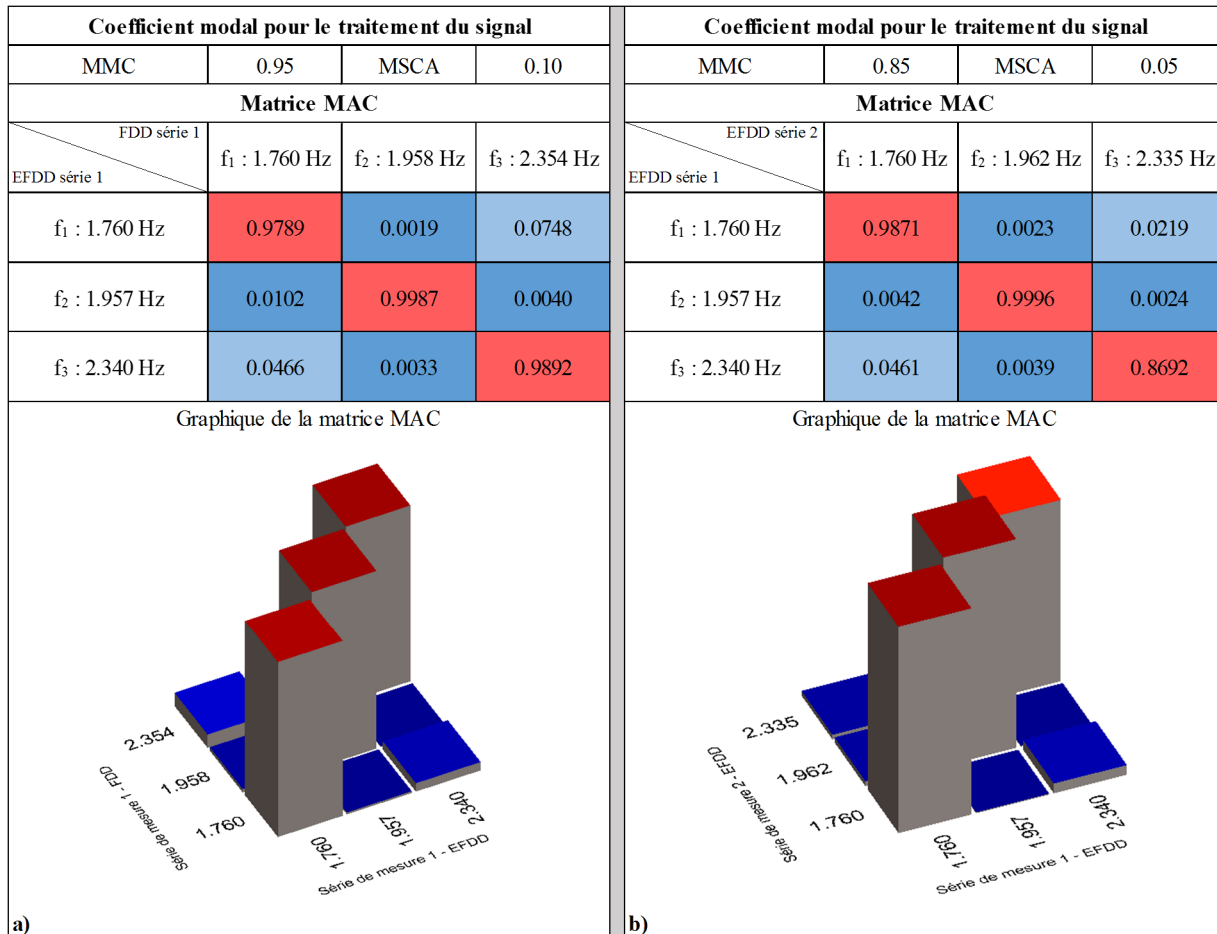


Figure 3.10 Validité des fréquences de la MDE (cadre complet sans l'agencement) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD

Les paramètres modaux de la MDE (cadre complet sans l'agencement) obtenus à l'aide de la EFDD de la première série de mesure sont présentés dans le Tableau 3.5. De la même manière que pour le cadre nu, la première série de mesure est conservée par rapport à la deuxième. Une fois la structure de la salle des machines et les murs rideaux complétés, les trois premiers modes de déformation sont de la translation en x et y et de la torsion selon l'axe z.



Tableau 3.5 Paramètres modaux de la MDE (cadre complet sans l'agencement)

<b>Mesure</b>	<b>MVA Cadre complet sans l'agencement</b>		
Mode	Forme	$f_i$ (Hz)	$T_i$ (s)
1	Translation selon l'axe X	1.760	0.568
2	Translation selon l'axe Y	1.957	0.511
3	Torsion selon l'axe Z	2.340	0.427

### 3.5.2.3 Cadre complet

Ces analyses sont effectuées à partir des MVA réalisées dans la MDE (cadre complet). Les fréquences obtenues avec les deux méthodes de décomposition dans le domaine fréquentiel, FDD et EFDD sont présentées à la Figure 3.11 a). Les fréquences obtenues en analysant deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD sont présentées à la Figure 3.11 b). La première et deuxième série de mesure ont eu lieu le 18 et 20 octobre 2016. Les conclusions sont similaires à celles effectuées précédemment. Les valeurs des fréquences obtenues pour les MVA à ce stade de construction sont donc validées.

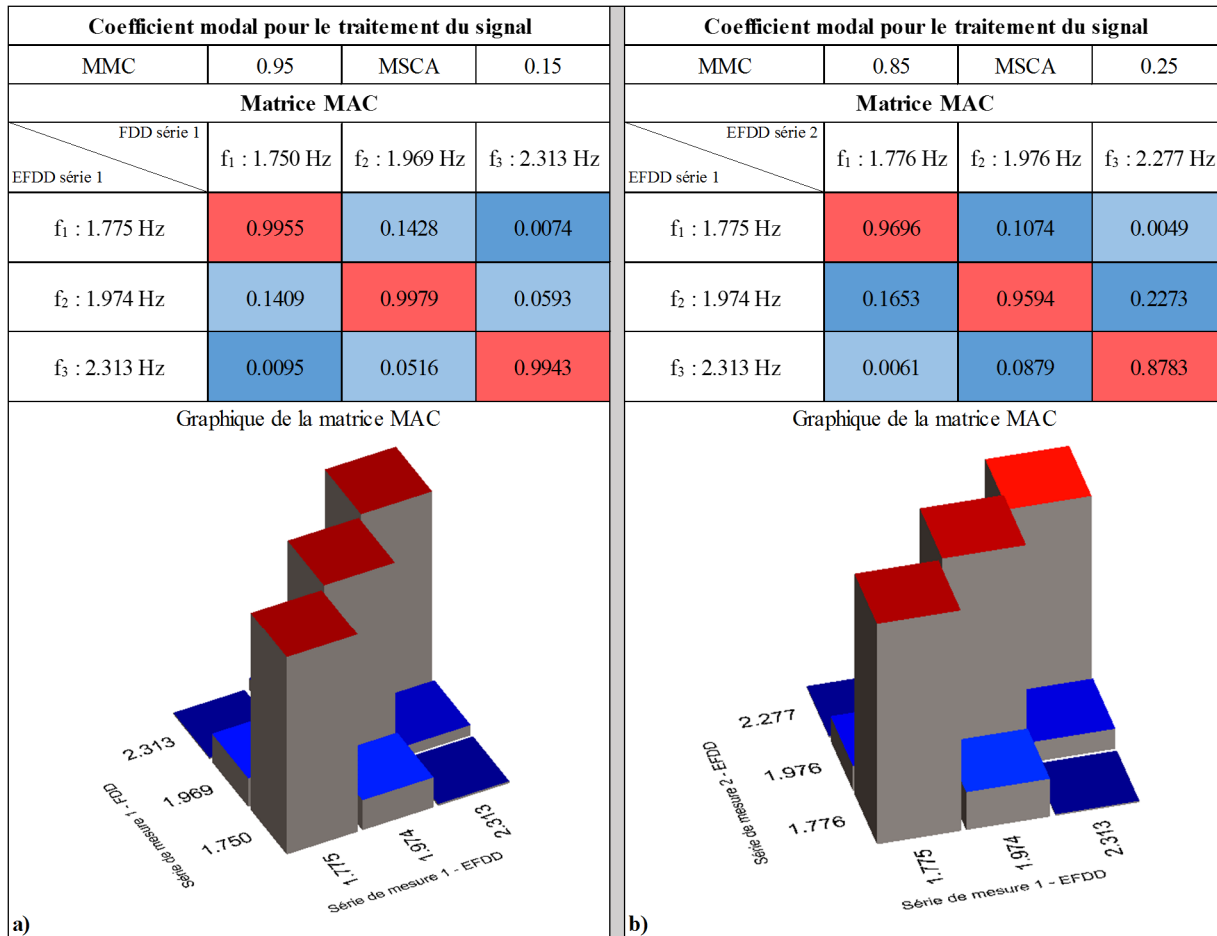


Figure 3.11 Validité des fréquences de la MDE (cadre complet) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD

Les paramètres modaux de la MDE (cadre complet) obtenus à l'aide d'une analyse EFDD sont présentés dans le Tableau 3.6. Une fois le bâtiment en service, les trois premiers modes de déformation de la MDE sont de la translation en x et y et de la torsion selon l'axe z.

Tableau 3.6 Paramètres modaux de la MDE (cadre complet)

Mesure	MVA Cadre complet		
Mode	Forme	$f_i$ (Hz)	$T_i$ (s)
1	Translation selon l'axe X	1.775	0.563
2	Translation selon l'axe Y	1.974	0.507
3	Torsion selon l'axe Z	2.313	0.432

### 3.6 Acquisition des données expérimentales pour ARBORA

#### 3.6.1 Dispositif expérimental

Les détails des enregistrements des MVA de ARBORA sont récapitulés dans le Tableau 3.7. Celui-ci montre qu'ils sont enregistrés à deux stades de construction différents, à savoir :

1. **Cadre nu** : La structure en béton armé, les murs de cisaillement et les noyaux rigides sont réalisés au rez-de-chaussée ainsi que le plancher du 1er étage. La structure en CLT, les murs de cisaillement et les noyaux rigides sont terminés aux étages supérieurs ;
2. **Cadre complet** : le bâtiment est en service et des résidents logent dans l'immeuble.

Tableau 3.7 Dates et détails des MVA dans ARBORA

Stade de construction de ARBORA	Date	Contraintes et alternatives retenues
Cadre nu 1 <sup>er</sup> série de mesure	11 octobre 2016	4 capteurs et radios 3 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre nu 2 <sup>ème</sup> série de mesure	11 octobre 2016	4 capteurs et radios 3 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre complet 1 <sup>er</sup> série de mesure	1 <sup>er</sup> juin 2017	6 capteurs et amplificateurs 3 séries de mesures avec un capteur de référence
Cadre complet 2 <sup>ème</sup> série de mesure	1 <sup>er</sup> juin 2017	6 capteurs et amplificateurs 9 séries de mesures avec un capteur de référence

La même méthodologie présentée à la section 3.4.1 est utilisée pour le bâtiment ARBORA. Un exemple de configuration possible avec 5 capteurs au 8<sup>e</sup> étage de ce bâtiment (cadre complet) est représenté à la Figure 3.12.

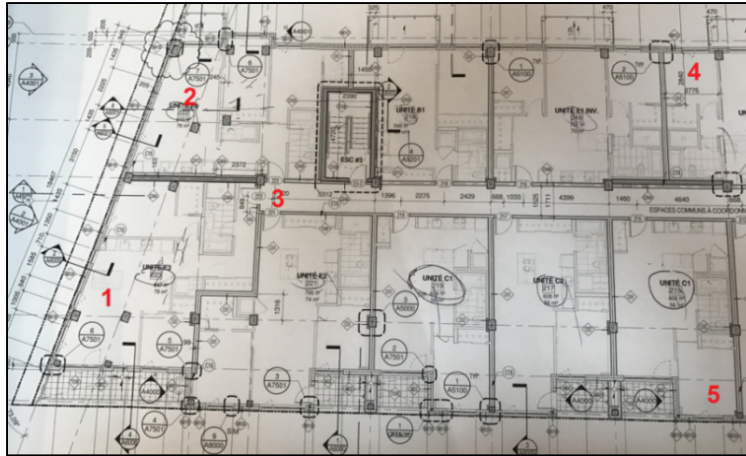


Figure 3.12 Configurations des capteurs  
au 8e étage de ARBORA (cadre complet)  
Adaptée des plans de Nordic Structure Bois (2015)

### 3.6.2 Résultats expérimentaux

La même méthodologie est utilisée pour obtenir les paramètres modaux du bâtiment ARBORA, conformément aux sections 3.4 et 3.5. Les étapes d'analyse des signaux sont présentées à l'ANNEXE VI (page 187 à 191). ARBORA est étudié à seulement deux stades de construction à cause de l'accessibilité au chantier.

#### 3.6.2.1 Cadre nu

Ces analyses sont effectuées à partir des MVA réalisées dans le bâtiment ARBORA (cadre nu). Les fréquences obtenues avec les deux méthodes de décomposition dans le domaine fréquentiel, FDD et EFDD sont présentées à la Figure 3.13 a). Les fréquences obtenues en analysant deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD sont présentées à la Figure 3.13 b). La première et deuxième série de mesure ont eu lieu le 11 octobre 2016. De la même manière que pour la MDE à la section 3.5.2, les résultats sont satisfaisants pour les coefficients de MMC, MSCA et des matrices du MAC. Les valeurs des fréquences obtenues pour les MVA enregistrées dans le bâtiment ARBORA (cadre nu) sont validées, quelles que soient la méthode fréquentielle et la série de mesure choisie.

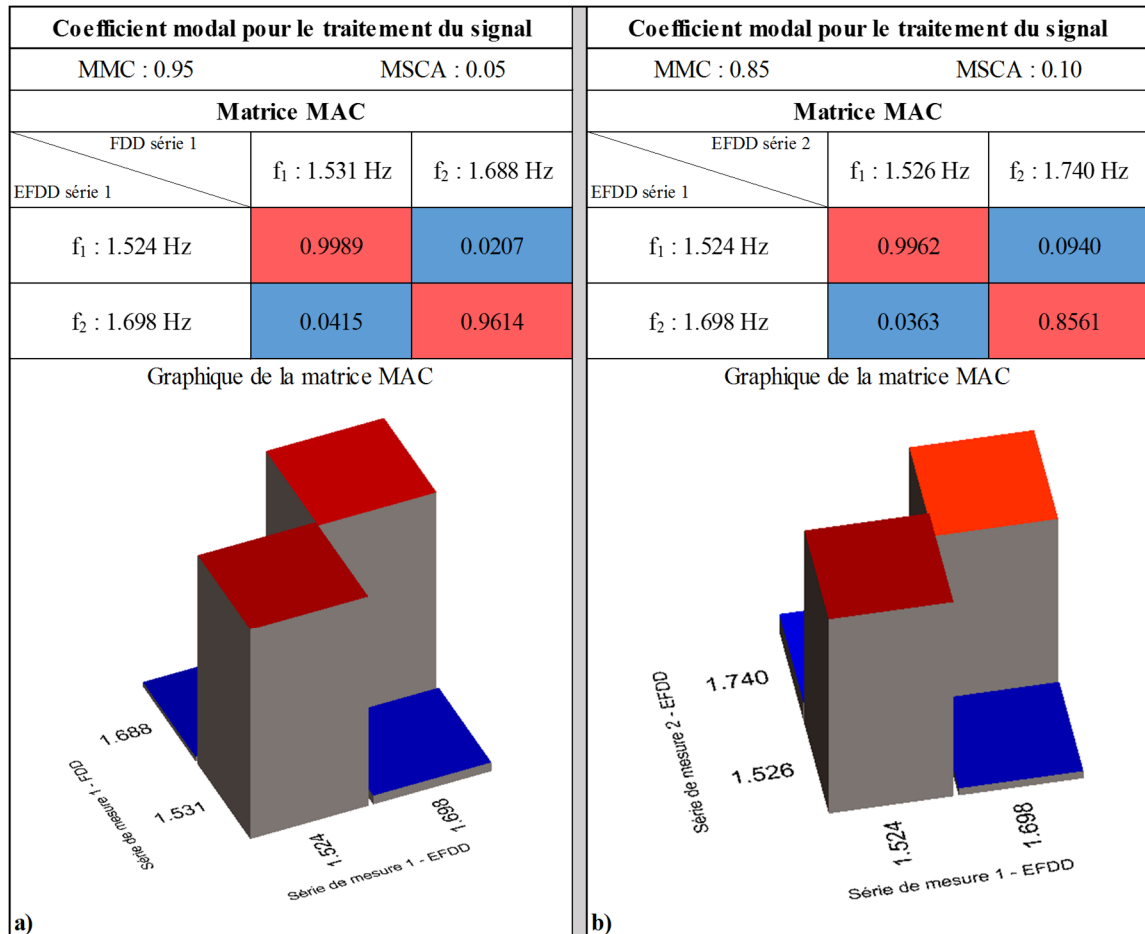


Figure 3.13 Validité des fréquences de ARBORA (cadre nu) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesure à l'aide d'une EFDD

Les paramètres modaux de la ARBORA (cadre nu) obtenus à l'aide de la EFDD de la première série de mesure sont présentés dans le Tableau 3.8. La première série de mesure est conservée par rapport à la deuxième puisqu'elle possède une meilleure corrélation avec sa FDD. Une fois la structure complétée, les trois premiers modes de déformation sont de la translation en x et y. Le 3<sup>e</sup> mode de déformation n'a pas été observé dans ce bâtiment malgré plusieurs séries de mesure.

Tableau 3.8 Paramètres modaux de ARBORA (cadre nu)

<b>Mesure</b>	<b>MVA Cadre nu</b>		
Mode	Forme	$f_i$ (Hz)	$T_i$ (s)
1	Translation selon l'axe X	1.524	0.656
2	Translation selon l'axe Y	1.698	0.589

### 3.6.2.2 Cadre complet

Ces analyses sont effectuées à partir des MVA réalisées dans ARBORA (cadre complet). Les fréquences obtenues avec les deux méthodes de décomposition dans le domaine fréquentiel, FDD et EFDD sont présentées à la Figure 3.14 a). Les fréquences obtenues en analysant deux séries de mesures à l'aide d'une EFDD sont présentées à la Figure 3.14 b). La première et deuxième série de mesure ont eu lieu le 23 mai et le 1<sup>er</sup> juin 2017. Les conclusions sont similaires à celles effectuées au stade de construction cadre nu. Les valeurs des fréquences obtenues pour les MVA à ce stade de construction sont donc validées.

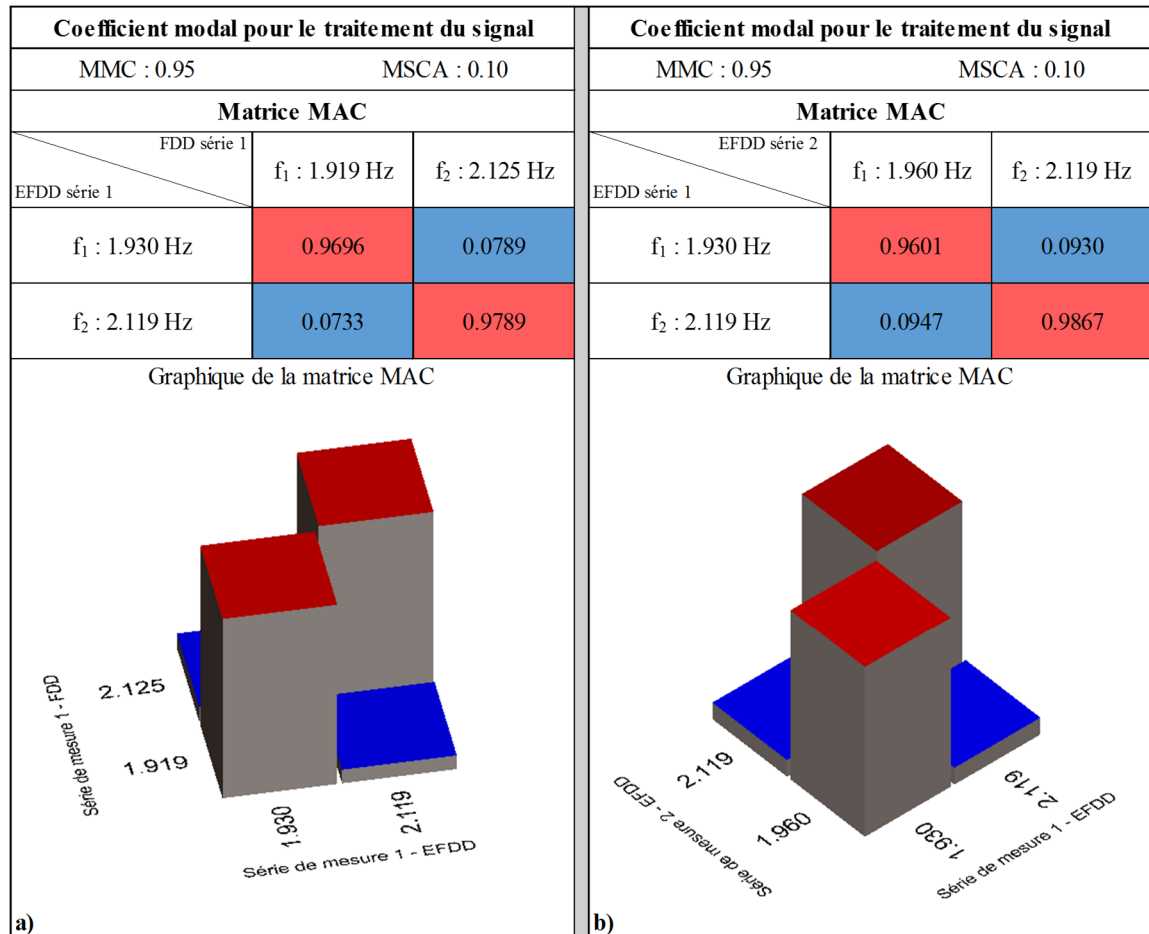


Figure 3.14 Validité des fréquences de ARBORA (cadre complet) : a) avec une FDD et une EFDD, b) avec deux séries de mesure à l'aide d'une EFDD

Les paramètres modaux de la ARBORA (cadre complet) obtenus à l'aide de la EFDD de la première série de mesure sont présentés dans le Tableau 3.9. De la même manière que pour le cadre nu, la première série de mesure est conservée par rapport à la deuxième. Une fois le bâtiment en service, les trois premiers modes de déformation sont de la translation en x et y. Comme pour le modèle cadre nu, le 3<sup>e</sup> mode de déformation n'a pas réussi à être enregistré dans ce bâtiment.

Tableau 3.9 Paramètres modaux de ARBORA (cadre complet)

<b>Mesure</b>	<b>MVA Cadre complet</b>		
Mode	Forme	f <sub>i</sub> (Hz)	T <sub>i</sub> (s)
1	Translation selon l'axe X	1.930	0.518
2	Translation selon l'axe Y	2.119	0.472

### 3.7 Conclusion

Les paramètres modaux de la MDE sont obtenus pour les 3 premiers modes de déformations (translations en x et y et torsion selon l'axe z) et validés à 3 stades de construction (cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet) dans le chapitre 3. Pour le bâtiment ARBORA, les paramètres modaux sont obtenus pour les deux premiers modes de déformation (translations en x et y) et validés à 2 stades de construction (cadre nu et cadre complet).

Dans le chapitre suivant, la calibration des modèles numériques est réalisée en utilisant les références des paramètres modaux de la MDE. Une comparaison des périodes expérimentales et analytiques avec le CNB est effectuée. Une comparaison des déplacements des modèles numériques à différents stades de construction est également réalisée. Enfin, une analyse modale dans le domaine linéaire des modèles est effectuée dans le but d'estimer les rapports de rigidité et de masse des CNS.



## CHAPITRE 4

### MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

La méthodologie suivie, les hypothèses simplificatrices utilisées, la modélisation et la calibration des modèles numériques pour le bâtiment de la MDE sont présentées dans ce chapitre. Les stades de construction cadre nu et cadre complet sont considérés dans la modélisation du bâtiment. Les CS et les CNS (murs de maçonnerie, poutres secondaires et murs rideaux) connus pour rigidifier le bâtiment sont modélisés dans ce projet. Les paramètres modaux de la MDE sont obtenus avec une analyse modale des modèles dans le domaine linéaire. Finalement, une interprétation et une comparaison des différents résultats expérimentaux et numériques sont effectuées ainsi que l'estimation de l'apport de rigidité et de masse des CNS de la MDE.

#### 4.1 Méthodologie

Le bâtiment de la MDE est modélisé en représentant tous les composants présents lors des premiers enregistrements des MVA, c'est-à-dire au stade cadre nu. À ce stade de construction, les colonnes, les dalles, les murs de cisaillement, les noyaux rigides et les poutres sont représentés dans le modèle. Dans une deuxième étape, les murs de maçonnerie sont représentés par des éléments coques connectés à la structure environnante. Puis les poutres secondaires sont modélisées par des éléments poutres. Enfin, les charges permanentes (stocks, béton de pente, acier, tablier, etc..) sont ajoutées aux planchers du modèle. La calibration du modèle cadre nu linéaire est effectuée en prenant comme référence les paramètres modaux obtenus après l'analyse des MVA (cadre nu) dont les résultats sont détaillés dans le Tableau 3.4 à la section 3.5.2.1. L'apport de rigidité et de masse des CNS (murs de maçonnerie et poutres secondaires) est estimé grâce à la comparaison des résultats entre les différents modèles d'éléments finis cadre nu.

Les murs rideaux et la totalité des charges permanentes (système mécanique, plafond, cloisons, etc.) sont ajoutés au modèle cadre nu pour obtenir un modèle cadre complet. Une fois la

modélisation complétée, la calibration du modèle cadre complet est réalisée à l'aide des paramètres modaux des MVA (cadre complet) dont les résultats sont détaillés dans le Tableau 3.6 à la section 3.5.2.3. Par la suite, l'estimation d'apport de rigidité et de masse des murs rideaux est effectuée.

## **4.2 Hypothèses des modèles d'éléments finis**

Un certain nombre d'hypothèses simplificatrices ont été formulées pour la modélisation par éléments finis :

1. Les propriétés des matériaux sont linéaires, élastiques et isotropes ;
2. Les charges permanentes de chaque étage ont été calculées et uniformément réparties sur les planchers des étages ;
3. La base de la structure est supposée encastree et les interactions sol-structure ont été négligées ;
4. Aucun élément rigide n'a été utilisé pour modéliser les connexions poutre-poutre ou les liaisons poutre-colonne ;
5. Les connexions utilisées sont dans le domaine linéaire ;
6. Les diaphragmes de planchers sont supposés rigides ;
7. Le comportement hors plan des murs de maçonnerie n'est pas considéré ;
8. Le comportement hors plan des murs rideaux n'est pas considéré.

## **4.3 Modélisation des composants du bâtiment**

Dans cette sous-section, les CS, les CNS ainsi que les charges permanentes présentes à ce stade de la construction sont représentés en se basant sur les plans structuraux et architecturaux. Ce bâtiment a été modélisé à l'aide du logiciel d'analyse structurale par éléments finis ETABS 2015®. Ce choix découle d'une enquête qui a été réalisée en comparant l'ensemble des logiciels de structure. Selon ce sondage, la modélisation de certains composants comme les revêtements ou les murs de remplissage est facilitée par ce logiciel (CSI, 2015).

### **4.3.1 Modélisation des composants structuraux et des charges**

Les murs de cisaillement, les noyaux rigides et les dalles sont modélisés en utilisant des éléments coques à 4 nœuds avec 6 DDL par nœud. Les poutres et les colonnes sont représentées grâce à des éléments poutres à 2 nœuds avec 6 DDL par nœud. Les connexions entre les poutres-colonne, poutres-poutres et murs dalles sont modélisées par des connexions rigides. Une représentation simple des CS est réalisée à l'aide des outils du logiciel. Les caractéristiques géométriques et les matériaux des CS sont détaillés à la section 2.1.2. Une charge uniformément répartie est appliquée à chacun des planchers pour représenter les charges permanentes sur la structure (*voir* ANNEXE VII, p 193).

### **4.3.2 Modélisation des composants non structuraux**

Dans cette sous-section, les CNS (murs de maçonnerie, poutres secondaires et murs rideaux) présents dans ce bâtiment sont modélisés ainsi que les connexions permettant de relier les CNS à la structure.

#### **4.3.2.1 Modélisation des murs de maçonnerie et des connexions avec la structure environnante en béton armé**

Tout d'abord, les panneaux de maçonnerie sont modélisés par des éléments coques à 4 nœuds avec 3 DDL (translations et rotation dans le plan des panneaux en maçonnerie) par nœud. Les éléments sont ensuite maillés afin de relier les joints extérieurs des panneaux de maçonnerie à la structure environnante. Les caractéristiques géométriques et les matériaux des murs de maçonnerie sont définis à la section 2.1.3.

Ensuite, l'interface entre le mur de maçonnerie et la structure environnante est représentée par un élément de contact appelé *gap element*. La forme schématique d'un *gap element* est représentée à la Figure 4.1.

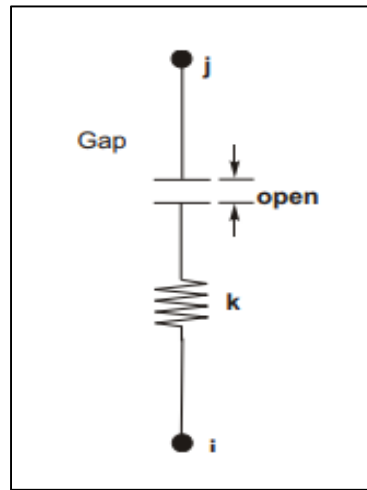


Figure 4.1 *Gap element*  
Tirée de Caterino et al. (2017)

Cette connexion relie deux surfaces qui peuvent maintenir ou rompre le contact physique et peuvent avoir un déplacement relatif tangentiel l'une par rapport à l'autre. Le *gap element* est capable de supporter uniquement la compression dans la direction normale aux surfaces et le cisaillement dans la direction tangentielle. L'avantage d'utiliser un *gap element* est sa simplicité dans la modélisation et la capacité de transférer la rigidité du panneau de maçonnerie à la structure environnante. Plusieurs études modélisent la connexion entre la structure en béton armé et les murs de remplissage par des *gap elements* (El-Dakhakhni et al., 2003 ; Li et al., 2009 et 2010). L'écart entre le vitrage et le cadre aluminium est de 5 mm.

Une valeur de rigidité est ensuite attribuée à cet élément de contact. Les équations (1.20) et (1.21) développées par Dorji et Thambiratnam (2009) sont utilisées pour calculer cette rigidité. Les valeurs de rigidité calculées pour les *gap elements* sont présentées dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Rigidité des *gap elements* entre le mur de remplissage et la structure

Mur de remplissage	Épaisseur t (mm)	Module d'élasticité $E_i$ (MPa)	$K_i = E_i * t$ (N/mm)	$K_g = 0.0378 * K_i + 347$ (N/mm)
M190	190	12500	2375000	90122
M240	240	12500	3000000	113747

#### 4.3.2.2 Modélisation des murs rideaux et des connexions

Tout d'abord, les panneaux en verre sont modélisés par des éléments coques à 4 nœuds avec 3 DDL (translations et rotation dans le plan des panneaux en verre) par nœud. Les meneaux et les traverses en aluminium sont modélisés avec des éléments poutres à 2 nœuds avec 3 DDL par nœud. La connexion entre ces éléments est considérée comme rigide. Les caractéristiques géométriques et les matériaux des éléments sont définis à la section 2.1.3.

L'interface entre le panneau en verre et le cadre en aluminium peut être modélisée par des *gap elements*. Ces éléments fonctionnent en compression, dans le plan des panneaux en verre et quand l'espace cadre-verre devient nul. L'espace entre le panneau en verre et le cadre en aluminium est simulé par ces liens. Le contact cadre-verre et la participation du verre à la rigidité globale se produisent lorsqu'ils sont « fermés ».

Sucuoğlu et Vallabhan (1997) ont trouvé que le panneau de verre est libre de se déplacer comme un corps rigide avec une rotation dans le plan de la façade. Également, des chercheurs (Caterino et al., 2017 ; Shirazi, 2005) ont effectué des analyses non linéaires en utilisant des *gap elements* pour quantifier la rigidité et la résistance d'un mur rideau. Dans leur modélisation, chaque joint externe du maillage du panneau en verre est relié au meneau ou à la traverse à l'aide d'un *gap element* (voir Figure 4.4).

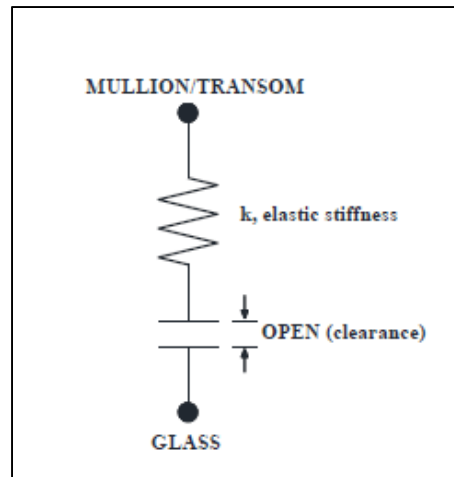


Figure 4.2 Connexion entre le cadre aluminium et le panneau en verre  
Tirée de Caterino et al. (2017)

Au début du test de Caterino et al. (2017), le contact entre le verre et le cadre est supposé parfaitement rigide. Par conséquent, la valeur de rigidité élastique assignée au *gap element* est supposée élevée. Une augmentation soudaine de la rigidité est observée au moment du contact entre les éléments. En effet, les déformations locales de ces éléments sont observées dans la Figure 4.3. Le comportement ci-dessus peut être modélisé en modifiant la rigidité élastique du *gap element* en supposant une valeur finie, plutôt qu'infinie.

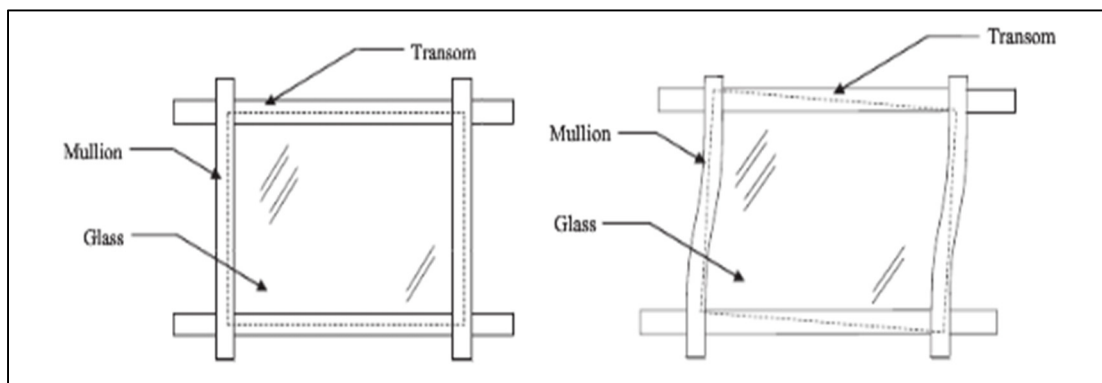


Figure 4.3 Modèle conceptuel de déformation du cadre aluminium à cause de la translation et de la rotation du panneau en verre  
Tirée de Memari (2013)

Des analyses non linéaires sont effectuées pour étudier les murs rideaux. Le comportement du *gap element* est défini comme évoluant d'un domaine linéaire jusqu'à non linéaire (Caterino et al., 2017). Cependant, une analyse modale est effectuée dans notre projet, qui est par conséquent dans le domaine linéaire. Les propriétés non linéaires des travaux précédents ne seront jamais atteintes par nos connexions. En conséquence, les caractéristiques des connexions des murs rideaux de Caterino et al. (2017) sont utilisées, car celles-ci évoluent du domaine linéaire (correspondant à notre champ d'études) jusqu'au domaine non linéaire.

Des joints élastomères sont utilisés pour modéliser le comportement de friction du joint en caoutchouc localisé entre le panneau en verre et le cadre en aluminium (Caterino et al., 2017). Ces éléments sont principalement soumis à des déformations par cisaillement. Le comportement mécanique des joints est modélisé en insérant des liaisons non linéaires. Ces liens sont caractérisés par un comportement régi par les paramètres suivants : la rigidité élastique, la force élastique, le ratio de rigidité post-élastique et l'exposant élastique. Le comportement de friction du caoutchouc est décrit avec un lien Wen élastoplastique. Cette connexion est représentée à la Figure 4.4. De plus, ce lien est modélisé en parallèle avec un *gap element* qui sert à simuler l'écart entre le panneau en verre et le cadre. Ce choix de modélisation a été retenu pour notre projet.

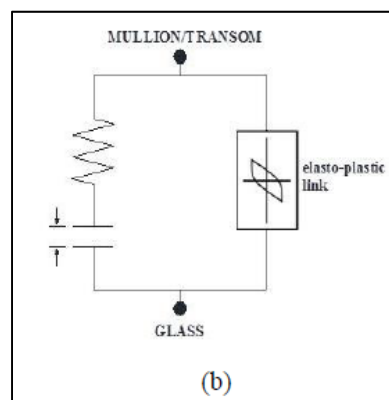


Figure 4.4 *Gap element* en parallèle avec un lien élastoplastique Wen  
Tirée de Caterino (2017)

Les valeurs caractéristiques des connexions utilisées pour représenter l'interface entre le cadre en aluminium et le panneau en verre sont présentées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 Caractéristiques des connexions des murs rideaux  
Adapté de Caterino, (2017)

<b>Connexion des murs rideaux</b>		<b>Détails</b>
Connexion meneau-traverse Nombre de gap elements et liens élastoplastiques de Wen		Rigide 4742
Gap element	Espace cadre-verre Rigidité locale induite dans le contact cadre-verre	5 mm 0.5 kN/mm
Lien élastoplastique Wen	Rigidité élastique	0.7 kN/mm
	Force élastique	0.1 kN
	Ratio de rigidité post-élastique	0
	Exposant élastique	1

#### 4.3.2.3 Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont représentées en utilisant des éléments poutres à 2 nœuds avec 6 DDL par nœud. Les connexions des poutres secondaires sont modélisées par des rotules qui permettent la rotation autour des axes perpendiculaires à l'axe longitudinal autour duquel la rotation est bloquée.

## 4.4 Caractéristiques des modèles d'éléments finis de la MDE

### 4.4.1 Cadre nu

La modélisation du bâtiment de la MDE au stade de cadre nu est illustrée à la Figure 4.5. Le modèle est constitué de 12260 nœuds, dont 142 nœuds contraints et 154 avec masses. Le



modèle numérique est également constitué de 4731 éléments poutres, 10487 éléments coques, 195 membrures rigides et 34998 DDL.

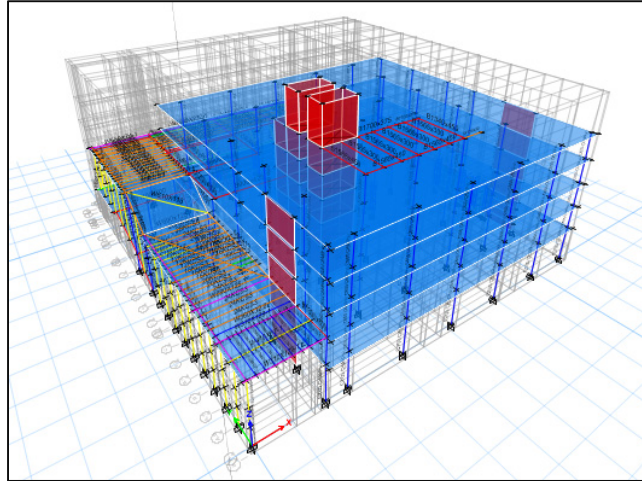


Figure 4.5 Le modèle d'éléments finis de la MDE (cadre nu)

#### 4.4.2 Cadre complet

La modélisation du bâtiment de la MDE au stade de cadre complet et la modélisation des CNS présents à ce stade de construction sont illustrées dans les Figures 4.6 et 4.7. Le modèle est constitué de 20917 nœuds, dont 238 nœuds contraints et 305 avec masses. Le modèle numérique est également constitué de 12991 éléments poutres, 15817 éléments coques, 4938 membrures rigides et 58698 DDL.

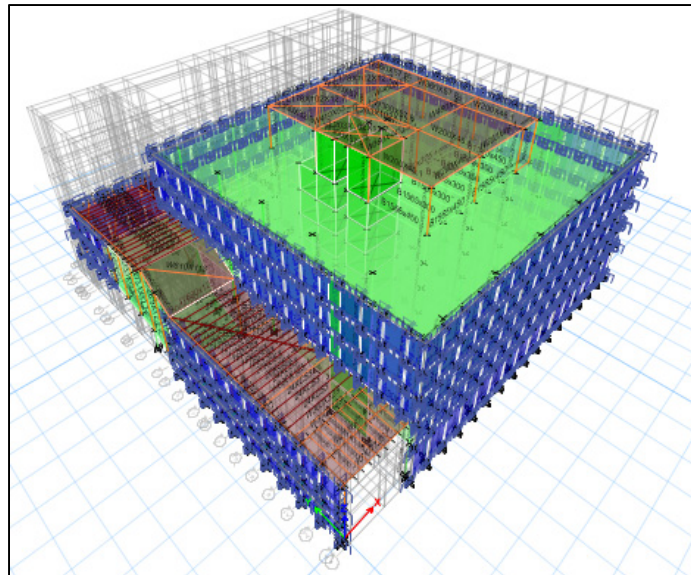


Figure 4.6 Le modèle d'éléments finis de la MDE (cadre complet)

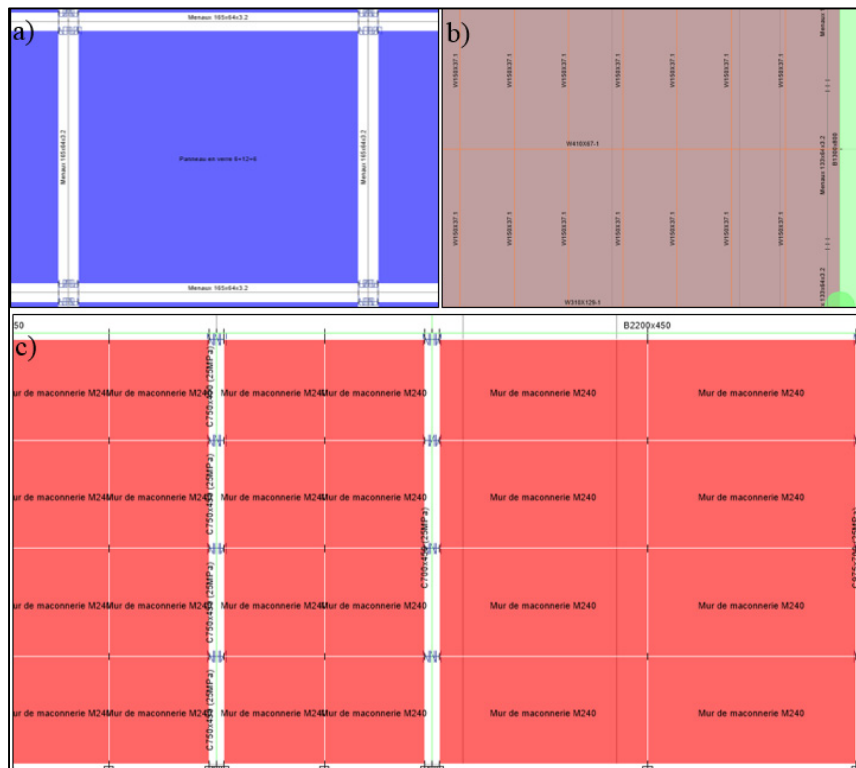


Figure 4.7 La modélisation des CNS de la MDE : a) les murs rideaux, b) les poutres secondaires, c) les murs de maçonnerie

## **4.5 Calibration des modèles d'éléments finis**

Le modèle numérique complètement modélisé, il est nécessaire de le calibrer avec une référence. Celle-ci découle le plus souvent des mesures effectuées sur le terrain, comme les MVA, les spectromètres ou des tests réalisés en laboratoire (Brincker et Ventura, 2015). Nos références dans ce projet sont les paramètres modaux obtenus avec les MVA à différents stades de construction de la MDE. Ces mesures traduisent le comportement dynamique réel de la structure à faible amplitude et permettent d'obtenir la validité des résultats avec les modèles numériques.

### **4.5.1 Présentation de la calibration**

Avant de commencer le processus de calibration des modèles numériques, il est nécessaire de déterminer les paramètres influençant le plus les caractéristiques modales du modèle. La littérature (Asgarian et McClure, 2012 ; Gentile et Saisi, 2007 ; Jónsson, 2014 ; Ventura et al., 2002 ; Wu et Li, 2004) indique qu'il s'agit des paramètres suivants :

- le coefficient de Poisson du matériau ;
- la masse volumique du matériau ;
- le module d'élasticité du matériau ;
- la résistance en compression du matériau ;
- la dimension des CS et CNS ;
- l'inertie des colonnes et des poutres.

L'objectif de la calibration est de faire coïncider les périodes propres du modèle avec celles des mesures de référence, dans une marge acceptable inférieure à 4 %. Su et al. (2005) ont estimé les périodes propres de plusieurs gratte-ciels avec des tests dynamiques in situ. Ils ont développé des modèles numériques calibrés sur cette référence. Leurs résultats sont en accord avec des écarts de période de l'ordre de 2 à 4 %. La différence entre les périodes propres, mais aussi l'allure des déformées modales donnent un aperçu des types de changement à effectuer dans le modèle pour le faire coïncider avec les MVA.

Enfin, Brincker et Ventura (2015) ont souligné l'existence d'incertitudes sur les paramètres à modifier dans le modèle numérique. Lors d'une calibration, ces paramètres doivent respecter une marge d'incertitude à ne pas dépasser afin de ne pas obtenir des paramètres biaisés. Le Tableau 4.3 indique l'ensemble des incertitudes sur les paramètres d'une modélisation.

Tableau 4.3 Incertitudes sur les paramètres d'un modèle numérique  
Adapté de Brincker et Ventura, (2015)

<b>Quantité physique</b>	<b>Niveau d'incertitude (%)</b>
Module d'élasticité et densité massique de l'acier et des autres métaux	1-5
Module d'élasticité et densité massique du béton et de l'acier	5-20
Masse totale	1-5

On recense deux techniques pour calibrer les modèles numériques : la calibration manuelle et la calibration automatique.

#### **4.5.1.1 Calibration manuelle**

Cette technique commence par l'identification des différences entre les paramètres modaux expérimentaux et analytiques, tels que les périodes propres et les déformées modales. Puis, l'analyste sélectionne les paramètres du modèle à modifier en se basant sur l'inspection des résultats et les ajuste pour les faire correspondre avec les données expérimentales. Ce processus est répété plusieurs fois jusqu'à ce que la correspondance souhaitée soit suffisante. L'utilisation de cette technique pour une structure de génie civil importante peut s'avérer difficile. En effet, il n'est pas simple d'obtenir une bonne corrélation entre les propriétés expérimentales et analytiques. Toutefois, si l'objectif est juste d'obtenir un modèle qui correspond à un, deux ou

trois modes expérimentaux, la mise à jour manuelle peut être suffisante (Brincker et Ventura, 2015).

#### **4.5.1.2 Calibration automatique**

Cette technique suit la même procédure que la calibration manuelle, sauf qu'elle est assistée par un ordinateur. L'analyste peut effectuer une inspection plus approfondie du modèle numérique en utilisant une analyse de sensibilité. Des logiciels comme FEMtools® déterminent la sensibilité des caractéristiques dynamiques du modèle sur un grand nombre de paramètres, ce qui peut fournir de précieuses informations sur les paramètres à sélectionner pour la calibration. Une fois que l'utilisateur a terminé la sélection des paramètres, le programme informatique exécute plusieurs itérations, en modifiant les paramètres du modèle pour faire coïncider les propriétés du modèle aux données expérimentales. Cette technique sert à une étude plus approfondie des modes de déformation expérimentaux c'est-à-dire au moins une dizaine (Brincker et Ventura, 2015).

La méthode manuelle a été retenue dans notre projet puisque les MVA réalisées n'ont pas permis d'obtenir plus de 2 ou 3 modes de déformation par bâtiment.

#### **4.5.2 Calibration de la Maison des étudiants**

Dans cette section, les modèles numériques de la MDE sont calibrés manuellement en se basant sur les paramètres modaux obtenus avec les MVA (voir section 3.5.2).

##### **4.5.2.1 Cadre nu**

La comparaison des paramètres modaux obtenue au stade cadre nu entre les MVA, les modèles numériques non calibré et calibré sont représentés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.4 Comparaison des modes et périodes de vibration de la MDE au stade cadre nu obtenue avec les MVA, les modèles numériques non calibré et calibré

Mesure	MVA		Modèle non calibré			Modèle calibré		
	Mode	Forme	$T_i$ (s)	Forme	$T_i$ (s)	Diff %	Forme	$T_i$ (s)
1	Longitudinale	0.579	Longitudinale	0.513	-11.4 %	Longitudinale	0.595	2.8 %
2	Transversale	0.504	Transversale	0.434	-13.9 %	Transversale	0.502	-0.4 %
3	Torsion	0.432	Torsion	0.360	-16.7 %	Torsion	0.415	-3.9 %

Avant la calibration, les écarts des périodes entre les MVA et le modèle non calibré sont compris entre -11.4 % et -16.7 %. Les différences de périodes obtenues entre les MVA et le modèle non calibré s'avèrent non acceptables. En effet, Su et al. (2005) ont déclaré avoir des modèles numériques en accord avec la réalité avec un écart entre les périodes de leurs modèles et celle de référence inférieure à 4 % de différence. L'objectif est d'obtenir moins de 4 % de différence entre les périodes du modèle numérique et celles de référence après la calibration du modèle.

Même si les formes des modes de déformation du modèle non calibré sont identiques à celles des MVA, une calibration manuelle de la MDE (cadre nu) est effectuée en modifiant les paramètres suivants :

- le poids du béton armé C25/30, C35/45 et C40/50 variant de 18 % ;
- le module d'élasticité du béton armé C25/30, C35/45 et C40/50 variant de -15 à -17 % ;
- le poids de la maçonnerie variant de 16 % ;
- le module d'élasticité de la maçonnerie variant de -16 % ;
- la masse des planchers variant de 5 % ;

pour lesquels, le poids du béton armé, le module d'élasticité du béton armé et de la maçonnerie sont les paramètres les plus affectés par ce processus.

Un processus de calibration efficace a été nécessaire afin d'obtenir un modèle représentant rigoureusement le comportement du bâtiment. La calibration effectuée, les écarts obtenus de période sont compris entre -3.9 % et 2.8 %. En outre, les formes des modes de déformation du

modèle calibré sont identiques à celles des MVA. Par conséquent, le modèle calibré traduit fidèlement le comportement de la MDE au stade du cadre nu.

#### 4.5.2.2 Cadre complet

La comparaison des paramètres modaux obtenue au stade cadre complet entre les MVA, les modèles numériques non calibré et calibré sont représentés dans le Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Comparaison des modes et périodes de vibration de la MDE au stade cadre complet obtenue avec les MVA, les modèles non calibré et calibré

Mesure	MVA		Modèle non calibré			Modèle calibré		
	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Diff %	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Diff %
1	Longitudinale	0.563	Longitudinale	0.613	8.9 %	Longitudinale	0.580	3.0 %
2	Transversale	0.507	Transversale	0.536	5.7 %	Transversale	0.508	0.2 %
3	Torsion	0.432	Torsion	0.441	2.1 %	Torsion	0.419	-3.0 %

Avant la calibration, les écarts entre les MVA et le modèle non calibrés sont compris entre 2.1 % et 8.9 %. Ces valeurs sont jugées non acceptables puisqu'elles sont presque toutes supérieures au seuil des 4 % (Su et al., 2005). Cependant, les formes des modes de déformation du modèle non calibré sont identiques à celle des MVA. De ce fait, la calibration du modèle est effectuée afin d'affiner le modèle numérique.

La calibration du modèle cadre nu ne permet pas de modifier uniquement les nouveaux paramètres ajoutés au modèle cadre complet (poids et module d'élasticité du verre et de l'aluminium). Par conséquent, dans cette nouvelle calibration, la modification a lieu également sur les anciens paramètres (poids et module d'élasticité du béton). La calibration manuelle de la MDE (cadre complet) est effectuée en modifiant les paramètres suivants :

- le poids des panneaux en verre variant de -5 % ;
- le module d'élasticité des panneaux en verre variant de 4 % ;
- le poids de la structure aluminium supportant le vitrage variant de -5 % ;

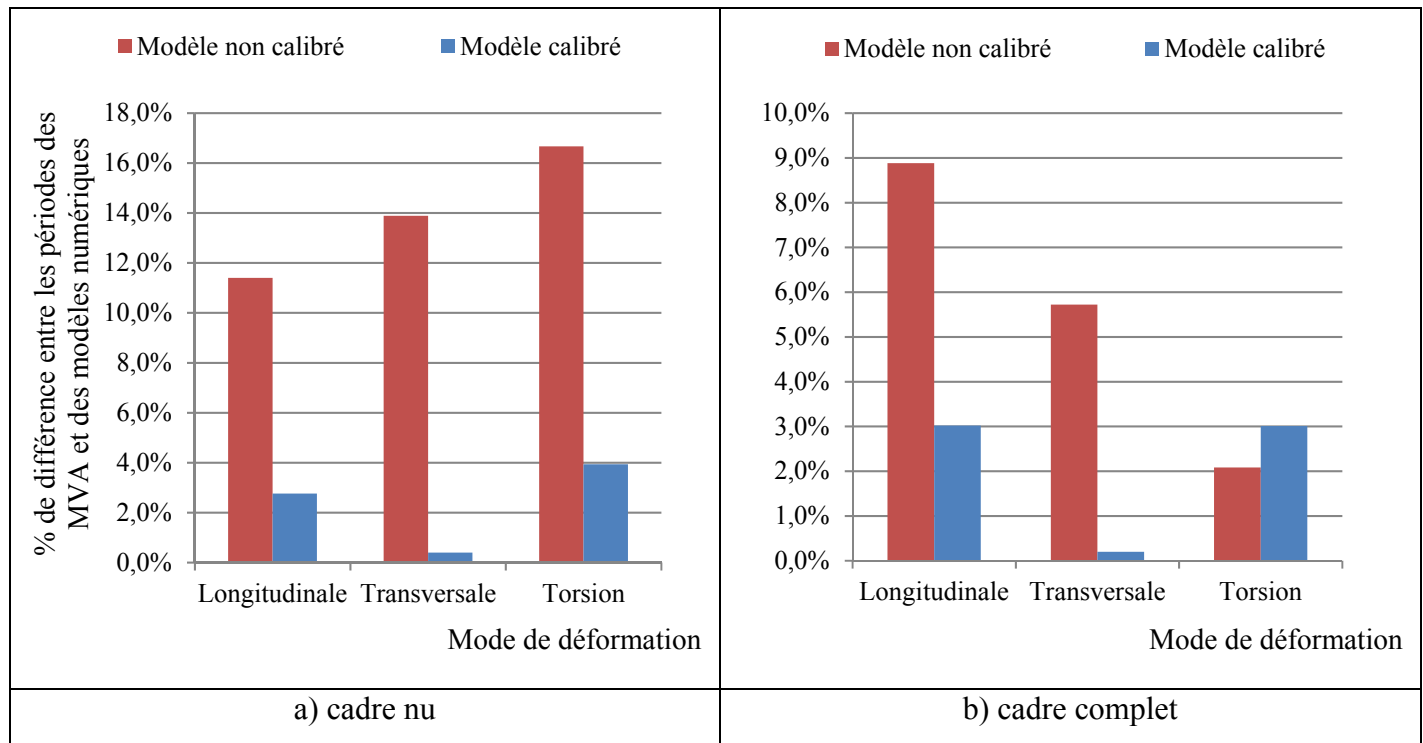
- le module d'élasticité de la structure aluminium supportant le vitrage variant de 5 % ;
- le poids du béton armé C25/30, C35/45 et C40/50 variant de -8 % ;
- le module d'élasticité du béton armé C25/30, C35/45 et C40/50 variant de 4 à 5 % ;
- la masse des planchers variant de -5 % ;

pour lesquels, le poids et le module d'élasticité du verre, de l'aluminium et du béton armé ainsi que les masses des planchers sont les paramètres les plus affectés par ce processus.

La calibration effectuée, non seulement les écarts obtenus de période sont compris entre -3.0 % et 3.0 %, mais encore les formes des modes de déformation du modèle calibré sont identiques à celle des MVA. Par conséquent, le modèle calibré traduit fidèlement le comportement de la MDE au stade cadre complet. L'efficacité de la calibration manuelle correspondant à l'écart entre les périodes des MVA et des modèles numériques pour les deux stades de construction est représentée au Tableau 4.6.



Tableau 4.6 Efficacité de la calibration manuelle des modèles numériques de la MDE



Les modifications effectuées sur les paramètres des modèles (cadre nu et cadre complet) sont conformes au niveau d'incertitudes du Tableau 4.3 et sont présentées à l'ANNEXE VIII, p. 195. Les caractéristiques modales de la MDE (cadre nu et cadre complet) sont présentées à l'ANNEXE IX, p. 197.

#### 4.6 Interprétation des résultats

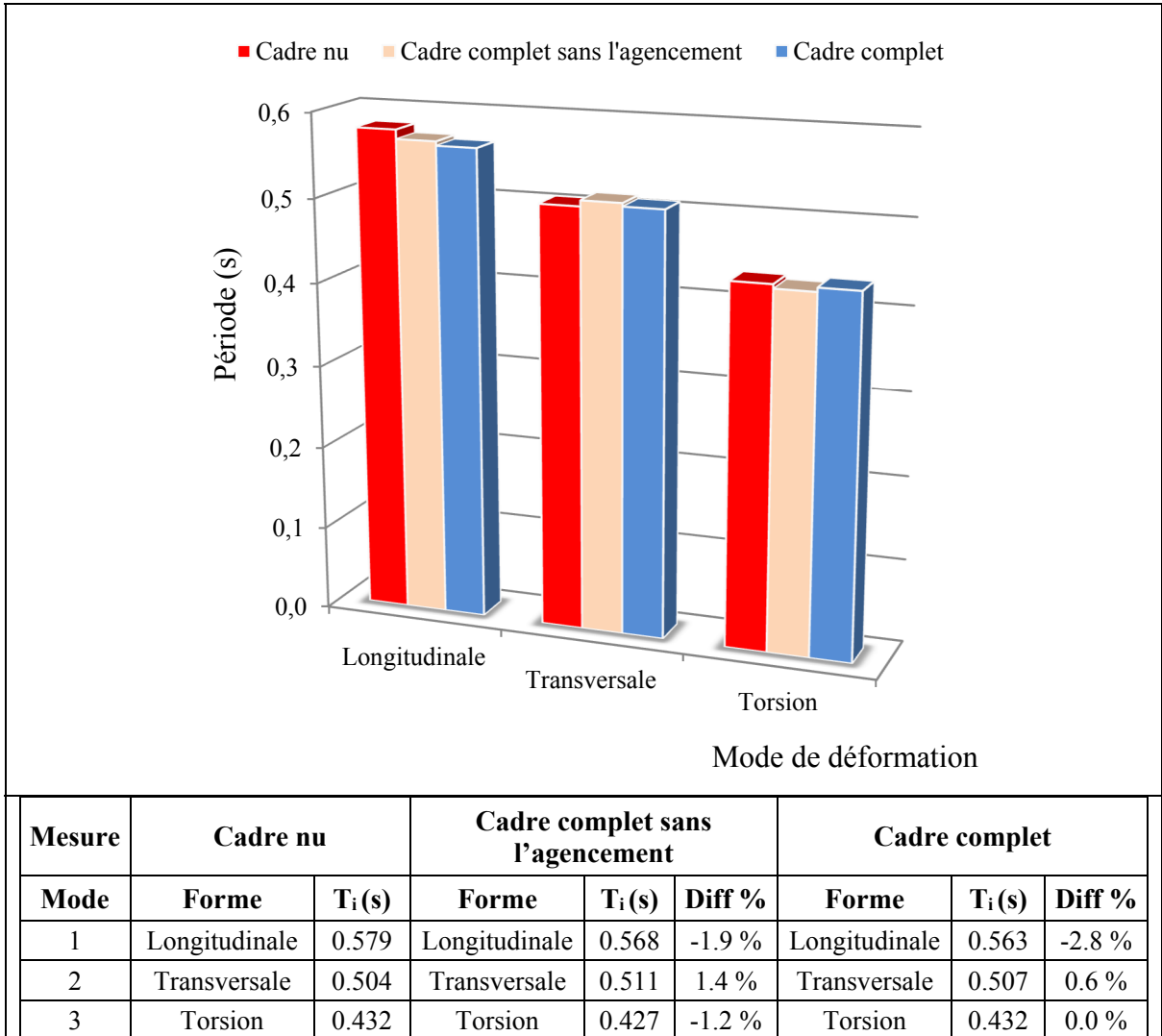
Les résultats obtenus à l'aide des analyses des chapitres 3 et 4 sont présentés dans cette section. Les résultats sont traités en plusieurs phases. Tout d'abord, une comparaison des MVA est effectuée aux différents stades de construction, à savoir cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet de la MDE. Puis, une comparaison des périodes est également réalisée entre le CNB et les MVA. Ensuite, les déplacements maximums normalisés des étages avec ou sans CNS sont analysés dans ce bâtiment. Enfin, la contribution de rigidité et de la masse des CNS (murs de maçonnerie, poutres secondaires et murs rideaux) est estimée en

termes de pourcentage. L'objectif de cette section est de caractériser l'influence de ces CNS sur le bâtiment.

#### **4.6.1 Comparaison des périodes entre les mesures de vibration ambiante à différents stades de la construction**

Les MVA réalisées dans la MDE ont permis de déterminer les caractéristiques modales à différents stades de construction (cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet) du bâtiment. Les périodes obtenues sont comparées afin d'évaluer l'effet des CNS lors de leur ajout durant les phases de construction du bâtiment. Cette comparaison est présentée dans le Tableau 4.7. Le pourcentage de différence est calculé par rapport au stade de construction cadre nu de la MDE.

Tableau 4.7 Comparaison des modes et périodes de vibration des MVA à différent stade de construction de la MDE (cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet)



Les modes de déformation de la MDE sont identiques (translations en x et y et torsion selon l'axe z) dans chaque stade construction. La comparaison du stade cadre nu et cadre complet sans l'agencement a permis de montrer une réduction de 1.9 % de la période fondamentale du bâtiment. Les composants ajoutés entre ces deux périodes sont les murs rideaux et la structure de la salle des machines. Cette différence s'avère être très faible (moins de 10 %). En effet, des chercheurs (Devin et Fanning, 2012 ; Middleton et Pavic, 2013) ont comparé les périodes de bâtiment composé uniquement de leurs structures (cadre nu) et une fois qu'ils étaient en service (cadre complet). Contrairement à nos résultats, ils ont observé une diminution plus importante

de la période fondamentale allant de 9.8 % à 30.5 %. Effectivement, les périodes de la MDE (cadre nu) sont très proches de la réalité du bâtiment (cadre complet). Cette faible différence s'explique par la présence des murs de maçonnerie pendant les premiers enregistrements des MVA (cadre nu). Ces CNS sont connus pour apporter de la rigidité au bâtiment (Asgarian et McClure, 2012 ; Li et al., 2011). En effet, si ces CNS n'étaient pas déjà présents lors des premiers enregistrements de MVA au stade cadre nu on aurait obtenu une période de 0.646 s, correspondant à un écart de période de -12.8 % entre les MVA au stade cadre nu et le modèle numérique de la MDE cadre nu auquel on a retiré les murs de maçonnerie. La diminution de 1.9 % entre ces deux phases de construction montre que les murs rideaux et la structure de la salle des machines ont contribué à rigidifier le bâtiment.

De plus, la comparaison du stade cadre nu et du stade cadre complet a permis d'aboutir à la même conclusion que précédemment, mais avec une réduction de la période fondamentale plus conséquente de 2.8 %, qui reste tout de même faible face aux résultats d'autres recherches (Devin et Fanning, 2012 ; Middleton et Pavic, 2013).

Enfin, la comparaison du stade cadre complet sans l'agencement et cadre complet a également dévoilé une réduction de 1 % de la période fondamentale du bâtiment. Les composants ajoutés entre ces deux stades sont le mobilier, le système mécanique et électrique, les plafonds, la toiture végétale, les finitions et le 4<sup>e</sup> étage non complété (absence de cloisons en majeure partie). Certes, cette différence reste toujours minime comme précédemment, mais elle permet de confirmer le rôle joué des CNS dans la MDE. Contrairement à nos résultats, Middleton et Pavic (2013) ont obtenu une diminution plus conséquente de la période fondamentale. Ils ont constaté un écart de 6.8 % entre un stade de construction sans l'agencement (c'est-à-dire l'absence de mobilier, des systèmes mécaniques et des quelques cloisons) et un bâtiment en service. De plus, Devin et al. (2015) ont affirmé que l'ajout de cloisons diminue la période du bâtiment. Cette diminution de la période entre ces deux phases de construction montre que l'ajout des CNS a contribué à rigidifier le bâtiment.

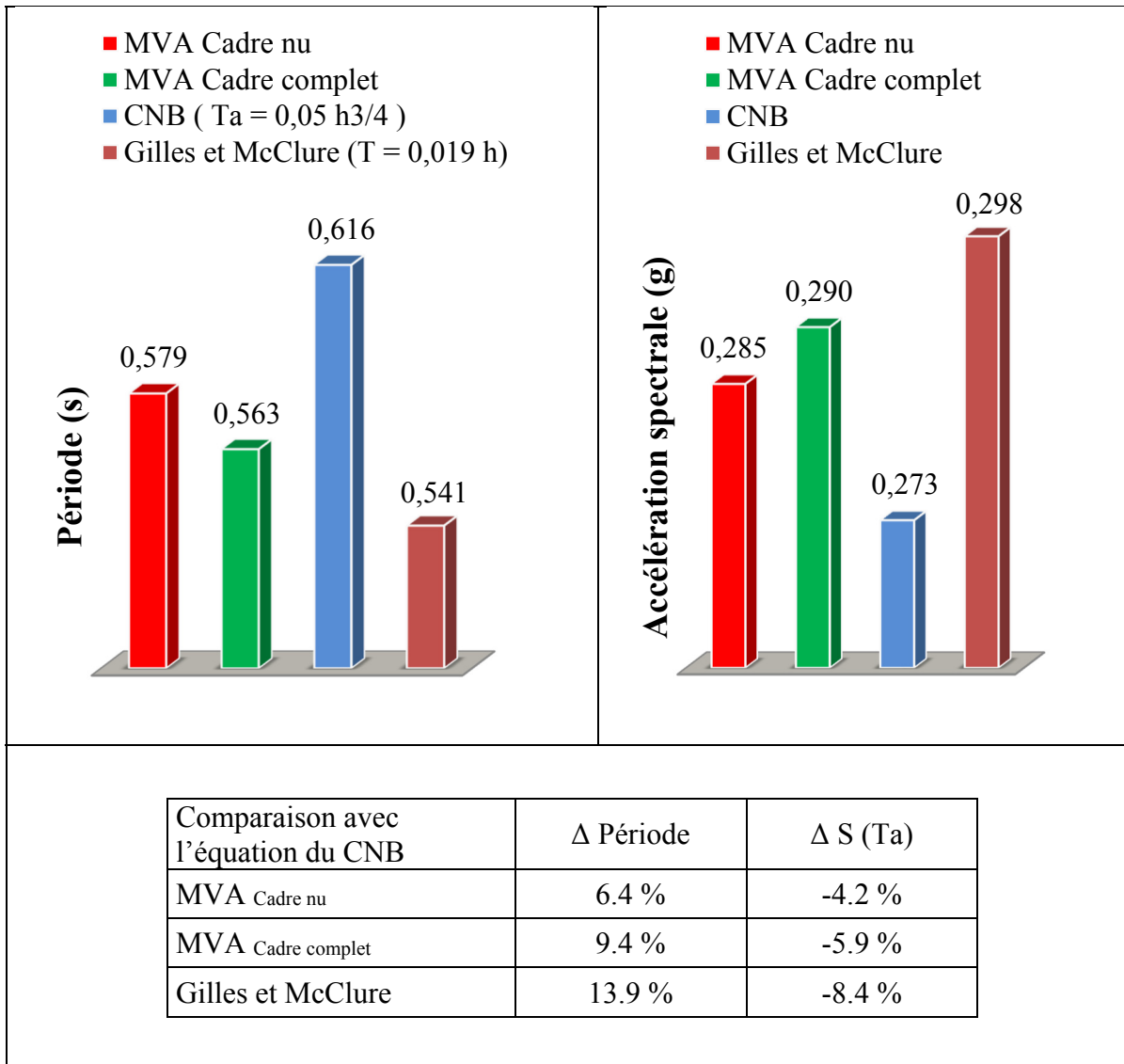
#### 4.6.2 Comparaison entre les mesures de vibration ambiante et le CNB

Les MVA réalisées dans la MDE ont également permis d'effectuer une comparaison de la période fondamentale du bâtiment obtenue de plusieurs manières avec celle proposée par le CNB. Le code estime la période fondamentale grâce à une série d'équations dépendant du type de SRFL et de la hauteur du bâtiment. Elles sont présentées dans la revue de littérature (*voir* section 1.2.2.2). Le SRFL de la MDE se compose de noyaux rigides et de deux murs de cisaillement en béton armé. Connaissant le type de SRFL de ce bâtiment, la hauteur du bâtiment et la période fondamentale de la MDE obtenue au stade cadre nu et cadre complet à l'aide des MVA, on a pu comparer les périodes fondamentales.

La comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de la MDE et l'équation de Gilles et McClure (2012) est présentée dans le Tableau 4.8. À l'aide de l'équation (1.7) présente dans la revue de littérature, la période fondamentale prédite par le code est de 0.616 s. L'écart de la période fondamentale est de 6.4 % avec les MVA cadre nu, 9.4 % avec les MVA cadre complet et 13.9 % avec l'équation de Gilles et McClure (2012). Les chercheurs (Asgarian et McClure, 2012 ; Gilles et McClure, 2008) ont obtenu des résultats similaires pour les bâtiments de faible hauteur. Dans leurs études, la surestimation de la période fondamentale par l'équation du CNB varie entre 16 % et 108 % par rapport aux MVA et ils ont affirmé que la période de conception est surestimée.

L'ensemble de ces résultats confirment que la période de conception de la MDE est surestimée par le CNB, ce qui implique une sous-estimation de l'accélération spectrale et par conséquent une sous-estimation de la force statique équivalente. Par exemple, la MDE située à Montréal sur un sol de type C,  $S_a(T_{\text{Cadre nu}}) = 0.285 \text{ g}$  contre  $S_a(T_{\text{CNB}}) = 0.273 \text{ g}$ , soit une diminution de 4.2 % de l'accélération spectrale lorsque l'équation du CNB est utilisée. Les ingénieurs responsables de la structure en se limitant au code pour dimensionner la MDE peuvent aboutir à un sous-dimensionnement du bâtiment.

Tableau 4.8 Comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de la MDE et de l'équation de Gilles et McClure (2012)



Une comparaison de la période fondamentale pour les bâtiments avec des murs de cisaillement obtenu avec l'équation de Gilles et McClure (2012) avec celles des MVA de la MDE et avec l'équation du CNB est présentée dans le Tableau 4.9. L'écart de la période fondamentale est de -12.2 % avec le CNB, -6.6 % avec les MVA cadre nu et -3.9 % avec les MVA cadre complet. L'équation de Gilles et McClure (2012) a une approche plus réaliste et conservatrice que celle du CNB puisque les écarts de période avec les MVA sont plus faibles. Les MVA représentent le comportement réel du bâtiment en tenant compte des fondations, de l'interaction sol-structure, de la masse réelle et de l'effet des CNS.

Tableau 4.9 Comparaison de la période fondamentale obtenue à l'aide de l'équation de Gilles et McClure (2012) avec celle du CNB et des MVA de la MDE

Comparaison avec l'équation de Gilles et McClure	$\Delta$ Période	$\Delta S$ (Ta)
CNB	-12.2 %	9.2 %
MVA Cadre nu	-6.6 %	4.6 %
MVA Cadre complet	-3.9 %	2.8 %

#### 4.6.3 Déplacements maximums des étages avec les modèles d'éléments finis

Les modèles numériques de la MDE ont permis de déterminer des déplacements maximums de chaque étage du bâtiment. Le but est d'évaluer l'effet des CNS sur le déplacement du bâtiment. Ils sont comparés selon la direction X (avec et sans CNS) et selon la direction Y (avec et sans CNS) lors du premier mode de déformation. L'appellation « sans les CNS » signifie qu'il n'y a pas de murs de maçonnerie, de poutres secondaires et de murs rideaux dans le modèle. L'appellation « avec les CNS » signifie le contraire. Dans le cas de la MDE, le déplacement de la salle des machines situé sur le toit de la MDE est négligé puisque celui-ci n'est pas représentatif. En effet, la superficie au sol de la salle des machines est faible par rapport aux autres étages et il est composé uniquement d'une extension des noyaux rigides, ce qui rend le déplacement de cet étage très faible. Les déplacements maximums sont normalisés par rapport au déplacement le plus élevé, qui est dans le cas de la MDE, le déplacement dans la direction Y sans les CNS.

##### 4.6.3.1 Déplacements sans les composants non structuraux

Les résultats présentés au Tableau 4.10 permettent de constater que les déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y sont situés au niveau du toit et sont respectivement de 0.83 et 1.0.

Tableau 4.10 Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de la MDE sans les CNS

Étage	Hauteur (m)	Direction X	Direction Y
Toit	22.2	0.83	1.00
5 <sup>e</sup>	18.0	0.64	0.77
4 <sup>e</sup>	14.0	0.45	0.54
3 <sup>e</sup>	10.0	0.27	0.33
2 <sup>e</sup>	6.0	0.13	0.15
Rez-de-chaussée	0.0	-	-

#### 4.6.3.2 Déplacements avec les composants non structuraux

Les résultats présentés au Tableau 4.11 permettent de constater également que les déplacements maximums normalisés sont situés au niveau du toit et sont de 0.91 et 0.72 dans les directions X et Y.

Tableau 4.11 Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de la MDE avec les CNS

Étage	Hauteur (m)	Direction X	Direction Y
Toit	22.2	0.91	0.72
5 <sup>e</sup>	18.0	0.68	0.54
4 <sup>e</sup>	14.0	0.47	0.36
3 <sup>e</sup>	10.0	0.27	0.20
2 <sup>e</sup>	6.0	0.12	0.07
Rez-de-chaussée	0.0	-	-

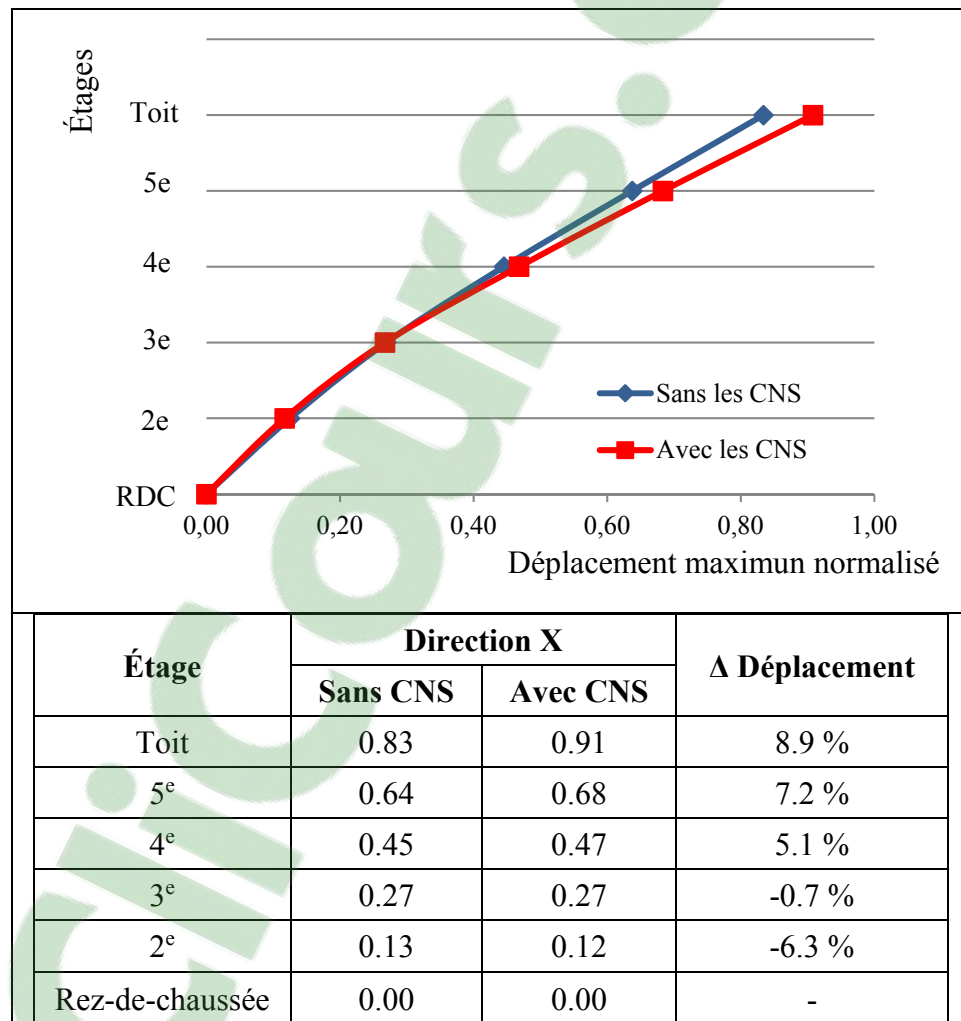


### 4.6.3.3 Comparaison des déplacements entre les étages

#### Déplacements maximums normalisés selon la direction X

Le Tableau 4.12 compare les déplacements maximums normalisés selon la direction X de chaque étage de la MDE dans deux cas distincts : avec et sans CNS dans le bâtiment.

Tableau 4.12 Comparaison des déplacements normalisés de la MDE selon X avec et sans les CNS



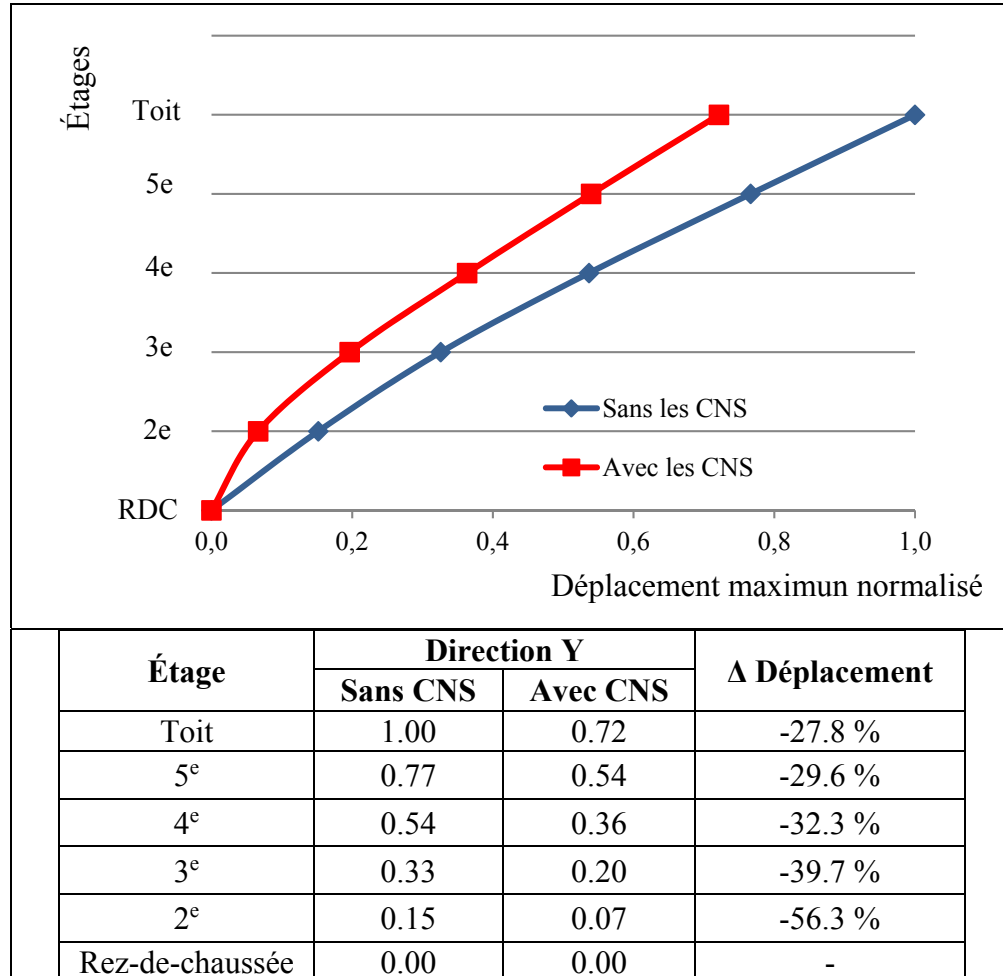
Le graphique présenté dans le Tableau 4.12 permet de constater que les déplacements dans la direction X suivent un profil typique d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides. Une augmentation du déplacement est constatée au niveau du toit, du 5<sup>e</sup> et 4<sup>e</sup> étage entre l'absence et la présence des CNS. L'augmentation du déplacement des étages varie jusqu'à 8.9 % au niveau du toit avec les CNS ajoutés au modèle. Cette augmentation s'explique par une augmentation de la charge entre les deux stades de construction, mais aussi par une présence moins importante de CNS (murs de maçonnerie et murs rideaux) dans cette direction. De ce fait, les CNS contreventent moins le bâtiment dans cette direction.

Cependant, une légère diminution du déplacement est remarquée entre l'absence et la présence des CNS au niveau des étages inférieurs. La diminution du déplacement des étages varie entre 0.7 % et 6.3 % avec les CNS ajoutés au modèle. Cette diminution s'explique par une présence de murs rideaux dans les étages et de murs de maçonnerie au rez-de-chaussée dans cette direction. Les CNS rigidifient le bâtiment en diminuant le déplacement.

### **Déplacements maximums normalisés selon la direction Y**

Le Tableau 4.13 compare les déplacements maximums normalisés selon la direction Y de chaque étage de la MDE dans deux cas distincts : avec et sans CNS dans le bâtiment.

Tableau 4.13 Comparaison des déplacements normalisés de la MDE selon Y avec et sans les CNS



De la même manière que pour la direction X, les déplacements dans la direction Y suivent un profil typique d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides. Une diminution du déplacement est constatée entre l'absence et la présence des CNS sur l'ensemble des étages du bâtiment. La diminution du déplacement des étages varie entre 27.8 % et 56.3 % avec les CNS ajoutés au modèle. La diminution du déplacement selon la direction Y, s'explique par une présence abondante de murs en maçonnerie selon cette direction au niveau du rez-de-chaussée, mais aussi par des murs rideaux aux étages supérieurs. Ces CNS participent à l'augmentation de la rigidité du bâtiment en diminuant le déplacement dans la direction Y pour l'ensemble des niveaux. Cependant, ces interprétations globales ne permettent pas de

caractériser individuellement l'apport des CNS, c'est pourquoi la section suivante s'intéresse à ce sujet.

#### 4.6.4 Apport de rigidité et de masse des composants non structuraux

Les modèles numériques de la MDE ont permis d'estimer les apports de rigidité et de masse des CNS (murs de maçonnerie, poutres secondaires et murs rideaux).

##### 4.6.4.1 Murs de maçonnerie

Une fois la calibration du modèle numérique effectuée au stade cadre nu, il est possible d'estimer l'apport de rigidité et de masse des murs de maçonnerie dans la MDE. Il suffit d'utiliser l'équation (4.1) avec les caractéristiques du modèle cadre nu et l'équation (4.2) avec les caractéristiques du modèle cadre nu auquel on supprime l'ensemble des murs de maçonnerie (panneaux de maçonnerie et *gap elements*).

$$\omega_1 = 2\pi f_1 \quad (4.1)$$

$$\omega_2 = 2\pi f_2 \quad (4.2)$$

Connaissant le rapport des fréquences et le rapport des masses entre les deux stades de construction, il est possible d'obtenir le rapport de la rigidité qui se traduit par l'équation (4.3).

$$\frac{K_1}{K_2} = \left(\frac{f_1}{f_2}\right)^2 \frac{M_1}{M_2} \quad (4.3)$$

Cette équation permet d'obtenir un ratio de rigidité égal à 1.21 entre le stade cadre nu et le cadre nu sans les murs de maçonnerie, ce qui correspond à un apport de rigidité de 20.7 % pour les murs de maçonnerie de la MDE. Ce fort apport s'explique par une présence accrue des murs de maçonnerie au rez-de-chaussée. L'apport de masse est quant à lui de 2.5 % sur l'ensemble du bâtiment. Les détails des résultats sont présentés à l'ANNEXE X, p. 199.

En effet, en analysant des bâtiments de grande hauteur, Su et al. (2005) ont constaté que les murs de maçonnerie apportent plus de 60 % de rigidité supplémentaire à leurs modèles numériques. Nos résultats semblent corrects compte tenu d'une part de la hauteur de la MDE et d'autre part d'une présence plus importante des murs de maçonnerie dans leurs modèles. L'apport de 20.7 % atteste bien la participation des murs de maçonnerie à la rigidité de la structure.

Le ratio de rigidité de 1.21 est comparable aux résultats de plusieurs recherches (Bertero et Brokken, 1983 ; Chaker et Cherifati, 1999 ; Lee et Woo, 2002 ; Lu, 2002 ; Mehrabi et al., 1996 ; Negro et Verzeletti, 1996 ; Shing et al., 1994 ; Su et al., 2005), qui ont déterminé des ratios variant de 1.2 à 11.7 pour des bâtiments de faible hauteur. Ce faible ratio s'explique par la présence de mur de maçonnerie uniquement au rez-de-chaussée de la MDE.

Enfin, étant donné que ces CNS augmentent la rigidité, ils diminuent donc la période de la structure. En effet, dès que l'on ajoute les murs de maçonnerie au modèle on obtient une diminution de la période de 7.9 %. Cette valeur reste inférieure au pourcentage de 15 % préconisé par le CNB 2015. Par conséquent, la période modifiée ne peut pas être utilisée pour déterminer les forces de calcul bien qu'ils apportent une rigidité supplémentaire de 20.7 %. Un tel apport de rigidité semble non négligeable et pourtant le CNB affirme qu'il ne faut pas en tenir compte dans l'analyse dynamique d'un bâtiment. Une telle diminution de période peut significativement changer l'accélération spectrale de conception et la force statique équivalente. La MDE située à Montréal sur un sol de type C,  $S_a(T_{\text{Cadre nu sans les murs de maçonnerie}}) = 0.281 \text{ g}$  contre  $S_a(T_{\text{Cadre nu}}) = 0.280 \text{ g}$ , soit une augmentation de 6.5 % de l'accélération spectrale lorsque l'on ajoute les murs de maçonnerie au modèle cadre nu.

#### 4.6.4.2 Poutres secondaires

Habituellement, les poutres secondaires sont ignorées dans les modèles cadre nu et leurs contributions dans la rigidité structurale ou latérale du bâtiment sont négligées. Bien que les contributions des poutres à la rigidité puissent être faibles, en ignorant cette participation, on aboutit à une sous-estimation de la rigidité totale du bâtiment. L'apport de rigidité et de masse des poutres secondaires est estimé en utilisant la même méthode que pour les murs de maçonnerie. Les détails de ces calculs sont présentés à l'ANNEXE X, p. 200.

Les poutres secondaires apportent une augmentation de 0.1 % sur la rigidité et sur la masse. Par conséquent, les poutres secondaires ne contribuent quasiment pas à la rigidité de la structure. Cette conclusion est confirmée par les chercheurs Su et al. (2005) qui trouvent un apport de rigidité variant de 0.1 à 7.7. Au vu des faibles résultats obtenus, il serait envisageable de ne pas tenir compte de ces éléments dans le modèle cadre complet. Néanmoins, on continue à les considérer dans la suite de l'étude.

#### 4.6.4.3 Murs rideaux

Le modèle numérique (cadre complet) est composé de l'ensemble des CS, des murs de maçonnerie, des poutres secondaires et des murs rideaux. La calibration du modèle étant effectuée au stade cadre complet, il est envisageable de calculer l'apport de rigidité et de masse des murs rideaux de la MDE. On suit la même méthode que précédemment, mais cette fois-ci avec le modèle (cadre complet) et les murs rideaux. Les détails des résultats sont présentés dans l'ANNEXE X, p. 201.

L'équation (4.2) permet d'obtenir un ratio de rigidité égal à 1,10 entre le stade cadre complet et le stade complet sans les murs rideaux, ce qui correspond à un apport de rigidité de 10.2 % pour les murs rideaux de la MDE. Ce considérable apport s'explique par une présence accrue des CNS sur l'ensemble des faces et des étages du bâtiment. Ce résultat démontre que les murs rideaux contribuent à la rigidité de la structure et ceci est confirmé par les recherches de Li et

al. (2011) qui ont constaté un apport de rigidité d'au moins 12 % pour les murs rideaux. L'apport de masse est quant à lui de 0.6 % sur l'ensemble du bâtiment.

Comme précédemment constatés avec les murs de maçonnerie, les murs rideaux diminuent la période de la structure de l'ordre de 4.6 %. Cette valeur reste toujours inférieure au 15 % préconisés par le CNB 2015. Cependant, une diminution de 4.6 % de la période peut changer l'accélération spectrale de conception et la force statique équivalente. La MDE située à Montréal sur un sol de type C,  $S_a(T_{\text{Cadre complet}}) = 0.285 \text{ g}$  contre  $S_a(T_{\text{Cadre complet avec les murs rideaux}}) = 0.276 \text{ g}$ , soit une augmentation de 3.3 % de l'accélération spectrale lorsque l'on ajoute les murs rideaux au modèle cadre complet.

#### **4.7 Conclusion**

La méthodologie suivie, les hypothèses simplificatrices utilisées, la modélisation et la calibration des modèles pour le bâtiment de la MDE sont présentées dans le chapitre 4. En outre, une comparaison des MVA est effectuée aux différents stades de construction, à savoir au cadre nu, cadre complet sans l'agencement et cadre complet de la MDE. Puis, une comparaison des périodes est également réalisée entre le CNB et les MVA. Ensuite, les déplacements maximums normalisés des étages avec ou sans CNS sont analysés dans ce bâtiment. Enfin, la contribution de rigidité et de la masse des CNS (murs de maçonnerie, poutres secondaires et murs rideaux) est estimée en termes de pourcentage.

##### **a) Comparaison des MVA à différents stades de construction**

La comparaison entre le stade cadre nu et cadre complet montre une diminution de 2.8 % de la période fondamentale. Cette faible diminution provient de la présence de murs de maçonnerie au stade cadre nu. Ces éléments en maçonnerie sont connus pour apporter de la rigidité aux bâtiments. En effet, si ces CNS n'étaient pas déjà présents lors des premiers enregistrements de MVA au stade cadre nu on aurait obtenu un écart de période de -12.8 % entre les MVA au stade cadre nu et le modèle numérique de la MDE cadre nu auquel on a retiré les murs de maçonnerie. Par conséquent, la diminution de 2.8 % provient de l'ajout des murs rideaux, du

meublier, des systèmes mécaniques et électriques, des plafonds, de la toiture végétale et des finitions dans l'ensemble du bâtiment. Ces résultats ont permis d'affirmer que l'ajout des CNS au stade cadre complet a apporté plus de rigidité que de masse dans la MDE. La comparaison du cadre nu et du cadre complet sans l'agencement (respectivement du cadre complet sans l'agencement et du cadre complet) a permis de montrer une diminution de la période fondamentale de 1.9 % (respectivement 0.9 %) grâce à l'ajout des murs rideaux et de la structure de la salle des machines (respectivement du mobilier, des systèmes mécaniques et électriques, des plafonds, de la toiture végétale et des finitions) dans le bâtiment.

En conclusion, l'ajout de l'ensemble des CNS dans la MDE a permis de faire diminuer la période fondamentale et par conséquent d'apporter plus de rigidité que de masse à la structure.

#### **b) Comparaison des MVA et du CNB**

L'ensemble des résultats confirment que la période de conception de la MDE est surestimée par le CNB, ce qui implique une sous-estimation de l'accélération spectrale et par conséquent une sous-estimation de la force statique équivalente. Les ingénieurs responsables de la structure en se limitant au code pour dimensionner la MDE peuvent aboutir à un sous-dimensionnement du bâtiment. De plus, l'équation développée par Gilles et McClure (2012) a une approche plus réaliste et conservatrice que celle du CNB puisque les écarts de période avec les MVA sont plus faibles. Il serait préférable d'utiliser cette équation pour les bâtiments composés de murs de cisaillement plutôt que celle du CNB.



### **c) Les déplacements maximums normalisés des étages.**

Les déplacements maximums normalisés obtenus dans les deux directions X et Y se situent au niveau du toit des modèles numériques et sont typiques d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides. Dans ce bâtiment, les déplacements sont moins significatifs dans la direction Y que X grâce à la présence des murs de maçonnerie et des murs rideaux. Cette diminution s'explique par une quantité importante de CNS présente dans la direction Y par rapport à la direction X mais également par des charges ajoutées aux modèles. En conclusion, on peut affirmer que les CNS ajoutés dans le modèle participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité du bâtiment.

### **d) L'apport de rigidité et de masse des CNS**

Les murs de maçonnerie et les murs rideaux ont respectivement apporté une rigidité supplémentaire de 20.7 % et 10.2 % dans la MDE. Ce fort apport est expliqué par une présence accrue des CNS dans les bâtiments. Avec de tels apports de rigidité, les CNS ont donc contribué plus à la rigidité de la structure qu'à un ajout de masse dans les bâtiments. De plus, chacun des CNS a diminué la période fondamentale de la structure lorsqu'on les a retirés des modèles numériques. Les pourcentages obtenus sont demeurés inférieurs au 15 % préconisés par le CNB 2015. Par conséquent, on ne doit pas utiliser cette période modifiée pour déterminer les forces de calcul bien que les CNS apportent tous une rigidité supplémentaire conséquente. Enfin, de telles diminutions des périodes entraînent des augmentations de l'accélération spectrale lorsque l'on ajoute des CNS aux modèles. En conclusion, en négligeant l'apport de rigidité des murs de maçonnerie et des murs rideaux dans l'analyse des structures, on pourrait aboutir à un sous-dimensionnement du bâtiment. Quant aux poutres secondaires, elles ont apporté une contribution de 0.1 % sur la rigidité et sur la masse. Ces résultats ont affirmé que les poutres secondaires ne contribuent quasiment pas à la rigidité de la structure. En conclusion, en vue des faibles résultats obtenus, il serait envisageable de ne pas tenir compte de ces éléments dans les analyses.

Dans le chapitre suivant, la même méthodologie est effectuée et les mêmes résultats sont comparés, mais cette fois-ci pour le bâtiment ARBORA.

## CHAPITRE 5

### MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS DE ARBORA

La méthodologie suivie, les hypothèses simplificatrices utilisées, la modélisation et la calibration des modèles numériques pour le bâtiment ARBORA sont présentées dans ce chapitre. Les stades de construction cadre nu et cadre complet sont considérés dans la modélisation du bâtiment. Les CS et les CNS (cloisons et façades) connus pour rigidifier le bâtiment sont modélisés dans ce projet. Les paramètres modaux de ARBORA sont obtenus avec une analyse modale des modèles numériques dans le domaine linéaire. Finalement, une interprétation et une comparaison des différents résultats sont effectuées ainsi que l'estimation de l'apport de rigidité et de masse des CNS de ARBORA.

#### 5.1 Méthodologie

La méthodologie utilisée est identique à celle employée pour la MDE, formulée à la section 4.1. Ici, le but est d'estimer l'apport de rigidité et de masse des cloisons et des façades de ARBORA.

#### 5.2 Hypothèses des modèles d'éléments finis

Les hypothèses utilisées sont identiques à celles employées pour la MDE, formulées à la section 4.2. Seules certaines hypothèses simplificatrices sont ajoutées pour le modèle de ARBORA :

1. Seules les cloisons séparatrices entre les logements sont considérées dans cette étude, compte tenu de leur diversité dans le bâtiment ;
2. La rigidité de flexion et de torsion des cloisons et des façades est négligée.

### 5.3 Modélisation des composants du bâtiment

Ce bâtiment a également été modélisé à l'aide du logiciel d'analyse structurale ETABS 2015® (CSI, 2015).

#### 5.3.1 Modélisation des composants structuraux du bâtiment et des charges

Les murs de cisaillement, les noyaux rigides, les dalles, les poutres et les colonnes sont modélisés conformément aux mentions de la section 4.3.1. Les caractéristiques géométriques et les matériaux des CS sont détaillés à la section 2.2.2. Les valeurs des charges permanentes sont présentées à l'ANNEXE XI, p. 203.

#### 5.3.2 Modélisation des cloisons et des façades

Dans cette sous-section, les CNS (cloisons et façades) présents dans ce bâtiment sont modélisés ainsi que les connexions permettant de relier les CNS à la structure. Les caractéristiques des CNS ont déjà été définies à la section 2.2.3.

##### 5.3.2.1 Modélisation des cloisons et façades et leurs connexions

La modélisation de ces deux CNS est basée sur les travaux effectués par Devin et al. (2015). Ces éléments sont modélisés par des ressorts linéaires uniaxiaux verticaux en utilisant des membrures rigides (*links elements*) et des ressorts ponctuels (*points springs*). Les *links elements* sont des éléments verticaux connectés aux nœuds au-dessus et au-dessous de chaque étage simulant la pleine hauteur des cloisons. Ces éléments servent uniquement à transmettre la masse. La masse des CNS est calculée puis affectée aux membrures rigides. Les membrures sont modélisées tous les mètres linéaires. Ensuite des ressorts ponctuels sont ajoutés au nœud inférieur de chaque membrure rigide pour simuler la rigidité de la cloison ou la façade. Par souci de représentation, la rigidité est modélisée par des ressorts ponctuels tous les mètres linéaires. La modélisation schématique des cloisons et des façades dans le bâtiment ARBORA sont représentées à la Figure 5.1.

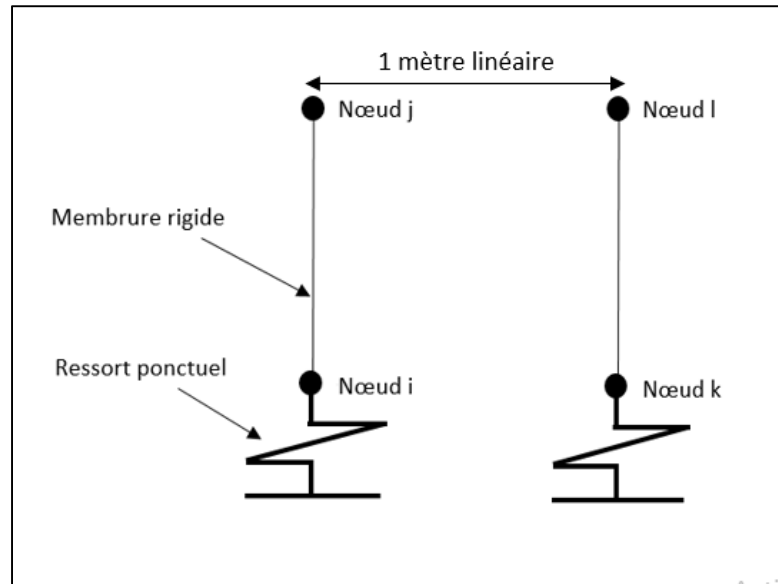


Figure 5.1 Schéma des cloisons et des façades

### 5.3.2.2 Caractéristiques des cloisons

La masse des cloisons est d'environ 162 kg/ml et elle est imputée aux membrures rigides. Une évaluation de la rigidité est effectuée pour caractériser l'effet des cloisons sur le bâtiment. La rigidité des cloisons est définie par l'équation (1.22) de la section 1.3.4.2. Elle se traduit comme la rigidité du montant métallique et celle du panneau en gypse.

Connaissant le module de Young des montants métalliques ( $200000 \text{ N/mm}^2$ ) et des panneaux en gypse ( $1700 \text{ N/mm}^2$ ), la hauteur d'étage de 3.0 m, et la section transversale de  $417.5 \text{ mm}^2/\text{m}$  pour les montants métalliques et  $63600 \text{ mm}^2/\text{m}$  pour les couches de gypse, la valeur de 63873 kN/ml est obtenue pour la rigidité verticale des cloisons. Cette valeur est imputée aux ressorts ponctuels.

### 5.3.2.3 Caractéristiques des façades

La masse des façades est d'environ 533 kg/ml et elle est imputée aux membrures rigides. Puis, une évaluation de leur rigidité est effectuée pour caractériser l'effet des façades sur le bâtiment. Contrairement à l'étude de Devin et al. (2015), le parement en brique de la façade de ARBORA contribue à rigidifier le bâtiment. La présence d'un panneau de support à mats de fibre de verre avec un joint scellé permet de prendre en compte la rigidité du panneau de maçonnerie. La rigidité des façades est traduite par l'équation (5.1).

$$K_{\text{Façades}} = K_{\text{Masonry}} + K_{\text{Supports}} + K_{\text{Gypsum}} \quad (5.1)$$

Connaissant le module de Young de la brique (14000 N/mm<sup>2</sup>), les montants métalliques (200000 N/mm<sup>2</sup>) et les panneaux en gypse (1700 N/mm<sup>2</sup>), la hauteur d'étage de 3.0 m, la section transversale de 92000 mm<sup>2</sup> pour la brique, 236.25 mm<sup>2</sup> pour les montants métalliques et 12700 mm<sup>2</sup> pour la couche de gypse, la valeur de 452280 kN/ml est obtenue pour la rigidité verticale des façades. Cette valeur est imputée aux ressorts ponctuels. La rigidité des membrures rigides et la masse des ressorts ponctuels des cloisons et façades sont présentées dans le Tableau 5.1.

Tableau 5.1 Masse et rigidité des cloisons et des façades

<b>Composants non structuraux</b>	<b>Masse (kg)</b>	<b>Rigidité verticale du ressort (kN/ml)</b>
Cloisons	162	63873
Façades	533	452280

## 5.4 Caractéristiques des modèles d'éléments finis de ARBORA

### 5.4.1 Cadre nu

La modélisation du bâtiment ARBORA au stade de cadre nu est illustrée à la Figure 5.2. Le modèle est constitué de 10423 nœuds, dont 88 nœuds contraints et 87 avec masses. Le modèle est également constitué de 5951 éléments poutres, 9439 éléments coques et 30729 DDL.

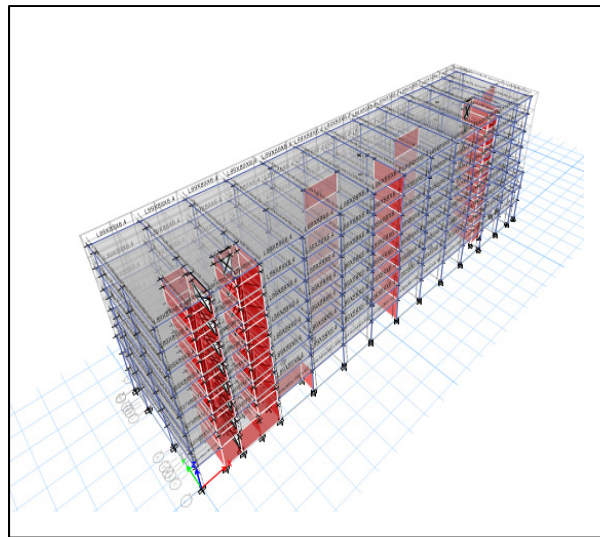


Figure 5.2 Le modèle d'éléments finis de ARBORA (cadre nu)

### 5.4.2 Cadre complet

La modélisation de ARBORA au stade de cadre complet est illustrée à la Figure 5.3. Le modèle est constitué de 11613 nœuds, dont 156 nœuds contraints, 155 avec masses et 2432 avec des ressorts. Le modèle est également constitué de 7653 éléments poutres, 10128 éléments coques, 2432 membrures rigides et de 33792 DDL.

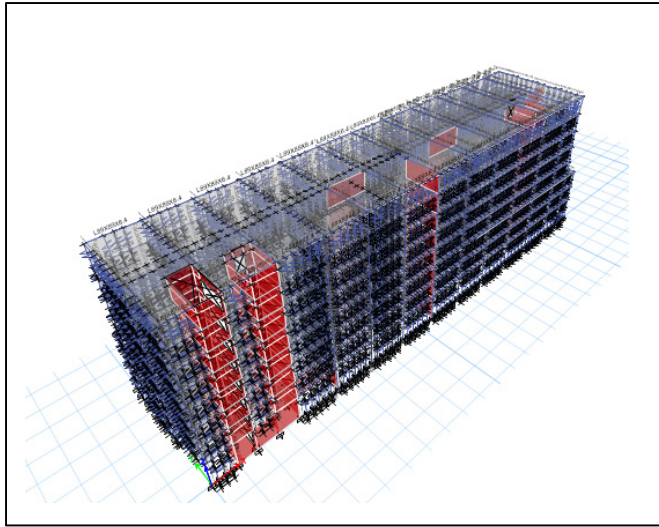


Figure 5.3 Le modèle d'éléments finis de ARBORA (cadre complet)

## 5.5 Calibration des modèles d'éléments finis

Dans cette section, les modèles numériques de ARBORA sont calibrés manuellement en se basant sur les paramètres modaux obtenus avec les MVA (voir section.3.6.2).

### 5.5.1 Cadre nu

La comparaison des paramètres modaux obtenue au stade cadre nu entre les MVA, les modèles numériques non calibré et calibré sont représentés dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Comparaison des modes et périodes de vibration de ARBORA au stade cadre nu obtenue avec les MVA, les modèles non calibré et calibré

Mesure	MVA		MEF non calibré			MEF calibré		
	Forme	$T_i$ (s)	Forme	$T_i$ (s)	Diff %	Forme	$T_i$ (s)	Diff %
1	Longitudinale	0.656	Longitudinale	0.569	-13.3 %	Longitudinale	0.647	-1.4 %
2	Transversale	0.589	Transversale	0.524	-11.0 %	Transversale	0.597	1.4 %



Avant la calibration, les écarts des périodes entre les MVA et le modèle non calibré sont compris entre -13.3 % et -11.0 %. Même si, les formes des modes de déformation du modèle non calibré sont identiques à celle des MVA, les différences de périodes obtenues entre les MVA et le modèle non calibré s'avèrent non acceptables puisqu'au-dessus de 4 %. C'est pourquoi la calibration manuelle de ARBORA (cadre nu) est effectuée en modifiant les paramètres suivants :

- le poids du béton armé C30/37 et celui du CLT variant de 14 % ;
- le module d'élasticité du béton armé C30/37 et celui du CLT variant de -13 à -18 % ;
- la masse des planchers variant de 3 % ;

pour lesquels, le poids et le module d'élasticité du béton armé et du CLT sont les paramètres les plus affectés par ce processus.

La calibration effectuée, les écarts obtenus de période sont compris entre -1.4 % et 1.4 %. Par conséquent, le modèle calibré traduit fidèlement le comportement de ARBORA au stade du cadre nu.

### 5.5.2 Cadre complet

La comparaison des paramètres modaux obtenue au stade cadre complet entre les MVA, le modèle non calibré et calibré sont représentés dans le Tableau 5.3.

Tableau 5.3 Comparaison des modes et périodes de vibration de ARBORA au stade cadre complet entre les MVA, les modèles non calibré et calibré

Mesure	MVA		MEF non calibré			MEF calibré		
	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Diff %	Forme	T <sub>i</sub> (s)	Diff %
1	Longitudinale	0.518	Longitudinale	0.571	10.2 %	Longitudinale	0.512	-1.2 %
2	Transversale	0.472	Transversale	0.545	15.5 %	Transversale	0.489	3.6 %

Avant la calibration, les écarts des périodes entre les MVA et le modèle non calibré sont compris entre 10.2 % et 15.5 %. Comme pour le modèle cadre nu, ces résultats s'avèrent être

des valeurs non acceptables bien que les formes des modes de déformation du modèle calibré soient toujours identiques à celle des MVA.

L'ajout des cloisons et des façades au modèle numérique ne permet pas d'obtenir des résultats satisfaisants. Par conséquent, dans cette nouvelle calibration, la modification a lieu également sur les anciens paramètres (poids et module d'élasticité du béton). La calibration manuelle de ARBORA (cadre complet) est effectuée en modifiant les paramètres suivants :

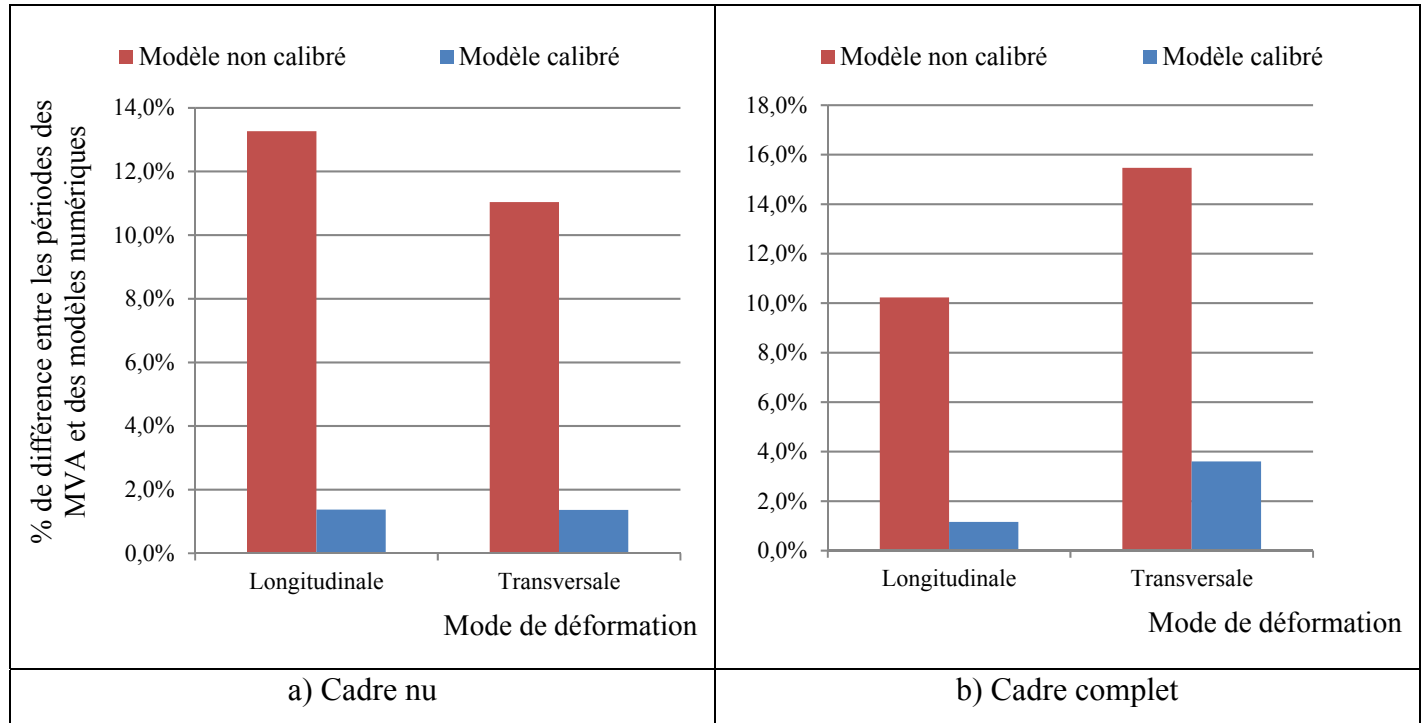
- le poids du béton armé C30/37 et celui du CLT variant de -15 à -18 % ;
- le module d'élasticité du béton armé C30/37 et celui du CLT variant de 17 à 19 % ;
- la masse des planchers variant de -5 % ;

pour lesquels, le poids et le module d'élasticité du béton armé et du CLT sont les paramètres les plus affectés par ce processus.

La calibration effectuée, non seulement les écarts de période sont compris entre -1.2 % et 3.6 %, mais encore les formes des modes de déformation du modèle calibré sont identiques à celle des MVA. Par conséquent, le modèle calibré traduit fidèlement le comportement de ARBORA au stade cadre complet.

Les modifications effectuées sur les paramètres des modèles (cadre nu et cadre complet) sont conformes au niveau d'incertitude du Tableau 4.3 et sont présentées dans l'ANNEXE XII, p. 205. Les caractéristiques modales de ARBORA (cadre nu et cadre complet) sont présentées à l'ANNEXE XIII, p. 207. L'efficacité de la calibration manuelle correspondant à l'écart entre les périodes des MVA et des modèles numériques pour les deux stades de construction est représentée au Tableau 5.4.

Tableau 5.4 Efficacité de la calibration manuelle des modèles numériques de ARBORA



## 5.6 Interprétation des résultats

Les résultats obtenus à l'aide des analyses des chapitres 3 et 5 sont présentés dans cette section. Les résultats sont traités en plusieurs phases. Tout d'abord, une comparaison des MVA est effectuée à différents stades de construction (cadre nu et cadre complet) de ARBORA. Puis, une comparaison des périodes est également réalisée entre le CNB et les MVA. Ensuite, les déplacements maximums normalisés des étages avec ou sans CNS sont analysés dans ce bâtiment. Enfin, la contribution de rigidité et de masse des CNS (cloisons et façades) est estimée en termes de pourcentage. L'objectif de cette section est de caractériser l'influence des CNS sur le bâtiment.

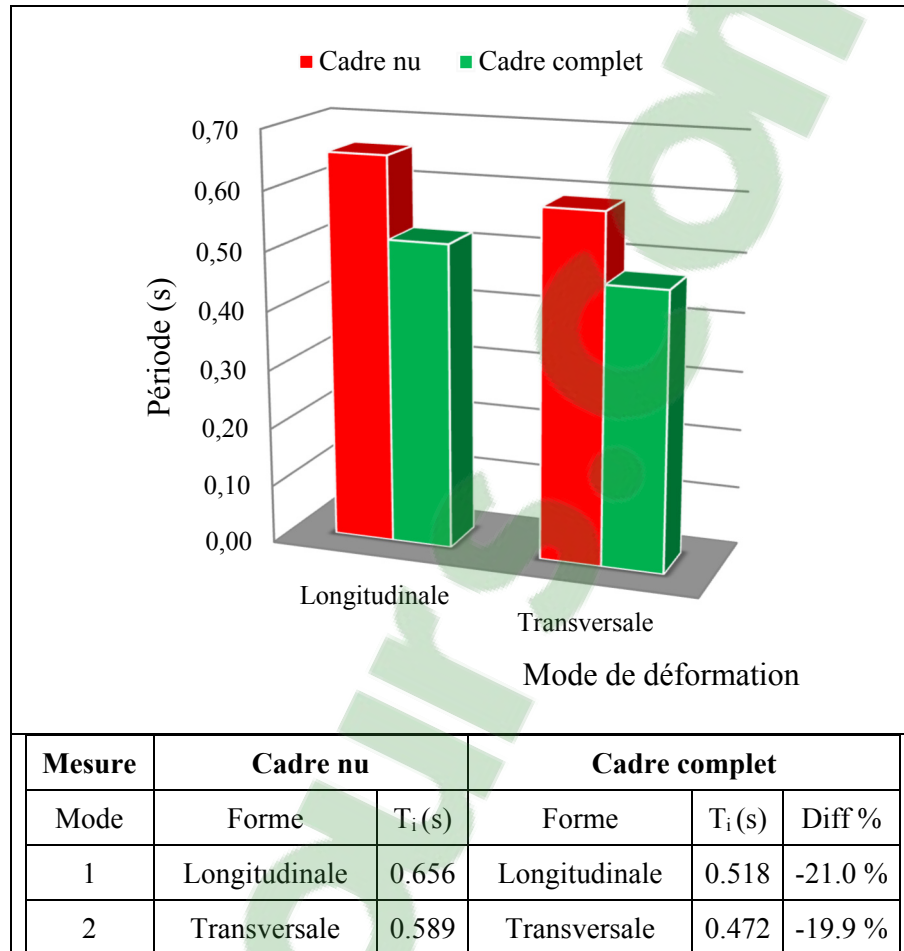
### 5.6.1 Comparaison entre les mesures de vibration ambiante à différents stades de construction

Les MVA réalisées dans ARBORA ont permis de déterminer les caractéristiques modales à différents stades de construction (cadre nu et cadre complet) du bâtiment. Les périodes

obtenues sont comparées afin d'évaluer l'effet des CNS lors de leur ajout au cours des différentes phases de construction du bâtiment. Cette comparaison est présentée dans le Tableau 5.5. Le pourcentage de différence est calculé en référence au stade de construction cadre nu de ARBORA.

Les modes de déformations (translations en x et y) sont identiques dans chaque stade construction. La comparaison du stade cadre nu et du cadre complet a permis de montrer une réduction de 21.0 % de la période fondamentale du bâtiment. Les composants ajoutés entre ces deux stades sont les cloisons, les façades, la chape de béton et le bois d'ingénierie sur les planchers, les systèmes mécaniques, les balcons en acier et les finitions. Cette différence de période s'avère être élevée tout comme dans les travaux des chercheurs (Devin et Fanning, 2012 ; Middleton et Pavic, 2013). Ils ont obtenu des écarts de période fondamentale allant de 9.8 % à 30.5 % en ajoutant des CNS. Par conséquent, nos résultats confirment que ces CNS contribuent bel et bien à rigidifier le bâtiment en diminuant sa période fondamentale.

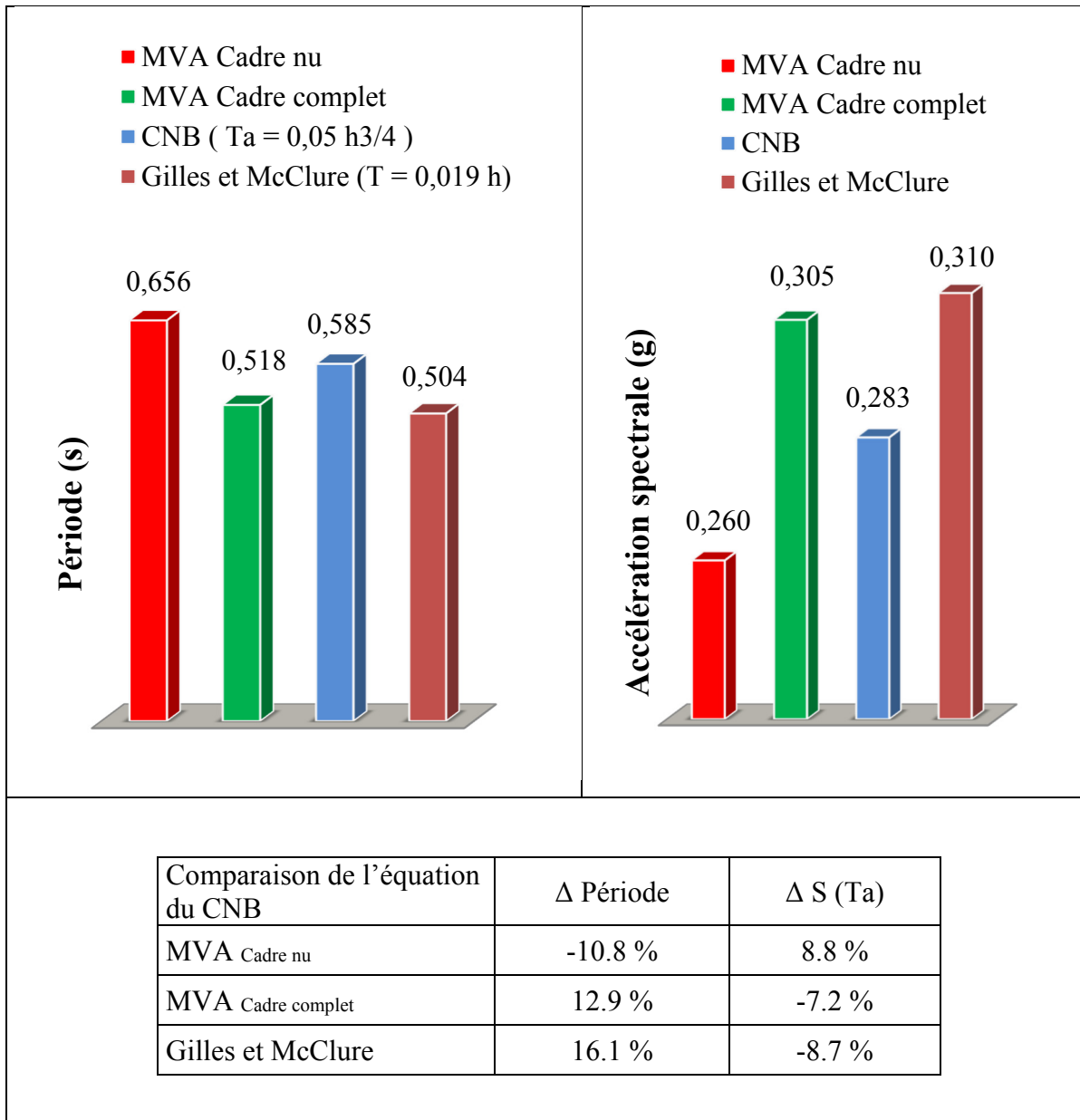
Tableau 5.5 Comparaison des modes et périodes de vibration des MVA à différent stade de construction de ARBORA (cadre nu et cadre complet)



### 5.6.2 Comparaison entre les mesures de vibration ambiante et le CNB

Le SRFL de ARBORA se compose de murs de cisaillement et de noyaux rigides en béton armé au rez-de-chaussée et en CLT aux étages supérieurs. Connaissant le type de SRFL de ce bâtiment, la hauteur du bâtiment et la période fondamentale de ARBORA obtenue au stade cadre nu et cadre complet à l'aide des MVA, les périodes fondamentales sont comparées. La comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de ARBORA et l'équation de Gilles et McClure (2012) est présentée dans le Tableau 5.6.

Tableau 5.6 Comparaison de la période fondamentale du CNB avec celles des MVA de ARBORA et de l'équation de Gilles et McClure (2012)



Comme précédemment à l'aide de l'équation (1.7), la période fondamentale prédite par le code est de 0.585 s, ce qui implique un écart de -10.8 % avec les MVA cadre nu, 12.9 % avec les MVA cadre complet et 16.1 % avec l'équation de Gilles et McClure (2012). L'écart de -10.3 % entre les MVA cadre nu et le CNB s'explique par la quantité importante de matériaux entreposés au niveau des planchers à ce stade de construction. Cependant, une fois le bâtiment en service, les résultats confirment que la période de conception de ARBORA est surestimée par le CNB comme établi pour les bâtiments de faible hauteur dans les travaux des chercheurs

(Asgarian et McClure, 2012 ; Gilles et McClure, 2008). Dans notre cas, la surestimation de 12.9 % de la période fondamentale entraîne une sous-estimation de 8.5 % de l'accélération spectrale lorsque l'équation du CNB est utilisée.

De la même manière que pour la MDE, une comparaison de la période fondamentale obtenue avec l'équation de Gilles et McClure (2012) est présentée dans le Tableau 5.7. L'écart de la période fondamentale est de -13.8 % avec le CNB, -23.2 % avec les MVA cadre nu et -2.7 % avec les MVA cadre complet. Comme pour la MDE, l'équation de Gilles et McClure (2012) a une approche beaucoup plus réaliste et conservatrice que celle du CNB puisque l'écart de période avec les MVA cadre complet est très faible.

Tableau 5.7 Comparaison de la période fondamentale obtenue à l'aide de l'équation de Gilles et McClure (2012) avec celle du CNB et des MVA de ARBORA

Comparaison	$\Delta$ Période	$\Delta S (T_a)$
Gilles et McClure - CNB	-13.8 %	9.5 %
Gilles et McClure - MVA Cadre nu	-23.2 %	19.2 %
Gilles et McClure - MVA Cadre complet	-2.7 %	1.6 %

### 5.6.3 Déplacements maximums des étages avec les modèles d'éléments finis

Dans cette section, la même méthodologie est appliquée que précédemment dans la section 4.6.3 pour évaluer l'effet des CNS sur le déplacement du bâtiment. Les déplacements maximums sont normalisés par rapport au déplacement le plus élevé, qui est dans le cas de ARBORA, le déplacement dans la direction X avec les CNS.

#### 5.6.3.1 Déplacements sans les composants non structuraux

Les résultats présentés au Tableau 5.8 permettent de constater les déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y sont situés au niveau du toit et sont respectivement de 0.84 et 0.85.

Tableau 5.8 Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de ARBORA sans les CNS

Étage	Hauteur (m)	Direction X	Direction Y
Toit	24.6	0.84	0.85
8 <sup>e</sup>	21.6	0.69	0.70
7 <sup>e</sup>	18.6	0.54	0.54
6 <sup>e</sup>	15.7	0.39	0.39
5 <sup>e</sup>	12.7	0.25	0.25
4 <sup>e</sup>	9.8	0.13	0.13
3 <sup>e</sup>	6.8	0.06	0.07
2 <sup>e</sup>	3.9	0.01	0.02
Rez-de-chaussée	0.0	0.00	0.00

### 5.6.3.2 Déplacements avec les composants non structuraux

Les résultats présentés au Tableau 5.9 permettent de constater également que les déplacements maximums normalisés sont situés au niveau du toit et sont de 0.49 et 1.00 dans les directions X et Y. Une augmentation des déplacements est constatée dans la direction Y, alors que ceux-ci diminuent significativement dans la direction X.



Tableau 5.9 Déplacements maximums normalisés dans les directions X et Y de ARBORA avec les CNS

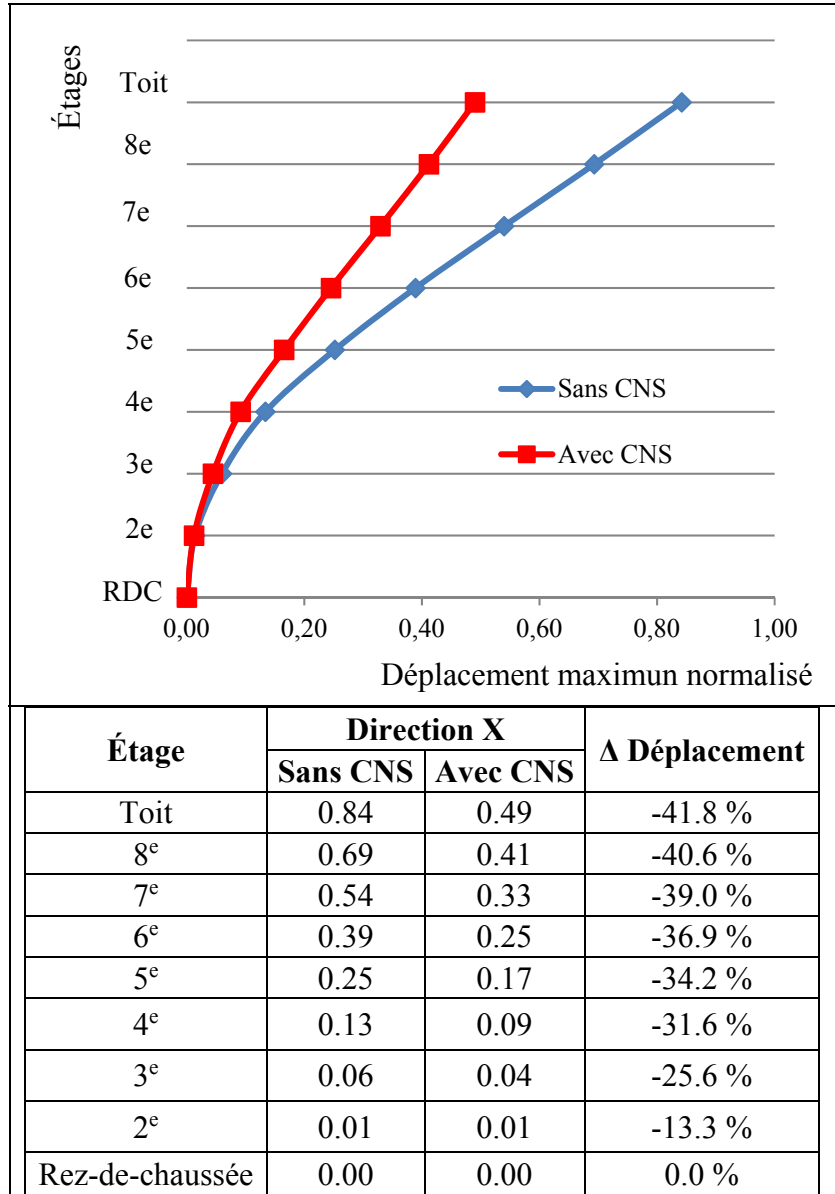
Étage	Hauteur (m)	Direction X	Direction Y
Toit	24.6	0.49	1.00
8 <sup>e</sup>	21.6	0.41	0.84
7 <sup>e</sup>	18.6	0.33	0.66
6 <sup>e</sup>	15.7	0.25	0.49
5 <sup>e</sup>	12.7	0.17	0.32
4 <sup>e</sup>	9.8	0.09	0.17
3 <sup>e</sup>	6.8	0.04	0.09
2 <sup>e</sup>	3.9	0.01	0.03
Rez-de-chaussée	0.0	0.00	0.00

### 5.6.3.3 Comparaison des déplacements entre les étages

#### Déplacements maximums normalisés selon la direction X

Comme pour la MDE, le Tableau 5.10 compare les déplacements maximums normalisés selon la direction X de chaque étage de ARBORA dans deux cas distincts : avec et sans CNS dans le bâtiment.

Tableau 5.10 Comparaison des déplacements normalisés de ARBORA selon X avec et sans les CNS



Comme pour la MDE, le graphique présenté dans le Tableau 5.10 permet de constater que les déplacements dans la direction X suivent un profil typique d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides.

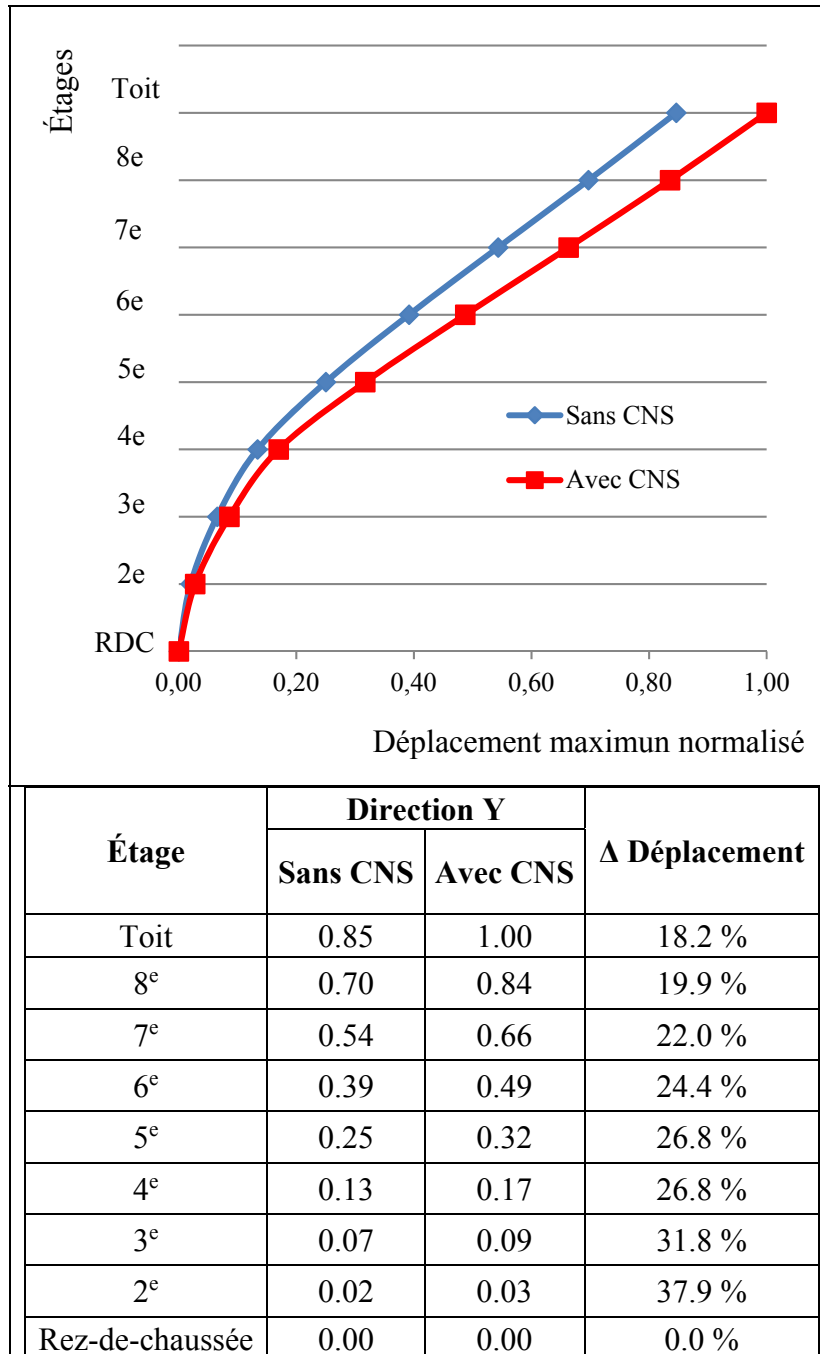
Une fois que les CNS sont ajoutés au modèle numérique, il a été constaté que les déplacements du bâtiment sont plus faibles. Cette diminution variant de 13.3 % à 41.8 % s'explique par une

présence abondante de cloisons et de façades au niveau des étages. Par conséquent, les CNS contribuent à rigidifier le bâtiment en diminuant le déplacement.

### **Déplacements maximums normalisés selon la direction Y**

Le Tableau 5.11 compare les déplacements maximums normalisés selon la direction Y de chaque étage de ARBORA dans deux cas distincts : avec et sans CNS dans le bâtiment.

Tableau 5.11 Comparaison des déplacements normalisés de ARBORA selon Y avec et sans les CNS



De la même manière que pour la direction X, les déplacements dans la direction Y suivent un profil typique d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides.

Une fois que les CNS sont ajoutés au modèle numérique, il a été constaté que les déplacements du bâtiment sont plus élevés. Cette augmentation variant de 18.2 % à 37.9 % s'explique par une quantité de cloisons et de façades moins importante selon la direction Y que selon la direction X. La largeur du bâtiment étant faible par rapport à sa longueur, cet effet contribue à augmenter les déplacements des étages.

#### **5.6.4 Apport de rigidité et de masse des composants non structuraux**

Les modèles numériques de ARBORA ont permis d'estimer les apports de rigidité et de masse des CNS, notamment celles des cloisons et des façades.

##### **5.6.4.1 Cloisons**

La calibration des modèles effectuée, il est possible d'estimer l'apport de rigidité et de masse des cloisons et des façades. La méthodologie pour déterminer ces paramètres est identique à celle effectuée pour la MDE. Les détails sont présentés à l'ANNEXE XIV, p. 209.

L'équation (4.3) permet d'obtenir un ratio de rigidité égal à 1.34 entre le stade cadre complet et le cadre complet sans les cloisons, ce qui correspond à un apport de rigidité de 34.1 % des cloisons de ARBORA. Cette contribution importante s'explique par une présence abondante des cloisons à tous les étages (sauf le rez-de-chaussée) qui contribue à rigidifier davantage le bâtiment. De plus, la rigidité de ARBORA est plus faible par rapport à un bâtiment en béton armé étant donné que ce bâtiment est en CLT. C'est pourquoi la quantité élevée de cloisons engendre un impact significatif sur les paramètres modaux du bâtiment. L'apport de masse est quant à lui de 7.4 % sur l'ensemble du bâtiment.

Une diminution de 10.5 % de la période fondamentale a été constatée lors du retrait des cloisons du modèle numérique. Ce résultat affirme que les cloisons contribuent à rigidifier le bâtiment. Cette conclusion est appuyée par d'autres recherches (Devin et Fanning, 2012 ; Middleton et Pavic, 2013) qui ont également observé une diminution de la période allant de 3 à 13 % en considérant les cloisons dans leurs travaux. Cette diminution de période

fondamentale reste inférieure au 15 % préconisés par le CNB 2015. Par conséquent, la période modifiée ne peut pas être utilisée pour déterminer les forces de calcul bien que ces CNS apportent une rigidité supplémentaire de 34.1 %. Un tel apport de rigidité semble non négligeable et pourtant le CNB affirme qu'il ne faut pas en tenir compte dans une analyse dynamique d'un bâtiment. Une telle diminution de période peut significativement changer l'accélération spectrale de conception et la force statique équivalente. Par exemple, pour ARBORA situé sur un sol de type C,  $S_a(T_{\text{Cadre complet sans les cloisons}}) = 0.288 \text{ g}$  contre  $S_a(T_{\text{Cadre complet}}) = 0.307 \text{ g}$ , soit une augmentation de 6.6 % de l'accélération spectrale lorsque l'on ajoute les cloisons au modèle cadre complet.

#### 5.6.4.2 Façades

L'équation (4.3) permet d'obtenir un ratio de rigidité égal à 1.10 entre le stade cadre complet et le cadre complet sans les cloisons, ce qui correspond à un apport de rigidité de 10.2 % pour les façades de ARBORA. L'apport de masse est quant à lui de 16.7 % sur l'ensemble du bâtiment. Les détails sont présentés à l'ANNEXE XIV, p. 209. L'apport de rigidité et de masse conséquente s'explique par une présence importante des façades sur l'ensemble des faces et des étages du bâtiment. L'augmentation de 3.0 % de la période fondamentale lors du retrait des façades du modèle numérique permet de démontrer que ces CNS contribuent plus à la masse qu'à la rigidité.

### 5.7 Conclusion

La méthodologie suivie, les hypothèses simplificatrices utilisées, la modélisation et la calibration des modèles numériques pour le bâtiment ARBORA sont présentées dans le chapitre 5. En outre, une comparaison des MVA est effectuée à différents stades de construction, à savoir au cadre nu et au cadre complet du bâtiment. Puis, une comparaison des périodes est également réalisée entre le CNB et les MVA. Ensuite, les déplacements maximums normalisés des étages avec ou sans CNS sont analysés dans ce bâtiment. Enfin, la contribution de rigidité et de la masse des CNS (cloisons et façades) est estimée en termes de pourcentage.

### **1. Comparaison des MVA à différents stades de construction**

La comparaison entre le cadre nu et le cadre complet a dévoilé une diminution de 21.2 % de la période fondamentale pour le bâtiment ARBORA, qui est une réduction plus élevée que celle de la MDE. L'ajout des façades, des cloisons, d'une chape en béton et de bois d'ingénierie sur les planchers, des systèmes mécaniques, des balcons en acier et des finitions est responsable de cette diminution. Les cloisons et les façades sont connues pour ajouter de la rigidité aux bâtiments et ces résultats ont permis d'affirmer que leur ajout au stade cadre complet a apporté plus de rigidité que de masse dans le bâtiment ARBORA.

### **2. Comparaison des MVA et du CNB**

L'augmentation de la période fondamentale entre les MVA cadre nu et le CNB s'explique par la quantité importante de matériaux entreposés au niveau des planchers à ce stade de construction. Cependant, une fois le bâtiment en service, les résultats confirment que la période de conception de ARBORA est surestimée par le CNB. De la même manière que la MDE, l'équation développée par Gilles et McClure (2012) a également une approche plus réaliste et conservatrice que celle du CNB.

### **3. Les déplacements maximums normalisés des étages.**

Comme pour la MDE, les déplacements maximums normalisés obtenus dans les deux directions X et Y se situent au niveau du toit des modèles numériques et sont typiques d'un bâtiment contreventé par des murs et des noyaux rigides. Dans ce bâtiment, les déplacements sont diminués dans la direction X à cause de la présence des cloisons et les façades. Cette diminution s'explique par la quantité importante de CNS présente dans la direction X par rapport à Y, mais aussi des charges ajoutées aux modèles. En conclusion, les CNS ajoutés dans les modèles numériques participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité du bâtiment.

#### **4. L'apport de rigidité et de masse des CNS**

Les cloisons ont apporté une rigidité supplémentaire de 34.1 % dans le bâtiment ARBORA. Une conclusion similaire valable pour les cloisons est déjà effectuée à la section 4.7. Les façades du bâtiment ARBORA contribuent plus à la masse qu'à la rigidité du bâtiment puisque la période fondamentale a augmenté lors du retrait des façades du modèle numérique.

Une comparaison des différents résultats obtenue pour la MDE et ARBORA est effectuée dans le chapitre suivant.



## CHAPITRE 6

### COMPARAISON DES RÉSULTATS ENTRE LES BÂTIMENTS ÉTUDIÉS

Les résultats analytiques et expérimentaux de la MDE et de ARBORA sont présentés dans ce chapitre. Une comparaison des résultats est effectuée entre ces deux bâtiments étant donné qu'ils n'ont pas la même forme structurale ni les mêmes matériaux de construction.

#### 6.1 Comparaison des périodes enregistrées avec les mesures de vibration ambiante

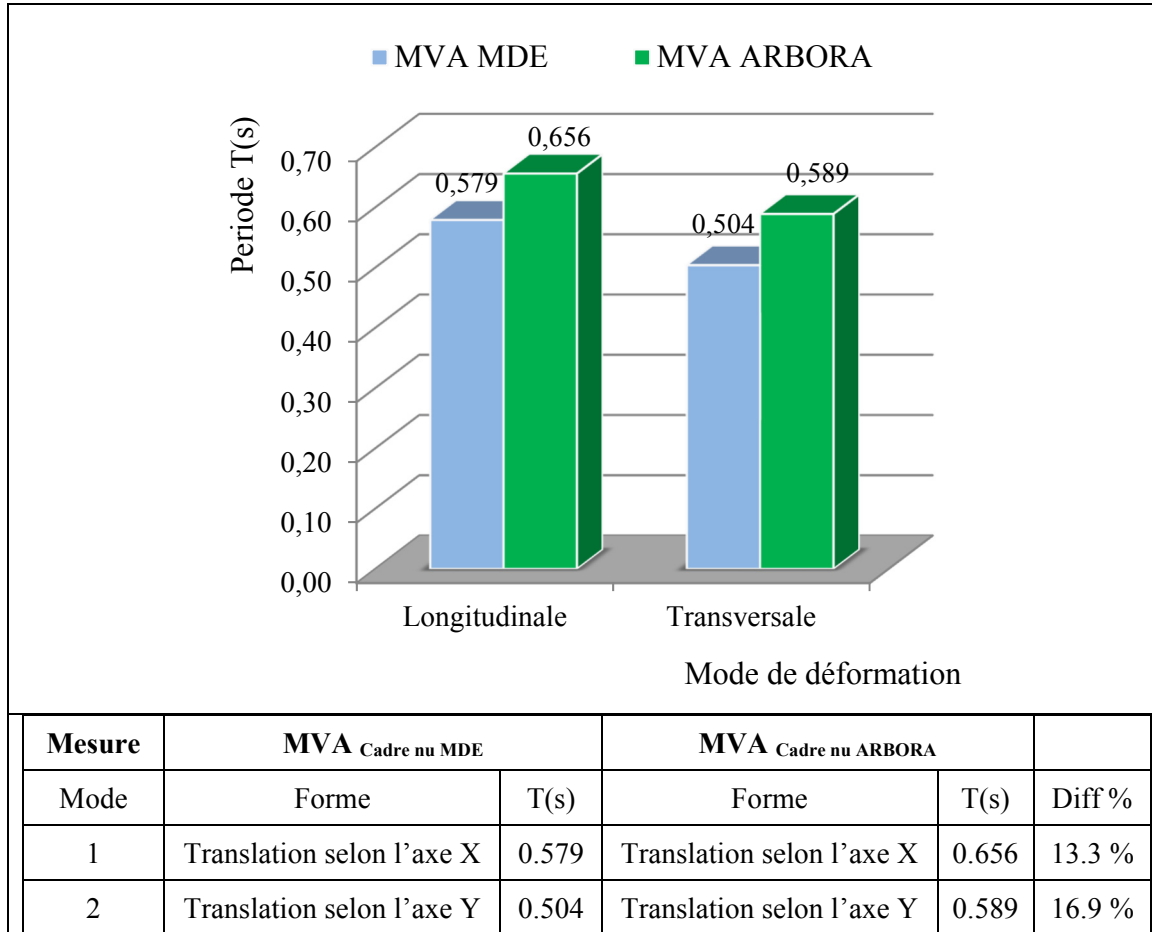
Les résultats suivants sont présentés à l'aide de l'analyse des chapitres 3 à 5. Les données sont traitées en plusieurs phases. Les périodes des bâtiments sont comparées étant donné que ces bâtiments ont approximativement la même hauteur et le même type de SRFL et de ce fait une période de conception proche.

Une première comparaison des périodes et des modes obtenues avec les MVA est effectuée au stade cadre nu des bâtiments. Puis, une seconde comparaison est réalisée, mais cette fois-ci au stade cadre complet des bâtiments. Ces comparaisons s'intéressent uniquement aux deux premiers modes de déformation étant donné que le 3<sup>e</sup> mode n'a pas réussi à être enregistré pour le bâtiment ARBORA. L'objectif de la comparaison des périodes et des modes de déformation est de déterminer lequel des deux bâtiments est le plus rigide et d'en connaître les raisons.

##### 6.1.1 Cadre nu

Les MVA réalisées dans la MDE et ARBORA ont permis de déterminer les caractéristiques modales au stade cadre nu de ces bâtiments. Le Tableau 6.1 présente la comparaison des paramètres modaux à ce stade de construction en prenant le bâtiment de la MDE comme référence.

Tableau 6.1 Comparaison des modes et périodes de vibration au stade cadre nu entre la MDE et ARBORA



Les modes de déformation sont identiques entre les deux bâtiments. La comparaison du stade cadre nu indique que la MDE possède des périodes moins élevées que le bâtiment ARBORA. Cet écart des périodes entre les deux bâtiments est de 13.3 % et 16.9 % pour le 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> mode. À ce stade de construction, la MDE semble plus rigide que ARBORA.

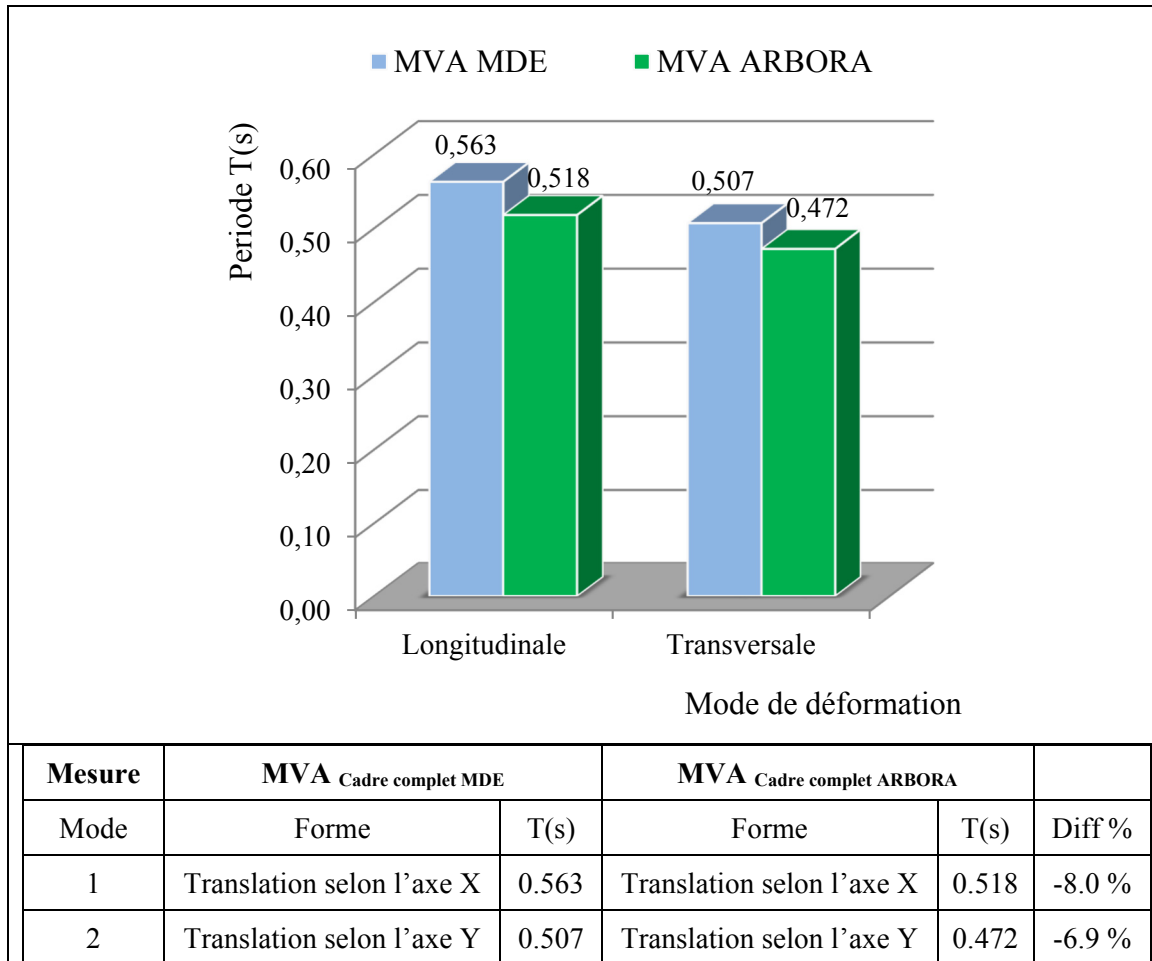
L'écart obtenu s'explique par la présence des murs de maçonnerie au stade cadre nu dans la MDE. Ces éléments rigidifient la structure et ainsi réduisent les périodes du bâtiment. Comme évoqué précédemment, la MDE au stade cadre nu se rapproche de son stade de construction cadre complet. En effet, si les murs de maçonnerie sont retirés du modèle calibré au stade de construction cadre nu, la période fondamentale obtenue est de 0.646 s, ce qui réduit l'écart à

1.5 % entre les bâtiments. Une fois que les murs de maçonnerie sont retirés du modèle de la MDE, les bâtiments semblent avoir des paramètres modaux plus proches au stade cadre nu.

### **6.1.2 Cadre complet**

Les MVA réalisées dans la MDE et ARBORA ont permis de déterminer les caractéristiques modales au stade cadre complet de ces bâtiments. Le Tableau 6.2 présente la comparaison des paramètres modaux à ce stade de construction.

Tableau 6.2 Comparaison des modes et périodes de vibration au stade cadre complet entre la MDE et ARBORA



À ce stade de construction, les modes de vibration sont également identiques entre les deux bâtiments. La comparaison du stade cadre complet indique que la MDE possède des périodes plus élevées que le bâtiment ARBORA de l'ordre de 8.0 % et 6.9 % pour le 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> mode. Le bâtiment de la MDE semble moins rigide que le bâtiment ARBORA à ce stade de construction et cela s'explique par plusieurs raisons.

Le SRFL de ARBORA est plus important en termes de superficie, de hauteur et de quantité par rapport à celui de la MDE. Précédemment au stade cadre nu, ARBORA semblait être moins rigide que le bâtiment de la MDE, une des raisons valables vient de la quantité de stock entreposée (principalement cloisons et façades) sur les planchers de ce bâtiment. Ces masses

ont influencé les résultats obtenus par les MVA et ont donc masqué en partie la contribution de la rigidité du SRFL sur les caractéristiques modales. Ces CNS ont été ensuite installés dans le bâtiment au stade cadre complet et ils ont pu contribuer à la rigidité plutôt qu'uniquement à la masse du bâtiment. Par conséquent, une fois que le bâtiment ARBORA est en service (cadre complet), il est plus rigide que le bâtiment de la MDE.

Une autre raison vient de l'apport de rigidité et de la quantité de CNS présents dans ARBORA par rapport à la MDE. Les cloisons et les façades apportent 34.1 % et 10.2 % de rigidité supplémentaire au bâtiment ARBORA. Les murs rideaux apportent quant à eux 10.2 % de rigidité supplémentaire au bâtiment de la MDE. Les apports de rigidité sont proches l'un de l'autre et ils sont accentués par la quantité de CNS présente dans le bâtiment. Une quantité importante de cloisons et de façades est recensée dans ARBORA comme les murs rideaux dans la MDE. Cependant, la quantité de murs rideaux de la MDE reste inférieure à celui des façades et des cloisons de ARBORA.

Une raison supplémentaire vient de la régularité et du SRFL symétrique de ARBORA qui rigidifie davantage le bâtiment contrairement à la MDE qui est un bâtiment irrégulier avec un SRFL non symétrique et de surcroît possède une part de torsion dans ses deux premiers modes de déformation.

L'ensemble de ces facteurs implique une diminution importante des périodes du bâtiment ARBORA par rapport à celle de la MDE.

## **6.2 Comparaison des déplacements modaux**

Les résultats suivants sont présentés à l'aide de l'analyse des chapitres 4 et 5. Les modèles numériques réalisés de la MDE et de ARBORA permettent de déterminer les déplacements modaux normalisés des bâtiments avec et sans les CNS. L'objectif est d'interpréter la différence des déplacements modaux des deux premiers modes de déformation entre ces deux bâtiments lorsque les CNS sont ajoutés ou retirés des modèles numériques.

### 6.2.1 Déplacements modaux sans les composants non structuraux

La Figure 6.1 présente la comparaison des déplacements modaux normalisés avec les CNS retirés des modèles numériques.

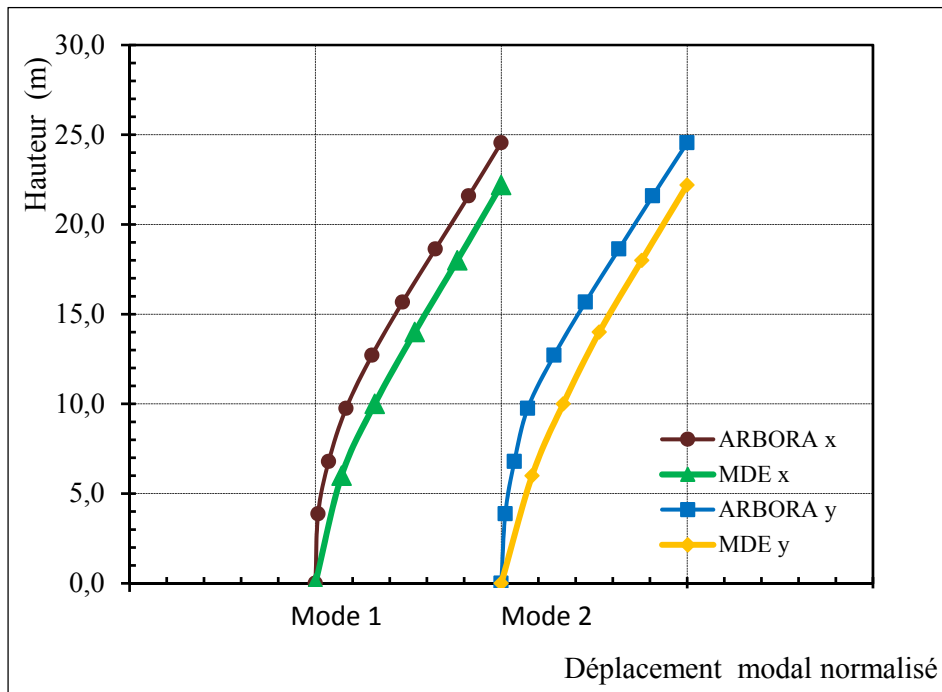


Figure 6.1 Déplacements modaux normalisés de MDE et ARBORA, pour les modes 1 et 2, et sans les CNS

Les contreventements à la base de ARBORA sont plus efficaces que ceux de la MDE puisque les déformées dans les deux directions s'approchent plus d'une déformée de flexion que celle de la MDE lesquelles ressemblent plus à une déformée de cisaillement. Cette conséquence vient du SRFL de ARBORA surtout à la base en béton, qui est plus important que celui de la MDE.

### 6.2.2 Déplacement modales avec les composants non structuraux

La Figure 6.2 présente la comparaison des déplacements modaux normalisés avec l'ajout des CNS aux modèles.

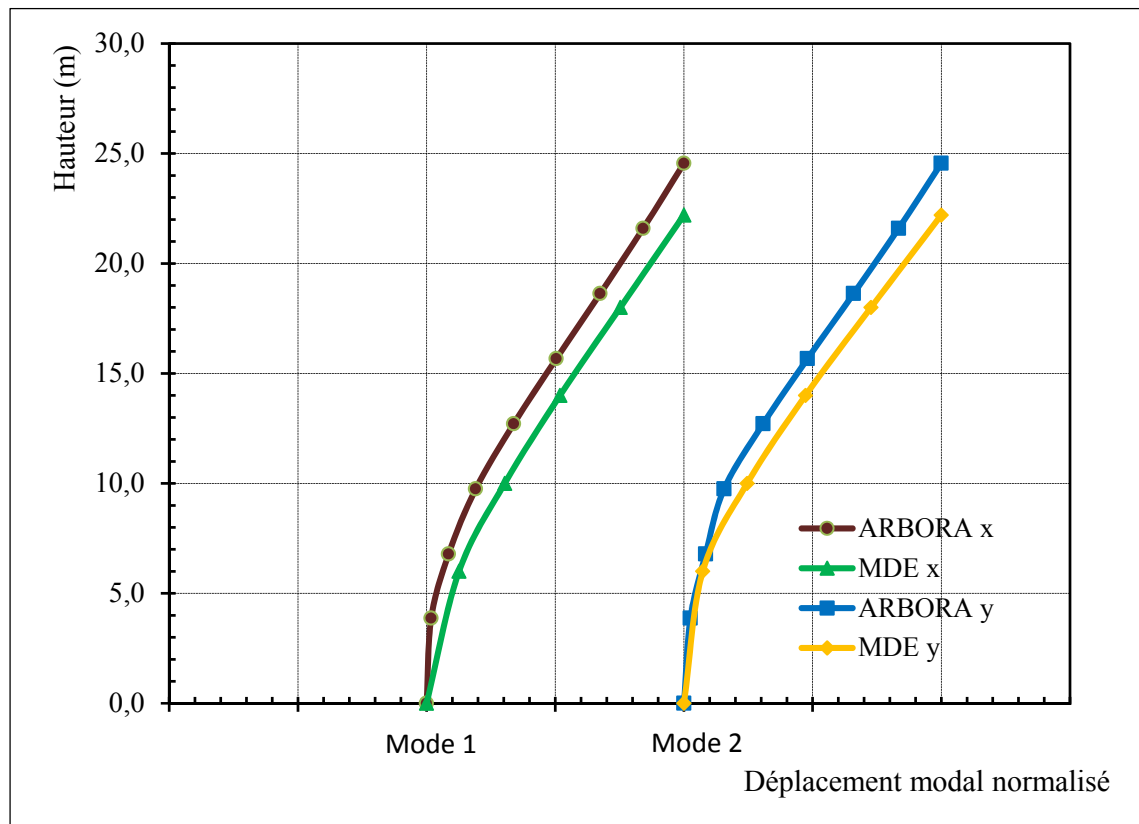


Figure 6.2 Déplacements modaux normalisés de la MDE et ARBORA, pour le mode 1 et 2, et avec les CNS

Une conclusion similaire sur l'efficacité des contreventements des deux bâtiments a été obtenue précédemment dans la section 6.2.1.

### 6.3 Comparaison des déplacements latéraux

Les modèles numériques réalisés de la MDE et de ARBORA permettent de déterminer les déplacements latéraux des bâtiments avec et sans les CNS. L'objectif est d'interpréter la contribution des CNS sur la rigidité latérale des deux bâtiments. La méthode de déplacement interétage est appliquée.

Par définition, pour un système à un seul degré de liberté, la rigidité correspond à la force nécessaire pour produire un déplacement unitaire suivant la même direction que le degré de liberté. Par conséquent, ayant la force appliquée  $F$ , les déplacements inter-étages  $X_i$ , la rigidité  $K$  de chaque étage peut être calculée à l'aide de l'équation (6.1).

$$K_i = \frac{F}{X_i} \quad (6.1)$$

L'application de cette méthode sur un bâtiment consiste à calculer la rigidité latérale du bâtiment en utilisant les déplacements latéraux induits par une force latérale  $F$  définie par l'utilisateur. La procédure est présentée ci-dessous :

1. Une force latérale est appliquée sur le toit du modèle dans la direction horizontale  $X$  ou dans la direction horizontale  $Y$ , dépendamment de la rigidité latérale calculée. La force doit être exercée au centre de rigidité du toit (ou du plancher) pour éviter tout effet de torsion ; sinon une partie du déplacement latéral sera provoquée par cette composante ;
2. Après l'application de la force latérale et de l'exécution du modèle, le déplacement latéral de chaque étage et les déplacements inter-étages sont déterminés. Le déplacement latéral moyen  $U$  est utilisé pour éliminer le déplacement en torsion ;



3. Connaissant à la fois la force appliquée  $F$  et les déplacements latéraux moyens de chaque étage et en utilisant l'équation ci-dessus, la rigidité latérale de chaque étage peut être calculée.

Le Tableau 6.3 représente les ratios de rigidité latérale (avec ou sans CNS) obtenus pour les deux bâtiments selon la direction X et la direction Y.

Tableau 6.3 Comparaison des ratios de la rigidité latérale entre la MDE et ARBORA

Bâtiment	Direction	Ratio de rigidité (cadre complet/cadre nu)
Maison des Étudiants (MDE)	X-translation	3.1
	Y-translation	1.5
ARBORA	X-translation	5.8
	Y-translation	11.6

Les ratios de la MDE sont de 3.1 pour la direction X et 1.5 pour la direction Y. Pour le bâtiment ARBORA, les ratios sont de 5.8 pour la direction X et 11.6 pour la direction Y. Su et al. (2005) a obtenu des ratios de rigidité compris entre 4.0 et 11.1 pour plusieurs bâtiments de 50 mètres de hauteur. Les résultats de la MDE sont corrects compte tenu de la hauteur du bâtiment et la quantité de CNS présents. Cependant, les ratios de rigidité s'avèrent élevés pour le bâtiment ARBORA. Les explications possibles viennent de l'apport de rigidité et la quantité importante des cloisons et des façades, mais aussi de la présence de stocks entreposés sur les planchers au cadre nu qui a masqué les capacités du SRFL. Les CNS en augmentant la rigidité latérale dans les deux directions confirment les interprétations précédentes sur la contribution de rigidité des CNS de la MDE. Les résultats sont présentés dans l'ANNEXE XV, page 211.

## **6.4 Conclusion**

Une comparaison des périodes enregistrées avec les MVA ainsi que des déplacements modaux et latéraux obtenus avec les modèles numériques est effectuée dans le chapitre 6.

### **1. Comparaison des périodes enregistrées avec les mesures de vibration ambiante**

La comparaison du stade de construction cadre nu montre que le bâtiment ARBORA possède des périodes fondamentales plus élevées que la MDE. Cette différence est expliquée par la présence de murs de maçonnerie au stade cadre nu de la MDE. Cependant, ARBORA possède des périodes fondamentales moins élevées au stade cadre complet et cela s'explique par plusieurs raisons :

- le SRFL de ARBORA est plus important en termes de superficie, de hauteur et de quantité ;
- l'apport de rigidité et la quantité des CNS présents sont plus importants dans le bâtiment ARBORA ;
- la quantité de stock au niveau des planchers du stade cadre nu de ARBORA a été ensuite installée au stade cadre complet ;
- la régularité et la symétrie du SRFL du bâtiment ARBORA.

### **2. Différence des déplacements modaux**

La comparaison des déplacements modaux normalisés des modèles des bâtiments sans et avec CNS a permis de montrer que les contreventements de ARBORA sont plus efficaces que ceux de la MDE.

### 3. Différence des déplacements latéraux

La comparaison des déplacements latéraux a permis de montrer que ARBORA possède un ratio de rigidité latérale plus important dans les deux directions par rapport à la MDE. Les CNS de ARBORA rigidifient davantage le bâtiment. Cependant, les valeurs s'avèrent être élevées et les explications possibles sont :

- l'apport de rigidité et quantité importante des cloisons et des façades dans le bâtiment ;
- la présence de stocks entreposés sur les planchers au cadre nu qui a masqué les capacités du SRFL.



## CONCLUSION

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier les effets des CNS sur les propriétés dynamiques et modales de deux bâtiments en utilisant des modèles numériques et des MVA. Des conclusions détaillées ont été effectuées à la fin de chaque chapitre, ici une conclusion globale est réalisée. Plusieurs sous objectifs ont été définis et l'étude a conduit aux conclusions suivantes.

Dans le cadre de cette étude, une revue de littérature exhaustive est effectuée sur les CNS dans le chapitre 1. Il est apparu que :

- ces composants devraient être pris en compte dans le calcul de l'équation de la période fondamentale du CNB pour éviter un sous-dimensionnement de la structure des bâtiments de faible hauteur ;
- de nombreux chercheurs développent des modèles simplifiés de CNS afin de mieux représenter le comportement des modèles numériques ;
- les CNS affectent les propriétés dynamiques (déplacement, résistance et rigidité) et modales (amortissements, modes de déformation et fréquences) d'un bâtiment ;
- les murs de remplissage, les façades, les murs rideaux et les cloisons sont des CNS qui contribuent à rigidifier la structure dépendamment de leur quantité dans le bâtiment ;
- les cloisons amovibles ou en faible quantité, les systèmes mécaniques et électriques, le mobilier, etc. apportent essentiellement de la masse dans les bâtiments ;
- les poutres secondaires ont peu d'effet sur la rigidité ou la masse de la structure.

Pour mener cette étude, une description détaillée des bâtiments de la MDE et de ARBORA est réalisée dans le chapitre 2. Puis dans le chapitre 3, des MVA sont enregistrées dans les bâtiments. Les enregistrements des signaux sont analysés et validés à l'aide de plusieurs techniques de décomposition fréquentielle et de plusieurs séries de mesures. Finalement, les paramètres modaux des bâtiments sont obtenus à différents stades de construction. L'analyse de ces résultats effectuée dans le chapitre 4 a conduit aux conclusions suivantes :

- la comparaison des différents stades de construction montre une diminution de la période fondamentale pour les deux bâtiments. Cette diminution vient de l'ajout des CNS dans les bâtiments. Ces résultats confirment que les CNS apportent plus de rigidité que de masse dans les bâtiments ;
- la comparaison des MVA et du CNB au stade de construction cadre nu montre une sous-évaluation de la période pour la MDE et une surévaluation pour ARBORA. Toutefois, les MVA ne sont pas effectuées au stade final de la construction, il n'est donc pas encore possible d'envisager un surdimensionnement ou sous-dimensionnement du bâtiment ;
- Au stade cadre complet, les résultats confirment que la période de conception des deux bâtiments est surestimée par le CNB, ce qui implique une sous-estimation de l'accélération spectrale pour les bâtiments. Cette réduction de l'accélération spectrale pourrait entraîner un sous-dimensionnement des structures. Enfin, en utilisant l'équation développée par Gilles et McClure (2012), on aboutit à une approche plus conservatrice pour la conception préférable à l'équation actuelle du CNB.

Dans les chapitres 4 et 5, plusieurs modèles numériques sont développés afin de les faire correspondre aux stades cadre nu et cadre complet des MVA. Les caractéristiques modales de ces modèles étant calibrées avec les tests expérimentaux, il a été possible de caractériser l'effet des CNS sur la structure en analysant les déplacements maximums des modèles, mais aussi d'estimer leur apport de rigidité et de masse. L'analyse de ces résultats a conduit aux conclusions suivantes :

- les murs de maçonnerie et les murs rideaux diminuent plus le déplacement dans la direction Y que X pour le bâtiment de la MDE. Cette différence vient de la quantité importante de CNS présente dans la direction Y par rapport à X, mais aussi des charges ajoutées aux modèles. Les cloisons et les façades diminuent plus le déplacement dans la direction X que Y pour le bâtiment ARBORA. Cette différence vient également de la quantité importante de CNS présente dans la direction X par rapport à Y, mais aussi des charges ajoutées aux modèles. En conclusion, les CNS ajoutés dans les deux modèles numériques participent bel et bien à l'augmentation de la rigidité du bâtiment ;

- les murs de maçonnerie, les murs rideaux et les cloisons apportent une rigidité supplémentaire supérieure à l'apport de masse dans le bâtiment de la MDE et de ARBORA. Cette étude montre qu'en négligeant l'apport de rigidité des murs de maçonnerie, des murs rideaux et des cloisons dans l'analyse des structures, on pourrait aboutir à un sous-dimensionnement du bâtiment ;
- les façades du bâtiment ARBORA apportent une rigidité supplémentaire inférieure à l'apport de masse. Cette étude montre que les façades du bâtiment ARBORA contribuent plus à la masse qu'à la rigidité du bâtiment ;
- les poutres secondaires apportent une contribution quasi nulle sur la rigidité et sur la masse. Les résultats de cette étude confirment que les poutres secondaires ne contribuent quasiment pas à la rigidité de la structure.

Dans le chapitre 6, une comparaison des résultats analytiques et expérimentaux est effectuée entre la MDE et ARBORA. L'analyse de ces résultats a conduit aux conclusions suivantes :

- au stade de construction cadre nu, le bâtiment ARBORA possède des périodes fondamentales plus élevées que la MDE et cela s'explique par la présence de murs de maçonnerie dans la MDE ;
- au stade cadre complet, le bâtiment ARBORA possède des périodes fondamentales moins élevées que celle de la MDE et cela s'explique par plusieurs raisons :
  - le SRFL de ARBORA est plus important en termes de superficie, de hauteur et de quantité que celui de la MDE ;
  - l'apport de rigidité et la quantité des CNS présents sont plus importants dans le bâtiment ARBORA par rapport à ceux de la MDE ;
  - la quantité de stock au niveau des planchers du stade cadre nu de ARBORA a été ensuite installée au stade cadre complet ;
  - le bâtiment ARBORA est un bâtiment régulier et possède un SRFL symétrique.
- la comparaison des déplacements modaux normalisés des modèles numériques des deux bâtiments sans les CNS montre que les contreventements du bâtiment ARBORA sont plus efficaces que ceux de la MDE ;

- La comparaison des déplacements latéraux a permis de montrer que ARBORA possède un ratio de rigidité latérale plus important dans les deux directions par rapport à la MDE. Lors de l'ajout des CNS aux modèles, les bâtiments sont devenus mieux contreventés dans les deux directions. Dans cette étude, les CNS ajoutés (murs de maçonnerie, murs rideaux, cloisons et façades) aux modèles numériques rigidifient le bâtiment.



## RECOMMANDATIONS

Si les études présentées dans cette thèse ont permis de répondre à certaines questions, d'autres restent en suspens et il convient de nuancer certaines des conclusions proposées et d'indiquer quelles études ultérieures pourraient lever ces réserves.

Il a été constaté que les méthodes classiques d'évaluation de la période fondamentale régies par le CNB de 2015 aboutissent à une surestimation de cette valeur par rapport aux MVA enregistrées dans les deux bâtiments. Ces résultats aboutissent à une sous-estimation de l'accélération spectrale et donc à une sous-estimation de la force statique équivalente. Par conséquent, les ingénieurs responsables de la structure en se limitant au code pour dimensionner les bâtiments peuvent aboutir à un sous-dimensionnement du bâtiment. Il serait bon à l'avenir de proposer une équation tenant compte de la rigidité et de la masse de la structure, au lieu d'une équation qui ne dépend que de la hauteur du bâtiment.

Concernant l'effet des CNS (cloisons, façades, mur de maçonnerie et murs rideaux) sur le bâtiment, il a été démontré que ces éléments apportent une quantité non négligeable de rigidité et de la masse à la structure. Néanmoins, à l'heure actuelle, aucune avancée n'a été effectuée dans le CNB 2015 afin de tenir compte des effets des CNS sur la structure.

De l'ensemble des analyses, il en résulte une méthode simplifiée permettant de tenir compte de l'effet des CNS étudiés sur la formule du code pour les murs de cisaillement :

- pour un bâtiment en béton armé de moins de 30 m, si l'on souhaite considérer les CNS suivants dans l'analyse il faut :
  - diminuer la période de conception du bâtiment de 0.48 % tous les 10m<sup>3</sup> de murs de maçonnerie ;
  - diminuer la période de conception du bâtiment de 1.17 % tous les 10m<sup>3</sup> de panneaux en verre des murs rideaux ;
  - négliger l'effet sur la période de conception pour les poutres secondaires.

- pour un bâtiment en bois CLT de moins de 30 m, si l'on souhaite considérer les CNS suivants dans l'analyse il faut :
  - diminuer la période de conception du bâtiment de 0.08 % tous les 10m<sup>3</sup> de cloisons interlogement ;
  - augmenter la période de conception du bâtiment de 0.03 % tous les 10m<sup>3</sup> de façades.

Compte tenu de l'intérêt démontré entre autres, par le nombre de publications sur l'état des connaissances sur la performance des CNS, il convient de poursuivre la recherche dans les domaines suivants :

1. Une modélisation plus précise de la structure et de son comportement dans le domaine non linéaire permettrait de porter des conclusions quant à la performance sismique de la structure ;
2. Une modélisation plus précise des CNS et de leur comportement dans le domaine non linéaire permettrait de porter des conclusions quant à la performance sismique de ces éléments ;
3. Il serait envisageable d'effectuer une analyse temporelle pour une meilleure validation des paramètres modaux ;
4. Il serait bon d'optimiser la calibration en procédant à une calibration automatique au lieu d'une calibration manuelle ;
5. L'utilisation du logiciel FEMTools® faciliterait les études des modèles d'éléments finis puisqu'il permet de calibrer automatiquement les modèles numériques sur les tests expérimentaux ;
6. Il serait envisageable de modéliser l'effet des sols sur l'ensemble des composants structuraux et non structuraux des bâtiments ;
7. Il aurait été intéressant de laisser des capteurs dans les bâtiments tout au long de leur construction afin d'enregistrer directement l'évolution de l'effet des CNS sur les propriétés modales des bâtiments ;
8. Il serait bon d'étudier l'effet des CNS sur des bâtiments avec des caractéristiques différentes tels que des gratte-ciels, des bâtiments avec un différent type de SRFL et également des matériaux différents (structure acier, structure en maçonnerie, etc.).

[ClicCours.com](http://ClicCours.com)



## ANNEXE I

### DÉFINITION DES MATÉRIAUX, DES COMPOSANTS STRUCTURAUX ET COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

Norme	ACNOR G40.21M Nuance 300W	ACNOR G40.21 Nuance 350W	ASTM A500 GRADE C	ASTM A653-SS GRADE 230	CSA A440.2	CAN/CSA- S157	ACNOR A-165.1.	CSA A23.3			kg/m <sup>3</sup>	
								Béton C25/30	Béton C35/45	Béton C40/50		
Caractéristiques	Acier	Acier	Acier trempé	Acier	Verre	Aluminium	Maçonnerie					
Poids	7850	7850	7850	7850	2390	2714	2160	2548	2548	2548	2548	
Module Élasticité	200000	200000	200000	200000	70000	69637	12500	22500	26622	28640	28640	MPa
Coefficient de Poisson	0.3	0.3	0.3	0.3	0.25	0.33	0.2	0.20	0.20	0.20	0.20	
Coefficient thermal d'expansion	0.0000117	0.0000117	0.0000117	0.0000117	0.000085	0.0002358	0.000081	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	1/C
Force élastique minimum $F_y$	300	350	318	230								MPa
Force de tension minimum $F_u$	450	450	428	310								MPa
Force élastique attendu $F_{ye}$	330	385		253								MPa
Force de tension attendu $F_{ue}$	495	495		341								MPa
Force de compression élastique $F_c$						241.32	12.5	25	35	40	40	MPa

Tableau-A I-1 Caractéristiques des matériaux

Tableau-A I-2 Caractéristiques des poutres et colonnes en béton

Composant	Matériaux	Type	Section	Classe de résistance	Norme	
Poutre	Béton	Rectangulaire	300 x 700	C25/30	ACNOR CAN3- A23.1 et 23.3.	
			750 x 600	C25/30		
			825 x 400	C25/30		
			900 x 425	C25/30		
			900 x 700	C25/30		
			985 x 600	C25/30		
			1100 x 350	C25/30		
			1100 x 600	C25/30		
			1100 x 700	C25/30		
			1170 x 700	C25/30		
			1200 x 600	C25/30		
			1200 x 700	C25/30		
			1200 x 900	C25/30		
			1300 x 800	C25/30		
			1340 x 450	C25/30		
			1565 x 300	C25/30		
			1565 x 450	C25/30		
			1700 x 375	C25/30		
		1910 x 200	C25/30			
2200 x 450	C25/30					
2200 x 700	C40/50					
		Carré	900 x 900	C25/30		
Colonne	Béton	Rectangulaire	300 x 600	C25/30	ACNOR CAN3- A23.1 et 23.3.	
			450 x 700	C25/30		
			550 x 700	C25/30		
			700 x 450	C25/30		
			750 x 450	C25/30		
			975 x 700	C25/30		
			700 x 700	C25/30		
			Carré	Diamètre 600		C25/30
				Diamètre 600		C35/45
				Diamètre 600		C40/50
		Diamètre 700		C25/30		
		Circulaire	Diamètre 700	C35/45		
			Diamètre 700	C40/50		
			Diamètre 900	C40/50		

Tableau-A I-3 Caractéristiques des poutres et colonnes en acier

Composant	Matériaux	Type	Section	Norme
Poutre	Acier	W	150 x 30 150 x 37.1 200 x 26.6 200 x 46.1 310 x 129 360 x 32.9 360 x 44 360 x 57.8 410 x 53 410 x 67 460 x 52 460 x 68 460 x 89 460 x 113 530 x 74 610 x 82 610 x 113 610 x 155 690 x 125 920 x 201 1000 x 222 1000 x 272 1000 x 486	ACNOR G40.21M NUANCE 350 W
Poutrelle		Poutrelle treillis	28KCS3 30KCS3 44LH13	ACNOR G40.21M NUANCE 300 W.
Colonne	Acier	HSS carré HSS circulaire	203.2 x 203.2 x 6.4 273.1 x 12.7 323.9 x 12.7	ASTM A500 GRADE C

Tableau-A I-4 Caractéristiques des murs de cisaillement, des noyaux rigides, des dalles de plancher et du tablier métallique

Composant	Matériaux	Épaisseur <i>mm</i>	Classe de résistance	Norme
Mur de cisaillement	Béton	360	C40/50	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3.
Noyau rigide	Béton	400	C35/45	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3.
Dalle de plancher	Béton	275 290 300	C25/30 C25/30 C35/45	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3.
Tablier métallique	Acier	1.21		ASTM A653-SS-Gr230.

Tableau-A I-5 Caractéristiques des CNS

Composant	Matériaux	Section	Épaisseur <i>mm</i>	Résistance en compression <i>MPa</i>	Norme
Mur de remplissage	Maçonnerie		190	12.5	ACNOR A-165.1
			240	12.5	ACNOR A-165.1
Mur rideau Meneau/Traverse	Aluminium	165 x 64 133 x 64	3.2 3.2		CAN/CSA-S157 CAN/CSA-S157
Vitrage	Verre		12		CSA A440.2
Poutre secondaire Poutrelle treillis	Acier	10KCS2 12KCS2 16KCS3 20KCS3 24KCS3			ACNOR G40.21M 300 W
Cornière en U	Acier	125 x 12.2 250 x 22.8			ACNOR G40.21M 300 W
Cornière en L	Acier	102 x 102 x 6.4 178 x 102 x 12.7 203 x 102 x 12.7			ACNOR G40.21M NUANCE 300 W.



## ANNEXE II

### DÉFINITION DES MATÉRIAUX, DES COMPOSANTS STRUCTURAUX ET COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE ARBORA

Tableau-A II-1 Caractéristiques des matériaux

Norme	ACNOR G40.21M Nuance 300 W	ACNOR CAN3- A23.1 et 23.3	ANSI/APA PRG 320-2012
<b>Caractéristiques</b>	<b>Acier</b>	<b>Béton</b>	<b>CLT</b>
Poids	7850	2548	700
Module Élasticité	200000	24648	11000
Coefficient de Poisson	0.3	0,20	0.2
Coefficient thermal d'expansion	0.0000117	0.00001	0.00035
Force élastique minimum $F_y$	300		
Force de tension minimum $F_u$	450		
Force élastique attendue $F_{ye}$	330		
Force de tension attendue $F_{ue}$	495		
Force de compression élastique $F_c$		30	

Tableau-A II-2 Caractéristiques des poutres et colonnes

Composant	Matériaux	Type	Section	Classe de résistance	Essence	Norme	
Poutre	Béton	Rectangulaire	300 x 990	C30/37		ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3.	
			430 x 300	C30/37			
			745 x 300	C30/37			
800 x 300			C30/37				
800 x 460			C30/37				
840 x 400			C30/37				
860 x 400			C30/37				
1050 x 4600	C30/37						
	CLT	Rectangulaire	362 x 137 546 x 368	E1 E1	Épinette noire Épinette noire	ANSI/APA PRG 320- 2012	
	Acier	Cornières en L	89 x 89 x6.4 127 x 89 x 12.7 152 x 89 x7.9	E1 E1 E1	Épinette noire Épinette noire Épinette noire	ACNOR G40.21M NUANCE 300 W.	
Colonne	Béton	Rectangulaire	500 x 300	C30/37		ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3.	
			600 x 300	C30/37			
		Circulaire	Diamètre 500	C30/37			
		CLT	Rectangulaire	350 x 390	E1	Épinette noire Épinette noire Épinette noire	ANSI/APA PRG 320- 2012
	450 x 390			E1			
	500 x 390			E1			
		Carré	280 x 280	E1	Épinette noire		

Tableau-A II-3 Caractéristiques des murs de cisaillement, des noyaux rigides et des dalles de plancher

Composant	Matériaux	Épaisseur <i>mm</i>	Classe de résistance	Essence	Norme
Mur de cisaillement	Béton	300	C30/37	Épinette noire	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3. ANSI/APA PRG 320-2012
	CLT	193	E1		
Noyau rigide	Béton	300	C30/37	Épinette noire	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3. ANSI/APA PRG 320-2012
	CLT	193	E1		
Dalle de plancher	Béton	230	C30/37	Épinette noire Épinette noire	ACNOR CAN3-A23.1 et 23.3. ANSI/APA PRG 320-2012 ANSI/APA PRG 320-2012
	CLT	181	E1		
	CLT	175	E1		

## ANNEXE III

### DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

**TROMINO®** is the first high-resolution all-in-one system for passive and active seismic surveys and vibration monitoring.

**TROMINO®** is equipped with\*:

- 3 velocimetric channels for seismic ambient microtremor recordings (up to  $\pm 1.5$  mm/s ~)
- 3 velocimetric channels for strong motion recordings (up to  $\pm 5$  cm/s ~)
- 3 accelerometric channels for strong vibration monitoring
- 1 analog channel (e.g., external trigger for MASW/refraction)
- built-in GPS receiver, internal and/or external antenna for positioning and absolute timing/synchronization of different units
- built-in radio transmitter/receiver module for indoor/outdoor synchronization of different units and alarm transmission (e.g., signal above threshold levels)

**TROMINO®** works in the frequency range 0.1 - 1024 Hz on all channels (up to 32 kHz on 2 channels\*) with A/D conversion > 24 bit equivalent at 128 Hz. All this in a single **ultra-portable** package:

- no external cables
- very small size (10 x 14 x 8 cm)
- light weight (~1 kg)

**very low consumption** (75 mW\*):

- 2 standard AA batteries (1.5 V) allow more than 100 h continuous recording
- works also on AC adapter for long monitoring

Figure-A III-1 Propriétés des Trominos  
Tirée de Micromed S.p.A (2011)



## ANNEXE IV

### LES ÉTAPES DE PRÉTRAITEMENT DES SIGNAUX DE MESURE DE VIBRATION AMBIANTE

**Étape 1 : Regroupement des signaux captés à l'aide du logiciel MATLAB® et création d'un fichier .txt pour chacun des jeux de mesure**

- suppression des pics parasites à l'aide de l'outil CROP SIGNAL ;
- choix de la direction à étudier est-ouest/nord-sud ou les deux ;
- choix de la mesure étudiée ;
- changement de la fréquence d'échantillonnage.

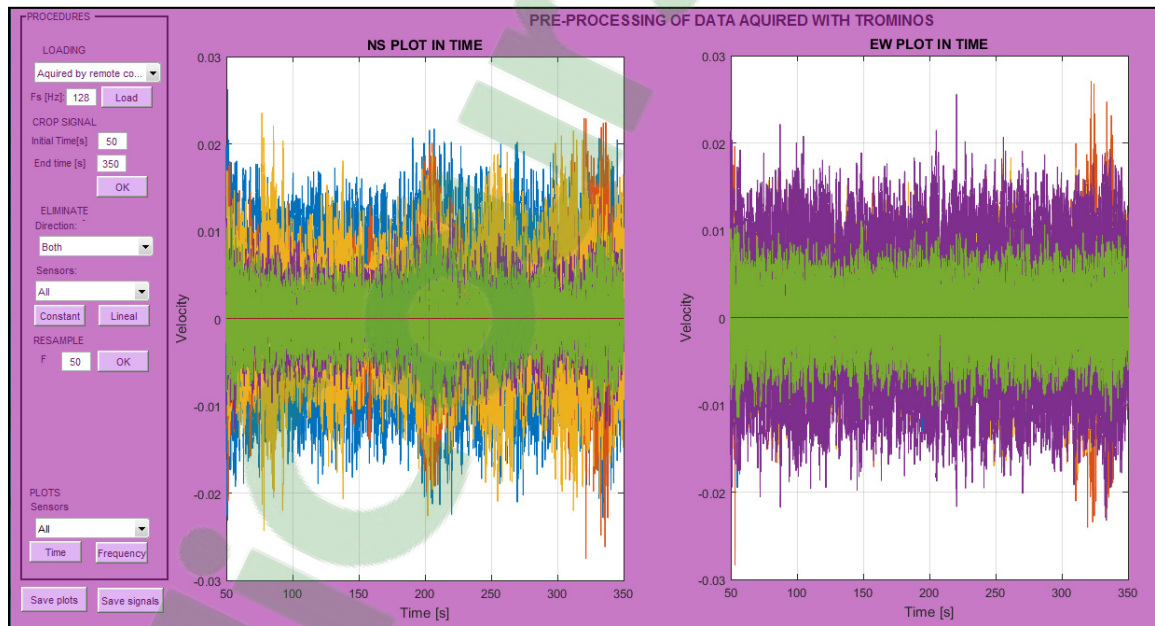


Figure A IV-1 Signal de sortie après le prétraitement à l'aide de MATLAB®

**Étape 2 : Création d'un fichier cfg reproduisant la géométrie des points de mesure reliés aux fichiers .txt pour la modélisation du bâtiment (nœuds, lignes, surfaces)**

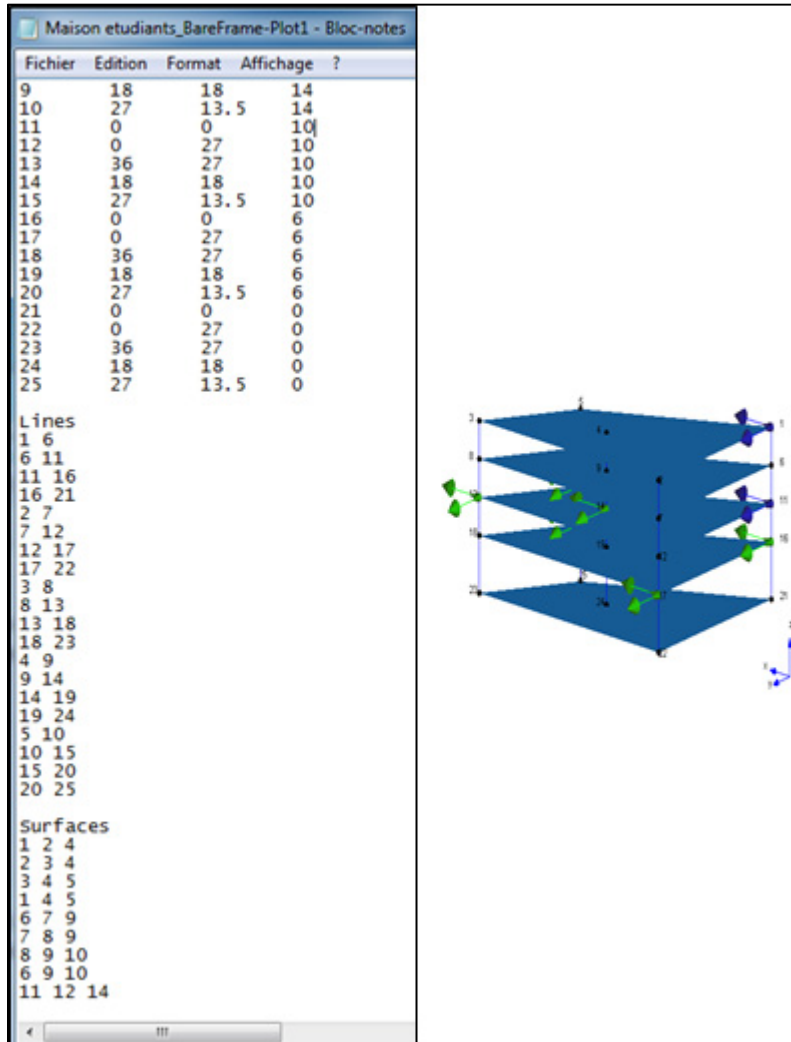


Figure IV-2 Fichier cfg (à gauche) et géométrie du bâtiment (à droite) à l'aide d'ARTeMIS Extractor®

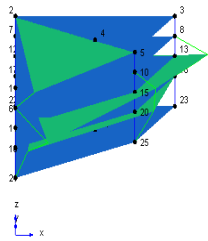
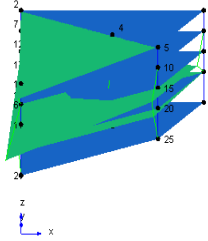
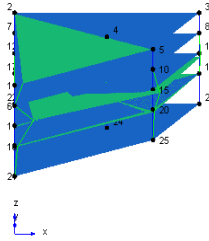
## ANNEXE V

### ANALYSE MODALE DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

Cadre nu

Méthode d'analyse fréquentielle différente (EFDD et FDD) sur une première série de mesure

Tableau-A V-1 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

		
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y	Mode 3 Torsion selon Z
Fréquence en Hz 1.727	Fréquence en Hz 1.985	Fréquence en Hz 2.316

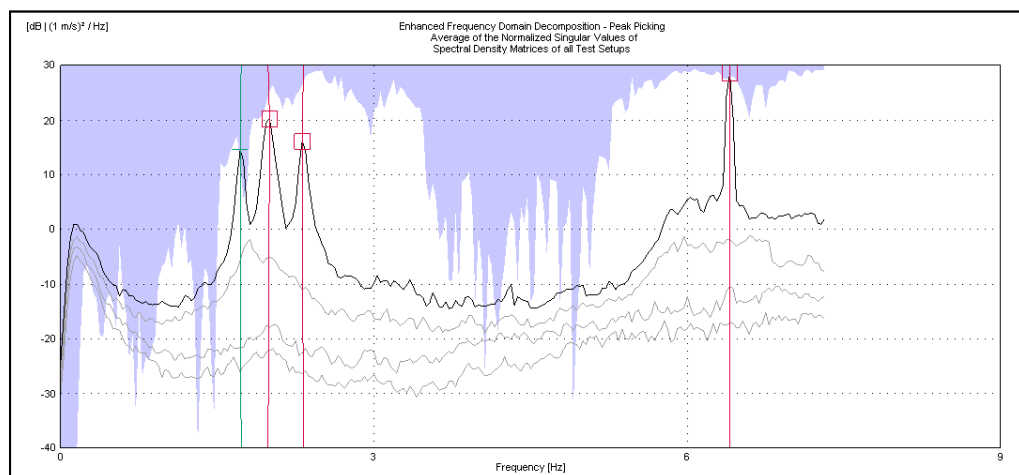


Figure V-1 Identification des pics de fréquence

Tableau-A V-2 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.727	< 0.01	1.349	0.305	Manuelle
EFDD Mode 2	1.985	0.011	1.559	< 0.01	Automatique
EFDD Mode 3	2.316	0.010	1.274	0.343	Automatique

Tableau-A V-3 Validation des résultats de l'analyse modale à l'aide d'une FDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
FDD Mode 1	1.719	0	0	0	Automatique
FDD Mode 2	2.000	0	0	0	Automatique
FDD Mode 3	2.313	0	0	0	Automatique

### Validation avec une seconde série de mesure à l'aide d'une EFDD

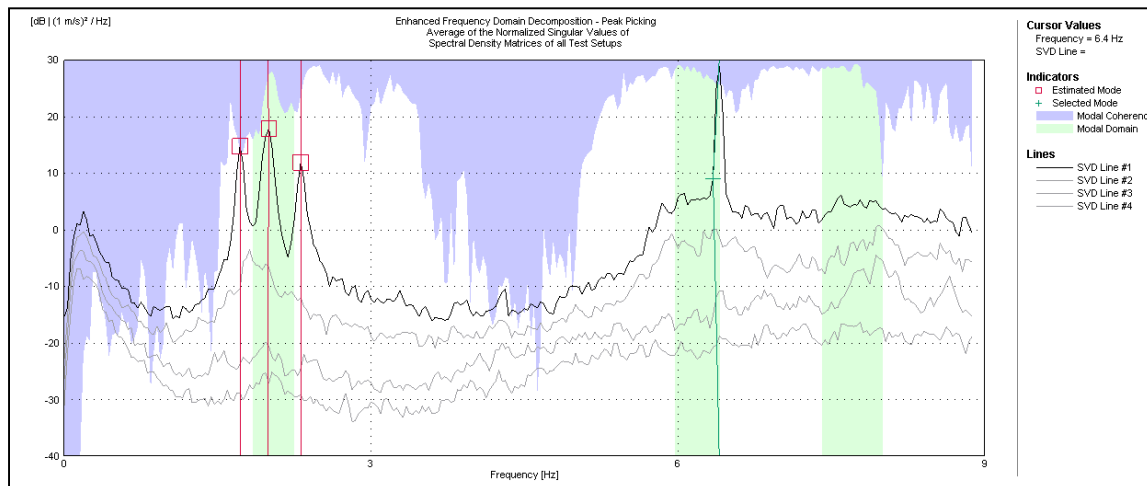


Figure V-2 Identification des pics de fréquence



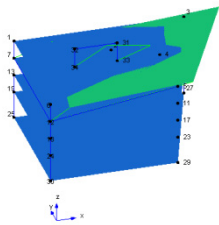
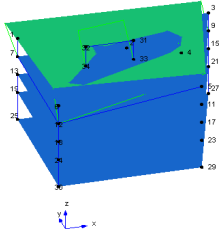
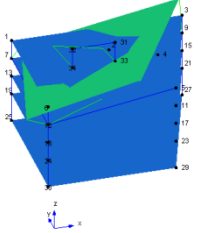
Tableau-A V-4 Validation des résultats de l'analyse modale avec une seconde série de mesure

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.721	< 0.01	1.302	< 0.01	Manuelle
EFDD Mode 2	1.987	< 0.01	1.799	0.587	Automatique
EFDD Mode 3	2.315	< 0.01	1.236	0.379	Manuelle

### Cadre complet sans l'agencement

### Méthode d'analyse fréquentielle différente (EFDD et FDD) sur une première série de mesure

Tableau-A V-5 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

		
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y	Mode 3 Torsion selon Z
Fréquence en Hz 1.760	Fréquence en Hz 1.957	Fréquence en Hz 2.340

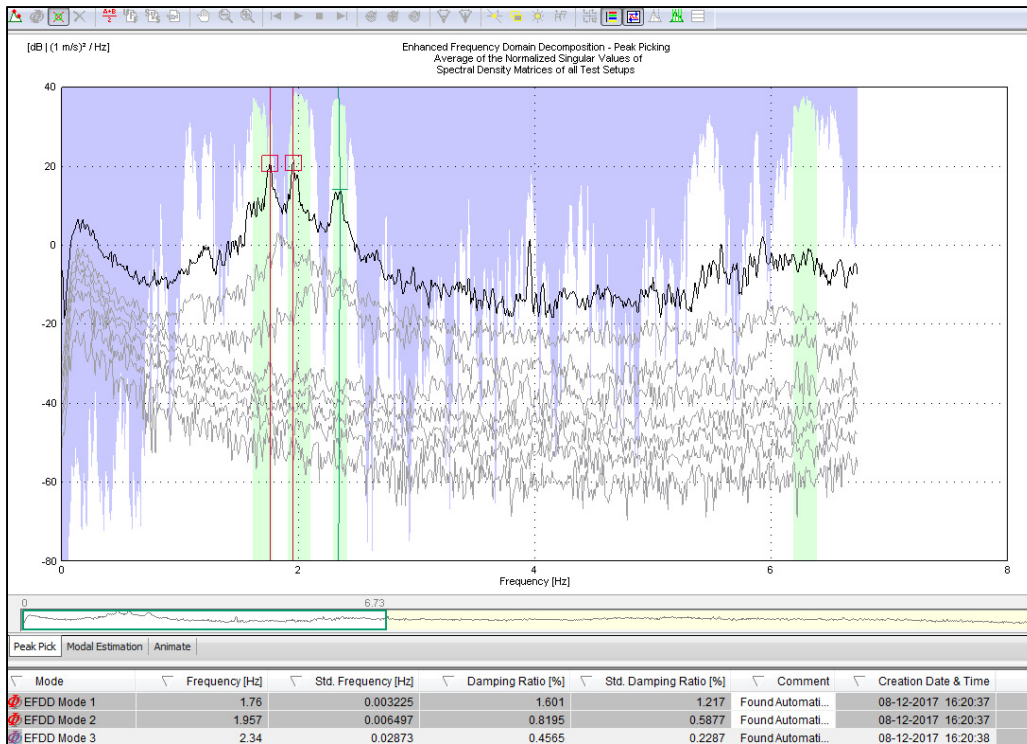


Figure V-3 Identification des pics de fréquence

Tableau-A V-6 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.760	< 0.01	1.601	1.217	Automatique
EFDD Mode 2	1.957	< 0.01	0.820	0.588	Automatique
EFDD Mode 3	2.340	0.029	0.457	0.229	Automatique

Tableau-A V-7 Validation des résultats de l'analyse modale à l'aide d'une FDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
FDD Mode 1	1.760	0	0	0	Manuelle
FDD Mode 2	1.958	0	0	0	Automatique
FDD Mode 3	2.354	0	0	0	Automatique

### Validation avec une seconde série de mesure à l'aide d'une EFDD

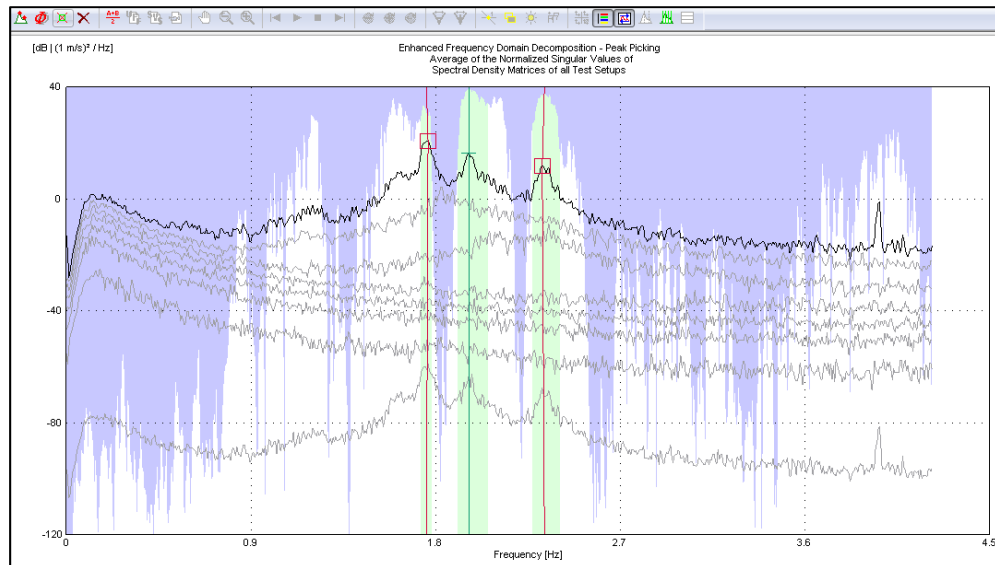


Figure V-4 Identification des pics de fréquence

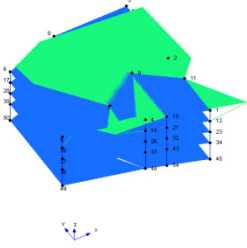
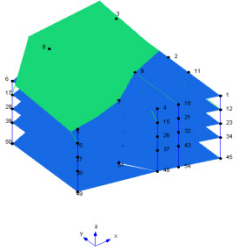
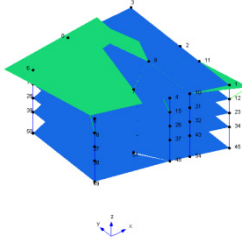
Tableau-A V-8 Validation des résultats de l'analyse modale avec une seconde série de mesure

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.755	< 0.01	1.024	0.244	Automatique
EFDD Mode 2	1.963	< 0.01	0.792	0.460	Automatique
EFDD Mode 3	2.330	< 0.01	1.098	< 0.01	Automatique

**Cadre complet**

**Méthode d'analyse fréquentielle différente (EFDD et FDD) sur une première série de mesure**

Tableau-A V-9 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

		
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y	Mode 3 Torsion selon Z
Fréquence en Hz 1.775	Fréquence en Hz 1.974	Fréquence en Hz 2.313

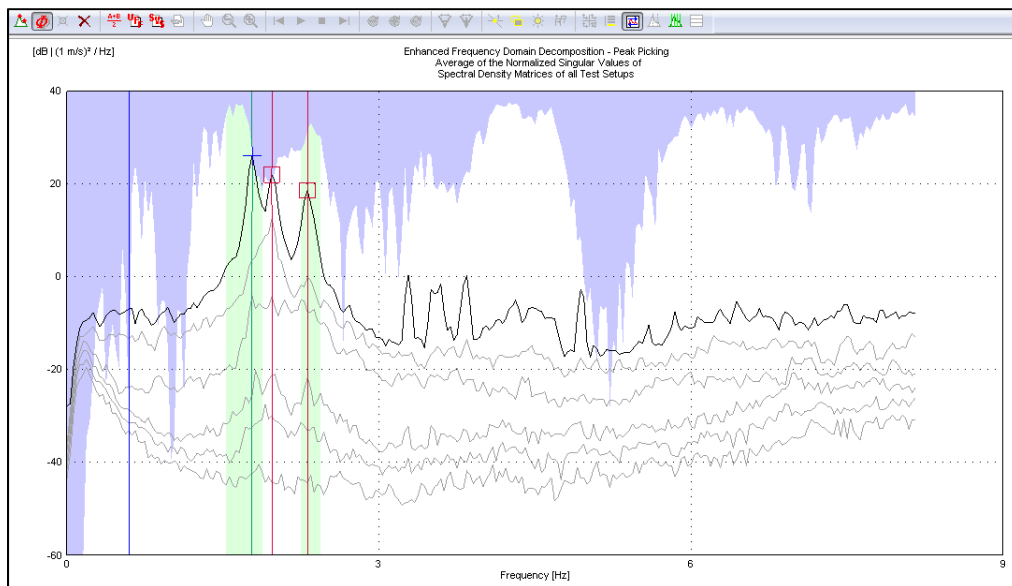


Figure V-5 Identification des pics de fréquence

Tableau-A V-10 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.775	< 0.01	1.421	0.123	Manuelle
EFDD Mode 2	1.974	< 0.01	1.590	0.302	Automatique
EFDD Mode 3	2.313	< 0.01	1.454	0.042	Automatique

Tableau-A V-11 Validation des résultats de l'analyse modale à l'aide d'une FDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
FDD Mode 1	1.750	0	0	0	Automatique
FDD Mode 2	1.969	0	0	0	Automatique
FDD Mode 3	2.313	0	0	0	Automatique

### Validation avec une seconde série de mesure à l'aide d'une EFDD

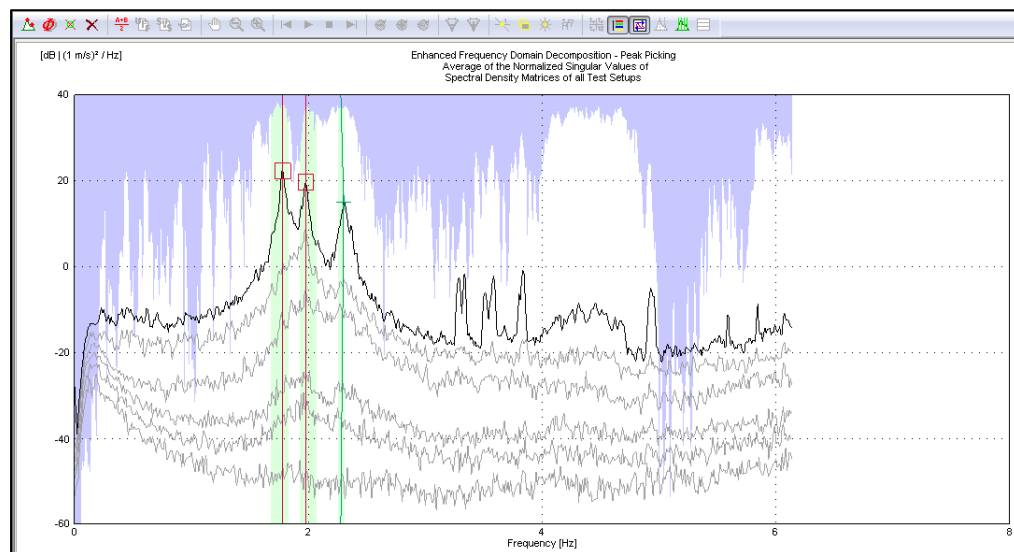


Figure V-6 Identification des pics de fréquence

Tableau-A V-12 Validation des résultats de l'analyse modale avec une seconde série de mesure

<b>Mode</b>	<b>Fréquence (Hz)</b>	<b>Écart type Fréquence (Hz)</b>	<b>Coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Écart type coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Méthode</b>
EFDD Mode 1	1.776	< 0.01	0.798	0.162	Automatique
EFDD Mode 2	1.976	< 0.01	0.779	0.201	Automatique
EFDD Mode 3	2.277	0.041	0.504	0.0656	Automatique

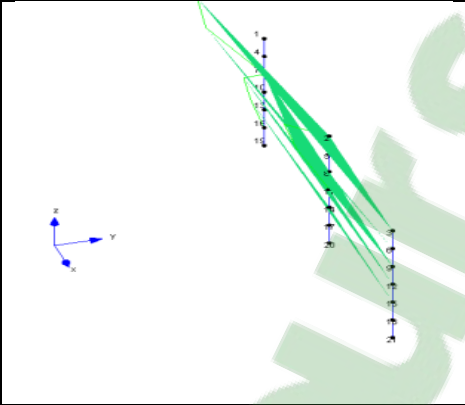
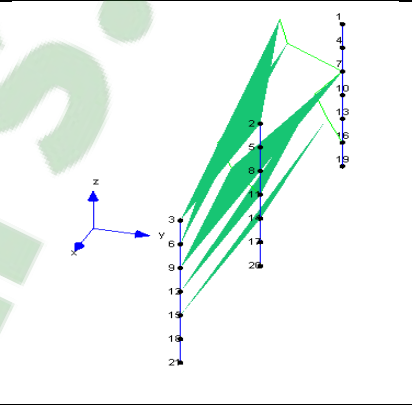
## ANNEXE VI

### ANALYSE MODALE DE ARBORA

Cadre nu

Méthode d'analyse fréquentielle différente (EFDD et FDD) sur une première série de mesure

Tableau-A VI-1 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

	
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y
Fréquence en Hz 1.524	Fréquence en Hz 1.698

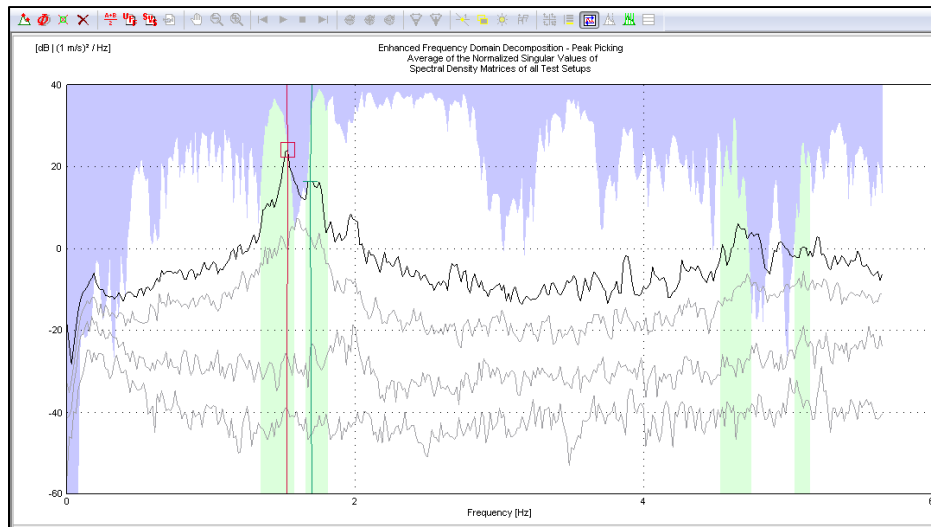


Figure VI-1 Identification des pics de fréquence

Tableau-A VI-2 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.524	0.012	1.306	0.432	Automatique
EFDD Mode 2	1.698	0.020	0.767	0.287	Automatique

Tableau-A VI-3 Validation des résultats de l'analyse modale à l'aide d'une FDD

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
FDD Mode 1	1.531	0	0	0	Automatique
FDD Mode 2	1.688	0	0	0	Automatique



## Validation avec une seconde série de mesure à l'aide d'une EFDD

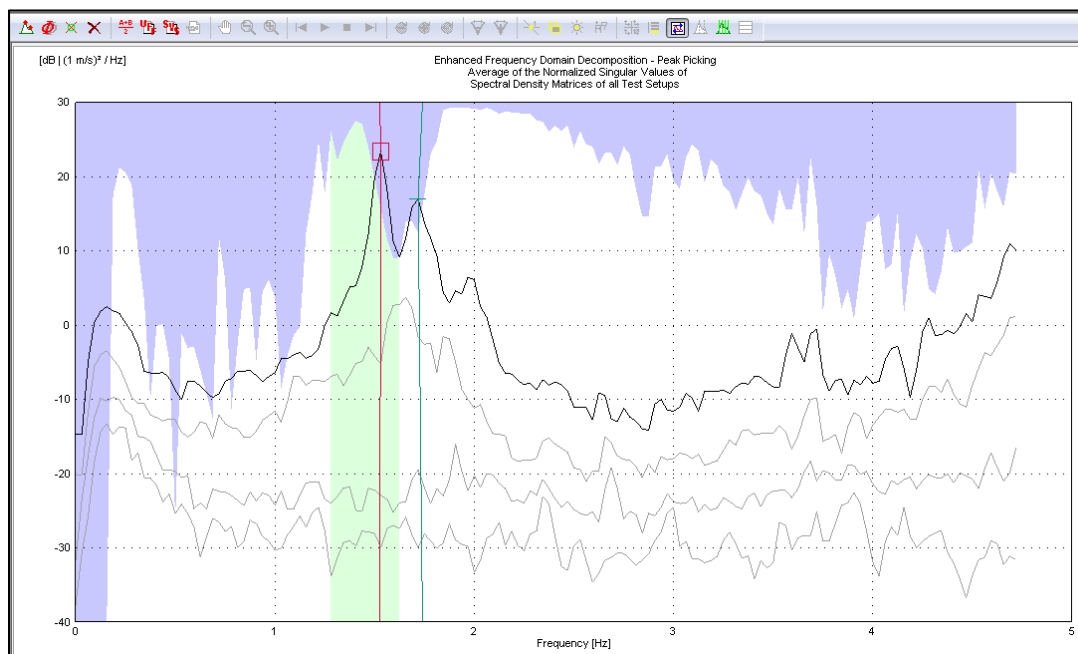


Figure VI-2 Identification des pics de fréquence

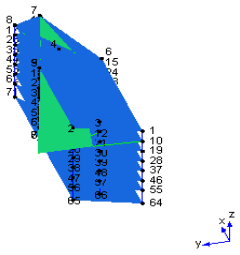
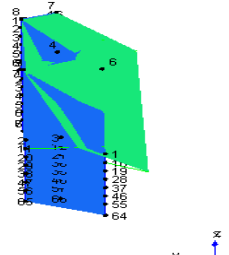
Tableau-A VI-4 Validation des résultats de l'analyse modale avec une seconde série de mesure

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.526	< 0.01	1.682	0.955	Manuelle
EFDD Mode 2	1.740	0.060	2.052	0.981	Automatique

**Cadre complet**

**Méthode d'analyse fréquentielle différente (EFDD et FDD) sur une première série de mesure**

Tableau-A VI-5 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

	
<p>Mode 1 Translation selon X</p>	<p>Mode 2 Translation selon Y</p>
<p>Fréquence en Hz 1.930</p>	<p>Fréquence en Hz 2.119</p>

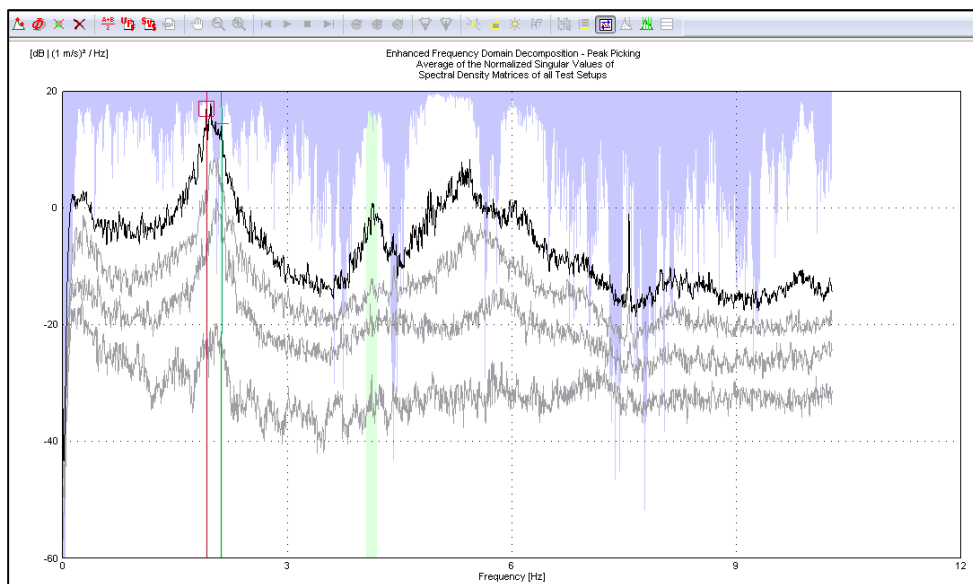


Figure VI-3 Identification des pics de fréquence

Tableau-A VI-6 Résultats de l'analyse modale à l'aide d'une EFDD

<b>Mode</b>	<b>Fréquence (Hz)</b>	<b>Écart type Fréquence (Hz)</b>	<b>Coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Écart type coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Méthode</b>
EFDD Mode 1	1.930	0.018	0.769	0.822	Automatique
EFDD Mode 2	2.119	< 0.01	0.579	0.258	Automatique

Tableau-A VI-7 Validation des résultats de l'analyse modale à l'aide d'une FDD

<b>Mode</b>	<b>Fréquence (Hz)</b>	<b>Écart type Fréquence (Hz)</b>	<b>Coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Écart type coefficient d'amortissement (%)</b>	<b>Méthode</b>
FDD Mode 1	1.919	0	0	0	Automatique
FDD Mode 2	2.125	0	0	0	Automatique

### Avec une seconde série de mesure à l'aide d'une EFDD

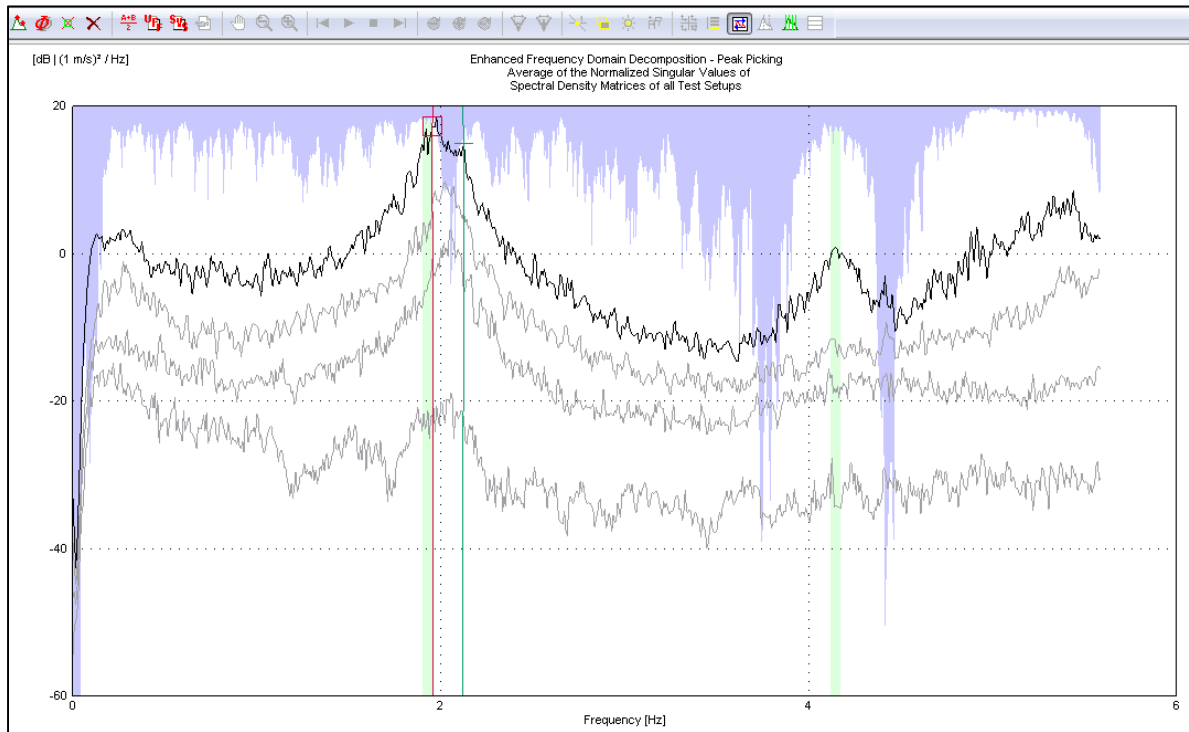


Figure VI-4 Identification des pics de fréquence

Tableau-A VI-8 Validation des résultats de l'analyse modale avec une seconde série de mesure

Mode	Fréquence (Hz)	Écart type Fréquence (Hz)	Coefficient d'amortissement (%)	Écart type coefficient d'amortissement (%)	Méthode
EFDD Mode 1	1.960	0.014	0.9822	0.775	Automatique
EFDD Mode 2	2.119	< 0.01	0.600	0.285	Manuelle

## ANNEXE VII

### CHARGES PERMANENTES DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

Tableau-A VII-1 Charges permanentes cadre nu

Étage		Charges		
Salle des machines		Absente	0.0	kN/m <sup>2</sup>
		Total salle des machines	0.0	kN/m <sup>2</sup>
			0	kg/m <sup>2</sup>
Toiture		Béton de pente 225mm	3.5	kN/m <sup>2</sup>
		Abaque	0.6	kN/m <sup>2</sup>
		Béton de propreté	0.1	kN/m <sup>2</sup>
		Surplus dalle	0.3	kN/m <sup>2</sup>
		Total toiture	4.5	kN/m <sup>2</sup>
459	kg/m <sup>2</sup>			
5 <sup>e</sup> étage		Abaque	1.0	kN/m <sup>2</sup>
		Stock	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Total 5 <sup>e</sup> étage	1.2	kN/m <sup>2</sup>
			119	kg/m <sup>2</sup>
4 <sup>e</sup> étage	Toit	Tablier	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Acier	0.3	kN/m <sup>2</sup>
		Total 4 <sup>e</sup> étage toit	0.4	kN/m <sup>2</sup>
	41		kg/m <sup>2</sup>	
	Bâtiment	Abaque	1.1	kN/m <sup>2</sup>
		Stock	0.2	kN/m <sup>2</sup>
Total 4 <sup>e</sup> étage bâtiment		1.2	kN/m <sup>2</sup>	
	127	kg/m <sup>2</sup>		
3 <sup>e</sup> étage	Toit	Tablier	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Acier	0.3	kN/m <sup>2</sup>
		Total 3 <sup>e</sup> étage toit	0.4	kN/m <sup>2</sup>
	41		kg/m <sup>2</sup>	
	Bâtiment	Abaque	1.0	kN/m <sup>2</sup>
		Stock	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Escalier	0.0	kN/m <sup>2</sup>
Total 3 <sup>e</sup> étage bâtiment		1.2	kN/m <sup>2</sup>	
	125	kg/m <sup>2</sup>		
2 <sup>e</sup> étage	4 zones différentes avec des charges différentes			
	Hypothèse : Répartition des charges moyennes sur une dalle unique	Total 2 <sup>e</sup> étage bâtiment	2.1	kN/m <sup>2</sup>
	212		kg/m <sup>2</sup>	

Tableau-A VII-2 Charges permanentes cadre complet

Étage		Charges		
Appentis	BF appentis	0.0	kN/m <sup>2</sup>	
	Toiture	0.5	kN/m <sup>2</sup>	
	Tablier métallique	0.2	kN/m <sup>2</sup>	
	Acier	0.5	kN/m <sup>2</sup>	
	Mécanique	0.5	kN/m <sup>2</sup>	
	Total appentis	1.65	kN/m <sup>2</sup>	
		168	kg/m <sup>2</sup>	
Toiture	BF Toiture	4.5	kN/m <sup>2</sup>	
	Cloison	0.02	kN/m <sup>2</sup>	
	Plafond	0.7	kN/m <sup>2</sup>	
	Mécanique	0.6	kN/m <sup>2</sup>	
	Total toiture	5.84	kN/m <sup>2</sup>	
		596	kg/m <sup>2</sup>	
5 <sup>e</sup> étage	BF 5 <sup>e</sup> étage	1.2	kN/m <sup>2</sup>	
	Cloison	0.1	kN/m <sup>2</sup>	
	Mécanique/Plafond	0.5	kN/m <sup>2</sup>	
	Total 5 <sup>e</sup> étage	1.75	kN/m <sup>2</sup>	
		179	kg/m <sup>2</sup>	
4 <sup>e</sup> étage	Toit	BF 4 <sup>e</sup> étage toit	0.4	kN/m <sup>2</sup>
		Toiture verte	2.3	kN/m <sup>2</sup>
		Plafond	0.1	kN/m <sup>2</sup>
		Mécanique	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Total 4 <sup>e</sup> étage toit	2.99	kN/m <sup>2</sup>
			305	kg/m <sup>2</sup>
	Bâtiment	BF 4 <sup>e</sup> étage bâtiment	1.2	kN/m <sup>2</sup>
		Cloison	0.4	kN/m <sup>2</sup>
		Mécanique/Plafond	0.3	kN/m <sup>2</sup>
		Total 4 <sup>e</sup> étage bâtiment	1.89	kN/m <sup>2</sup>
			193	kg/m <sup>2</sup>
3 <sup>e</sup> étage	Toit	BF 3 <sup>e</sup> étage toit	0.4	kN/m <sup>2</sup>
		Toiture verte	2.3	kN/m <sup>2</sup>
		Plafond	0.1	kN/m <sup>2</sup>
		Mécanique	0.2	kN/m <sup>2</sup>
		Total 3 <sup>e</sup> étage toit	2.99	kN/m <sup>2</sup>
			305	kg/m <sup>2</sup>
	Bâtiment	BF 3 <sup>e</sup> étage bâtiment	1.2	kN/m <sup>2</sup>
		Cloison	1.4	kN/m <sup>2</sup>
		Mécanique/Plafond	0.5	kN/m <sup>2</sup>
		Total 3 <sup>e</sup> étage bâtiment	3.16	kN/m <sup>2</sup>
			322	kg/m <sup>2</sup>
2 <sup>e</sup> étage	4 zones différentes avec des charges différentes			
	Hypothèse : Répartition des charges moyennes sur une dalle unique	BF 2 <sup>e</sup> étage	2.1	kN/m <sup>2</sup>
		Répartition FF	1.1	kN/m <sup>2</sup>
		Total 2 <sup>e</sup> étage bâtiment	3.21	kN/m <sup>2</sup>
		327	kg/m <sup>2</sup>	







## ANNEXE IX

### CARACTÉRISTIQUES MODALES DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

Tableau-A IX-1 Résultats de l'analyse modale du modèle cadre nu calibré

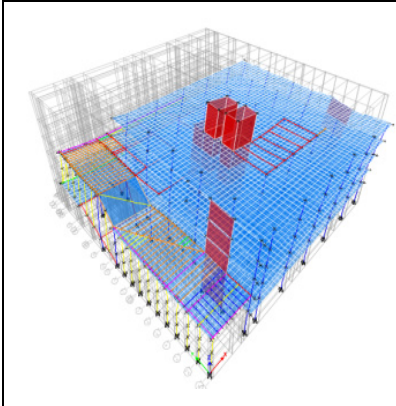
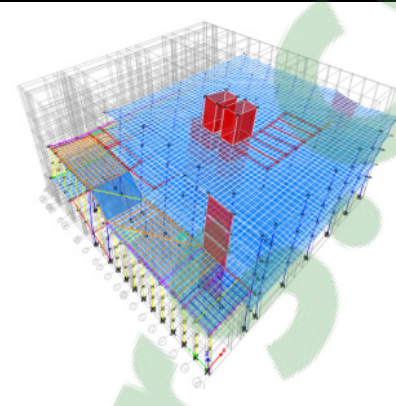
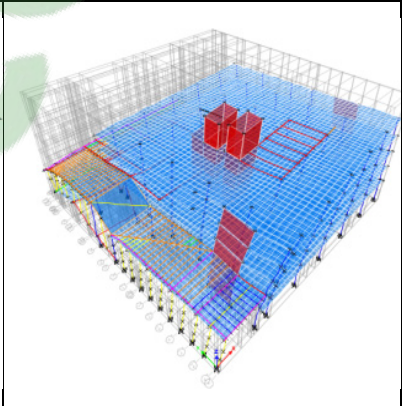
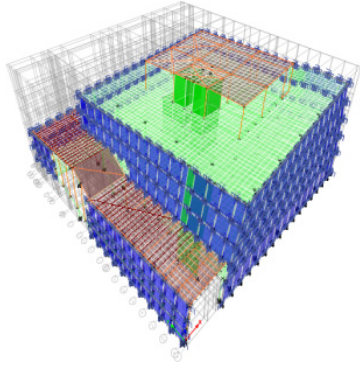
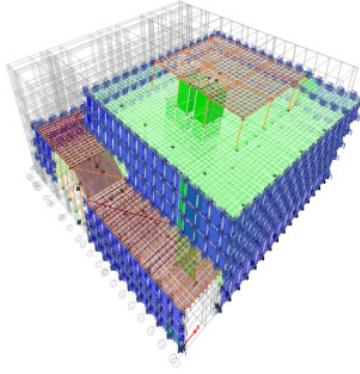
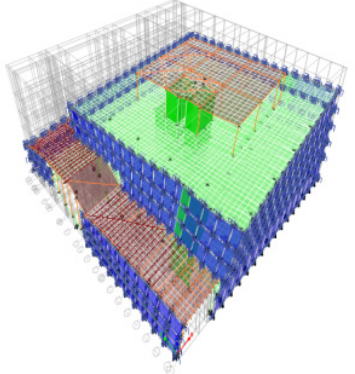
		
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y	Mode 3 Torsion selon Z
Fréquence en Hz 1.681	Fréquence en Hz 1.992	Fréquence en Hz 2.410

Tableau-A IX-2 Résultats de l'analyse modale du modèle cadre complet calibré de la MDE

		
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y	Mode 3 Torsion selon Z
Fréquence en Hz 1.724	Fréquence en Hz 1.969	Fréquence en Hz 2.387

## ANNEXE X

### APPORT DE RIGIDITÉ ET DE MASSE DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE LA MAISON DES ÉTUDIANTS

#### Apport de rigidité et de masse des murs de maçonnerie

Tableau-A X-1 Estimation de l'apport de rigidité et de masse des murs de maçonnerie

Étages	Masse (kg)		Étages	Masse (kg)	
Salle des machines	142 468		Salle des machines	142 468	
Toit	3 278 773		Toit	3 278 773	
5 <sup>e</sup>	2 440 598		5 <sup>e</sup>	2 440 598	
4 <sup>e</sup>	2 879 413		4 <sup>e</sup>	2 879 413	
3 <sup>e</sup>	2 612 778		3 <sup>e</sup>	2 612 778	
2 <sup>e</sup>	3 943 988		2 <sup>e</sup>	3 754 922	
Rez-de-chaussée	654 681		Rez-de-chaussée	459 206	
<b>Cadre nu</b>			<b>Cadre nu sans les murs de maçonnerie</b>		
$m_1$ (kg)	15 952 699		$m_2$ (kg)	15 568 158	
$f_1$ (Hz)	1.680		$f_2$ (Hz)	1.548	
$T_1$ (s)	0.595		$T_2$ (s)	0.646	
Ratio de la masse $m_1/m_2$		1.02	% Masse		2.5 %
Ratio de période $T_1/T_2$		0.92	% Période		-7.9 %
Ratio de rigidité $k_1/k_2$		1.21	% Rigidité		20.7 %

### Apport de rigidité et de masse des poutres secondaires

Tableau-A X-2 Estimation de l'apport de rigidité et de masse des poutres secondaires

Étages	Masse (kg)	Étages	Masse (kg)
Salle des machines	142 468	Salle des machines	142 468
Toit	3 278 773	Toit	3 278 773
5 <sup>e</sup>	2 440 598	5 <sup>e</sup>	2 440 598
4 <sup>e</sup>	2 879 413	4 <sup>e</sup>	2 871 821
3 <sup>e</sup>	2 612 778	3 <sup>e</sup>	2 601 836
2 <sup>e</sup>	3 943 988	2 <sup>e</sup>	3 943 988
Rez-de-chaussée	654 681	Rez-de-chaussée	654 681
Cadre nu		Cadre nu sans les poutres secondaires	
$m_1$ (kg)	15 952 699	$m_2$ (kg)	15 934 164
$f_1$ (Hz)	1.680	$f_2$ (Hz)	1.680
$T_1$ (s)	0.595	$T_2$ (s)	0.595
Ratio de la masse $m_1/m_2$	1.00	% Masse	0.1 %
Ratio de période $T_1/T_2$	1.00	% Période	0.0 %
Ratio de rigidité $k_1/k_2$	1.00	% Rigidité	0.1 %

### Apport de rigidité et de masse des murs rideaux

Tableau-A X-3 Estimation de l'apport de rigidité et de masse des murs rideaux

Étages	Masse (kg)	Étages	Masse (kg)
Salle des machines	413 960	Salle des machines	413 960
Toit	3 418 370	Toit	3 407 783
5 <sup>e</sup>	2 470 792	5 <sup>e</sup>	2 450 685
4 <sup>e</sup>	3 013 985	4 <sup>e</sup>	2 991 073
3 <sup>e</sup>	2 995 594	3 <sup>e</sup>	2 979 913
2 <sup>e</sup>	3 931 564	2 <sup>e</sup>	3 911 096
Rez-de-chaussée	618 637	Rez-de-chaussée	611 245
Cadre complet		Cadre complet sans les murs rideaux	
m <sub>1</sub> (kg)	16 862 902	m <sub>2</sub> (kg)	16 765 755
f <sub>1</sub> (Hz)	1.723	f <sub>2</sub> (Hz)	1.646
T <sub>1</sub> (s)	0.580	T <sub>2</sub> (s)	0.608
Ratio de la masse m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub>	1.01	% Masse	0.6 %
Ratio de période T <sub>1</sub> /T <sub>2</sub>	0.95	% Période	-4.6 %
Ratio de rigidité k <sub>1</sub> /k <sub>2</sub>	1.10	% Rigidité	10.2 %



## ANNEXE XI

### CHARGES PERMANENTES DE ARBORA

Tableau-A XI-1 Charges permanentes cadre nu

Étage	Charges	
Toiture	Composition toiture (revêtement)	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	0.40 kN/m <sup>2</sup>
	Charge permanente appentis	0.08 kN/m <sup>2</sup>
	Béton 50 mm	0.54 kN/m <sup>2</sup>
	Total toiture	2.82 kN/m <sup>2</sup> 288 kg/m <sup>2</sup>
8 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	0.50 kN/m <sup>2</sup>
	Total 8 <sup>e</sup> étage	2.30 kN/m <sup>2</sup> 235 kg/m <sup>2</sup>
7 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	0.50 kN/m <sup>2</sup>
	Total 7 <sup>e</sup> étage	2.30 kN/m <sup>2</sup> 235 kg/m <sup>2</sup>
6 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	1.00 kN/m <sup>2</sup>
	Total 6 <sup>e</sup> étage	2.80 kN/m <sup>2</sup> 286 kg/m <sup>2</sup>
5 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	1.00 kN/m <sup>2</sup>
	Total 5 <sup>e</sup> étage	2.80 kN/m <sup>2</sup> 286 kg/m <sup>2</sup>
4 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Terrasse	0.27 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	1.00 kN/m <sup>2</sup>
	Total 4 <sup>e</sup> étage	3.07 kN/m <sup>2</sup> 313 kg/m <sup>2</sup>
3 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Loggia	0.06 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	1.00 kN/m <sup>2</sup>
	Total 3 <sup>e</sup> étage	2.86 kN/m <sup>2</sup> 292 kg/m <sup>2</sup>
2 <sup>e</sup> étage	Béton + revêtement	1.80 kN/m <sup>2</sup>
	Loggia	0.06 kN/m <sup>2</sup>
	Stock	1.00 kN/m <sup>2</sup>
	Total 2 <sup>e</sup> étage	2.86 kN/m <sup>2</sup> 292 kg/m <sup>2</sup>

Tableau-A XI-2 Charges permanentes cadre complet

Étage	Charges		
Toiture	Cadre nu toiture	2.82	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Réservoir d'eau	0.00	kN/m <sup>2</sup>
	Total toiture	3.07	kN/m <sup>2</sup>
		313	kg/m <sup>2</sup>
8 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 8 <sup>e</sup> étage	2.30	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.04	kN/m <sup>2</sup>
	Total 8 <sup>e</sup> étage	2.59	kN/m <sup>2</sup>
		265	kg/m <sup>2</sup>
7 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 7 <sup>e</sup> étage	2.30	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.04	kN/m <sup>2</sup>
	Total 7 <sup>e</sup> étage	2.59	kN/m <sup>2</sup>
		265	kg/m <sup>2</sup>
6 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 6 <sup>e</sup> étage	2.80	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.04	kN/m <sup>2</sup>
	Total 6 <sup>e</sup> étage	3.09	kN/m <sup>2</sup>
		316	kg/m <sup>2</sup>
5 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 5 <sup>e</sup> étage	2.80	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.04	kN/m <sup>2</sup>
	Total 5 <sup>e</sup> étage	3.09	kN/m <sup>2</sup>
		316	kg/m <sup>2</sup>
4 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 4 <sup>e</sup> étage	3.07	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.01	kN/m <sup>2</sup>
	Total 4 <sup>e</sup> étage	3.34	kN/m <sup>2</sup>
		340	kg/m <sup>2</sup>
3 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 3 <sup>e</sup> étage	2.86	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Balcon acier	0.01	kN/m <sup>2</sup>
	Total 3 <sup>e</sup> étage	3.12	kN/m <sup>2</sup>
		319	kg/m <sup>2</sup>
2 <sup>e</sup> étage	Cadre nu 2 <sup>e</sup> étage	2.86	kN/m <sup>2</sup>
	Allocation mécanique	0.25	kN/m <sup>2</sup>
	Total 2 <sup>e</sup> étage	3.11	kN/m <sup>2</sup>
		318	kg/m <sup>2</sup>





## Cadre complet

Tableau-A XII-3 Incertitudes sur les valeurs des propriétés des matériaux à calibrer

Incertitudes	Matériaux	
	Béton C30/37	Bois CLT
Poids (kg/m <sup>3</sup> )	2900	
Poids +/- 20 %	2320	3480
Poids calibré	2380	
Diff %	-18 %	
Module Élasticité (MPa)	21500	
Module Élasticité +/-20 %	17200	25800
Module Élasticité calibré	25500	
Diff %	19 %	

Tableau-A XII-4 Incertitudes et nouvelles valeurs des charges permanentes

Incertitudes	Étages															
	Toiture	8 <sup>e</sup> étage		7 <sup>e</sup> étage		6 <sup>e</sup> étage		5 <sup>e</sup> étage		4 <sup>e</sup> étage		3 <sup>e</sup> étage		2 <sup>e</sup> étage		
Charge (kg/m <sup>2</sup> )	313	265		265		316		316		340		319		318		
Masse +/-5 %	297	329	251	278	251	278	300	331	300	331	323	357	303	334	302	333
Charge calibrée	297	251		251		300		300		323		303		302		
Diff %	-5 %															

## ANNEXE XIII

### CARACTÉRISTIQUES MODALES DU MODÈLE D'ÉLÉMENTS FINIS DE ARBORA

Tableau-A XIII-1 Résultats de l'analyse modale du modèle cadre nu calibré

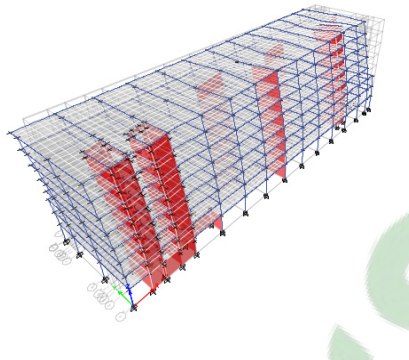
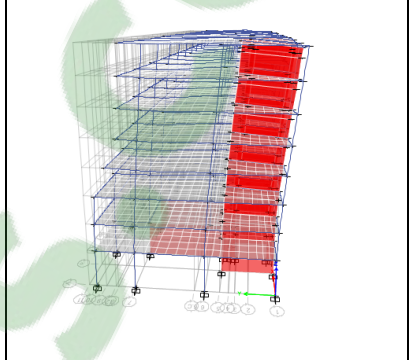
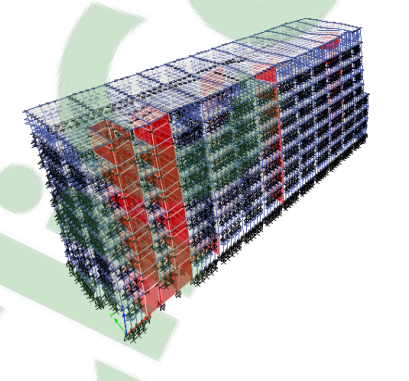
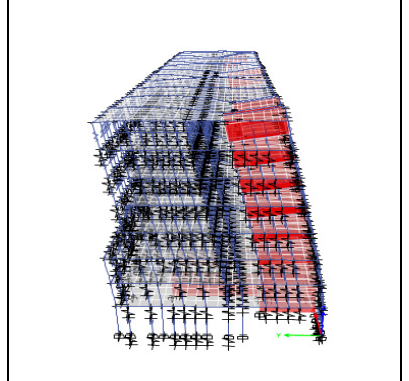
	
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y
Fréquence en Hz 1.546 Hz	Fréquence en Hz 1.675 Hz

Tableau-A XIII-2 Résultats de l'analyse modale du modèle cadre complet calibré

	
Mode 1 Translation selon X	Mode 2 Translation selon Y
Fréquence en Hz 1.953 Hz	Fréquence en Hz 2.045 Hz



## ANNEXE XIV

### APPORT DE RIGIDITÉ ET DE MASSE DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX DE ARBORA

#### Apport de rigidité et de masse des cloisons

Tableau-A XIV-1 Estimation de l'apport de rigidité et de masse des cloisons

Étages	Masse (kg)		Étages	Masse (kg)
Toit	558 321		Toit	546 576
8 <sup>e</sup>	646 240		8 <sup>e</sup>	593 833
7 <sup>e</sup>	664 120		7 <sup>e</sup>	595 432
6 <sup>e</sup>	717 658		6 <sup>e</sup>	648 970
5 <sup>e</sup>	755 473		5 <sup>e</sup>	685 894
4 <sup>e</sup>	855 341		4 <sup>e</sup>	782 199
3 <sup>e</sup>	852 191		3 <sup>e</sup>	776 375
2 <sup>e</sup>	1 612 475		2 <sup>e</sup>	1 555 613
Rez-de-chaussée	248 122		Rez-de-chaussée	248 122
<b>Cadre complet</b>			<b>Cadre complet sans les cloisons</b>	
m <sub>1</sub> (kg)	6 909 940		m <sub>2</sub> (kg)	6 433 013
f <sub>1</sub> (Hz)	1.953		f <sub>2</sub> (Hz)	1.748
T <sub>1</sub> (s)	0.512		T <sub>2</sub> (s)	0.572
Ratio de la masse m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub>	1.07		% Masse	7.4 %
Ratio de période T <sub>1</sub> /T <sub>2</sub>	0.90		% Période	-10.5 %
Ratio de rigidité k <sub>1</sub> /k <sub>2</sub>	1.34		% Rigidité	34.1 %

### Apport de rigidité et de masse des façades

Tableau-A XIV-2 Estimation de l'apport de rigidité et de masse des façades

Étages	Masse (kg)	Étages	Masse (kg)
Toit	558 321	Toit	526 074
8 <sup>e</sup>	646 240	8 <sup>e</sup>	523 650
7 <sup>e</sup>	664 120	7 <sup>e</sup>	539 931
6 <sup>e</sup>	717 658	6 <sup>e</sup>	593 469
5 <sup>e</sup>	755 473	5 <sup>e</sup>	629 685
4 <sup>e</sup>	855 341	4 <sup>e</sup>	724 490
3 <sup>e</sup>	852 191	3 <sup>e</sup>	705 083
2 <sup>e</sup>	1 612 475	2 <sup>e</sup>	1 483 756
Rez-de-chaussée	248 122	Rez-de-chaussée	192 956
Cadre complet		Cadre complet sans les façades	
m <sub>1</sub> (kg)	6 909 940	m <sub>2</sub> (kg)	5 919 093
f <sub>1</sub> (Hz)	1.953	f <sub>2</sub> (Hz)	2.010
T <sub>1</sub> (s)	0.512	T <sub>2</sub> (s)	0.498
Ratio de la masse m <sub>1</sub> /m <sub>2</sub>	1.17	% Masse	16.7 %
Ratio de période T <sub>1</sub> /T <sub>2</sub>	1.03	% Période	2.8 %
Ratio de rigidité k <sub>1</sub> /k <sub>2</sub>	1.10	% Rigidité	10.2 %

## ANNEXE XV

### CALCUL DE LA RIGIDITÉ LATÉRALE DE LA MDE ET DE ARBORA

Tableau-A XV-1 Rigidité latérale de chaque étage de la MDE dans la direction X avec et sans les CNS

<b>Direction X - sans les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	241.4	70.7	1.41E+08
5 <sup>e</sup>	170.7	58.4	1.71E+08
4 <sup>e</sup>	112.3	74.6	1.34E+08
3 <sup>e</sup>	37.7	15.9	6.29E+08
2 <sup>e</sup>	21.8	21.8	4.59E+08
Rez-de-chaussée	0.0	-	-
<b>Direction X - avec les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	201.5	71.3	1.40E+08
5 <sup>e</sup>	130.2	64.5	1.55E+08
4 <sup>e</sup>	65.7	49.9	2.00E+08
3 <sup>e</sup>	15.8	12.9	7.75E+08
2 <sup>e</sup>	2.9	2.9	3.45E+09
Rez-de-chaussée	0.0	-	-

Tableau-A XV-2 Rigidité latérale de chaque étage de la MDE dans la direction Y avec et sans les CNS

<b>Direction Y- sans les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) $\times 10^{-3}$	Déplacement interétage (mm) $\times 10^{-3}$	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	734.6	156.6	6.39E+04
5 <sup>e</sup>	578.0	144.3	6.93E+04
4 <sup>e</sup>	433.7	188.5	5.31E+04
3 <sup>e</sup>	245.2	47.4	2.11E+05
2 <sup>e</sup>	197.8	197.8	5.06E+04
Rez-de-chaussée	0	-	-
<b>Direction Y - avec les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) $\times 10^{-3}$	Déplacement interétage (mm) $\times 10^{-3}$	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	469.8	122.2	8.18E+04
5 <sup>e</sup>	347.6	110.4	9.06E+04
4 <sup>e</sup>	237.2	104.6	9.56E+04
3 <sup>e</sup>	132.6	35.0	2.86E+05
2 <sup>e</sup>	97.6	97.6	1.02E+05
Rez-de-chaussée	0.00	-	-



Tableau-A XV-3 Rigidité latérale de chaque étage de ARBORA dans la direction X avec et sans les CNS

<b>Direction X - sans les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	382.3	54.1	1.85E+05
8 <sup>e</sup>	328.2	53.8	1.86E+05
7 <sup>e</sup>	274.5	54.7	1.83E+05
6 <sup>e</sup>	219.8	58.0	1.72E+05
5 <sup>e</sup>	161.8	62.2	1.61E+05
4 <sup>e</sup>	99.7	57.3	1.75E+05
3 <sup>e</sup>	42.4	35.1	2.85E+05
2 <sup>e</sup>	7.4	7.4	1.36E+06
Rez-de-chaussée	0.0	-	-
<b>Direction X - avec les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	84.0	14.9	6.71E+05
8 <sup>e</sup>	69.1	14.6	6.85E+05
7 <sup>e</sup>	54.5	13.9	7.19E+05
6 <sup>e</sup>	40.6	13.0	7.69E+05
5 <sup>e</sup>	27.6	11.8	8.47E+05
4 <sup>e</sup>	15.8	9.6	1.04E+06
3 <sup>e</sup>	6.2	5.1	1.96E+06
2 <sup>e</sup>	1.1	1.1	9.09E+06
Rez-de-chaussée	0.0	-	-

Tableau-A XV-4 Rigidité latérale de chaque étage de ARBORA dans la direction Y avec et sans les CNS

<b>Direction Y- sans les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	1883.1	409.5	2.44E+04
8 <sup>e</sup>	1473.6	386.1	2.59E+04
7 <sup>e</sup>	1087.5	349.1	2.86E+04
6 <sup>e</sup>	738.5	301.6	3.32E+04
5 <sup>e</sup>	436.9	234.4	4.27E+04
4 <sup>e</sup>	202.5	118.5	8.44E+04
3 <sup>e</sup>	84.0	63.7	1.57E+05
2 <sup>e</sup>	20.4	20.4	4.91E+05
Rez-de-chaussée	0.0	-	-
<b>Direction Y - avec les composants non structuraux</b>			
Force latérale appliquée au toit (F) = 10000 N			
Étage	Déplacement latéral (mm) x10 <sup>-3</sup>	Déplacement interétage (mm) x10 <sup>-3</sup>	Rigidité latérale de chaque étage (kN/m)
Toiture	289.4	62.5	1.60E+05
8 <sup>e</sup>	226.9	58.7	1.70E+05
7 <sup>e</sup>	168.2	53.5	1.87E+05
6 <sup>e</sup>	114.7	45.9	2.18E+05
5 <sup>e</sup>	68.8	35.9	2.79E+05
4 <sup>e</sup>	32.9	22.7	4.41E+05
3 <sup>e</sup>	10.2	8.9	1.12E+06
2 <sup>e</sup>	1.3	1.3	7.69E+06
Rez-de-chaussée	0.0	-	-

## LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Al-Chaar, Ghassan. 2002. *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. Engineer Research and Development Center Champaign IL Construction Engineering Research Lab.
- Allemang, Randall 2003. «The modal assurance criterion – twenty years of use and abuse». *Sound and vibration*, vol. 37, n° 8, p. 14-23.
- Amanat, Khan Mahmud, et Ekramul Hoque. 2006. «A rationale for determining the natural period of RC building frames having infill». *Engineering structures*, vol. 28, n° 4, p. 495-502.
- Arnold, C. 1991. «The seismic response of non-structural elements in buildings». *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, vol. 24, n° 4, p. 306-316.
- Asgarian, Amin, et G McClure. 2012. «Impact of seismic retrofit and presence of terra cotta masonry walls on the dynamic properties of a hospital building in Montreal, Canada». In *Masters Abstracts International*. Vol. 51.
- ATC, Structural Engineers Association of California et United States National Bureau of Standards. 1978. «Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings: a cooperative effort with the design professions, building code interests, and the research community». *ATC publication, U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards*.
- Bachman, R, et S Dowty. 2008. «Is it a Nonstructural Component or a Nonbuilding Structure?». *Structure Magazine*.
- Bertero, Vitelmo, et Steven Brokken. 1983. «Infills in seismic resistant building». *Journal of Structural Engineering*, vol. 109, n° 6, p. 1337-1361.
- Nordic Structure Bois. 2015. *Plan structure de ARBORA*.
- Boutin, Mathieu. 2013. « Comportement dynamique et modélisation des écoles avec murs de maçonnerie non armée ». Sherbrooke, Université de Sherbrooke.
- Braga, F, V Manfredi, A Masi, A Salvatori et M Vona. 2011. «Performance of non-structural elements in RC buildings during the L’Aquila, 2009 earthquake». *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, n° 1, p. 307-324.
- Brincker, Rune, et Carlos Ventura. 2015. *Introduction to operational modal analysis*. John Wiley & Sons.

- Brincker, Rune, Lingmi Zhang et Palle Andersen. 2001. «Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition». *Smart materials and structures*, vol. 10, n° 3, p. 441.
- Brownjohn, James, Ki-Young Koo, Christos Basagiannis, Aiham Alskif et Amukena Ngonda. 2013. «Vibration monitoring and condition assessment of the University of Sheffield Arts Tower during retrofit». *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, vol. 3, n° 3, p. 153-168.
- Bruneau, Michel. 1994. «State-of-the-art report on seismic performance of unreinforced masonry buildings». *Journal of Structural Engineering*, vol. 120, n° 1, p. 230-251.
- Caterino, Nicola, Marta Del Zoppo, Giuseppe Maddaloni, Antonio Bonati, Giovanni Cavanna et Antonio Occhiuzzi. 2017. «Seismic assessment and finite element modelling of glazed curtain walls». *Struct Eng Mech*, vol. 61, n° 1, p. 77-90.
- CEB. 1996. *RC frames under earthquake loading: state of the art report*, 231. Thomas Telford.
- Celebi, M, A Sanli, M Sinclair, S Gallant et D Radulescu. 2004. «Real-time seismic monitoring needs of a building owner-and the solution: a cooperative effort». *Earthquake Spectra*, vol. 20, n° 2, p. 333-346.
- Chaker, Amar A, et Arslan Cherifati. 1999. «Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 28, n° 9, p. 1061-1065.
- Chen, Yongqi, et TT Soong. 1988. «Seismic response of secondary systems». *Engineering Structures*, vol. 10, n° 4, p. 218-228.
- Chopra, Anil K, et Rakesh K Goel. 2002. «A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 31, n° 3, p. 561-582.
- Chopra, Anil K, et Rakesh K Goel. 2004. «A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 33, n° 8, p. 903-927.
- Chrysostomou, Christis Zenon. 1991. «Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames». Ithaca, Cornell University.
- Clough, Ray W, et Joseph Penzien. 2003. *Dynamics of Structures*. Berkeley, CA, USA: Computers & Structures. Inc.
- CNRC. 1970. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.

- CNRC. 1975. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 1980. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 1985. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 1990. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 1995. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 2005. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 2010. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- CNRC. 2015. *Code national du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ont.
- Corbane, Christina, Keiko Saito, Luca Dell'Oro, Einar Bjorgo, Stuart PD Gill, Bobby Emmanuel Piard, Charles K Huyck, Thomas Kemper, Guido Lemoine et Robin JS Spence. 2011. «A comprehensive analysis of building damage in the 12 January 2010 MW7 Haiti earthquake using high-resolution satellite and aerial imagery». *Photogrammetric Engineering & Remote Sensing*, vol. 77, n° 10, p. 997-1009.
- Cremona, Christian, Flávio de Souza Barbosa et Alireza Alvandi. 2003. «Identification modale sous excitation ambiante : Application à la surveillance des ponts ». *Mécanique & industries*, vol. 4, n° 3, p. 259-271.
- Crisafulli, Francisco J, Athol J Carr et Robert Park. 2000. «Analytical modelling of infilled frame structures-a general review». *Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 33, n° 1, p. 30-47.
- Crisafulli, Francisco Javier. 1997. «Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills». Christchurch, University of Canterbury. <<http://hdl.handle.net/10092/1221>>.
- Crowley, Helen, et Rui Pinho. 2006. «Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings». In *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*. p. 11-22.
- CSA. 2014. *Seismic risk reduction of operational and functional components (OFCs) of buildings*. Mississauga, Ont, 129 p.
- CSI. 2015. *ETABS*. (Version 15.0.0). Berkeley: Computers and Structures inc.

- Dell'Acqua, Fabio, Christian Bignami, Marco Chini, Gianni Lisini, Diego Aldo Polli et Salvatore Stramondo. 2011. «Earthquake damages rapid mapping by satellite remote sensing data: L'Aquila april 6th, 2009 event». *IEEE Journal of Selected Topics in Applied Earth Observations and Remote Sensing*, vol. 4, n° 4, p. 935-943.
- Devin, A, et PJ Fanning. 2012. «Impact of nonstructural components on modal response and structural damping». In *Topics on the Dynamics of Civil Structures, Volume 1*. p. 415-421. Springer.
- Devin, A, PJ Fanning et Aleksandar Pavic. 2015. «Modelling effect of non-structural partitions on floor modal properties». *Engineering Structures*, vol. 91, p. 58-69.
- Devisubox.2016.«ARBORA».<<https://www.devisubox.com/dv/dv.php5?pgl=Project/interface&sRef=ADVWWYC5>>.
- Dhakal, Rajesh P, Greg A MacRae et Keith Hogg. 2011. «Performance of ceilings in the February 2011 Christchurch earthquake». *Bulletin of the New Zealand Society for earthquake engineering*, vol. 44.
- Dorji, Jigme, et David P Thambiratnam. 2009. «Modelling and analysis of infilled frame structures under seismic loads». *Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 3, p. 119-126.
- Doudoumis, I, E Mitsopoulou et N Charalambakis. 1995. «The influence of the friction coefficients on the uniqueness of the solution of the unilateral contact problem». In *Contact mechanics*. p. 79-86. Springer.
- Doudoumis, IN. 2007. «Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frames under monotonic loading». *Engineering Structures*, vol. 29, n° 6, p. 1004-1024.
- Durrani, Ahmad J, et YH Luo. 1994. «Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills». In *Technical Report*. p. 1-8. National Center for Earthquake Engineering Research.
- El-Dakhkhni, Wael W, Mohamed Elgaaly et Ahmad A Hamid. 2003. «Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames». *Journal of Structural Engineering*, vol. 129, n° 2, p. 177-185.
- Falati, Shahram. 1999. «The contribution of non-structural components to the overall dynamic behaviour of concrete floor slabs». University of Oxford.
- FEMA. 2000. *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA-356*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.

- Freeman, Sigmund A. 1977. «Racking tests of high-rise building partitions». *Journal of the Structural Division*, vol. 103, n° 8, p. 1673-1685.
- Gaiotti, Regina, et Bryan Stafford Smith. 1992. «Stiffening of moment-resisting frame by precast concrete cladding». *Precast/prestressed concrete institute journal*, vol. 37, n° 5.
- Gentile, C, et A Saisi. 2007. «Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment». *Construction and Building Materials*, vol. 21, n° 6, p. 1311-1321.
- Gilles, Damien, et G McClure. 2008. «Development of a period database for buildings in Montreal using ambient vibrations». In *14th world conference on earthquake engineering*. (Beijing, China).
- Gilles, Damien, et Ghyslaine McClure. 2012. «Measured natural periods of concrete shear wall buildings: insights for the design of Canadian buildings». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 39, n° 8, p. 867-877.
- Gilles, Damien, Ghyslaine McClure et Luc E Chouinard. 2011. «Uncertainty in fundamental period estimates leads to inaccurate design seismic loads». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 38, n° 8, p. 870-880.
- Goel, Rakesh K, et Anil K Chopra. 1997. «Period formulas for moment-resisting frame buildings». *Journal of Structural Engineering*, vol. 123, n° 11, p. 1454-1461.
- Goel, Rakesh K, et Anil K Chopra. 1998. «Period formulas for concrete shear wall buildings». *Journal of Structural Engineering*, vol. 124, n° 4, p. 426-433.
- Hall, John F, WT Holmes et P Somers. 1994. «Northridge earthquake, January 17, 1994». *Preliminary reconnaissance report*.
- Heerema, Paul, Marwan Shedid, Dimitrios Konstantinidis et Wael El-Dakhakhni. 2015. «System-level seismic performance assessment of an asymmetrical reinforced concrete block shear wall building». *Journal of Structural Engineering*, vol. 141, n° 12, p. 04015047.
- Hirde, Suchita, et Ganga Tepugade. 2014. «Seismic Performance of Multi-storey Building with Soft Storey at Different Level with RC Shear Wall». *International Journal of Current Engineering and Technology E-ISSN*, p. 2277-4106.
- Holmes, Malcolm. 1961. «Steel frames with brickwork and concrete infilling». *proceedings of the Institution of civil Engineers*, vol. 19, n° 4, p. 473-478.

- International Code Council, Building Officials and Code Administrators International. 2000. *International Building Code: 2000*. Country Club Hills, Ill.: Building Officials and Code Administrators International
- Jónsson, Örvar. 2014. «The dynamic behaviour of multi-story reinforced concrete building in a seismic and windy environment». Reykjavik, University of Reykjavik.
- Kaynardağ, Korkut, et Serdar Soyoz. 2017. «Effect of identification on seismic performance assessment of a tall building». *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 15, n° 8, p. 3227-3243.
- König, G. 1991. «The state of the art in earthquake engineering research». *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*, p. 2-22.
- Lagorio, Henry J. 1990. *Earthquakes: an architect's guide to nonstructural seismic hazards*. Wiley.
- Lamarche, Charles-Philippe, Jean Proulx, Patrick Paultre, Martin Turek, Carlos E Ventura, Thien Phu Le et Cedrik Levesque. 2009. «Toward a better understanding of the dynamic characteristics of single-storey braced steel frame buildings in Canada». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 36, n° 6, p. 969-979.
- Lee, Han-Seon, et Sung-Woo Woo. 2002. «Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 31, n° 2, p. 353-378.
- Lefebvre, Karine. 2012. « Étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 1960 ». École de technologie supérieure.
- Li, Bing, Colin F Duffield et Graham L Hutchinson. 2009. «The influence of non-structural components on the serviceability performance of high-rise buildings». *Australian Journal of Structural Engineering*, vol. 10, n° 1, p. 53-62.
- Li, Bing, Colin F Duffield et Graham L Hutchinson. 2010. «Contribution of typical non-structural components to the performance of high-rise buildings based on field reconnaissance». *Journal of Building Appraisal*, vol. 6, n° 2, p. 129-151.
- Li, Bing, Colin F Duffield et Graham L Hutchinson. 2011. «The influence of non-structural components on tall building stiffness». *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 20, n° 7, p. 853-870.
- Littler, JD, BR Ellis, AP Jeary et BE Lee. 1988. «The measurement of the dynamic response of Sheffield Arts Tower to wind loading». In *Proc. 4th Int. Conf. on Tall buildings, Hong Kong and Shanghai, April*. p. 259-265.



- Lu, Yong. 2002. «Comparative study of seismic behavior of multi-story reinforced concrete framed structures». *Journal of structural engineering*, vol. 128, n° 2, p. 169-178.
- Malenfant, P. 2013. « Plan structure de la Maison des Étudiants ».
- MathWorks. 2011. *Matlab*. Natick, MA.
- McDonnell, B. 2001. «What Businesses Learned from the Nisqually Earthquake of February 28, 2001». *The Cascadia Region Earthquake Workgroup (CREW), Seattle (www.crew.org)*.
- McKevitt, WE, PAM Timler et KK Lo. 1995. «Nonstructural damage from the Northridge earthquake». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 22, n° 2, p. 428-437.
- Mehrabi, Armin B, P Benson Shing, Michael P Schuller et James L Noland. 1996. «Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames». *Journal of Structural engineering*, vol. 122, n° 3, p. 228-237.
- Melchers, RE. 1990. *Newcastle earthquake study*. 0858255162. Australia: Institution of Engineers, 155 p.
- Memari, Ali M, Ali Shirazi, Paul A Kremer et Richard A Behr. 2011. «Development of finite-element modeling approach for lateral load analysis of dry-glazed curtain walls». *Journal of Architectural Engineering*, vol. 17, n° 1, p. 24-33.
- Memari, Ali M. 2013. *Curtain wall systems: a primer* Pennsylvania: ASCE, 228 p.
- Michel, Clotaire. 2007. « Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville- Apport des techniques expérimentales in situ-Application à Grenoble ». Grenoble, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.
- Michel, Clotaire, Philippe Guéguen et Pierre-Yves Bard. 2008. «Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions». *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 28, n° 8, p. 593-604.
- Micromed S.p.A. 2011. «Software Grilla». <<http://www.tromino.eu/>>.
- Middleton, CJ, et Aleksandar Pavic. 2013. «The dynamic stiffening effects of non-structural partitions in building floors». In *Topics in Dynamics of Civil Structures, Volume 4*. p. 513-519. Springer.
- Miranda, Eduardo. 1999. «Approximate seismic lateral deformation demands in multi-story buildings». *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, n° 4, p. 417-425.

- Miskovic, Z, A Pavic et P Reynolds. 2009. «Effects of full-height nonstructural partitions on modal properties of two nominally identical building floors». *Canadian journal of civil engineering*, vol. 36, n° 7, p. 1121-1132.
- Naeim, Farzad, et Roy Lobo. 1998. «Performance of Non-structural Components during the January 17, 1994 Northridge Earthquake – Case Studies of Six Instrumented Multi-story Buildings». In *Proceedings of the Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Nonstructural Components, ATC-29-1, San Francisco, CA*. p. 107-119. Citeseer.
- Negro, Paolo, et Guido Verzeletti. 1996. «Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudodynamic tests». *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 25, n° 8, p. 753-773.
- Oliveira, CS, et M Navarro. 2010. «Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques». *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 8, n° 3, p. 609-642.
- Paquette, Louis-Gabriel. 2011. *Caractérisation des bâtiments comprenant de la maçonnerie non renforcée et de leurs propriétés dynamiques*. Université de Sherbrooke.
- Peeters, Bart, et CE Ventura. 2003. «Comparative study of modal analysis techniques for bridge dynamic characteristics». *Mechanical Systems and Signal Processing*, vol. 17, n° 5, p. 965-988.
- Pernica, G. 1987. «Effect of architectural components on the dynamic properties of a long-span floor system». *Canadian journal of civil engineering*, vol. 14, n° 4, p. 461-467.
- Phan, Long T, et Andrew W Taylor. 1996. *State of the art report on seismic design requirements for nonstructural building components*. DIANE Publishing.
- Polyakov, SV. 1960. «On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall». *Translations in earthquake engineering*, vol. 2, n° 3, p. 36-42.
- Porter, Keith. 2005. *Taxonomy of nonstructural building components*. Berkeley, CA, 58 p.
- Quayyum, Shahriar, Islam Mohammad Nazmul, Most Mahbuba Iasmin et Khan Mahmud Amanat. 2010. «Effects of randomly distributed infill on columns of reinforced concrete frames with soft ground storey». *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, vol. 10, n° 03, p. 555-569.
- Ren, Wei-Xin, et Hua-Bing Chen. 2010. «Finite element model updating in structural dynamics by using the response surface method». *Engineering Structures*, vol. 32, n° 8, p. 2455-2465.

- Saatcioglu, Murat, et JagMohan Humar. 2003. «Dynamic analysis of buildings for earthquake-resistant design». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, n° 2, p. 338-359.
- San Bartolomé, A. 1990. « Colección del Ingeniero Civil ». *Libro*, n° 4.
- Satake, Makoto, Tatsuharu Kobayashi, Jyunpei Uemoto, Toshihiko Umehara, Shoichiro Kojima, Takeshi Matsuoka, Akitsugu Nadai et Seiho Uratsuka. 2012. «Damage estimation of the Great East Japan earthquake with airborne SAR (PI-SAR2) data». In *Geoscience and Remote Sensing Symposium (IGARSS), 2012 IEEE International*. p. 1190-1191. IEEE.
- Shing, PB, AB Mehrabi, M Schuller et JL Noland. 1994. «Experimental evaluation and finite element analysis of masonry-infilled R/C frames». In *Analysis and Computation*. p. 84-93. ASCE.
- Shirazi, Ali. 2005. «Development of a seismic vulnerability evaluation procedure for architectural glass curtain walls». Ph. D. Thesis, The Pennsylvania State University, University Park, PA.
- Shooner, A. 2014. « Plan d'architecture de la Maison des Étudiants ».
- Smith, Bryan Stafford. 1967. «Methods for predicting the lateral stiffness and strength of multi-storey infilled frames». *Building Science*, vol. 2, n° 3, p. 247-257.
- Sofi, Massoud, James Helal, Elisa Lumantarna, Colin Duffield et Priyan A Mendis. 2014. «The Effects of Building Parameters on the Modal Displacement Shapes of Tall Buildings».
- Sofi, Massoud, Elisa Lumantarna, Colin Duffield et Priyan Mendis. 2013. «Effects of Interior Partition Walls on Natural Period of High Rise Buildings». *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, p. 11.
- Standard Association of Australia. 1993. *Minimum Design Loads on Structures*,.
- Su, RKL, Adrian M Chandler, M Neaz Sheikh et NTK Lam. 2005. «Influence of non-structural components on lateral stiffness of tall buildings». *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 14, n° 2, p. 143-164.
- Sucuoğlu, Haluk, et CV Giriya Vallabhan. 1997. «Behaviour of window glass panels during earthquakes». *Engineering structures*, vol. 19, n° 8, p. 685-694.
- SVIBS. 2011. «Artemis Extractor». In *Danemark: Structural Vibration Solutions A/S*. <<http://www.svibs.com/solutions/papers.aspx>>.
- Syrmakezis, C, et A Vratsanou. 1986. «Influence of Infill Walls to RC Frames Reponses». In *The Eight European Conference on Earthquake Engineering*. (Lisabon), p. 7.

- Taghavi, Shahram, et Eduardo Miranda. 2003. *Response assessment of nonstructural building elements*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Tischer, H, D Mitchell et G McClure. 2012. «Ambient vibration measurements of dynamic properties of school buildings in Montreal (Quebec)». In *Proceedings of the 43rd Structures Congress, Chicago, Illinois*. p. 29-31.
- Treehugger. 2015. «World's largest Cross-Laminated Timber apartment complex being built in Montrea». <<https://www.treehugger.com/green-architecture/worlds-largest-cross-laminated-timber-apartment-complex-being-built-montreal.html>>.
- Tremblay, Robert. 2005. «Fundamental periods of vibration of braced steel frames for seismic design». *Earthquake Spectra*, vol. 21, n° 3, p. 833-860.
- Tsang, S, et C Williams. 1988. «Application of experimental modal analysis to full-scale civil engineering structures». In *Proceedings of the Third International Conference on Recent Advances in Structural Dynamics*.

- Turek, Martin, Katherine Thibert, Carlos Ventura et Steven Kuan. 2006. «Ambient vibration testing of three unreinforced brick masonry buildings in Vancouver, Canada». In *Proceedings of the 24th International Modal Analysis Conference (IMAC), Saint Louis, MI, USA*.
- Turek, Martin, Carlos E Ventura et Katherine Thibert. 2008. «Dynamic Characteristics of Tall Buildings in Vancouver, Canada». In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*. p. 1-10.
- Ventura, Carlos E, Jean-François Lord et Robert D Simpson. 2002. «Effective use of ambient vibration measurements for modal updating of a 48 storey building in Vancouver, Canada». In *International Conference on "Structural Dynamics Modeling – Test, Analysis, Correlation and Validation*. (Madeira Island, Portugal).
- Wu, JR, et QS Li. 2004. «Finite element model updating for a high-rise structure based on ambient vibration measurements». *Engineering Structures*, vol. 26, n° 7, p. 979-990.

