Évaluation de la vulnérabilité sismique des églises en maçonnerie non armée bâties selon le plan Conefroy

par

Roxanne CARRIER

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A

MONTRÉAL, LE 18 DÉCEMBRE 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

 Roxanne Carrier, 2020



Cette licence Creative Commons signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

Mme Maria Adelaide Parisi, codirectrice de mémoire
Département d'architecture, ingénierie de la construction et environnement bâti à la Politecnico di Milano

M. Pierre Bélanger, président du jury
Département de génie mécanique à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Daniel Mongeau, examinateur externe
SDK et associés inc.

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

LE 14 DÉCEMBRE 2020

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

En premier lieu, j'aimerais remercier le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie (CRSNG), le Font de Recherche Nature et Technologies (FRQNT) et l'École de Technologie Supérieure (ÉTS) pour le soutien financier de ce projet.

J'aimerais ensuite remercier ma directrice de recherche, Marie-José Nollet. Ta disponibilité et tes conseils m'ont permis de m'épanouir dans mon projet de recherche. Tu as aussi su trouver les bons mots me permettant de me dépasser lorsque j'avais des doutes et par le fait même, de grandir personnellement.

Merci à ma codirectice, professeure Parisi, pour son expertise et ses conseils tout au long de ce projet ainsi que de m'avoir offert l'opportunité d'effectuer un stage de recherche à la Politecnico di Milano. Je remercie aussi le Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE), le Supplément Michael-Smith du CRSNG et l'ÉTS pour le support financier additionnel ayant permis ce stage de recherche. Cette expérience fut bénéfique pour mon projet de recherche ainsi que pour mon épanouissement personnel.

Un merci particulier à Azarm pour son continuel support moral et technique tout au long de ce projet. Il fut grandement apprécié.

Merci aux techniciens de laboratoire Sébastien, Jonathan, Sylvain et Mauricio pour leurs disponibilités, ainsi que leur partage de connaissances. Merci aussi à Antoine et Jean-François Belleau pour le partage d'information. Grand merci aux responsables et aux paroissiens de l'église Sainte-Famille pour leurs nombreuses disponibilités, me permettant ainsi de bien réussir ce projet de recherche.

Merci à Patrice, Magali et Karine pour les pauses (non nécessaires) qui m'ont permis d'ajouter de la joie à mes journées. Mes deux années auraient été beaucoup moins agréables sans vous.

À Suze pour sa joie de vivre contagieuse et pour sa constante disponibilité. À Gessica pour son partage de connaissances sur le projet et sur la vie en Italie.

Un grand merci à mon fiancé Félix pour le support moral tout au long de ce projet. Je ne te remercierais jamais assez de m'avoir soutenue dans mon échange et de m'avoir rejoint le temps d'un week-end à Rome.

Finalement, merci à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce projet de recherche.

Évaluation de la vulnérabilité sismique des églises en maçonnerie non armée bâties selon le plan Conefroy

Roxanne CARRIER

RÉSUMÉ

Le Québec est caractérisé par un aléa de moyenne sismicité et les précédents tremblements de terre ont démontré la grande capacité de propagation des ondes sismiques dans le sol. Ces deux facteurs peuvent résulter en des dommages importants aux bâtiments historiques, construits principalement de maçonnerie de pierre. La maçonnerie non armée (MNA) est un matériau reconnu pour sa vulnérabilité aux tremblements de terre, laquelle a été observée durant les séismes historiques au Québec et ailleurs dans le monde. La province héberge environ de 900 établissements religieux (Québec, 2013). Uniquement sur l'île de Montréal, 108 églises en MNA, construites avant 1945, ont été répertoriées grâce à une recherche antérieure. Ces structures sont particulièrement vulnérables à cause de leurs murs élancés comportant de grandes ouvertures. Un examen de l'inventaire a permis de regrouper les églises en fonction du type de façade afin d'étudier leur vulnérabilité structurale aux séismes. Ainsi, les typologies Néo-Roman, Baillargé, Conefroy et Italienne Baroque sont avancées. Ce mémoire se concentre sur la typologie Conefroy, très présente sur le territoire québécois.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique de cette typologie est réalisée avec une étude de cas : l'église Sainte-Famille de Boucherville. L'étude des caractéristiques architecturales et structurales ainsi que des quelques dommages observés lors des séismes passés a permis de constater des similitudes entre les églises du Québec et celles d'Italie. C'est pourquoi l'étude de la vulnérabilité est réalisée en suivant la méthodologie italienne basée sur le principe de l'identification de macroéléments et la reconnaissance de leur mécanisme de rupture suite à un relevé des caractéristiques géométriques et structurales. Or, certaines spécificités des églises Conefroy, tel que l'emplacement du clocher ou les caractéristiques structurales de la toiture, nécessitent de vérifier l'applicabilité de la méthodologie italienne par des analyses complémentaires afin d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique de ces églises.

Des modèles numériques 3D sont construits afin de comprendre l'influence de chaque composante sur le bâtiment : les murs de maçonnerie, la tour clocher et la toiture. Des analyses modales, calibrées sur des mesures de vibrations ambiantes, permettent dans un premier temps de reconnaître les principaux mécanismes de rupture. Le renversement du pignon de la façade et des murs latéraux sont les premiers modes de ruptures obtenus à la suite de ces analyses. La comparaison entre les différents modèles 3D a permis de mettre en évidence l'augmentation de la rigidité de la façade lorsque cette dernière est connectée à la toiture. Inversement, la toiture apporte une rigidité plus faible aux murs latéraux de l'église où on observe une diminution de la période de 0,1 seconde seulement. Une interaction entre la tour clocher en bois et la façade en MNA est aussi observée de sorte que ces derniers ont les mêmes modes de vibration. Finalement des analyses temporelles linéaires sont appliquées aux modèles afin

d’évaluer la réponse de l’église à un accélérogramme du séisme du Saguenay de 1988 ressenti à Boucherville.

Mots-clés : Vulnérabilité sismique, Églises, Maçonnerie non armée, Conefroy, Québec, Modélisation

Seismic vulnerability assessment of non-armed masonry churches built according to the Conefroy design

Roxanne CARRIER

ABSTRACT

Quebec is characterized by a moderate seismic hazard and previous earthquakes have demonstrated the high capacity of the ground to propagate the seismic waves. These two factors can result in significant damage to historic buildings, built mainly of stone masonry. Unreinforced masonry (URM) is a material known for its vulnerability to earthquakes, which has been observed during historical earthquakes in Quebec and around the world. The province is home to approximately 900 religious establishments (Québec, 2013). On the island of Montreal alone, 108 URM churches, built before 1945, have been identified through previous research. These structures are particularly vulnerable because of their slender walls with large openings. A review of the inventory regrouped the churches according to typology of the facade in order to study their structural vulnerability to earthquakes: the Neo-Romanesque, Baillargé, Conefroy, and Italian Baroque typologies. This dissertation focuses on the Conefroy typology, which is very present on the Quebec territory.

The evaluation of the seismic vulnerability of this typology is carried out with a case study: the Sainte-Famille church in Boucherville. The study of the architectural and structural characteristics, as well as the few damages observed during past earthquakes, has shown similarities between churches in Quebec and those in Italy. This is why the study of vulnerability is carried out following the Italian methodology based on the principle of identification of macroelements and recognition of their failure mechanism following a survey of geometrical and structural characteristics. However, some specificities of Conefroy churches, such as the location of the bell tower or the structural characteristics of the roof, require to verify the applicability of the Italian methodology through complementary analyses in order to deepen the knowledge of the seismic behavior of these churches.

3D numerical models are built in order to understand the influence of each component on the building: the masonry walls, the bell tower and the roof. Modal analysis, calibrated on ambient vibration measurements, allowed to recognize the main failure mechanisms. The overturning of the gable of the façade and the side walls are the first modes of rupture obtained following these analyses. The comparison between the different 3D models has highlighted the increase in the rigidity of the façade when it is connected to the roof. On the other end, the roof did had a lower influence on the rigidity of the side walls of the church where a decrease of only 0.1 second was observed in the period. An interaction between the wooden bell tower and the URM façade is also observed in a way that they have the same mode shape. Finally, linear temporal analyses are applied to the models in order to evaluate the response of the church to an accelerogram of the 1988 Saguenay earthquake felt in Boucherville.

Keywords: Seismic vulnerability, Churches, Unarmed masonry, Conefroy, Quebec, Modelling

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE 7
1.1 Sismicité au Québec 7
1.2 Observation des dommages 12
1.2.1 Dommages au Québec 12
1.2.2 Dommages hors Québec 16
1.3 Les églises du Québec 21
1.4 Méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique des églises 24
1.4.1 Évaluation par pointage ou par niveaux de priorité 25
1.4.2 Évaluation par modélisation numérique et analyses 26
1.4.3 Méthodologie d'évaluation italienne 31
1.4.4 Modélisation de la maçonnerie 35
1.4.5 Mesures de vibrations ambiantes 36
1.5 Discussion 37

CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE 39
2.1 Caractérisation de l'inventaire 39
2.2 Étude documentaire sur l'église et relevés 42
2.3 Modélisation architecturale 3 D 43
2.4 Modélisation par éléments finis et analyses 43
2.5 Résultats attendus 49
2.5.1 Caractéristiques dynamiques 49
2.5.2 Macroéléments les plus vulnérables et leur mode de rupture 50
2.5.3 Comportement de l'église sous sollicitation sismique. 51
2.6 Discussion 51

CHAPITRE 3 ÉTUDE DE CAS : L'ÉGLISE SAINTE-FAMILLE DE BOUCHERVILLE 53
3.1 Détails des visites 53
3.2 Présentation de l'église 54
3.3 Historique 55
3.4 Structure 56
3.5 Propriétés des matériaux 62
3.6 Dommages observés 64
3.7 Présentation des macroéléments 66
3.8 Mesure de vibrations ambiantes 68
3.8.1 Résultats pour le sol 69
3.8.2 Résultats pour l'église 71
3.9 Discussion 74

CHAPITRE 4 MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES 75
4.1 Modélisation architecturale 75
4.2 Transition entre le modèle architectural et les modèles structuraux 79
4.3 Modélisation structurale 81
4.3.1 Création du modèle Abaqus© 81
4.3.2 Création du modèle Advanced Design America© 84
4.3.3 Calibration des propriétés mécaniques 86
4.4 Discussion 88

CHAPITRE 5 ANALYSE DE LA STRUCTURE EN MAÇONNERIE 89
5.1 Analyses statiques 89
5.2 Analyses modales 90
5.3 Calcul des accélérations cinématiques associées aux macroéléments 93
5.3.1 Mécanisme de façade 94
5.3.2 Mécanisme des murs latéraux 97
5.3.3 Mécanisme de l'abside 98
5.4 Analyse temporelle 99
5.4.1 Déplacements des nœuds de la façade 100
5.4.2 Déplacement des nœuds des murs latéraux 101
5.4.3 Réponse des macroéléments 102
5.4.4 Analyse des contraintes 103
5.5 Évaluation des coefficients d'accélération 105
5.6 Discussion 106

CHAPITRE 6 ANALYSE DE LA STRUCTURE COMPLÈTE 109
6.1 Évaluation de la rigidité des fermes de toit 110
6.1.1 Analyse modale 110
6.1.2 Discussion 111
6.2 Évaluation de l'effet de diaphragme du toit 112
6.2.1 Analyses modales 112
6.2.2 Analyse temporelle 118
6.2.3 Analyse des contraintes 124
6.2.4 Discussion 126
6.3 Évaluation du coefficient d'accélération 126
6.4 Discussion 128

CHAPITRE 7 DISCUSSION DES RÉSULTATS 131
7.1 Comparaison des différents modèles 131
7.1.1 La maçonnerie 131
7.1.2 La maçonnerie et la toiture 133
7.1.3 La façade et le clocher 135
7.2 Résumé des résultats 138
7.3 Comparaison entre Conefroy et Néo-Roman 139

CONCLUSION 143

RECOMMANDATIONS 147

ANNEXE I TYPOLOGIE NÉO-ROMAN.....151

ANNEXE II HISTORIQUE DE L'ÉGLISE.....157

ANNEXE III RÉSULTATS ARTÉMIS 159

ANNEXE IV MODÈLE ARCHITECTURAL.....161

ANNEXE V MODES DE VIBRATIONS.....165

ANNEXE VI TABLEAUX DES MODES DE VIBRATION 179

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....221

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Inventaire des séismes survenus au Québec 8

Tableau 3.1 Fréquences mesurées avec les mesures de vibrations ambiantes.....74

Tableau 4.1 Description des modèles utilisés dans ADA© 86

Tableau 4.2 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés.....88

Tableau 5.1 Modes de vibration pour la maçonnerie.....91

Tableau 5.2 Propriétés utilisées pour la façade.....96

Tableau 5.3 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique des murs latéraux 98

Tableau 5.4 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique de l'abside 99

Tableau 5.5 Évaluation des coefficients d'accélération α_0.....105

Tableau 6.1 Sommaire des modèles M2-MNA-R et M3-MNA-Bois 111

Tableau 6.2 Participation modale des modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C 112

Tableau 6.3 Modèle M4-MNA-Bois-NC : modes de vibration.....114

Tableau 6.4 Modèle M5-MNA-Bois-C : modes de vibration.....116

Tableau 6.5 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique de la façade 127

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 0.1 Méthodologie utilisée....5

Figure 1.1 Aléa sismique relatif du Québec....8

Figure 1.2 Propagation des séismes au Québec : (a) dommages recensés après le séisme de 1925; (b) courbes isoséistes pour le séisme de 1935....10

Figure 1.3 Échelle d'intensité produite par un séisme : (a) Séisme des Grands Bancs de 1929; (b) Séisme de Cornwall de 1944....11

Figure 1.4 Dommages au revêtement extérieur de l'Hôtel de Ville de Montréal-Est....12

Figure 1.5 Dommages sur l'église de Rivière-Ouelle : (a) renversement d'un pignon du transept; (b) renversement de la façade....14

Figure 1.6 Dommage à Shawinigan : (a) renversement du transept; (b-c) renversement du haut d'un mur....15

Figure 1.7 Dommages à : (a) l'église de Saint-Pascal; (b) l'église de Saint-Urbain....15

Figure 1.8 Dommages aux façades : (a-b) renversement du pignon; (c) renversement global; (d) fissures de cisaillement; (e) fissures de tension causées par le mouvement des murs latéraux....17

Figure 1.9 Dommages aux murs latéraux : (a-b) renversement hors plan; (c) fissures de tension causées par le mouvement de la façade; (d) fissures de cisaillement; (e) effondrement de la maçonnerie à la jonction des fermes de toit....18

Figure 1.10 Autres dommages : (a) clocher; (b) abside....19

Figure 1.11 Chronologie des événements sismiques....20

Figure 1.12 Dommages aux façades....21

Figure 1.13 Inventaire des églises sur l'Île de Montréal : (a) emplacement; (b) classification....22

Figure 1.14 Classification d'après les typologies de façade : (a) Baillargé; (b) Italien Baroque; (c) Néo-Roman; (d) Conefroy....23

Figure 1.15 Église San Bartolomeo Apostolo : (a) façade; (b) plan au sol 33

Figure 2.1 Répartition des typologies.....40

Figure 2.2 Dommages à la maçonnerie : (a) humidité dans la maçonnerie; (b) détachement d'un contrefort 41

Figure 2.3 Plan d'expérimentation 46

Figure 2.4 Signal utilisé pour les analyses temporelles linéaires 48

Figure 3.1 Localisation de l'église 54

Figure 3.2 Église Sainte-Famille : (a) vues intérieures; (b) vues extérieures.....55

Figure 3.3 Dates marquantes pour l'église Sainte-Famille 56

Figure 3.4 Plan de l'église.....57

Figure 3.5 Maçonnerie de : (a) la façade; (b) les murs latéraux; (c) les jonctions 57

Figure 3.6 Structure de la toiture : (a) au niveau de la nef; (b) au niveau du transept.....58

Figure 3.7 Présentation des connexions entre les éléments : (a) tenon et mortaise; (b) tenons et mortaise avec cheville; (c) simplement appuyé; (d) embouvetée; (e) encastrement dans la maçonnerie 59

Figure 3.8 Première section du clocher : (a) diagonales composant les murs; (b) renforcement des charges de vent.....60

Figure 3.9 Deuxième section du clocher : (a) jambe de force retenant les diagonales; (b) renforcement en acier.....61

Figure 3.10 Carte géologique de la Montérégie 62

Figure 3.11 Échantillons de tests : (a) échantillon après le test de résistance à la compression; (b) côté rude de l'échantillon sous microscope; (c) côté coupé de l'échantillon sous microscope 63

Figure 3.12 Dommages observés sur le corps principal de l'église : (a) fissuration dans les murs du transept; (b) fissuration dans les murs de l'abside; (c) fissuration en centre des rosaces.....64

Figure 3.13 Changement dans la pierre : (a) pour la façade; (b) pour le transept 65

Figure 3.14 Dommages observés dans les structures secondaires de l'église : (a) fissuration dans le baptistère; (b) renversement du haut de la sacristie 66

Figure 3.15 Macroéléments présents dans l'église....67

Figure 3.16 Trominos© 68

Figure 3.17 Ratio H/V dans le temps 70

Figure 3.18 Rapport spectrale entre la composante horizontale et verticale....70

Figure 3.19 Montages utilisés pour les mesures de vibrations ambiantes....72

Figure 3.20 Affichage des résultats pour la façade dans ARTeMIS© 73

Figure 4.1 Modèle architectural complet 76

Figure 4.2 Sections significatives : (a) coupe longitudinale; (b) fermes principale; (c) ferme secondaire....77

Figure 4.3 Structure du clocher : (a) élévation ouest; (b) élévation sud; (c) vue en plan du premier niveau; (d) vue en plan et section du deuxième niveau 78

Figure 4.4 Modèle filaire pour effectuer le transfert de données 79

Figure 4.5 Simplification du modèle pour le clocher : (a) modèle architectural réel; (b) modèle architectural simplifié....80

Figure 4.6 Modèles structuraux dans Abaqus© : (a) M1-MNA-A; (b) M2-MNA-R 81

Figure 4.7 Modèles structuraux dans ADA© : (a) M1-MNA-ADA; (b) M3-MNA-Bois; (c) M4-MNA-Bois-NC; (d) M5-MNA-Bois-C 85

Figure 5.1 Résultats de l'analyse statique sur la maçonnerie : (a) Modèle avec éléments plaques – ADA© ; (b) Modèle avec éléments tétraédriques – Abaqus© 90

Figure 5.2 Mécanismes cinématiques présents dans l'église : (a) façade; (b) murs latéraux; (c) abside....94

Figure 5.3 Mécanismes cinématiques de façade, basés sur le modèle provenant : (a) d'Advance Design America©; (b) d'Abaqus© et (c) représentation des efforts....94

Figure 5.4 Schéma du mécanisme cinématique des murs latéraux 97

Figure 5.5 Schéma du mécanisme cinématique de l'abside 98

Figure 5.6 Emplacement des nœuds sur : (a) la façade; (b) les murs latéraux 100

Figure 5.7 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 101

Figure 5.8 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 2 et 4 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 101

Figure 5.9 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X 102

Figure 5.10 Répartition des contraintes avec le séisme sous : (a) la direction X; (b) la direction Z 104

Figure 6.1 Emplacement des nœuds sur : (a) la façade; (b) les murs latéraux et (c) le clocher 118

Figure 6.2 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 119

Figure 6.3 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 120

Figure 6.4 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X 120

Figure 6.5 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X 121

Figure 6.6 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 122

Figure 6.7 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z 122

Figure 6.8 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe X des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X 123

Figure 6.9 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe X des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X 123

Figure 6.10 Répartition des contraintes du modèle M5-MNA-Bois-C avec le séisme sous : (a) la direction X; (b) la direction Z 125

Figure 6.11 Efforts agissant sur la façade 127

Figure 7.1 Comparaison du nœud 1 entre les modèles M1-MNA-ADA, M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C 135

Figure 7.2 Comparaison du nœud 5 entre les modèles M1-MNA-ADA, M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C 135

Figure 7.3 Comparaison entre les nœuds 1 et 7 des modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C 137

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ADA	Advanced Design America
BaNQ	Bibliothèque des archives nationales du Québec
CNB2015	Code national du bâtiment 2015
CCEE	Canadian Conference on Earthquake Engineering
CSCE	Canadian Society for Civil Engineering
DDL	Degré de liberté
EF	Éléments finis
GNDT	Gruppo Nazionale per la Difesa dai terremoti
MiBAC	Ministero per i beni e le attività culturali
MiBACT	Ministero per i beni e le attività culturali e per il turismo
MNA	Maçonnerie non armé
MVA	Mesures de vibrations ambiantes
RNC	Ressources Naturelles Canada
SCGC	Société Canadienne de Génie Civil

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

Alphabet grec minuscule

α_0	Coefficient d'accélération
α_0^*	Coefficient d'accélération corrigé
δ_x	Déplacement maximal
ρ	Masse volumique
υ	Viscosité cinématique
ω	Vitesse angulaire

Alphabet romain minuscule

a_{max}	Accélération maximale
cm	Centimètre
d	Déplacement
e^*	Participation modale
g	Constante gravitationnelle
kg	Kilogramme
kN	KiloNewton
m	Mètre
mm	Millimètre
s	Seconde

Alphabet romain majuscule

E	Module de Young
F	Force
Hz	Hertz
K	Rigidité
MPa	MégaPascal
M_w	Magnitude de moment
N	Newton
P	Force
S_a	Pseudo-accélération spectrale
S_d	Déplacement spectral
T	Force
V_{S30}	Vitesse des ondes de cisaillement dans les 30 premiers mètres de sol
W	Poids

INTRODUCTION

0.1 Contexte et problématique

Les églises représentent un patrimoine culturel très important au Québec. Or, leur structure en maçonnerie non armée (MNA) est reconnue pour être très vulnérable face aux tremblements de terre (Bruneau & Lamontagne, 1994). Leur évaluation est nécessaire afin d'identifier les déficiences sismiques qui permettront d'une part de mieux comprendre leur réponse face à un séisme et d'autre part de définir les mesures de mitigation appropriées. Une similitude entre les dommages répertoriés sur les églises du Québec à la suite de ce type d'événement et ceux observés dans d'autres pays a été constatée, notamment avec l'Italie (Youance, 2010). De plus, avec la récurrence d'importants séismes et le grand inventaire de bâtiments en MNA présents en Italie, beaucoup de dommages ont été observés sur les églises italiennes. Ainsi, suite au tremblement de terre de Friuli en 1976, l'étude des dommages a permis d'établir des liens entre les indicateurs géométriques des éléments structuraux, la qualité des matériaux, la présence d'éléments de protection contre les dommages sismiques et l'existence de patrons de fissuration dans la maçonnerie. Ces observations ont aussi permis d'identifier les macroéléments composant la structure des églises et de définir les mécanismes de rupture principaux, dits mécanismes cinématiques, qui peuvent se développer lors d'un tremblement de terre. Ainsi, une procédure d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises a été proposée (Doglioni et al., 1994; MiBACT, 2011).

En outre, beaucoup de similitudes ont été observées entre les composantes structurales des églises du Québec (Youance, 2010) et celles d'Italie, notamment les murs en MNA et les façades élancées comportant de grandes ouvertures. Ainsi, l'approche par macroéléments représente une avenue intéressante pour l'étude de la vulnérabilité sismique des églises du Québec.

Ce projet s'insère dans le cadre d'un projet de recherche plus vaste visant à étudier la vulnérabilité sismique d'églises en MNA typiques du Québec par l'identification des macroéléments et des principaux mécanismes de rupture et de vérifier l'applicabilité de la méthode italienne pour l'évaluation des églises en maçonnerie non armée au contexte québécois. Une caractérisation des églises présentes sur l'Île de Montréal a préalablement été réalisée par Youance (2010) produisant ainsi l'inventaire des 108 églises en MNA construites avant 1945. Un premier dépistage sur les problématiques présentes et sur les réfections et modifications apportées aux structures a aussi été réalisé dans son étude.

Les caractéristiques des structures, les méthodes constructives et les matériaux étant différents d'une région à l'autre, Sferrazza Papa et Silva (2018) ont démontré que les mécanismes de rupture principaux sont reliés aux spécificités territoriales. Ainsi, Sferrazza Papa (2020) a proposé une classification des églises de l'Île de Montréal en quatre groupes selon leur typologie de façade : Néo-Roman, Baillargé, Conefroy et Italienne Baroque. Le modèle construit selon le plan Conefroy est sélectionné pour ce projet.

0.2 Objectif

Deux objectifs principaux sont évalués pour cette étude. D'abord, évaluer la vulnérabilité sismique des églises en maçonnerie non armée bâties selon le plan Conefroy. Cet objectif est répondu par l'évaluation d'une étude de cas. Le second objectif est de vérifier l'applicabilité de la méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises par l'identification des mécanismes de rupture. En d'autres mots, vérifier l'applicabilité de la méthodologie d'évaluation utilisée en Italie sur les églises du Québec. Pour répondre adéquatement à ce but, les objectifs spécifiques suivants sont définis.

1. Caractériser la structure et ses composants et identifier comment les charges gravitaires et latérales sont transmises dans la structure.
2. Identifier les macroéléments et déterminer les accélérations critiques à partir des données géométriques.

3. Identifier les macroéléments les plus vulnérables et leur mode de rupture.
4. Déterminer les caractéristiques dynamiques (période et modes de vibrations) de l'église et de ses composantes principales (murs de MNA, tour clocher).
5. Évaluer l'influence de la toiture et de la tour clocher sur la maçonnerie en termes de rigidité et de modes de vibrations.
6. Étudier le comportement de l'église sous sollicitation sismique.

0.3 Méthodologie

Une méthodologie en cinq étapes est suivie afin de répondre aux objectifs du projet (figure 0.1). Ces étapes sont détaillées plus précisément dans le chapitre 2, mais un descriptif sommaire est présenté ici-bas.

1. **État des connaissances** : Cette étape est essentielle afin d'assimiler et comprendre les recherches précédemment réalisées. Elle permet de porter un regard éclairé sur le bassin d'églises au Québec menant par la suite au choix de la typologie à étudier pour le projet. La revue de la littérature présentée au chapitre 1 fait état de cette étape. Il présente, entre autres, l'étude de l'inventaire des églises du Québec et des méthodes d'analyse existantes de la vulnérabilité.
2. **Étude documentaire sur l'église et relevés** : Les connaissances sur l'étude de cas sont approfondies à cette étape. L'historique de l'église est d'abord étudié avec la documentation disponible de manière à documenter sa construction (matériaux, techniques, etc) et connaître les interventions et les problèmes présents. Ensuite, les informations se rapportant à la structure directement sont étudiées par des visites sur le site. Ces visites permettent d'observer l'état du bâtiment, de prendre les mesures géométriques, de comprendre le système structural, de procéder à des mesures de vibrations ambiantes, etc. Les connexions entre les éléments sont aussi étudiées afin de comprendre le transfert des charges gravitaires et latérales.
3. **Modélisation architecturale 3D** : L'étude du système structural de l'église est réalisée avec la production des modèles architecturaux numériques tridimensionnels. Ceux-ci sont

réalisés sur la base des informations recueillies à l'étape précédente. La précision du modèle est donc dépendante de la précision des mesures prises et observations faites sur le site. C'est aussi pourquoi la phase précédente et celle-ci peuvent se chevaucher.

4. **Modélisation par éléments finis et analyses :** Le modèle architectural est ensuite adapté afin de produire les différents modèles d'éléments finis (EF). Le module d'élasticité de la maçonnerie est calibré en fonction du modèle complet de l'église sur les MVA prises lors des visites. Deux logiciels sont préconisés pour les modèles structuraux. Le premier utilise des éléments poutres pour la structure de bois de la toiture et de la tour clocher et des éléments plaques pour la structure en MNA, et le deuxième utilise des éléments tétraédriques pour la maçonnerie, la structure de bois n'étant pas représentée physiquement dans ce modèle. Le comportement de l'église est ensuite étudié en appliquant différentes analyses sur les modèles numériques par EF. Des analyses statiques, modales, cinématiques et temporelles linéaires sont réalisées dans la poursuite des objectifs spécifiques de l'étude. D'abord, une analyse statique est réalisée pour la validation des modèles numériques. Ensuite, des analyses cinématiques et modales, utilisées dans la méthodologie d'évaluation italienne, sont réalisées. Les analyses cinématiques sont produites au début de l'étude et les analyses additionnelles permettent d'approfondir les connaissances sur les macroéléments tout au long du projet. Les analyses modales sont utilisées, d'une part, pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure (période et modes de vibration) et, d'autre part, pour calculer l'accélération critique, ou coefficient cinématique, propre aux macroéléments. Finalement, une analyse temporelle linéaire, complémentaire à l'étude, permet d'évaluer la réponse du bâtiment à une sollicitation sismique. Les résultats de cette étape permettent d'obtenir une meilleure compréhension du comportement dynamique de la structure.
5. **Analyse et comparaison des résultats :** La comparaison des modèles numériques suite à l'application des analyses présentées à l'étape précédente permet de répondre aux objectifs spécifiques 3 à 6 énoncés plus tôt. Les analyses modales donnent les caractéristiques dynamiques de la structure et mettent en évidence les macroéléments les plus vulnérables et leur mode de rupture. La comparaison des modèles permet aussi d'évaluer l'influence de la structure de bois de la toiture et de la tour clocher sur la rigidité de la maçonnerie.

L'interaction entre la tour clocher et la façade est aussi observée en simulant la connexion entre ces composants. Par la suite, les analyses temporelles linéaires informent sur le comportement de l'église lorsqu'elle est soumise à un chargement sismique, dont les zones de concentration de contraintes permettant de confirmer les modes de rupture.

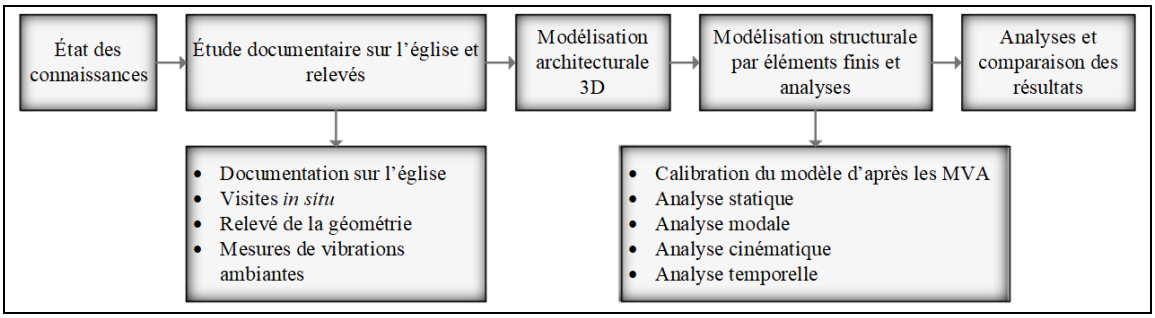


Figure 0.1 Méthodologie utilisée

0.4 Retombées du projet

Ce projet de recherche est réalisé conjointement avec la Politecnico di Milano, en Italie. Une partie des résultats de ce travail a contribué à alimenter les travaux de recherche de doctorat de Sferrazza Papa (2020), réalisés à la Politecnico, portant sur les spécificités territoriales. De plus, ses recherches ont permis de poursuivre l'étude de la caractérisation des églises en MNA du Québec incluant les églises de typologie Néo-romane. Les résultats de cette étude seront utilisés dans ce mémoire afin de réaliser un parallèle entre cette typologie et le modèle Conefroy.

Par ailleurs, les travaux présentés dans ce mémoire ont donné lieu à une publication dans les comptes-rendus de la conférence de la Société Canadienne de Génie Civil de juin 2020. L'article focalise sur la description de l'étude de cas et sur les résultats préliminaires (Carrier et al., 2020). À noter que la conférence ayant été annulée en raison de la pandémie de COVID-19, il n'y a malheureusement pas eu de présentation orale.

Les travaux ont aussi été présentés sous forme d'affiche lors de la Conférence Canadienne sur le Génie Parasismique en 2019, à Québec. L'affiche officialisait le début du projet en

présentant les objectifs, la méthodologie, l'étude de cas et les résultats attendus (Carrier et al., 2019).

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre introduit le contexte et l'historique sismique du Québec en lien avec le sujet de ce mémoire. Les dommages recensés lors de ce type d'événement y sont présentés, d'un côté pour le Québec et d'un autre côté pour d'autres régions dans le monde. De plus, les différentes typologies d'églises présentes sur le territoire sont décrites et finalement, les méthodes d'évaluations pour les bâtiments vulnérables en maçonnerie non armée sont répertoriées.

1.1 Sismicité au Québec

Contrairement à l'ouest du Canada qui se trouve à la jonction de plaques tectoniques, le Québec se trouve bien assis au centre de la plaque nord-américaine. A priori, l'activité sismique devrait être relativement faible, mais les événements passés ont mis en évidence qu'une activité sismique est bien présente au Québec (RNC, 2015).

Le sud du Québec est une zone en majeure partie de moyenne sismicité sur toute la longueur du fleuve Saint-Laurent où il est possible d'y délimiter trois secteurs avec un aléa sismique relativement élevé (figure 1.1). Le secteur avec le plus grand aléa renvoie à la région de Charlevoix-Kamouraska où près des trois quarts des séismes historiques sont survenus (en incluant le séisme du Saguenay). Le deuxième secteur est la région de Montréal jusqu'à la frontière de l'Ontario tout en passant par Gatineau. Le troisième secteur, de plus petite envergure, mais ayant déjà eu un tremblement de terre de magnitude 6,2, se trouve au Témiscamingue et ses alentours. Le tableau 1.1 recense les séismes importants survenus au Québec et les dommages à la maçonnerie qui y ont été rapportés.

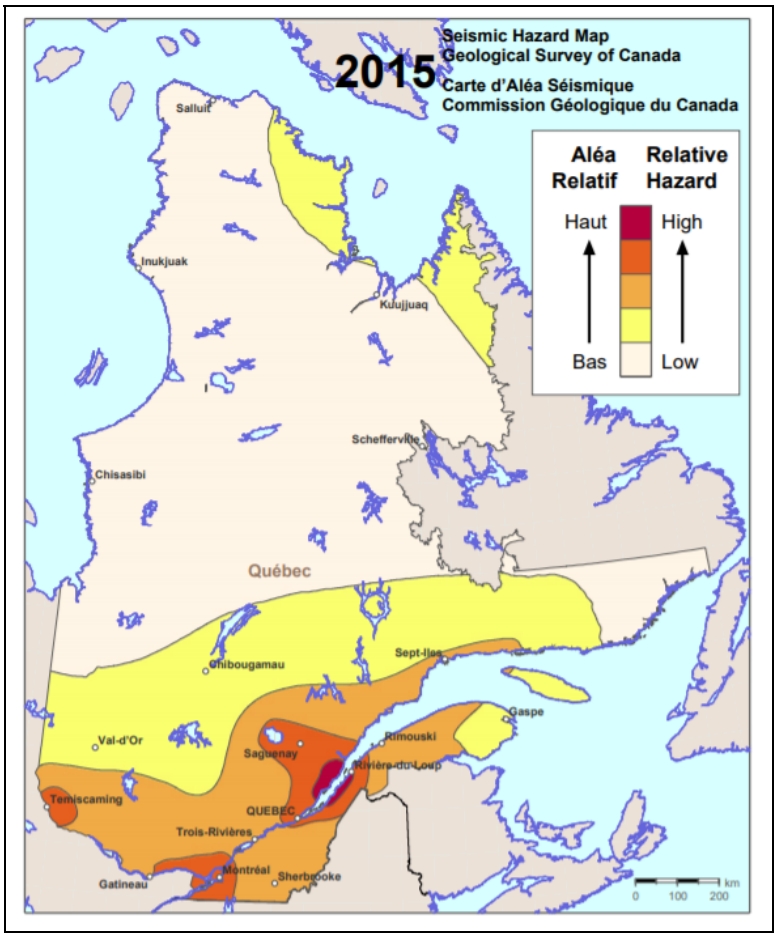


Figure 1.1 Aléa sismique relatif du Québec
Tirée de RNC (2015)

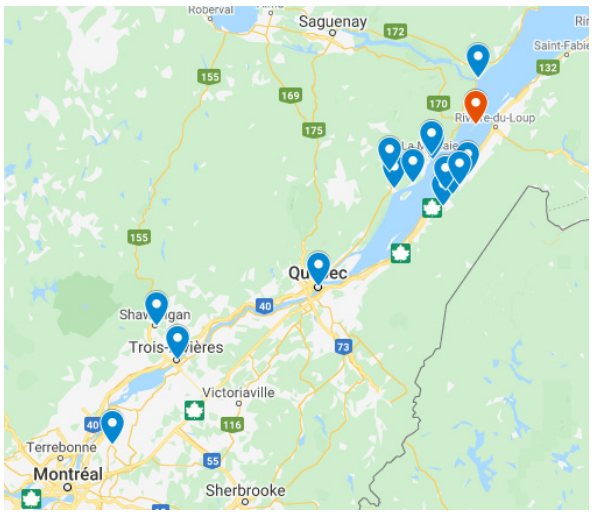
Tableau 1.1 Inventaire des séismes survenus au Québec
Adapté de Youance (2010)

Année	Magnitude	Région	Dommages enregistrés
1663	7	Charlevoix-Kamouraska	• dommages aux cheminées (partie supérieure); • dommages à une église.
1732	5,8	Montréal	• dommages aux cheminées; • fissurations dans les murs (300 maisons).
1791	6	Charlevoix-Kamouraska	• églises endommagées; • effondrement des cheminées; • maison en pierre presque totalement démolie; • fissurations dans les murs.

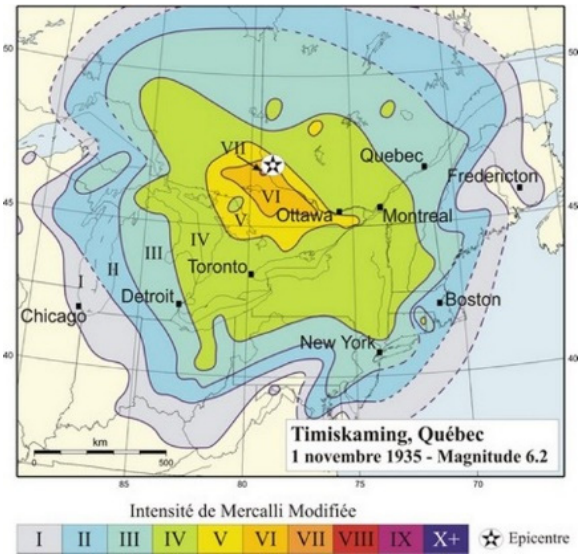
Tableau 1.1 Inventaire des séismes survenus au Québec (suite)
Adapté de Youance (2010)

Année	Magnitude	Région	Dommages enregistrés
1860	6	Charlevoix-Kamouraska	• écroulement des cheminées; • fissurations dans les murs; • effondrement de la croix et fissurations dans les murs de l'église.
1870	6,5	Charlevoix-Kamouraska	• effondrement des cheminées; • écroulement des murs de maison (aucune maison n'est restée intacte); • écroulement du portique de l'église et fissuration dans le plafond et les murs restants.
1925	6,2	Charlevoix-Kamouraska	• effondrement des cheminées; • dommages sévères dans des maisons en MNA tels que des fissurations dans les murs et l'effondrement hors plan des murs; • dommages sur des bâtiments massifs en MNA (prison de La Malbaie, Manoir Cabot, Gare de Rivière-Ouelle et Québec); • fissurations et effondrement des murs; • dommages importants à des églises. Une église est pratiquement complètement détruite (effondrement de clochers et de parement extérieur, affaissement hors plans des murs en MNA dû au mauvais ancrage entre les murs et le toit et fissurations de cisaillement dans les murs); • effritement à la jonction du clocher et de la toiture de l'église.
1935	6,2	Témiscamingue	• effondrement de 80% des cheminées; • fissuration dans des murs de briques.
1988	5,9	Saguenay	• effondrement de blocs de maçonnerie créant des dommages au plafond; • dommage à l'Hôtel de Ville de Montréal en MNA; • fissuration dans les murs en MNA et déformation au clocher de l'église Christ-Roi.

Un autre aspect non négligeable concerne la capacité de propagation des ondes d'un séisme dans le sud du Québec. En effet, les séismes de 1663 et 1860 se sont fait ressentir sur une superficie d'environ 1 900 000 km^2 alors que le séisme de 1870 a atteint une superficie de 2 590 000 km^2 et s'est fait ressentir jusqu'en Iowa et Virginie. Le séisme de Charlevoix-Kamouraska de 1925, quant à lui, s'est fait ressentir jusqu'à 1 000 km de l'épicentre, mais a produit des dommages recensés jusqu'à 190 km de celui-ci (RNC, 2019b). La figure 1.2a situe les dommages recensés; l'épicentre y est présenté en rouge et les villes ayant des dommages recensés sont en bleu. La figure 1.2b présente les courbes isoséistes pour le séisme de Témiscamingue, survenu en 1935 où il est alors facile d'y voir la grande distance de propagation pour un séisme survenant dans cette région.



(a)



(b)

Figure 1.2 Propagation des séismes au Québec : (a) dommages recensés après le séisme de 1925; (b) courbes isoséistes pour le séisme de 1935
Tirée de RNC (2019b)

Dans le même ordre d'idée, la figure 1.3 présente les courbes isoséistes pour deux séismes survenus aux frontières du Québec et ressentis dans la province. Une intensité de III (échelle Rossi-Forel) et V (échelle de Mercalli Modifiée) a été mesurée à Montréal pour les séismes des Grands Bancs et de Cornwall, respectivement. Une intensité de III est ressentie par les

citoyens et peut produire des dommages aux hautes structures alors que pour une intensité de V, les immeubles entiers oscilleront (Wood & Neumann, 1931).

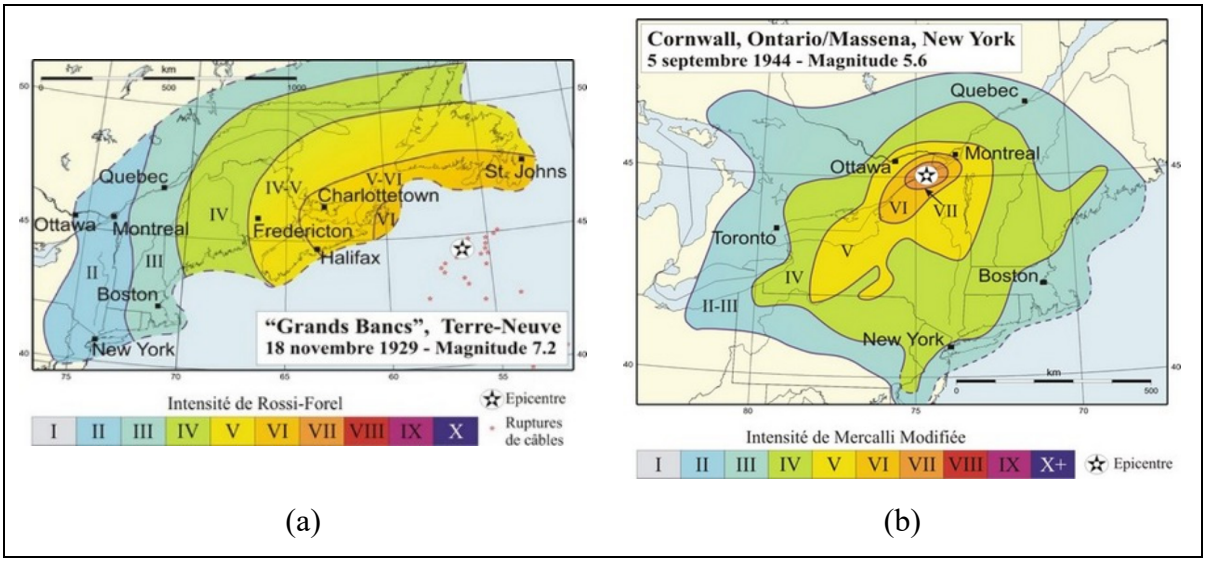


Figure 1.3 Échelle d'intensité produite par un séisme : (a) Séisme des Grands Bancs de 1929; (b) Séisme de Cornwall de 1944
Tirée de RNC (2019b)

De plus, lors du séisme du Saguenay de 1988, des accélérations maximales de 0,125g ont été mesurées sur le roc, à La Malbaie, et de 0,174g sur un dépôt alluvial à Baie-St-Paul. Ces mesures ont permis de mettre en évidence la capacité d'amplification des ondes en fonction de la nature du sol. Il est aussi démontré que les ondes se dissipent beaucoup plus rapidement sur la rive sud du fleuve Saint-Laurent comparativement à la rive nord (Paultre et al., 1993). Paultre et al. (1993) ont aussi superposé les courbes isoséistes avec les valeurs d'accélérations maximales au sol, les degrés de dommage ainsi que les types de sols. Ces analyses leur ont permis de voir une bonne corrélation entre les valeurs d'accélération et le degré de dommage, à quelques exceptions près. La superposition des degrés de dommages avec les classes de sols leur a aussi permis de confirmer l'amplification des ondes sur les dépôts de sol meuble.

Ce séisme a produit des dommages jusqu'à Montréal, situé à 340 km du Saguenay. L'Hôtel de Ville de Montréal-Est, qui repose sur 17 mètres d'argile, a subi des dommages à la maçonnerie. Des sections du revêtement de pierre se sont effondrées (figure 1.4). Le revêtement n'était pas

renforcé et ne disposait d'aucune connexion avec la structure. Des fissures, causées par du tassement différentiel, étaient aussi déjà présentes dans le revêtement de maçonnerie (Tinawi et al., 1990). L'accumulation de ces facteurs a influencé l'importance des dommages survenus sur le bâtiment. Malgré l'accumulation de ces facteurs, les dommages survenus représentent le type de dommage pouvant survenir à des structures en MNA lors d'un tremblement de terre.



Figure 1.4 Dommages au revêtement extérieur de l'Hôtel de Ville de Montréal-Est
Tirée de Tinawi et al. (1990)

1.2 Observation des dommages

Le recensement des séismes survenus au Québec, et présentés à la section précédente, a permis de mettre en évidence le risque sismique au Québec. Cette section présente plus en détail les dommages répertoriés au Québec et fait ensuite un survol des dommages observés ailleurs dans le monde.

1.2.1 Dommages au Québec

Il y a peu d'information sur les séismes historiques dû au manque de technologie de ces années et à la difficulté des communications. La majorité des informations proviennent des descriptions décrites dans les journaux, des correspondances, etc. (Leblanc, 1981). Par le fait

même, peu de photographies sont disponibles. Le séisme de Charlevoix-Kamouraska de 1925 fait exception à la règle avec sa grande quantité de documents comparativement aux autres événements.

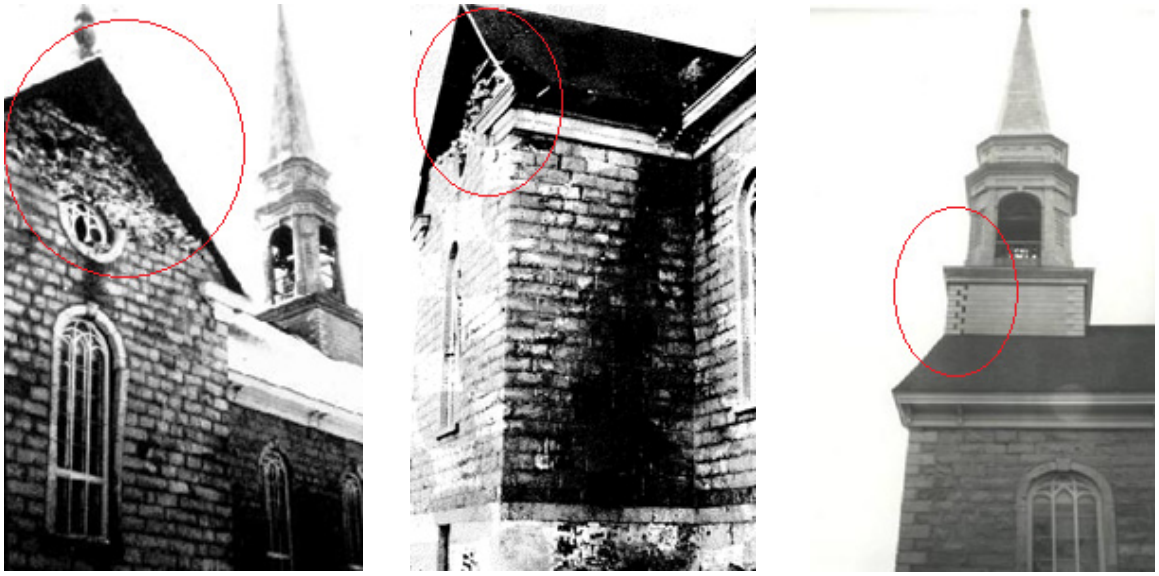
De façon générale, l'élément le plus vulnérable est la cheminée en maçonnerie des bâtiments qui ont subi des dommages ou un effondrement complet lors de chacun des séismes. Un autre dommage récurrent concerne les fissurations dans les murs en maçonnerie non armée. Voici, par exemple, des correspondances tirées de RNC (2019a) qui font référence aux séismes de 1732, 1791 et 1870, respectivement : « […] de nombreuses cheminées sont tombées, des murs fendus […] »; « […] vingt et une cheminées se sont écroulées ou furent endommagées. Une maison en pierre fut presque totalement démolie, d'autres étaient craquées […] »; « Presque chaque cheminée s'est écroulée et je crois qu'il n'y avait pas plus de six qui restent dans tout le village. Des murs de maison se sont écroulés […] ». Les dommages présentés subséquemment font référence au séisme de Charlevoix-Kamouraska survenu en 1925.

La terminologie utilisée est spécifique aux églises. La figure 3.4 présente les éléments présents dans la composition d'une l'église, basée sur le plan de l'église étudiée dans ce mémoire.

Séisme de Charlevoix-Kamouraska

Deux endroits de l'église de Rivière-Ouelle ont subi des dommages. Les dommages les plus évidents sont présentés à la figure 1.5a et se rapportent au transept. Il est possible de voir sur la figure le renversement du pignon du transept. Ce type de dommage, typique de ces structures, est en partie causé par la mauvaise connexion de la maçonnerie avec la toiture (Bruneau & Lamontagne, 1994). Le haut de la structure peut donc se déformer librement. Il est aussi possible de noter sur la figure que ce n'est pas le pignon complet qui a subi le renversement, mais seulement la première épaisseur de pierre. Ce type de dommage est causé par la mauvaise connexion entre les différentes parois du mur (Bruneau & Lamontagne, 1994). Selon les méthodes de construction, certains murs sont construits en deux épaisseurs avec un remplissage entre les deux parois (Youance, 2010). L'adhésion entre les différentes épaisseurs

dépend ensuite de la qualité de la construction. Toujours pour la même église, la figure 1.5b présente le début du renversement de la saillie de la façade principale. Malheureusement, la photographie ne permet pas de mieux voir la façade, mais il est possible de noter une séparation au niveau du clocher entre la maçonnerie et le reste de l'élément.



(a) (b)

Figure 1.5 Dommages sur l'église de Rivière-Ouelle : (a) renversement d'un pignon du transept; (b) renversement de la façade
Adaptée de Bruneau et Lamontagne (1994) et RNC (2019a)

D'autres dommages sont survenus à une église et des bâtiments en MNA dans la ville de Shawinigan, qui se trouve à environ 300 kilomètres de l'épicentre. La figure 1.6a présente des dommages à l'église de Shawinigan similaires à ceux vus pour l'église de Rivière-Ouelle. Dans ce cas, la section supérieure de la façade du transept a subi un renversement complet. La géométrie particulière du mur a vraisemblablement créé un point de faiblesse entre la partie du bas et du haut du mur en formant une rotule permettant la rotation de celui-ci. Il est possible de voir à la figure 1.6b l'écroulement de la paroi extérieure d'un bâtiment en MNA à deux parois. Sensiblement pareille, la figure 1.6c présente le renversement hors plan du haut d'un mur observé sur un bâtiment en MNA situé à proximité de l'église. Dans ce cas-ci, l'épaisseur

complète du mur s'est écroulée et il n'est pas possible de voir, d'après la photo, la méthode de construction de celui-ci.

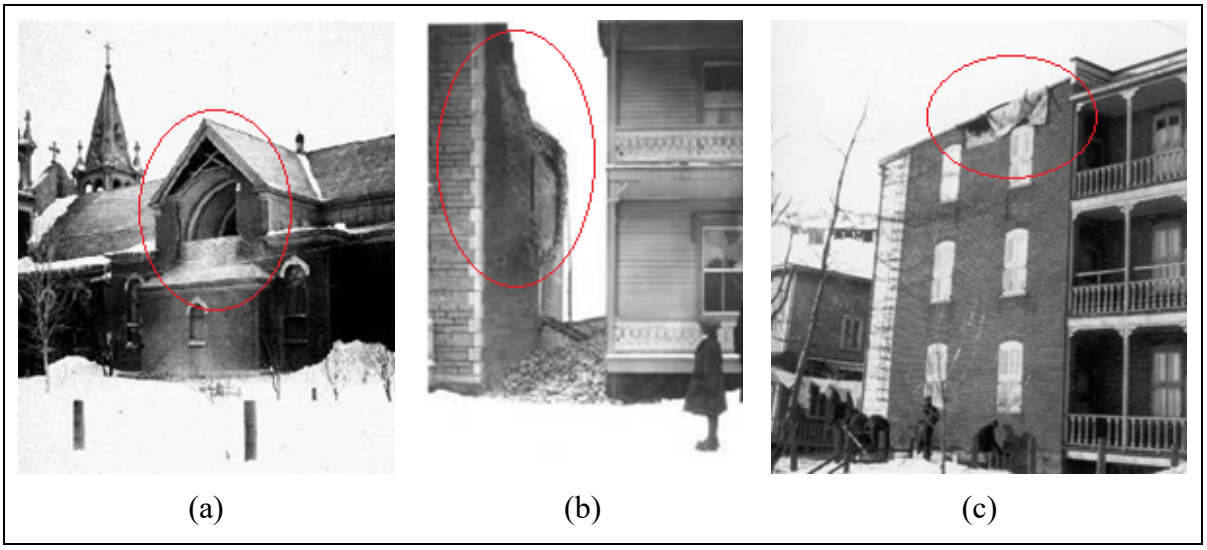


Figure 1.6 Dommage à Shawinigan : (a) renversement du transept; (b-c) renversement du haut d'un mur
Adaptée de Bruneau et Lamontagne (1994)

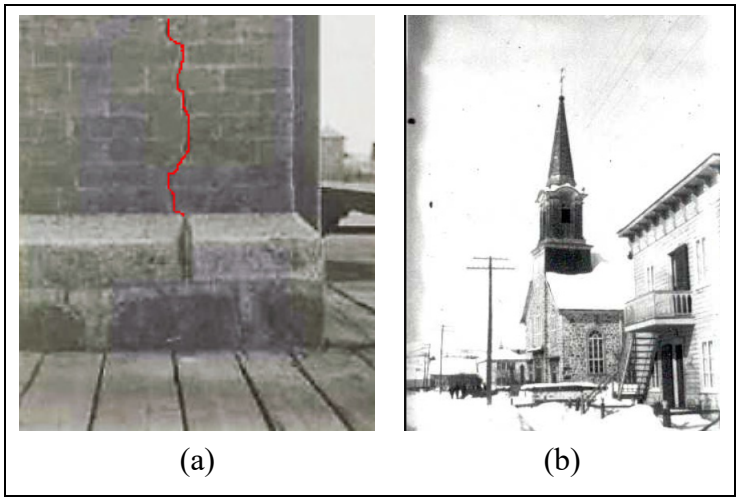


Figure 1.7 Dommages à : (a) l'église de Saint-Pascal;
(b) l'église de Saint-Urbain
Adaptée de RNC (2019a)

Finalement, des dommages ont aussi été observés aux églises de la ville de Saint-Pascal et Saint-Urbain (figure 1.7). Il est possible de voir dans le mur de l'église de Saint-Pascal (a) une fissure verticale assez importante. Malheureusement, il n'y a pas d'autre information disponible sur ce dommage, mais la position de la fissure peut indiquer le début du renversement du mur qui est joint à cette face. Dans le cas de l'église de Saint-Urbain (b) : « Le clocher s'est incliné dangereusement vers le nord-est et est finalement tombé […] onze jours après le tremblement de terre […]. » (RNC, 2019a). Malheureusement, aucune photo des dommages prise à la suite du séisme n'est disponible.

1.2.2 Dommages hors Québec

L'observation des dommages causés par des séismes en Italie est présentée ici. Cette région du globe est choisie principalement en raison de la grande quantité et la qualité de l'information récoltées sur les dommages aux églises après ce type d'événement.

1.2.2.1 Séisme de Frioul

Le séisme de Fioul (M_w = 6,4) survenu en 1976 est un séisme important dans l'historique sismique de l'Italie, car beaucoup d'églises ont été endommagées. Après ce tremblement de terre, 243 églises ont été inspectées avec comme objectif de recueillir les dommages observés. Ces visites ont permis de regrouper les types de dommages par élément structural, communément appelé macroélément. Cet événement est choisi, ici, car il s'agit du point de départ pour le développement d'une approche systématique à l'évaluation des églises en Italie. (Doglioni et al., 1994) Les figures suivantes présentent un résumé des dommages observés. Il est important de noter que les dommages présentés ne font pas de distinction entre les typologies d'églises présentes dans l'inventaire.

Il est possible de voir les différents dommages observés sur les façades dans la figure 1.8. Les dommages (a) et (b), relativement semblables, concernent le renversement du pignon. La différence se trouve dans la ligne de rotation. Dans le premier cas, l'axe de rotation est bien

horizontal alors que pour le deuxième, elle forme un demi-cercle. Notons que dans les deux cas, l'axe de faiblesse est créé au niveau de la fenêtre centrale. Le troisième cas (c) représente le renversement partiel de la façade. L'axe du renversement se trouve à la base de la façade créant ainsi le renversement global de celle-ci. Le mécanisme de cisaillement, quant à lui, est présent sur la figure (d). Il est aussi possible qu'un effort de tension interne, sous l'effet du mouvement hors plan des murs latéraux, crée une fissure verticale au centre de la façade (e). Dans l'inventaire, 94 mécanismes de façade ont été constatés. La distribution des dommages est relativement égale parmi les mécanismes avec le dommage (b) en tête de liste.

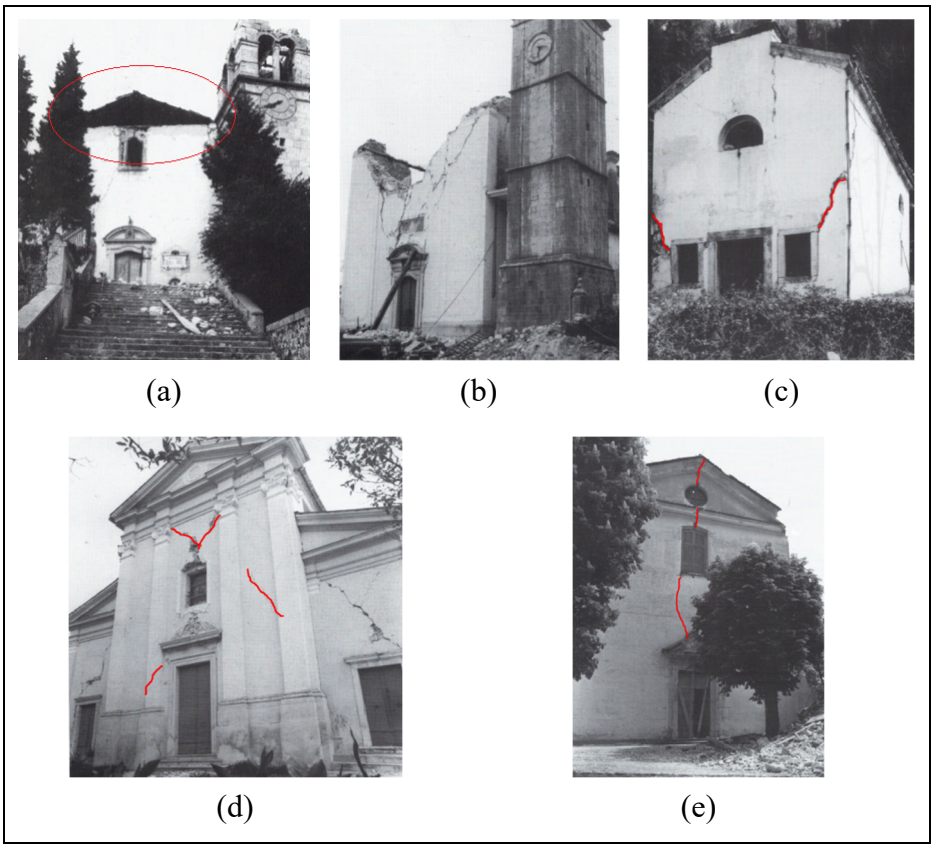


Figure 1.8 Dommages aux façades : (a-b) renversement du pignon; (c) renversement global; (d) fissures de cisaillement; (e) fissures de tension causées par le mouvement des murs latéraux
Adaptée de Doglioni et al. (1994)

Par la suite, des mécanismes de ruptures hors plan sont visibles aux figures 1.9a et 1.9b. Dans le premier cas, la déformation hors plan était restreinte à trois endroits permettant au haut de

la paroi de bouger librement. Lorsque le haut du mur est retenu, c'est plutôt le deuxième cas de dommages qui sera observé. La fissure en diagonale visible pour les dommages observés du type (c) est causée par la tension provenant du mouvement hors plan de la façade. Ce dommage suit la même logique que celui présenté à la figure 1.8e. Des fissures de cisaillement (d) ont aussi été aperçues sur certaines églises ainsi que l'effondrement de la maçonnerie à proximité du toit (e). Ce dernier, aussi aperçu au Québec (figure 1.6c), est causé par la poussée du toit sur la maçonnerie. Au total, 76 mécanismes de rupture sont apparus dans les murs latéraux. Les dommages les plus fréquents sont relatifs aux cas (e), (c) et (a), présentés en ordre décroissant.

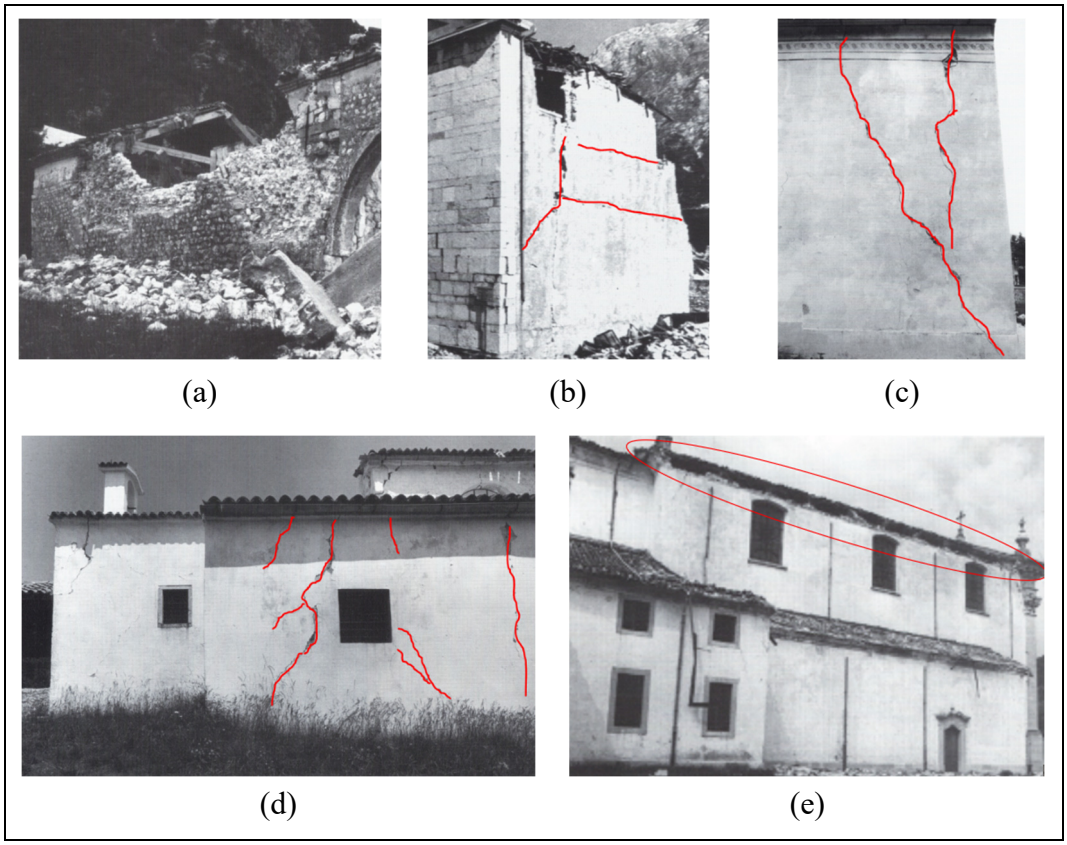


Figure 1.9 Dommages aux murs latéraux : (a-b) renversement hors plan; (c) fissures de tension causées par le mouvement de la façade; (d) fissures de cisaillement; (e) effondrement de la maçonnerie à la jonction des fermes de toit
Adaptée de Doglioni et al. (1994)

Beaucoup de dommages ont été notés sur les clochers et quelques exemples sont montrés à la figure 1.10a. Dans tous les cas, le dommage est décrit comme un renversement du clocher et c'est l'axe de rotation qui change. En tout, 79 dommages ont été répertoriés sur les clochers.

Les évaluations ont aussi permis de dénombrer 35 dommages aux absides (figure 1.10b), toutes typologies confondues. De façon générale, l'abside circulaire présente une rotation-translation de sa partie supérieure en suivant un certain angle d'inclinaison. L'abside polygonale présente plutôt une rotation de ses coins qui sera visible par des fissures verticales sur les surfaces du polygone. L'abside rectangulaire, quant à elle, présente des dommages similaires aux autres macroéléments planaires. Il est possible d'y voir des fissures de cisaillement ou un écroulement des coins supérieurs. Bien que cette répartition de dommages soit la plus fréquente pour chaque macroélément, le type de dommage présent sur l'abside circulaire a aussi été noté sur les deux autres types d'absides et vice-versa (Doglioni et al., 1994).

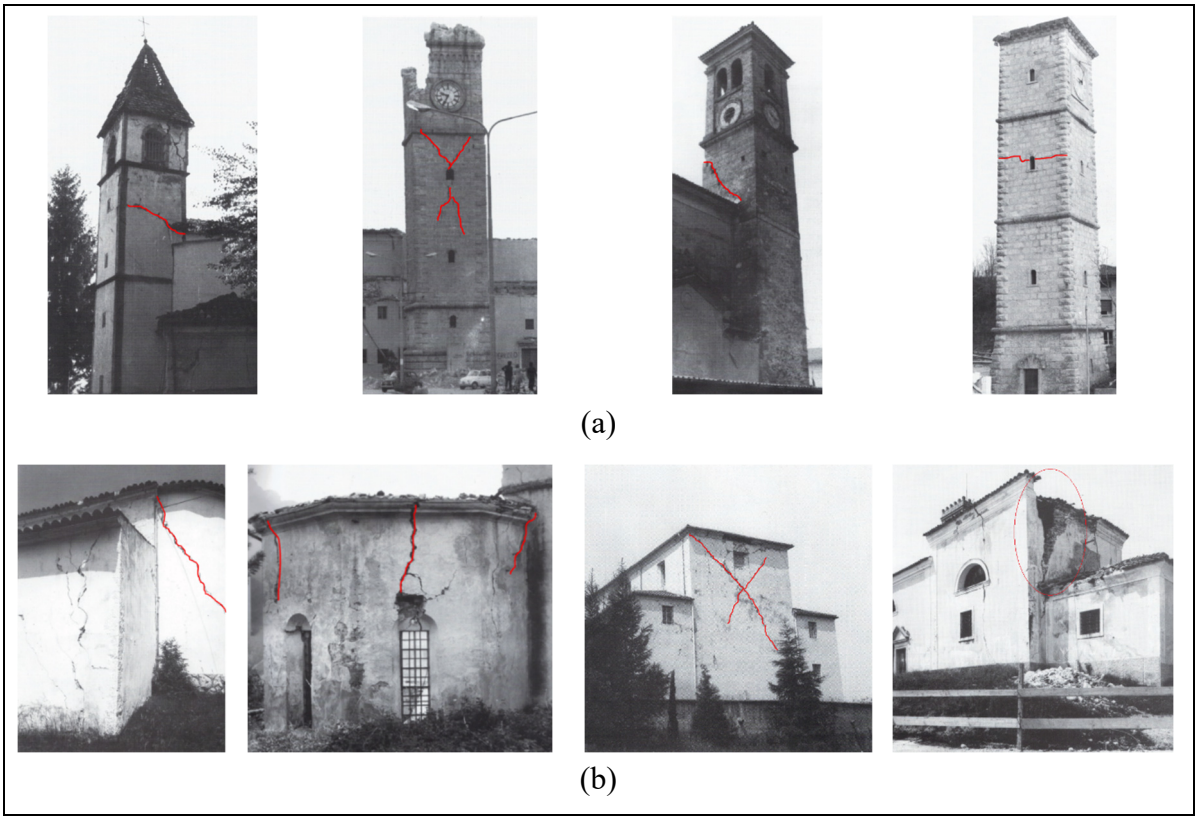


Figure 1.10 Autres dommages : (a) clocher; (b) abside
Adaptée de Doglioni et al. (1994)

1.2.2.2 Séisme de l'Italie centrale

Le séisme survenu en août 2016 dans la région centrale de l'Italie est intéressant dû à la quantité et l'intensité de ses répliques qui se sont étalées jusqu'en janvier 2017. Cela a rendu possible l'évaluation de l'évolution des dommages dans ce type de bâtiment lorsqu'il subit une répétition de chocs. La figure 1.11 présente la chronologie ainsi que l'intensité des événements. Deux séances d'investigations ont pris place durant cette série d'événements, ce qui a permis l'inspection des mêmes églises à différents moments. De plus, dans cette même région a eu lieu un important tremblement de terre en 1997 où les églises ont subi des réhabilitations post-séismes. L'inspection de certaines de ces églises après les chocs de 2016 et 2017 a permis d'investiguer l'efficacité des méthodes de renforcement utilisées (Parisi et al., 2018).

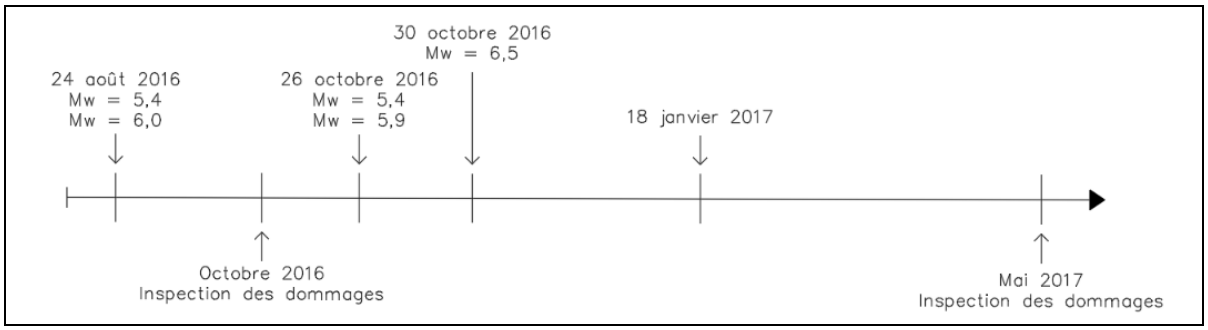


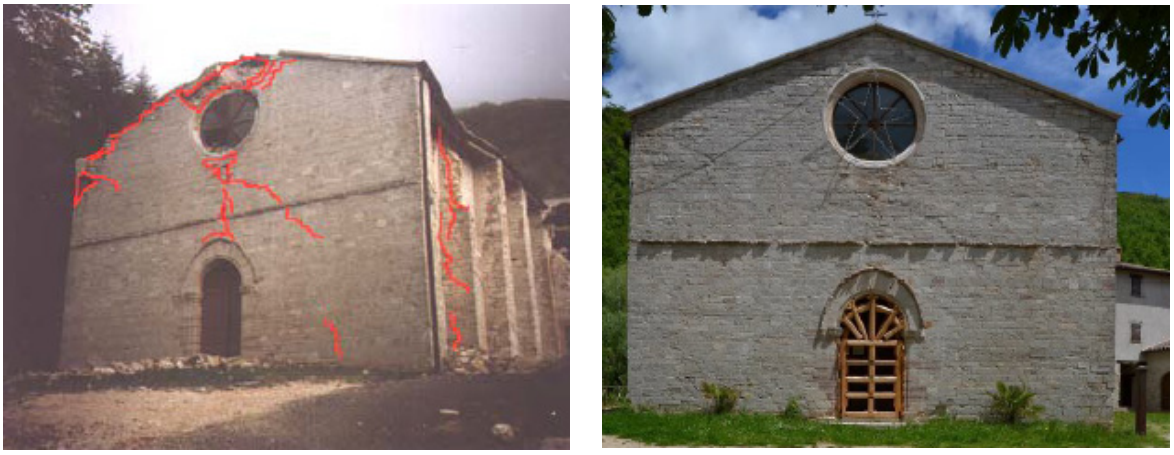
Figure 1.11 Chronologie des événements sismiques
Adaptée de Parisi et al. (2018)

La figure 1.12 permet de comparer les dommages sur les façades d'églises à des temps différents. Il est possible de voir en (a) l'augmentation des dommages suite aux chocs survenus entre les mois d'août et octobre. Les répliques d'octobre ont amplifié les dommages déjà présents sur la façade. Les fissures verticales sont plus importantes et de nouvelles se sont formées, obligeant l'installation de stabilisateur à cet endroit. De plus, les flèches jaunes indiquent le début du renversement de la façade, encore plus important après les chocs d'octobre. Les dommages aux murs latéraux ont été épargnés dans cette église grâce à l'installation de tirants. Dans un autre ordre d'idée, la figure (b) met en comparaison l'église San Salvatore après le séisme de 1997 et les chocs de 2016-2017. D'importants dommages se sont produits en 1997 comparativement aux événements récents (Parisi et al., 2018).

Suite à ces investigations, il a été possible de mettre de l'avant un aspect important concernant le choix des méthodes de renforcement. En effet, les renforcements massifs ont démontré leur inefficacité comparativement aux renforcements légers. L'utilisation de tirants, en plus d'avoir peu d'impact sur la structure lors de son installation, a démontré son efficacité lors des événements sismiques de 2016-2017 dans plusieurs églises (Parisi et al., 2018).



(a)



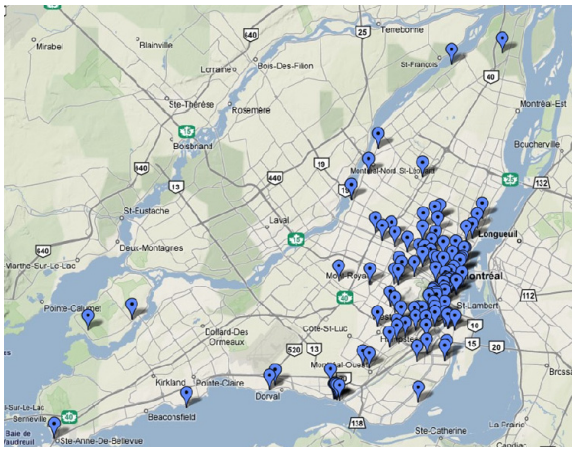
(b)

Figure 1.12 Dommages aux façades
Tirée de Parisi et al. (2018)

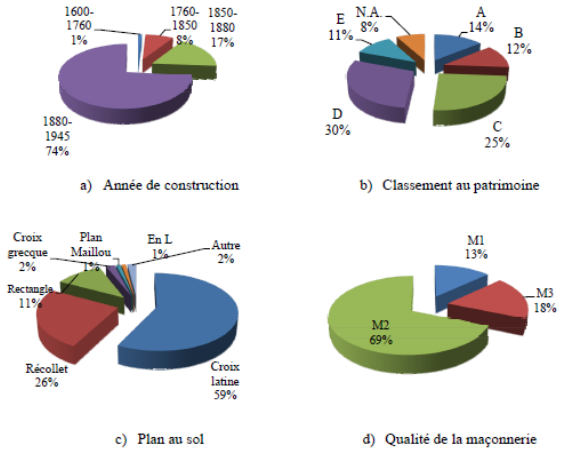
1.3 Les églises du Québec

Les dommages mentionnés dans la section précédente ont permis de mettre en évidence la vulnérabilité des structures en MNA sous les charges sismiques et plus particulièrement, les

églises. La vulnérabilité des églises est due, non seulement à son matériau principal de construction, mais aussi à sa géométrie particulière. En effet, les murs élancés et comprenant de grandes ouvertures composant ce type de structure sont particulièrement sensibles au renversement hors plan. Une première étude sur la vulnérabilité sismique des églises, réalisée en 2010, a permis la création d'un inventaire des églises sur l'Île de Montréal (figure 1.13).



(a)



(b)

Figure 1.13 Inventaire des églises sur l'Île de Montréal : (a) emplacement; (b) classification Tirée de Youance (2010)

Il est possible de séparer ces églises d'après différents classements, comme l'a fait Youance (2010) dans son inventaire où quatre classes sont mises de l'avant. Chacune de ces informations est importante pour l'analyse d'une église. Par exemple, l'année de construction informe les évaluateurs sur les types de matériaux susceptibles de se retrouver dans la structure. Elle donne aussi des informations sur les connexions et les méthodes de construction du bâtiment. Le classement au patrimoine, quant à lui, influence le niveau d'entretien de la structure. En effet, une structure classée A obtiendra plus de financement qu'une structure classée C. Ceci permet au diocèse de mieux entretenir l'église en question et d'y faire des interventions structurales, si nécessaire. Le plan au sol permet de déterminer sommairement les zones potentielles de contraintes. Finalement, la qualité de la maçonnerie donne une information cruciale, spécialement si des analyses plus poussées sur une église sont désirées.

Plus la maçonnerie est de bonne qualité, mieux sera sa réponse sismique. Ceci influence directement la rigidité de ce matériau qui est majoritaire dans ce type de structure.

Il est aussi possible de classifier les églises par typologie de façade. Par contre, il s'agit d'une classification beaucoup plus ardue, car plusieurs influences architecturales peuvent se chevaucher. Tout de même, à partir de l'inventaire réalisé en 2010 et complété par des visites d'inspection à 14 églises en 2018, quatre typologies sont mises de l'avant par Sferrazza Papa (2020) et sont présentées à la figure 1.14.

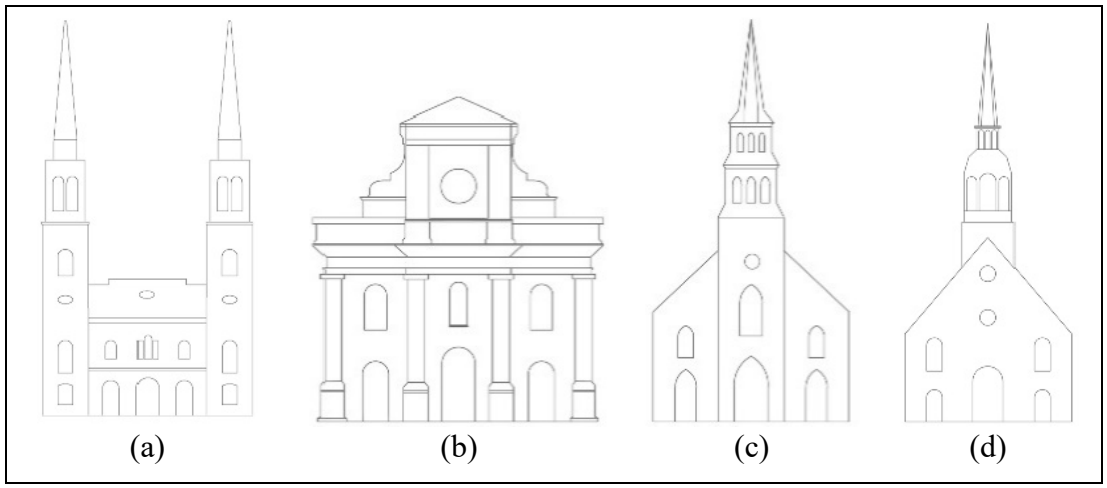


Figure 1.14 Classification d'après les typologies de façade : (a) Baillargé; (b) Italien Baroque; (c) Néo-Roman; (d) Conefroy
Adaptée de Sferrazza Papa (2020)

La typologie Baillargé est généralement construite sur un plan à trois nefs. Sa principale caractéristique est sa façade encadrée par deux tours clochers massives. Ses tours sont construites en maçonnerie jusqu'au niveau du beffroi et se terminent avec une structure de bois pour la flèche. La typologie Italienne Baroque est aussi construite sur un plan à trois nefs. Sa façade est constituée d'un haut pignon en surplomb, encadrée par des pilastres. La troisième typologie comporte aussi un plan à trois nefs. La façade des églises de typologie Néo-Roman est déterminée par son clocher construit au centre de celle-ci et la maçonnerie des deux éléments est construite comme un tout. Par la suite, la structure du clocher est constituée d'une combinaison entre le bois et la maçonnerie et se termine en bois seulement. Cette typologie est

étudiée plus en profondeur par Sferrazza Papa (2020) (*voir* annexe I). Le chapitre 7 présente une comparaison du comportement de cette typologie avec celui de la typologie Conefroy étudiée dans cette recherche. La typologie Conefroy est, quant à elle, généralement construite sur un plan à nef simple et retient son nom de l'Abbé Pierre Conefroy. Cette typologie offre une grande stabilité due aux « croissillons du transept qui jouent le rôle de contreforts » (Morisset, 1953). C'est la qualité et le comportement structural plus que satisfaisant qui a poussé l'Abbé Conefroy à produire les plans de cette typologie. Ayant un talent pour l'architecture, il a produit les plans et devis (connus sous le nom du Devis Conefroy aujourd'hui) qui s'inspirent des églises déjà présentes tout en peaufinant certains détails. C'est grâce à la qualité de son devis que celui-ci a ensuite été utilisé pour la construction de plusieurs autres églises, même après sa mort (Morisset, 1953; Bédard, 1971). Similairement à la Néo-Roman, le clocher est aussi centré à la façade. Par contre, elle se différencie par sa position et est placée derrière la façade de MNA, sans connexion directe. Le clocher étant soutenu par quatre colonnes, les deux colonnes du côté de la façade peuvent être visibles ou non. Dû à la proximité de la structure, elles peuvent avoir été cachées dans la construction du mur intérieur de l'église. Les deux autres colonnes sont clairement visibles et passent au travers du jubé pour terminer leur course dans la nef. Cette typologie sera analysée plus en détail dans ce mémoire.

1.4 Méthodes d'évaluations de la vulnérabilité sismique des églises

Le risque sismique et la vulnérabilité des églises en MNA étant mis en évidence précédemment, cette sous-section présente les méthodes d'évaluation existantes pour ces bâtiments. Elle est rédigée de sorte que les méthodes sont décrites de la plus simple d'application à la plus élaborée. De plus, les méthodes décrites dans les sections suivantes proviennent d'Italie ou du Québec. L'inventaire de dommages et les importants séismes survenus en Italie permettent de donner lieu à la création de beaucoup de procédures d'évaluation. D'autres pays ont aussi produit différentes méthodologies d'évaluation comme la Suisse avec le projet de doctorat de Devaux (2008). Malgré tout, sa méthodologie se base aussi sur des principes développés en Italie. Enfin, un bref survol sur les mesures de vibrations ambiantes est aussi présenté.

1.4.1 Évaluation par pointage ou par niveaux de priorité

Les méthodes d'évaluation par pointage sont utiles grâce à leur rapidité d'application. Plusieurs méthodologies existent ou sont proposées : quelques-unes seront présentées ici. Elles permettent d'obtenir un aperçu général de l'état des bâtiments lorsqu'il est question d'évaluer un grand échantillon, ce qui permet de classer les églises les unes par rapport aux autres (Karbasi & Nollet, 2008). Tel que mentionné plus tôt, le séisme de Frioul est très important dans l'historique sismique à cause de sa grande quantité d'églises endommagées. Cela a néanmoins permis de procéder à un large inventaire des dommages. L'observation des dommages a conduit à séparer par macroélément les mécanismes de rupture qui sont survenus. À ce moment, 7 macroéléments ont été mis de l'avant soit la façade, les murs latéraux, l'arche triomphale, l'abside, le clocher et le beffroi et chaque macroélément inclut différents mécanismes de rupture (Doglioni et al., 1994). Ce concept de macroélément a permis de développer des méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique ainsi que des méthodes d'évaluation des dommages post-séisme. Par la suite, un abaque de 28 mécanismes d'effondrements a été développé et peut être utilisé tant pour l'évaluation pré-séisme que post-séisme.

Une méthodologie d'évaluation à trois niveaux a été créée par le MiBACT (2011) pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique et sera développée à la section 1.4.3. Les différents niveaux permettent d'obtenir une évaluation en fonction de la précision recherchée par l'évaluateur où les macroéléments sont étudiés différemment en fonction du besoin. La différence entre les méthodes de construction pour différentes régions constitue une limite à cette méthodologie (Sferrazza Papa, 2020). Sferrazza Papa (2020) a développé une approche mettant de l'avant les spécificités entre les régions. Un formulaire d'évaluation a été produit afin de faciliter le diagnostic et identifier les nouveaux mécanismes pouvant se développer en fonction des spécificités territoriales.

Dans le même ordre d'idée, le GNDT (1993) a développé une méthodologie d'évaluation, avec un formulaire à remplir *in situ*, basé sur 11 critères typologiques, mais s'applique

essentiellement sur des structures plus conventionnelles. Ensuite, Lourenço et Roque (2006) ont développé une méthode d'évaluation se basant sur des indices simplifiés qui considèrent différents ratios. Trois index ont été développés, dont deux ont été retenus après les analyses. Cette méthode d'évaluation assez rapide permet un dépistage des structures ayant besoin de plus amples investigations. De plus, suite à l'inventaire des églises sur l'Île de Montréal réalisé dans un projet de recherche, Youance (2010) a proposé pour le territoire québécois une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises en MNA combinant plusieurs approches méthodologiques. Cette méthodologie ne permet « pas d'obtenir une vulnérabilité exacte des modèles étudiés, mais d'identifier les paramètres influant la vulnérabilité » (Youance, 2010). Un formulaire d'évaluation est aussi disponible pour le relevé *in situ* permettant d'obtenir un indice de vulnérabilité propre à l'église.

Dans l'objectif d'évaluation post-séisme, le MiBAC (2006) a mis sur pied un formulaire afin de faciliter l'évaluation et chaque élément est noté entre 0 (aucun dommage) et 5 (écroulement). Lorsque l'évaluation est terminée, un indice de dommage général peut être calculé en fonction du nombre de mécanismes développés ainsi que le résultat total des dommages. Par la suite, Ferreira et al. (2014) ont développé une approche basée sur l'évaluation des dommages post-séisme pour le tremblement de terre de l'Aquila ($M_w = 6,3$) survenu en 2009 et concernant spécifiquement les façades. Dix paramètres (ex : géométrie de la façade, qualité et conservation de la maçonnerie, etc.) sont évalués selon une cote se trouvant entre A et D ce qui permet de calculer le grade de dommage du macroélément.

1.4.2 Évaluation par modélisation numérique et analyses

Les méthodologies d'évaluation par cotes servent plutôt à classer les différents bâtiments les uns par rapport aux autres. Ainsi, il est parfois nécessaire de procéder à des analyses plus précises lorsqu'une plus petite quantité de bâtiment est à l'étude. Ici encore, le niveau de complexité des modèles numériques et des analyses varie en fonction de l'information recherchée par l'évaluateur. Lorsqu'il est question d'évaluer plus en profondeur un seul bâtiment, des analyses ou des modèles plus complexes peuvent être utilisés. Les différents

types d'analyses sont décrits dans les sections suivantes et quelques exemples d'utilisation y sont présentés.

1.4.2.1 Approche par équilibre limite

L'analyse par équilibre limite, basée sur le principe de macroéléments, est utile pour l'évaluation d'une structure afin de trouver les éléments plus vulnérables dans celle-ci. En effet, lorsque les macroéléments ont été identifiés, il est possible d'y définir leurs mécanismes de rupture probable. Par la suite, un calcul d'équilibre limite permet d'estimer la capacité limite que ce mécanisme peut supporter (D'Ayala, 2000; Parisi et al., 2018). Il s'agit de la méthode utilisée dans la méthodologie d'évaluation italienne, aussi appelée analyse cinématique.

Ce type de calcul peut facilement se réaliser manuellement, mais une procédure a été développée pour les façades de bâtiments historiques (D'Ayala & Speranza, 2002). La procédure, appelée FaMIVE, est basée sur des équations d'équilibres limites développées pour les huit mécanismes de rupture d'une façade en fonction des conditions frontières. Les données propres à un bâtiment sont insérées dans le logiciel afin d'obtenir le coefficient d'accélération permettant le déclenchement du mécanisme approprié au mode de rupture. D'Alaya et Speranza (2003) ont procédé à l'application de cette méthodologie sur quatre bâtiments historiques ayant subi des dommages après le séisme de Ombrie-Marches. Les modes de rupture les plus vulnérables ont ainsi pu être soulignés avec leur coefficient d'accélération respectif. La procédure permettant aussi de considérer les systèmes de renforcement, l'ajout de dispositifs a été évalué sur le comportement de ces structures. L'utilisation de tirants a prouvé son efficacité sur les mécanismes hors plan des façades et la structure subira plutôt une rupture dans son plan.

1.4.2.2 Analyse modale et spectrale

L'analyse modale permet d'obtenir les propriétés dynamiques d'une structure telles que la fréquence naturelle, l'amortissement ou les modes de déformation. De plus, la fréquence naturelle d'une structure dépend de ses propriétés physiques et de leur disposition spatiale, dont sa masse et sa rigidité. Les analyses modales peuvent être utilisées pour différentes

raisons. Parmi celles-ci, les analyses peuvent servir à : calibrer un modèle par éléments finis à des résultats expérimentaux, voir l'influence de modifications structurales sur un bâtiment, faire une étude de sensibilité, prédire la réponse dynamique d'une structure, etc. (He & Fu, 2001)

Ce type d'analyse est devenue une des premières analyses à réaliser sur une structure. Par exemple, l'application de l'analyse modale dans la méthodologie italienne permet de mettre en évidence les macroéléments et les mécanismes de rupture potentiels, tout en donnant une idée générale du comportement de la structure (Sferrazza Papa, 2020).

L'analyse spectrale consiste en une analyse réalisée dans le domaine des fréquences. Elle s'effectue pour un spectre prédéterminé, appelé spectre de dimensionnement ou de design. Ce spectre est développé pour le site où se trouve la structure afin d'inclure les conditions de sol. Cette méthode permet d'estimer les déplacements et les efforts maximaux du bâtiment à l'étude pour une sollicitation sismique correspondant au spectre prédéterminé (Graitec, 2018).

1.4.2.3 Analyse de poussée

Il est aussi possible d'évaluer la vulnérabilité d'une structure avec l'approche d'analyse par poussée qui consiste en l'application par incrémentation d'une charge latérale. Cette approche demande un modèle un peu plus complet, car certaines caractéristiques des matériaux doivent être connues, telles que sa densité et son module élastique (Graitec, 2018). Le comportement non linéaire de la structure doit aussi pouvoir être simulé dans ce type d'analyse afin d'identifier la limite d'élasticité et la limite de rupture en termes de résistance et déplacement.

Ce type d'analyse peut être utilisé pour évaluer des structures existantes comme l'ont fait Sisti et al. (2018). Leurs analyses ont permis de mettre en lumière des mécanismes de rupture qui se sont développés après un séisme en procédant sur des études de cas. Il peut aussi fournir la vulnérabilité d'un bâtiment en termes de résistance et capacité (Lagomarsino et al., 2010; Kraiem, 2019).

1.4.2.4 Analyse temporelle

Finalement, les analyses temporelles consistent en l'application d'un chargement dynamique, généralement un séisme, sur une structure. Il s'agit d'appliquer un signal sous forme d'accélérogramme dont les données d'entrées (accélérations) varient en fonction du temps. La réponse de la structure variera aussi en fonction du temps. (Paultre, 2013)

Ce type d'analyse est souvent utilisé dans le domaine de la recherche, car elle permet d'étudier le comportement d'une structure ayant subi des dommages après un tremblement de terre (Betti & Vignoli, 2008; Valente et al., 2017). Les analyses temporelles peuvent aussi être utilisées pour de la conception d'une structure. En effet, d'après le CNB2015, si la structure n'est pas conforme à certaines conditions, l'utilisation d'analyses dynamiques est demandée. Différentes analyses dynamiques sont ainsi présentées, dont l'analyse temporelle. (CNB, 2015)

1.4.2.5 Comportement linéaire et non linéaire des matériaux

Deux choix de comportement des matériaux sont possibles pour accomplir les analyses présentées aux sections précédentes, soit linéaire ou non linéaire.

Un comportement linéaire considère que le matériau peut se déformer infiniment sans qu'il y ait rupture. Ainsi, ce type de comportement ne considérera pas les fissurations qui se créent dans le temps lors d'un chargement quelconque. Les déformations que la structure pourra subir pour une même force seront donc plus petites lorsque la capacité maximale du matériau sera atteinte. L'avantage d'une analyse linéaire est qu'elle requiert moins d'intrants sur les propriétés des matériaux et peut être réalisée assez rapidement. Les analyses modales et spectrales sont complétées dans le domaine linéaire.

La considération d'un comportement non linéaire signifie que le comportement du matériau au-delà de sa limite élastique est pris en compte avec des lois de dégradation de résistance et de rigidité. Les résultats obtenus avec des analyses considérant un comportement non linéaire se rapprochent du comportement réel de la structure. Ces analyses sont cependant plus

exigeantes en temps de calcul, car elles doivent considérer la dégradation des propriétés mécaniques durant la réalisation d'une analyse. Ainsi, elles nécessitent la connaissance des propriétés inélastiques des matériaux. Les analyses de poussée prennent en compte le comportement non-linéaire de la structure via un chargement statique simulant les charges sismiques.

Le comportement et les propriétés mécaniques de la maçonnerie représentent un défi important lorsqu'il est question de modéliser de la maçonnerie. La plupart des analyses considèrent les assemblages de maçonnerie comme un matériel hétérogène avec des propriétés moyennes et négligent ainsi le mortier qui représente un point de faiblesse à l'assemblage. C'est une méthode adéquate pour prédire des déformations dans le cas de faibles sollicitations externes. Deux principaux types de modélisation des propriétés de ce matériau existent dans la littérature. Le premier considère un matériel homogène. Ce modèle, relativement simple et demandant peu d'intrants, est adéquat pour étudier le comportement global de la maçonnerie. Le deuxième prend en compte le comportement hétérogène de la maçonnerie, nécessitant ainsi plus d'intrants, et est adapté pour évaluer des comportements locaux de l'assemblage. (Tzamtzis & Asteris, 2003)

1.4.2.6 Utilisation de plusieurs méthodes

Dans plusieurs études, l'utilisation et la comparaison entre différentes méthodes ont souvent été relevées. Cette procédure permet de contre-vérifier et consolider les résultats obtenus ou d'approfondir certains angles d'un projet. Par exemple, l'analyse modale peut être utilisée avec d'autres analyses. C'est le cas pour l'étude d'églises d'après la méthodologie italienne réalisée entre autres par Anzilotti et Fuentes Rivera Ramirez (2018) et Fleres (2017) où des analyses temporelles sont ajoutées aux analyses cinématiques et modales. L'étude d'une église romanesque a aussi été évaluée par Milani et al. (2017) avec la combinaison d'analyses cinématiques, de poussées et temporelles. Similairement, Endo et al. (2015) ont appliqué les mêmes analyses sur une église ayant subi des dommages après le séisme de L'Aquila (M_w = 6,3) où les comportements linéaires et non linéaires sont aussi évalués.

1.4.3 Méthodologie d'évaluation italienne

Cette section présente la méthodologie italienne d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises de maçonnerie. La méthodologie est d'abord décrite dans son ensemble et un exemple d'application est présentée avec une étude de cas, réalisée sur l'église San Bartolomeo Apostolo à Quistello, en Italie, par (Anzilotti & Fuentes Rivera Ramirez, 2018).

1.4.3.1 Description de la méthodologie

Les lignes directrices proposées par le MiBACT (2011) ont pour objectif d'orienter l'évaluation et la réduction du risque sismique des bâtiments patrimoniaux. Cette directive est basée sur plusieurs normes et codes présents en Italie dont les *Normes techniques pour la construction* (NTC), le *Code du patrimoine culturel et du paysage* et les *Dispositions pour les constructions avec exigences particulières pour les zones sismiques*. Ce document est seulement disponible en italien.

Cette directive débute avec une description des exigences de sécurité et une définition de l'action sismique. Elle décrit ensuite le niveau de connaissances à acquérir sur le/les bâtiments à l'étude. La récolte d'informations sur les bâtiments cherche à permettre, d'une part, une interprétation qualitative du comportement de la structure et, d'autre part, une analyse de la structure menant à une évaluation quantitative. Les éléments suivants sont présentés afin de guider l'évaluateur dans sa cueillette de données :

- identification de la structure, emplacement, relation avec le contexte urbain;
- relevés géométriques; relevés des dommages et déformations présents;
- identification des modifications apportées à la structure;
- identification des méthodes de construction;
- identification des matériaux et de leur état, détérioration, propriétés mécaniques, etc.;
- identification des fondations.

Par la suite, une méthodologie à trois niveaux est présentée. Les niveaux dépendent de l'étendue de l'évaluation et du niveau de précision ciblé. Le premier niveau est utilisé pour une étude territoriale et utilise une interprétation qualitative comme principe d'évaluation. Puisque ce niveau s'applique sur un bassin d'églises, la méthodologie d'évaluation doit être rigoureuse tout en étant efficace. Elle se base donc sur l'identification des macroéléments et de leur mécanisme d'effondrement probable. La directive propose l'application d'une cote en fonction des interventions antisismiques présentes sur les 28 mécanismes de dommages. L'évaluation permet d'obtenir une vulnérabilité qualitative de faible, moyen ou élevé.

Le deuxième niveau est utilisé pour une étude spécifique à une structure. Elle s'applique sur l'évaluation des macroéléments individuellement et s'utilise principalement lorsque des travaux de réfection, n'influençant pas le comportement global de la structure, sont en jeu. L'analyse cinématique est réalisée pour chaque macroélément analysé (avec et sans l'intervention) et les coefficients d'accélérations obtenus sont comparés. Cette méthode permet d'offrir un avis sur l'efficacité de l'intervention.

Finalement, le troisième niveau s'applique pour l'évaluation globale de la structure en tenant compte de la sécurité sismique générale du bâtiment. Si l'évaluateur procède à la répartition des efforts entre les différents systèmes structuraux, il est possible d'utiliser le principe des macroéléments plutôt que de vérifier la réponse sismique sur la structure globale. Les méthodes utilisées dans le deuxième niveau peuvent donc être reproduites dans celui-ci, pour chaque élément présent dans le bâtiment. Il est possible d'appliquer des analyses statiques, linéaires ou non linéaires, sur un macroélément, mais l'évaluation par analyse cinématique a prouvé son efficacité. Le guide précise aussi de considérer tous les éléments structuraux influant sur le macroélément (e.g. les voûtes en maçonnerie formant la structure de toit). Or, leurs méthodes de construction ne priorisent pas les éléments de bois dans la composition de la toiture comme il est possible de le voir pour le Québec. Les toitures en maçonneries auront une plus grande masse que pour le bois, influençant de façon plus importante le comportement dynamique de la structure. Cette différence non négligeable entre les méthodes de construction consiste en

un des points marquants justifiant l'évaluation de l'applicabilité de cette méthodologie sur les églises québécoises.

1.4.3.2 Exemple d'application avec une étude de cas

L'application de cette méthodologie sur l'église San Bartolomeo Apostolo à Quistello, en Italie (Anzilotti & Fuentes Rivera Ramirez, 2018), est examinée dans cette section. L'église a été évaluée après le séisme de Piadina Padana Emiliana, survenu en 2012. Deux chocs importants ont eu lieu soit le 20 mai (M_w = 5,86) et le 29 mai (M_w = 5,66). De typologie Italienne Baroque (figure 1.15a), l'église est construite sur un plan en croix grecque (figure 1.15b), au centre de la ville.

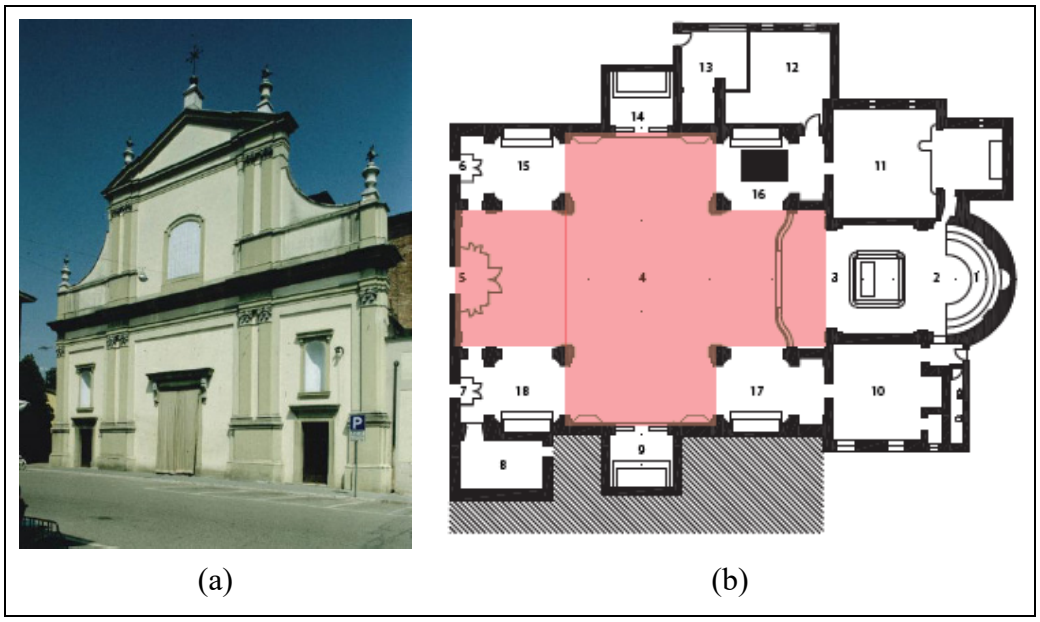


Figure 1.15 Église San Bartolomeo Apostolo : (a) façade; (b) plan au sol
Tirée de Anzilotti et Fuentes Rivera Ramirez (2018)

Les relevés géométriques et de dommages ont été recueillies lors de visites réalisées par les évaluateurs et avec l'analyse de documentations historiques. L'obtention d'un rapport réalisé en 1888 a soulevé une problématique dans les fondations de l'église où un affaissement de 10 cm avait été observé. La construction de contreforts sur le côté nord de l'église avait solidifié

la structure à cet endroit. La problématique avait été partiellement réglée puisque la partie gauche de la nef est encore dans une situation précaire. Une instabilité dans la structure du toit avait aussi été mentionnée dans ce rapport. Un second rapport réalisé dans les années 1950 mentionne la réhabilitation de la structure du toit. Il fait aussi état de travaux dans les voûtes de la nef centrale, l'abside et les chapelles, où des fissures sont apparentes. Les dommages survenus après les chocs sont aussi soulignés. À la suite du premier choc, des fissurations menant à la formation du mécanisme de renversement du pignon de la façade se sont créées. La rupture du support de la croix au sommet de la façade, vers l'intérieur de l'église, a aussi mené à l'effondrement d'une section du toit et de la voûte avant. Le second choc, quant à lui, a produit l'effondrement d'une grande quantité de voûtes. Des fissurations sur l'abside et des dommages sur les arches présentes dans la nef centrale ont aussi été observés. L'état des matériaux a été évalué avec deux types d'essais. D'abord, des essais vidéoscopiques sont réalisés afin de visualiser l'intérieur des murs en maçonnerie. La stratigraphie, les types de matériaux et la présence de vides sont des aspects observés avec cet essai. Ensuite, des essais soniques ont permis d'évaluer la qualité d'assemblage de la maçonnerie. Les résultats de ces essais ont permis d'avancer la composition d'une structure de pierres solides avec une bonne qualité de mortier de chaux.

La production d'un modèle numérique complet a ensuite été réalisée. Deux logiciels par éléments finis sont utilisés pour cette étude, la vérification des modèles est réalisée avec une analyse statique sous les charges gravitaires. Des différences minimes ont été observées et jugées acceptables. Des analyses modales sont ensuite réalisées sur deux modèles. Le premier comprend seulement la maçonnerie et le deuxième inclut les éléments de bois présents dans la structure. La présence des poutres en bois n'a pas montré de différence importante entre les deux modèles où des différentes d'environ 5% entre les participations modales cumulatives sont observées. Pour ce qui est des caractéristiques dynamiques, des différences allant jusqu'à 15% entre les périodes des deux modèles sont notées pour les modes 5 à 25. Les modes subséquents se rapportant à la maçonnerie servant à soutenir le recouvrement de toit au-dessus de la voûte en maçonnerie. Cette différence plus importante peut donc s'expliquer par la relation directe entre la maçonnerie et la structure de bois pour ce secteur. Malgré tout, la

différence de période pour les modes fondamentaux de chaque macroélément (i.e. façade et murs latéraux) reste sous les 5%. Le renversement du pignon de la façade de l'église est le premier mode de vibration obtenu avec l'analyse modale. Ce mécanisme de rupture a donc été étudié avec l'analyse cinématique. Le coefficient d'accélération calculé a démontré la vulnérabilité de cet élément, lorsque comparé aux accélérations du NTC pour les différents états limites. Finalement, des analyses temporelles linéaires et non linéaires sont appliquées sur le modèle numérique tant pour l'évaluation du déplacement de certains points que pour l'évaluation des contraintes dans la maçonnerie. L'analyse non linéaire a seulement été appliquée pour la façade et la voûte à proximité afin de diminuer les temps d'analyse. Ici encore, les résultats sont cohérents avec les dommages observés sur l'église.

1.4.4 Modélisation de la maçonnerie

Plusieurs matériaux sont présents dans la construction d'un bâtiment. L'objectif d'un modèle numérique est de représenter la réalité le mieux possible. Or, différents matériaux peuvent demander différentes approches de modélisation. Ainsi, les approches possibles pour des assemblages de maçonnerie et des éléments de bois sont présentées dans cette sous-section.

La modélisation bidimensionnelle, avec des éléments plaques, est la première possibilité pour un assemblage de maçonnerie. Ce type de modélisation est simple à réaliser de par la simplification de sa géométrie. L'efficacité dans la réalisation des analyses, causée par le nombre plus restreint de connexions entre les nœuds que pour un modèle avec éléments tridimensionnels, représente un autre avantage de ce type de modélisation. Par contre, l'utilisation de ces éléments néglige de considérer directement la possibilité d'excentricité dans les efforts, car les plaques sont placées sur l'axe central de l'assemblage. De plus, la rigidité d'une connexion entre deux plaques modélisées sur des plans différents n'est pas toujours bien représentée.

La modélisation tridimensionnelle, réalisée avec des volumes, est la deuxième possibilité pour ce type d'élément, généralement tétraédrique. L'utilisation de volume permet de mieux

représenter le comportement de la maçonnerie, entre autres concernant le lien entre les différents éléments. De plus, le niveau de contraintes dans l'épaisseur de l'assemblage peut être évalué avec cette méthode. Pour ce faire, l'utilisation de plus d'un élément dans le maillage de l'épaisseur doit être considérée. La modélisation par volume est plus complexe et peut ainsi se refléter avec des analyses plus énergivores. (Costa et al., 2014)

1.4.5 Mesures de vibrations ambiantes

Les mesures de vibrations ambiantes (MVA) sont un bon complément pour une analyse structurale. D'une part, les mesures prises sur un bâtiment existant peuvent être très importantes pour leur diagnostic (Ramos et al., 2013). D'autre part, celles prises sur le sol peuvent donner un bon indicatif sur les possibilités d'amplification des ondes sismiques. En effet, les bâtiments ayant une fréquence naturelle proche de celle du sol ont subi beaucoup de dommages lors d'un tremblement de terre (Takewaki, 1998; Salameh et al., 2017)

Des instruments de mesure intégrant accéléromètre et vélocimètre sont positionnés à différents endroits dans un bâtiment et les accélérations qui proviennent du mouvement de la structure sont enregistrées. Par la suite, les caractéristiques propres à la structure telles que la fréquence, les modes de déformations et l'amortissement sont extraites par la réalisation de transformées de Fourrier des résultats bruts (Micromed, 2012).

Les mesures de vibrations ambiantes peuvent être utilisées dans les différentes phases de travaux. Les résultats donneront ainsi des informations sur un changement dans le comportement dynamique de la structure. Ils peuvent aussi permettre d'évaluer l'efficacité des modifications (Ramos et al., 2013). Ramos et al. (2010) ont réalisé des MVA sur deux études de cas soit la tour de l'horloge Mongadouro, située à proximité du château Mogadouro, et l'église du Monastery of Jerónimos. Ces deux structures, localisées au Portugal, sont construites en maçonnerie de pierres non armées. Les MVA ont permis d'extraire les modes de vibration principaux et les fréquences et amortissements respectifs des dits modes de vibration. L'évolution des propriétés mesurées avant-après réhabilitation a été analysée avec

la tour de l'horloge. La comparaison des MVA a confirmé l'augmentation de la rigidité de la structure après l'injection de mortier dans la MNA. Ils ont aussi pu noter un comportement plus uniforme après la réhabilitation. De plus, un modèle numérique de l'église a été produit et les propriétés mécaniques de la maçonnerie ont été calibrées d'après les MVA obtenues.

1.5 Discussion

L'historique sismique du Québec ainsi que le type de dommages observés sur les structures en MNA lors de tremblement de terre a permis de mettre en évidence certaines similitudes entre le comportement des églises du Québec et celles d'Italie. Comprendre le comportement de ces structures sous les charges sismiques est la première étape du processus d'évaluation. En effet, on constate entre autres que la vulnérabilité des églises en MNA provient principalement de leurs murs élancés comportant de grandes ouvertures. L'absence d'ancrage entre ces murs avec la toiture ou les planchers (Bruneau & Lamontagne, 1994) ou bien leurs connexions inadéquates font en sorte que les murs sont non restreints (Youance, 2010). Cette déficience structurale permet aux éléments de se détacher les uns des autres et par le fait même de se déformer de façon indépendante (Bruneau & Lamontagne, 1994).

Pour mieux évaluer la vulnérabilité sismique de ces structures en MNA, différentes méthodes ont été développées et sont constamment en perfectionnement. La complexité des approches varie en fonction de la quantité de données disponibles sur le bâtiment à l'étude ainsi que sur la précision des résultats désirés. Afin d'identifier les églises les plus vulnérables parmi un grand échantillonnage de bâtiments, des méthodes par pointage et l'utilisation de formulaires d'évaluation ont été proposées par différents auteurs. Lorsqu'une seule structure est à l'étude, une modélisation 3D et des analyses plus complexes sont préférables allant des analyses cinématiques et dynamiques linéaires pour l'identification des modes de vibrations et des macroéléments jusqu'aux analyses temporelles pour simuler la réponse de la structure aux sollicitations sismiques.

CHAPITRE 2

MÉTHODOLOGIE

Les différentes étapes guidant la réalisation de cette étude sont décrites plus précisément dans les sections de ce chapitre.

2.1 Caractérisation de l'inventaire

Une caractérisation de l'inventaire est la première étape essentielle à la bonne réalisation de cette étude. Un échantillon du bassin d'églises au Québec a déjà été réalisé grâce à la création d'un inventaire comprenant les églises construites sur l'Île de Montréal (Youance, 2010). La réalisation de cet inventaire a nécessité la consultation de documents dont des rapports d'inspection et des visites où des observations sur les matériaux ont été réalisées. Les informations incluses dans l'inventaire réalisé par Youance (2010) ont aussi été bonifiées avec des documents récoltés aux archives du Diocèse de Montréal par Sferrazza Papa durant l'été 2018. À la même période, des visites plus détaillées de 14 églises ont permis de compléter les informations par des observations sur la structure, les matériaux et les dommages ainsi que par des relevés géométriques. L'ensemble des données recueillies permet ainsi de répondre aux questions suivantes.

Quels types d'églises sont présents sur le territoire québécois?

L'inventaire est séparé sous différents ensembles. En effet, Youance (2010) a procédé à leur classement d'après quatre groupes, soient l'année de construction, le classement au patrimoine, le plan au sol et la qualité de la maçonnerie. Par la suite, Sferrazza Papa (2020) a procédé au classement d'après le type de façade. Ces différents groupements sont présentés précédemment à la section 1.3. Le regroupement par façade est celui adopté pour la réalisation de l'étude qui propose quatre typologies principales: Néo-Roman, Conefroy, Baillargé et Italien Baroque. Le groupement des typologies d'après leur façade présente cependant certaines limites. En effet,

les 108 églises présentent dans l'inventaire ne peuvent pas être automatiquement catégorisées dans ces quatre ensembles. Le chevauchement entre différentes influences architecturales obscurcit la séparation nette. De plus, d'autres typologies (ou variantes) peuvent être présentes dans le bassin d'églises étudié.

Est-ce que certaines typologies sont présentes en plus grande quantité?

Parmi les quatre typologies énoncées précédemment, les trois premières sont les plus présentes sur le territoire québécois, c'est-à-dire, Néo-Roman, Conefroy et Baillargé. Comme expliqué précédemment, la superposition d'influence architecturale complique la séparation nette entre les typologies. La figure 2.1 présente la répartition de ces typologies basée sur une inspection visuelle et sur le type de façade seulement. Par exemple, la typologie Conefroy idéale, en plus de son interaction façade-clocher particulière, comprend une nef simple disposée sur un plan en croix Latine. Or, pour la simplification du regroupement, seulement la configuration de la façade sera considérée puisqu'il s'agit de sa caractéristique la plus déterminante. L'évaluation de l'inventaire a aussi permis de soulever une nouvelle configuration de façade. Il s'agit d'une façade triangulaire à laquelle un clocher est ajouté sur un des deux côtés.

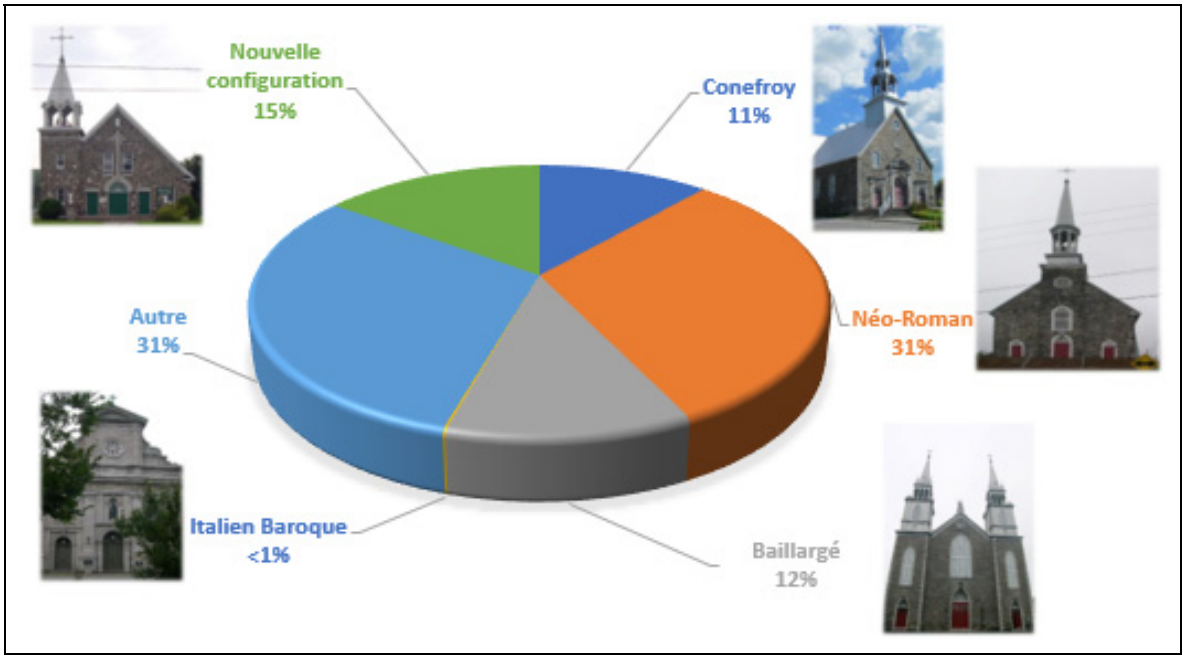


Figure 2.1 Répartition des typologies
Photographies tirées de Québec (2013)

Quelles sont les problématiques récurrentes sur ce type de structure?

L'inventaire a relevé plusieurs types de problématiques sur une grande quantité d'églises. Les plus récurrentes sont la présence d'humidité (figure 2.2a) ou de fissurations dans la maçonnerie et la détérioration du mortier. Quelques cas de détachement de la pierre ou du bombement des murs en maçonnerie sont aussi observés.

Est-ce que ces problématiques sont plus présentes sur une typologie d'église en particulier?

Ces problèmes ne sont pas liés spécifiquement à une typologie plus qu'à une autre. Ils sont plutôt propres au matériel utilisé, la maçonnerie. Par contre, beaucoup de contreforts présentent des problématiques tels que des fissurations ou le détachement de ces derniers par rapport aux murs latéraux (figure 2.2b).

Est-ce que des moyens de mitigations sont présents dans les églises?

Beaucoup de rejointoiements dans les murs de maçonneries ont été réalisés. De plus, quelques églises sont pourvues de tirants dans leurs murs latéraux et pour une église, les tirants ont été installés à son pignon. Une église a aussi été renforcée à son clocher avec une gaine d'acier.

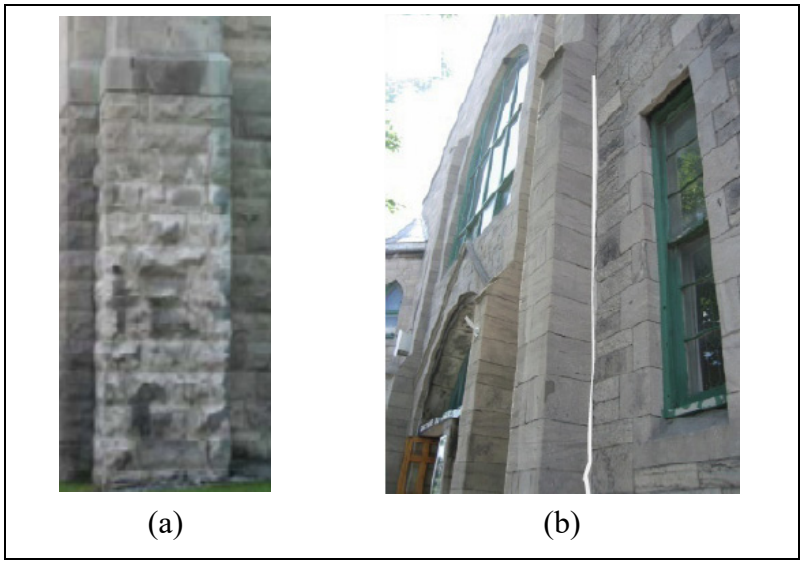


Figure 2.2 Dommages à la maçonnerie : (a) humidité dans la maçonnerie; (b) détachement d'un contrefort
Tirée de Youance (2010)

L'étude de l'inventaire n'a pas permis de relever des problématiques spécifiques à une typologie en particulier. Ainsi, l'évaluation des typologies a d'abord ciblé celles les plus présentes à la fois sur l'île de Montréal, mais ailleurs au Québec (Noppen & Morrisette, 2005), soient les typologie Néo-Roman et Conefroy. Une première étude de cas s'est attardée à l'église Saint-Joseph de type Néo-Roman située sur le boulevard Gouin, à Montréal (Sferrazza Papa, 2020). Les résultats de cette étude seront comparés à ceux obtenus sur l'église Sainte-Famille de Boucherville, objet de ce mémoire.

2.2 Étude documentaire sur l'église et relevés

La deuxième étape consiste en l'étude documentaire sur l'église sélectionnée et les relevés sur le site. Deux types d'informations sont pertinentes à récolter. Il s'agit d'abord des informations touchant l'histoire de l'église et ensuite, celles propres au bâtiment et à sa géométrie.

Afin d'acquérir les informations sur l'histoire du bâtiment et l'historique de sa construction, de multiples intervenants sont contactés tels que les membres bénévoles de l'église, l'organisme responsable de la paroisse (La Fabrique) et le Diocèse. Des visites aux bibliothèques pouvant contenir des archives sur l'église étudiée ou d'autres églises similaires (la BaNQ de Montréal et de Québec) sont aussi effectuées. La liste des interventions réalisées sur l'église, des indicatifs sur le type de pierres utilisées et un plan des murs de maçonnerie sont les informations ainsi obtenues sur le bâtiment. Par ailleurs, la revue documentaire permet de déterminer que l'église repose probablement sur un dépôt d'argile important caractérisant le site de type D ou E selon la vitesse de cisaillement dans le sol ou la fréquence naturelle du dépôt (Dion, 1977; Parent et al., 2020). Cette hypothèse sera validée avec les mesures de vibrations ambiantes sur le sol. L'ensemble de ces données sont présentées aux sections 3.2, 3.3 et 3.6.

La deuxième catégorie d'information s'acquiert avec des visites sur les lieux. L'inspection de la structure permet d'abord de comprendre le système structural en place et de détecter les problématiques présentes. Parmi celles-ci, des fissurations à plusieurs endroits sont notées et

décrites. Par la suite, la géométrie des éléments est relevée avec le plus de précision possible en fonction de l'accès donné aux lieux. Ces visites permettent aussi de procéder à des mesures de vibrations ambiantes sur la façade, le clocher et les murs latéraux de l'église et sur le sol. Les observations, relevés et résultats des mesures de vibrations ambiantes sont présentés aux sections 3.4 et 3.8.

Les macroéléments présents dans la structure de l'église sont la façade, les murs latéraux de la nef, les murs du transept, les murs de l'abside et la tour clocher. Parmi ceux-ci, l'accent sera mis sur la façade, les murs latéraux de la nef et la tour clocher.

2.3 Modélisation architecturale 3 D

L'objectif de cette étape est la production d'un modèle architectural 3D complet de l'église à l'aide deux logiciels : AutoCad©, un logiciel de dessin assisté par ordinateur, et Rhinoceros3D©, un mailleur puissant pour la conversion de fichier ou pour la visualisation. AutoCad© est d'abord utilisé pour dessiner les composants individuellement, d'après les dimensions réelles, afin d'assurer l'exactitude de chaque élément présent dans la structure. Ensuite, les composants sont transférés dans Rhinoceros© et transformés en éléments 3D et assemblés. Ceci permet d'éviter les conflits entre les éléments, qui seraient causés par une erreur de relevé sur les mesures géométriques. La modélisation des éléments permet aussi de comprendre comment les éléments de la toiture et des murs de maçonnerie sont connectés et comment le transfert des charges gravitaires et latérales s'effectue. Il permet ainsi de guider les simplifications à effectuer dans le modèle architectural avant la production du modèle structural. Le modèle architectural et les simplifications émises pour la préparation du modèle sont présentés aux sections 4.1 et 4.2.

2.4 Modélisation par éléments finis et analyses

Deux logiciels sont utilisés pour les analyses structurales : Abaqus© et Advanced Design America© (ADA©). Avec ces deux logiciels, six modèles numériques par éléments finis suivants, basés sur le modèle architectural, sont produits.

Deux modèles sont d'abord créés dans le logiciel Abaqus© :

1. Un premier modèle incluant seulement la structure en maçonnerie (M1-MNA-A) et utilisant des éléments tétraédriques pour le maillage du modèle.
2. Un deuxième modèle où les fermes de toit sont ajoutées au modèle de la maçonnerie sous forme de ressorts ayant une rigidité équivalente (M2-MNA-R).

Le logiciel n'offre pas l'option du type de connexions articulées entre des éléments poutre de la structure de bois et avec les éléments tétraédriques de la structure de maçonnerie faisant en sorte que la modélisation de celles-ci doit être réalisée sous forme de code dans les fichiers textes produits par Abaqus©. Ainsi, l'option simplificatrice de ressorts ayant la rigidité équivalente des fermes de toit est utilisée. Cette modélisation permet d'obtenir que des résultats préliminaires sur l'influence de la toiture sur la maçonnerie. En effet, les rigidités des fermes de toit sont considérées individuellement et l'effet de diaphragme de la toiture est ainsi négligé. Cependant, l'avantage de ce logiciel est la visualisation des résultats : les déformations dans la structure en maçonnerie sont clairement représentées. Les formes arrondies et plus complexes sont aussi plus faciles à modéliser dans ce logiciel.

Quatre autres modèles sont réalisés avec le logiciel ADA©, incluant les modèles plus complets de la structure :

3. Un modèle avec seulement la maçonnerie (M1-MNA-ADA) et utilisant des éléments plaque.
4. Un modèle où la structure de toit et du clocher est ajoutée au modèle de la maçonnerie avec éléments plaque (M3-MNA-Bois).
5. Un modèle où le recouvrement de toit est ajouté au modèle M3-MNA-Bois sans être connecté à la façade (M4-MNA-Bois-NC).
6. Un modèle où le modèle M4-MNA-Bois-NC est connecté à la façade (M4-MNA-Bois-C).

Le logiciel ADA© offre l'option de connexions typiques articulées entre les éléments poutres de la structure de bois et les éléments plaque de la maçonnerie. La facilité de modélisation des connexions avec ce logiciel est un avantage principal dû à la grande quantité de connexions à

modéliser dans la toiture de l'église et du clocher. Le modèle numérique incluant seulement la maçonnerie (M1-MNA-ADA) avec des éléments plaques est comparé au modèle équivalent d'Abaqus© (MI-MNA-A). Cette comparaison permet de confirmer les résultats avant de poursuivre dans la complexité des modèles. Des éléments plaques sont utilisés avec ce logiciel, car il ne permet pas de modéliser des volumes. Trois autres modèles sont ensuite produits où le clocher et la toiture sont inclus et sont modélisés avec des éléments poutres/colonnes.

Différentes comparaisons sont réalisées entre les six variantes des modèles numériques afin de répondre à différents objectifs. La figure 2.3 présente les analyses qui sont appliquées sur les différents modèles ainsi que leurs objectifs respectifs.
D'abord, les modèles M1-MNA-A/ADA sont soumis à une analyse statique gravitaire. Deux types de résultats sont analysés et comparés entre les modèles afin de vérifier que ces derniers sont modélisés adéquatement. D'abord, les efforts totaux agissant dans la direction gravitationnelle sont comparés pour vérifier que l'assignation des masses est bien exécutée. Puisque les deux logiciels présentent quelques différences dans leur modélisation, causées par les limites de chaque logiciel, une différence de moins de 10% entre ces valeurs est visée. Ensuite, les déformations de chaque modèle sont comparées sous leur poids propre pour vérifier la similitude dans la réponse du logiciel. Les macroéléments relevés lors de l'inspection visuelle *in situ* de la structure sont confirmés avec l'application d'analyses modales sur les modèles numériques. L'analyse cinématique est ensuite réalisée sur ces macroéléments afin d'obtenir les coefficients d'accélération limite pour le déclenchement du mécanisme de rupture.

Ensuite, les modèles M2-MNA-R et M3-MNA-Bois sont soumis à une analyse modale et sont comparés aux modèles M1-MNA-A/ADA. La production de ces deux nouveaux modèles sert à déterminer si l'apport de rigidité par les fermes de toit, lorsqu'aucun effet de diaphragme n'est pas engagé, influence le comportement dynamique de la maçonnerie.

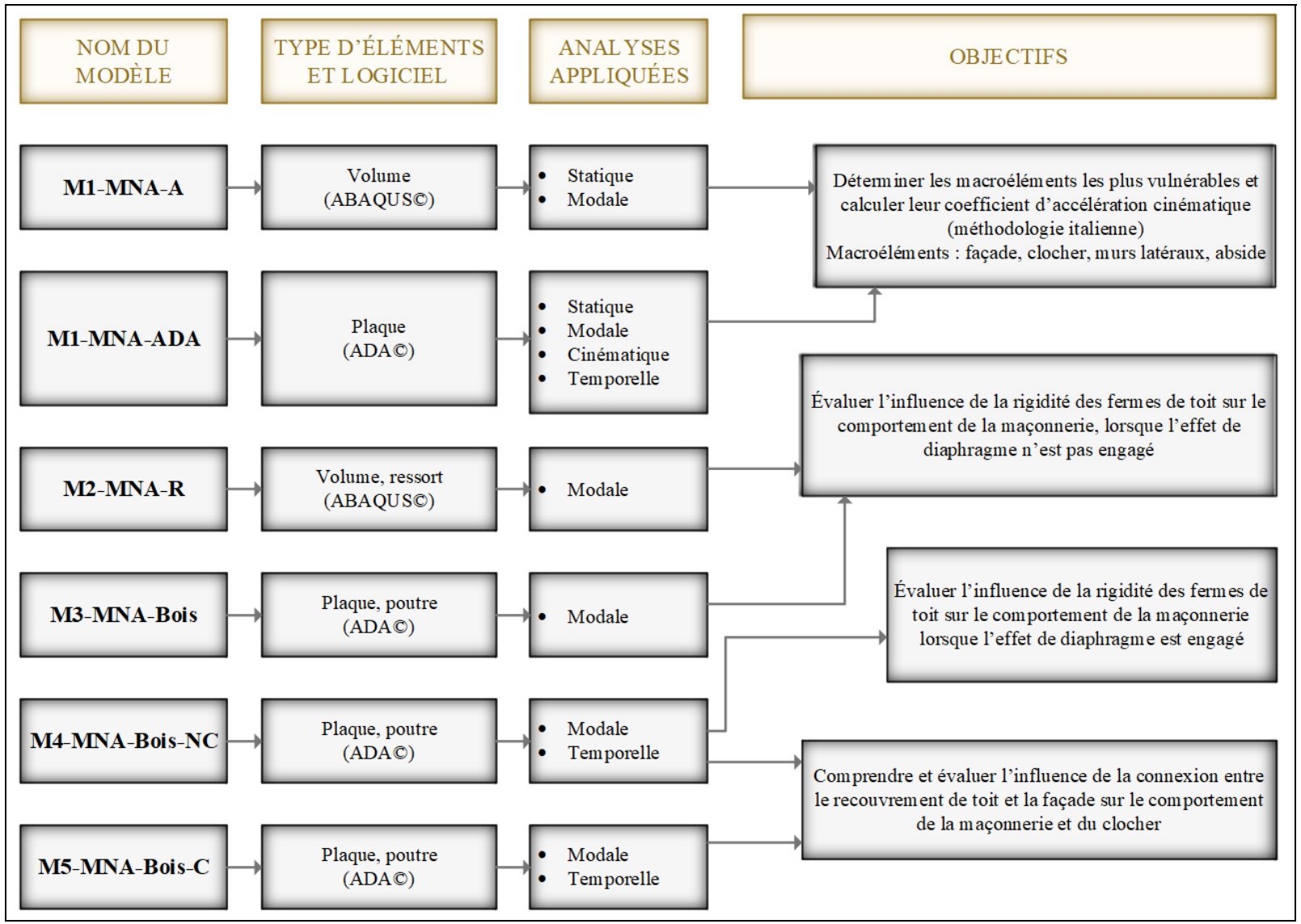


Figure 2.3 Plan d'expérimentation

Par la suite, le modèle M1-MNA-BOIS-NC est soumis à une analyse modale afin de déterminer comment l'effet de diaphragme a une influence sur le comportement dynamique de la maçonnerie. Comme mentionné, le recouvrement de toit n'est pas connecté à la façade dans ce modèle. Son apport de rigidité agit ainsi seulement dans l'axe transversal de l'église (perpendiculairement aux murs latéraux). La connexion entre la façade et la structure de toit survient lorsque le revêtement de toiture, agissant comme diaphragme, est connecté à la façade. Le modèle M5-MNA-BOIS-C est donc produit afin d'établir qu'elles sont les modifications dans le comportement dynamique de la structure. Ces deux modèles permettent aussi d'évaluer si cette différence d'assemblage a une influence sur le comportement dynamique de la tour clocher. Rappelons que cette dernière est connectée à la maçonnerie par l'entremise des fermes de toit, au niveau de la nef.

De plus, le modèle M5-MNA-Bois-C est utilisé pour calibrer le module d'élasticité en fonction des mesures de vibrations ambiantes réalisées sur le site. La façade et les murs latéraux sont les deux macroéléments servant de valeurs cibles pour la calibration du modèle.

Finalement, les modèles M1-MNA-ADA, M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C sont soumis à des analyses temporelles. Un comportement linéaire élastique dans les matériaux est considéré pour toutes les analyses réalisées dans cette étude. L'accélérogramme utilisé pour les analyses temporelles est issu d'un enregistrement par séismographe du séisme du Saguenay, survenu en 1988 (tableau 1.1). Le signal utilisé, présenté à la figure 2.4, provient de la station Chicoutimi Nord et a été calibré afin de correspondre à ce qui a été ressenti à Boucherville. L'intensité maximale du séisme est équivalente à une occurrence moyenne d'une fois tous les 340 ans.

D'autres analyses complémentaires auraient pu être choisies, comme une analyse de poussée ou une analyse temporelle non linéaire.

La calibration est réalisée afin que l'accélération maximale corresponde à 0,01g soit celle mesurée au roc dans Boucherville (Paultre et al., 1993). Il a ensuite été amplifié par un

coefficient de 1,32 afin de représenter un sol de type D selon les valeurs recommandées par (Galy, 2009). Galy (2009) a transformé le signal du Saguenay afin qu'il soit représentatif des différentes conditions de sites typique des sols du Québec. Il a ainsi modélisé des colonnes de sol à couches variables dans Shake 2000© afin d'obtenir les signaux équivalents à chaque catégorie de sol du CNB.

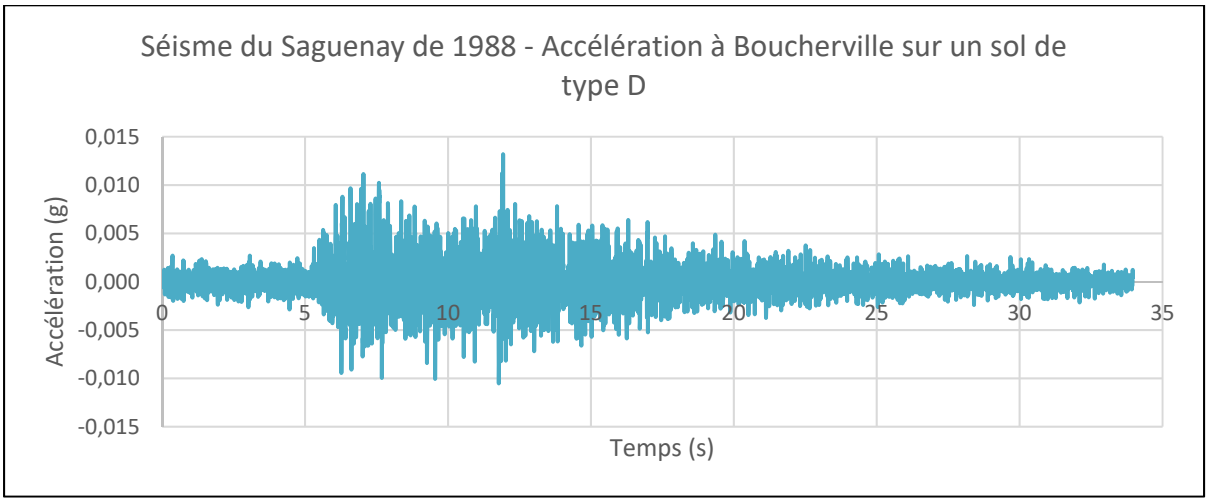


Figure 2.4 Signal utilisé pour les analyses temporelles linéaires

Le facteur d'amplification utilisé est légèrement différent de ceux recommandés par le code, car on a voulu ici représenter un sol typique du Québec. Les facteurs proposés dans le Code national du bâtiment (CNB, 2015) sont basés sur les recommandations du NHERP qui a utilisé des milliers de données de différents sites au Canada et aux États-Unis. Ces valeurs de coefficients d'amplification varient en fonction de l'accélération du signal. Par exemple, les ondes sismiques d'un séisme caractérisé par une accélération maximale au sol de 0,1g seront plus amplifiées que les ondes sismiques d'un séisme caractérisé par une accélération maximale au sol de 0,4g. La période fondamentale de la structure a aussi une influence sur le facteur d'amplification. Ainsi, selon le code, le facteur d'amplification qui correspond à un sol de type D, pour une accélération maximale au sol (PGA) d'un signal inférieur ou égal à 0,1g est de 1,36 dans la direction transversale et de 1,51 dans la direction longitudinale, respectivement pour le bâtiment étudié. Le même exercice, réalisé sur le signal sismique initial à Chicoutimi dont l'accélération maximale au sol est égale à 0,13g, permet d'obtenir des facteurs

d'amplification de 1,32 et 1,47 pour les mêmes directions respectives. Dans l'optique d'utiliser un seul facteur d'amplification pour les analyses, le facteur obtenu par Galy (2009) est assez représentatif et sera préconisé pour la suite des analyses. Par contre, considérant les facteurs proposés par le CNB2015, des déplacements plus importants pourraient être obtenus dans la direction longitudinale si ces valeurs avaient été utilisées.

Ce séisme est choisi pour les analyses, car selon des informations préliminaires, il y avait une possibilité que les fissurations présentes dans les murs de maçonnerie de l'église soient survenues après cet événement sismique. De plus, des dommages à l'Hôtel de ville de Montréal, aussi construit en MNA et reposant sur 17 mètres d'argile, ont été observés (Tinawi et al., 1990) suite au séisme du Saguenay. Par conséquent, l'impact de ce séisme sur l'église n'est pas à négliger et il sera étudié dans ce travail.

2.5 Résultats attendus

Les objectifs spécifiques présentés dans l'introduction du mémoire devraient être atteints avec les résultats tirés des différentes analyses réalisées sur les six modèles présentés précédemment.

2.5.1 Caractéristiques dynamiques

Les caractéristiques dynamiques des composants principaux (murs de MNA, clocher, etc.) sont obtenues avec les mesures de vibrations ambiantes et les résultats des analyses modales. Leurs comportements dynamiques sont analysés et comparés afin d'évaluer l'influence de chaque élément entre eux.

Les caractéristiques propres à la maçonnerie sont présentées dans la section 5.2 où les modèles M1-MNA-A et M1-MNA-ADA sont commentés. L'évolution de ces caractéristiques lorsque l'effet de diaphragme de la toiture est engagé est évaluée d'après le modèle M4-MNA-Bois-NC pour les murs latéraux et d'après le modèle M5-MNA-Bois-C pour de la façade, tous deux

à la section 6.2.1. La section 6.2.1 présente aussi les caractéristiques dynamiques obtenues pour le clocher, dans les modèles M4 et M5.

2.5.2 Macroéléments les plus vulnérables et leur mode de rupture

Comme mentionné précédemment, les macroéléments et leur mode de rupture respectif sont d'abord déterminés avec une inspection visuelle *in situ* de la structure et ensuite confirmés avec les résultats des analyses modales produites sur les modèles M1-MNA-A/ADA. L'évaluation des coefficients cinématiques est présentée à la section 5.3 pour les trois macroéléments en maçonnerie soit la façade, les murs latéraux et l'abside.

Pour cette étude, trois accélérations de référence sont choisies afin d'être comparées aux coefficients d'accélération. La première valeur concerne l'accélération maximale survenue lors du séisme du Saguenay comme étant mesurée à la station Chicoutimi Nord. Le signal initial provient d'une mesure sur le roc, il est donc amplifié du facteur de 1,32, présenté plus tôt, afin de représenter un sol de type D, produisant ainsi une accélération maximale de 0,173g (Galy, 2009). La deuxième valeur provient aussi du séisme du Saguenay, mais elle est ajustée afin de représenter l'intensité ressentie au site de l'église. Le coefficient d'amplification de 1,32 appliqué à l'accélération maximale au roc à Boucherville de 0,01g produit une accélération finale de 0,013g pour le site (voir section précédente). La troisième accélération utilisée dans cette analyse est l'accélération maximale correspondant à un séisme survenant à Boucherville avec une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans. Puisque le CNB donne seulement les valeurs d'accélération à des périodes spécifiques, il est nécessaire d'ajuster ces valeurs en fonction de la période du bâtiment pour ses deux directions principales et pour le type de sol approprié. Les analyses modales présentées à la section 5.2 permettre d'obtenir une période de 0,71 seconde dans la direction longitudinale et de 0,42 seconde dans la direction transversale. Ainsi, les accélérations correspondantes à $S_a(T=0,71)$ et $S_a(T0,42)$ ont permis d'obtenir des accélérations de 0,291g et 0,425g, respectivement, pour un sol de type D.

2.5.3 Comportement de l'église sous sollicitation sismique.

Le comportement de la structure sous sollicitation sismique est évalué sous deux angles différents. D'abord, les déplacements de nœuds clés sont évalués et comparés dans les sections 5.4.1 et 5.4.2 pour le modèle M1-MNA-A et dans les sections 6.2.2.1, 6.2.2.2 et 6.2.2.3 pour les modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C. Par la suite, les contraintes internes de la structure lorsqu'elle subit la sollicitation sismique est réalisée. Les résultats permettent d'obtenir la distribution des contraintes dans la maçonnerie. Cette analyse est produite sur le modèle M1-MNA-A, présenté à la section 5.4.4, et sur le modèle M5-MNA-Bois-C, présenté à la section 6.2.3.

2.6 Discussion

Ce chapitre présente une description détaillée des cinq étapes principales de la méthodologie. La première étape consiste en la caractérisation du bassin d'églises au Québec. Cette partie est réalisée par l'analyse des données tirées d'études préalablement réalisées. La deuxième étape comprend l'acquisition des connaissances sur l'étude de cas, d'une part pour l'historique de construction, dommages, réfections, etc. et d'autre part, sur les propriétés géométriques et par des mesures de vibrations ambiantes. La troisième étape constitue la création d'un modèle architectural complet de l'église et de l'interaction entre chaque élément structural. La quatrième étape se rapporte à la création des différents modèles numériques, de leur calibration et de leur analyse. Finalement, l'analyse des résultats est réalisée à la cinquième étape. Les informations recueillies sur l'étude de cas sont présentées dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 3

ÉTUDE DE CAS : L'ÉGLISE SAINTE-FAMILLE DE BOUCHERVILLE

Ce chapitre permet de mettre en contexte l'étude de cas considérée pour la réalisation de ce projet. L'église ainsi que son historique de construction et de réfection sont d'abord présentés. Le système structural et les différents éléments le composant sont ensuite décrits. Les paroissiens ont aimablement fourni une pierre provenant des murs de l'église, permettant la réalisation d'essais de caractérisation simples qui sont aussi présentés dans ce chapitre. Des mesures de vibrations ambiantes ont aussi été prises sur différentes parties du bâtiment et sont décrites.

3.1 Détails des visites

Deux visites ont été nécessaires pour procéder à la cueillette d'informations sur l'église et les relevés géométriques.

Juillet 2019 : Les dimensions de tous les éléments principaux de la structure ont été prises à ce moment. C'est-à-dire : les dimensions géométriques du corps en maçonnerie de l'église et l'épaisseur des murs, les sections des éléments de bois dans la toiture et le clocher et les dimensions permettant de les dessiner adéquatement, etc. Une attention particulière a été portée sur le type de connexions entre chaque élément. De plus, un accès à la crypte sous l'église a permis de constater comment les colonnes du clocher sont ancrées au sol. L'observation des dommages dans l'église a aussi été réalisée à ce moment. Les mesures de vibrations ambiantes sur le sol extérieur, sur la façade et dans la nef ont été prises.

Août 2019 : La réalisation des dessins préliminaires a permis de noter des données manquantes sur certaines dimensions et distances pour la toiture et le clocher. La deuxième visite a donc permis de combler ces informations. Les mesures de vibrations sur le sol extérieur ont aussi

été reprises à un nouvel emplacement, car des informations supplémentaires ont permis de noter la présence de cavités dans le sol à l'emplacement des mesures initiales. Ce choix d'emplacement fausse les résultats, car il ne s'agit plus du sol original présent dans le secteur. Des MVA ont ensuite été prises dans le clocher et sur les murs latéraux.

3.2 Présentation de l'église

L'étude de cas sélectionnée pour cette recherche est l'église Sainte-Famille située à Boucherville, sur le boulevard Marie-Victorin (figure 3.1). Sa façade, face au fleuve Saint-Laurent, est le nord référentiel pour la réalisation de ce projet.

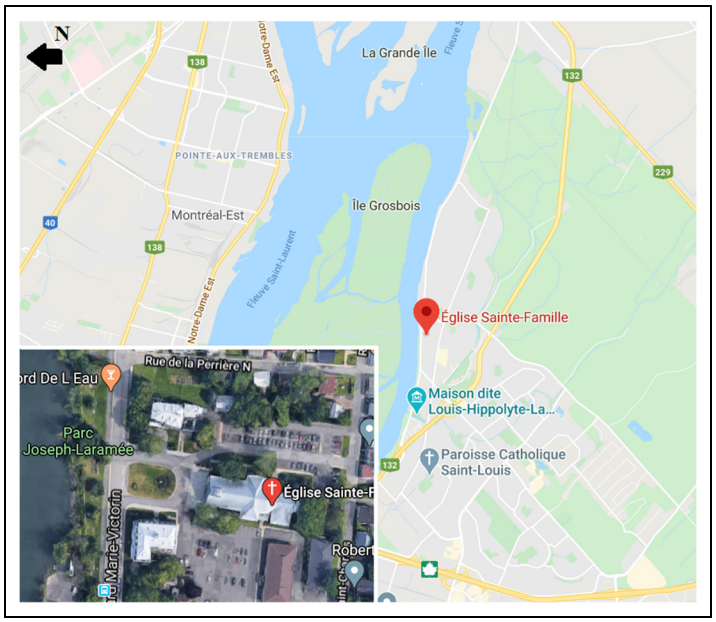


Figure 3.1 Localisation de l'église

De typologie Conefroy, l'intérieur de l'église consiste en une nef simple (figure 3.2a), ayant une portée d'environ 16 mètres et construite sur un plan en croix latine. L'église Sainte-Famille est construite avec des murs de maçonnerie de pierres surmontés d'une structure de toit en bois massif (figure 3.2b). Un autre aspect caractéristique de cette typologie est la position de la tour clocher, située à l'intérieur du bâtiment, près de la façade. Il est important de noter que les deux éléments ne sont pas directement connectés.



(a)



(b)

Figure 3.2 Église Sainte-Famille : (a) vues intérieures; (b) vues extérieures

3.3 Historique

Les dates marquantes de l'historique de l'église Sainte-Famille sont présentées à la figure 3.3 et une liste détaillée et chronologique des événements est disponible à l'annexe II. L'année 1670 initialise l'implantation de la paroisse à cet endroit par la construction de sa première église de taille modeste. Construite seulement de bois massif, la structure à une longueur de 15,3 mètres pour une largeur de 10,7 mètres. En 1712, une deuxième église de plus grandes dimensions est construite en remplacement de la première. Les murs de cette nouvelle église

sont maintenant construits avec de la pierre qui provient de la côte Sainte-Catherine, aujourd'hui connue sous le nom de Ville de Sainte-Catherine, sur la Rive-Sud. Finalement, par besoin d'espace pour les paroissiens, c'est en 1801 que l'église construite en 1712 est détruite afin de construire la nouvelle et dernière église. L'année 1843 est marquante pour l'église et les citoyens de Boucherville, car une étincelle provenant d'un bateau à vapeur crée un feu qui ravage les deux tiers du village. L'église Sainte-Famille est entièrement détruite à l'exception de ces murs en maçonnerie. Le haut de la façade est détruit au niveau de la première rosace et les vestiges de ce bris sont encore visibles aujourd'hui. En août de la même année, les travaux de reconstruction de l'église sont initiés. Les murs de pierres sont consolidés et la partie supérieure de la façade est reconstruite. C'est seulement en 1844 que les paroissiens procèdent à la réédification de la tour clocher et la reconstruction de la sacristie. Finalement, de 1879 à aujourd'hui, seulement des travaux d'entretien sont réalisés sur l'église. Parmi ceux-ci : des travaux d'entretien et de réparations sur la toiture, des réparations de pierres, la construction et la réparation de la cheminée actuelle, la réparation de fissures, etc. (Chouinard, 1988).

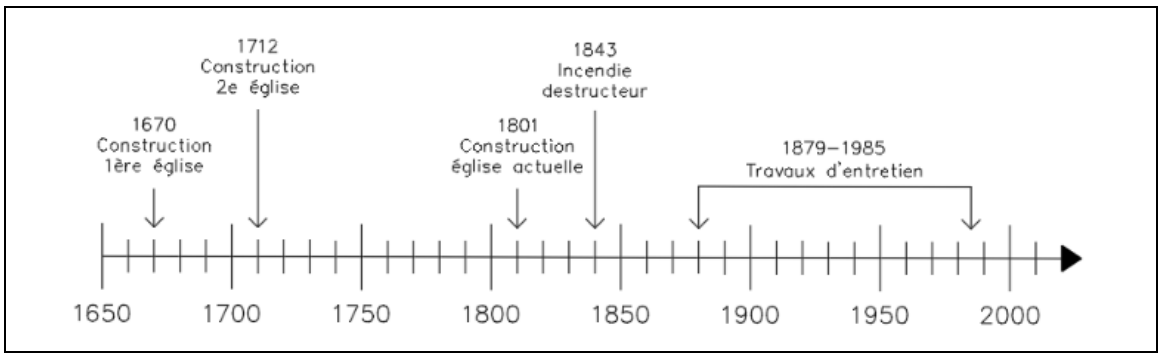


Figure 3.3 Dates marquantes pour l'église Sainte-Famille

3.4 Structure

Le corps principal de l'église consiste en d'imposants murs de maçonnerie de pierres non armée. La façade a une hauteur totale de 20 mètres et une épaisseur de 1,2 mètre. Les autres murs de l'église ont une hauteur d'un peu moins de 10 mètres avec une épaisseur de 1 mètre. Un plan général de l'église entière est présenté à la figure 3.4 où la terminologie utilisée dans ce projet est indiquée.

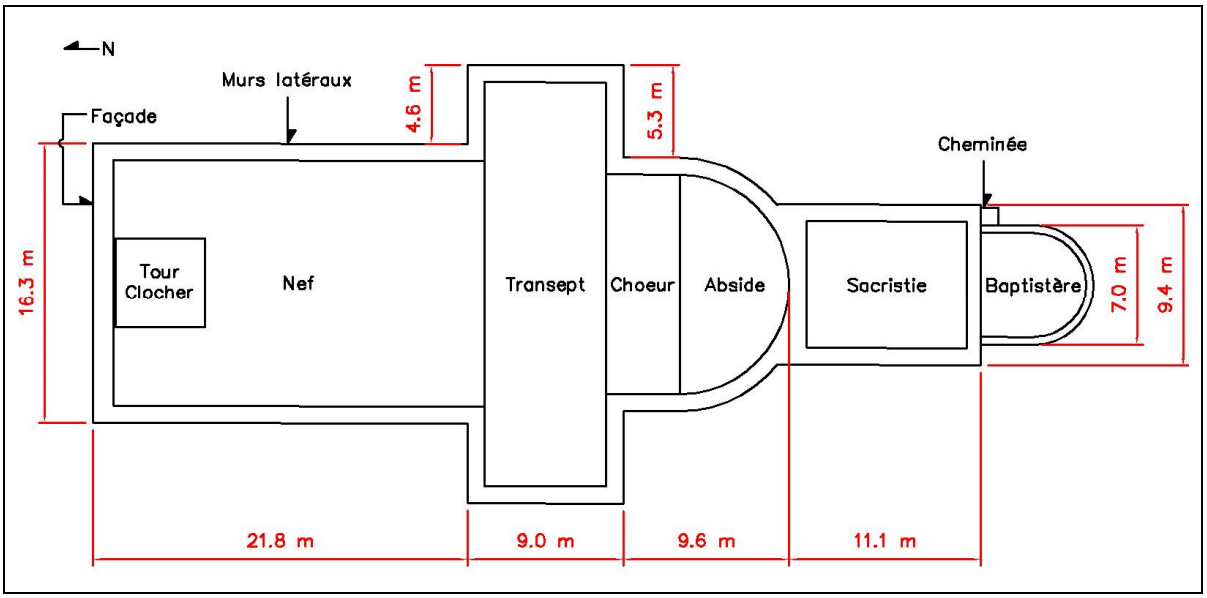


Figure 3.4 Plan de l'église

On observe une différence notable dans la technique de construction pour les différents murs (figures 3.5a et 3.5b). Bien que les pierres pour tous les éléments soient de mêmes types, il est possible de noter que celles utilisées pour la façade sont mieux taillées que celles utilisées pour les autres murs. Une réponse plus positive de celle élément est attendue, la vulnérabilité étant liée à la qualité de l'assemblage (Grünthal et al., 1998). De plus, la technique d'assemblage entre les murs (figure 3.5c) avec les pierres de coin confère un bon comportement « en boîte ». Cette qualité d'exécution assure la bonne jonction entre les murs, ce qui leur permet de garder une meilleure connexion lorsqu'ils subiront des déformations.

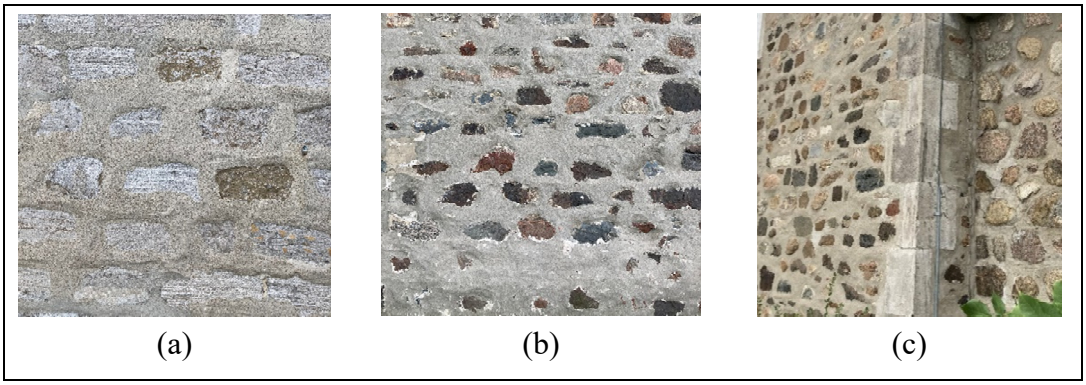


Figure 3.5 Maçonnerie de : (a) la façade; (b) les murs latéraux; (c) les jonctions

À ces murs de MNA est ajoutée la structure de toit en bois massif. Cette structure est composée de fermes de toit principales auxquelles est connecté le système de renforcement latéral. Par la suite, le système de fermes de toit secondaires est ajouté à la structure (figure 3.6a). À l'endroit de la nef, deux fermes de toit secondaires sont présentes entre chaque portée de fermes principales alors que pour les autres endroits, une seule ferme est présente (*voir* annexe IV, figure-A IV-1). L'espacement moyen entre chaque ferme est d'environ 1 mètre. Les éléments principaux de la ferme de toit principale et secondaire sont composés de madriers carrés de 170 et 100 mm de côté, respectivement. Cette section relativement petite ainsi que la grande portée des fermes de toit offrent une grande flexibilité au système structural. Pour ce qui est du système latéral, les cordes supérieures et inférieures ont une section carrée de 250 mm de côté alors que le reste de la structure est composé d'éléments de 100 mm x 170 mm. La figure 3.6 montre les différents éléments structuraux qui composent la toiture. Au centre du transept (b), une ferme de toit principale permet la liaison entre les éléments afin de former le « T », placé au centre du transept, permettant de créer la croix latine.



(a) (b)

Figure 3.6 Structure de la toiture : (a) au niveau de la nef; (b) au niveau du transept

La figure 3.7 présente les différents assemblages présents dans la structure de toit. La connexion la plus utilisée est celle de type tenon et mortaise avec ou sans utilisation de cheville (a et b). Les diagonales dans le clocher sont connectées à leurs extrémités avec des tenons et mortaises, mais sont embouvetées dans les poteaux et poutres qu'elles croisent (c). Certains éléments sont aussi simplement appuyés les uns sur les autres (d) et sont cloués ensemble afin d'offrir de la stabilité et d'éviter le glissement entre eux. Finalement, les fermes de toit sont construites directement dans les murs de maçonnerie (e).



Figure 3.7 Présentation des connexions entre les éléments : (a) tenon et mortaise; (b) tenons et mortaise avec cheville; (c) simplement appuyé; (d) embouvetée; (e) encastrement dans la maçonnerie

La structure du clocher est l'élément le plus complexe de l'église. Elle est montée sur des colonnes de 250x250 mm de section et de 13,5 mètres de hauteur en plus de reposer également sur la base des fermes de toit principales. La base des colonnes est encastrée dans des blocs de maçonnerie, au sous-sol de l'église. Le premier niveau du clocher est une boîte symétrique de 5,2 mètres de côté, haute d'environ 7,5 mètres et est composé principalement d'éléments de 250x250 mm de section. Des diagonales sur leur pourtour permettent la transmission des charges latérales (figure 3.8a). De plus, deux diagonales sont présentes sur la face sud du clocher et prennent appui sur les fermes principales de la nef. Ces diagonales sont construites afin de reprendre les charges de vent s'appliquant sur le clocher puisque la devanture de l'église fait face au fleuve et se trouve donc très exposée.



(a)



(b)

Figure 3.8 Première section du clocher : (a) diagonales composant les murs;
(b) renforcement des charges de vent
Photographies prises par Sferrazza Papa, 2018

La deuxième section du clocher fait la transition entre la structure principale de l'élément et les cloches. Elle est de forme hexagonale, d'une hauteur de 1,15 mètre et d'une largeur de 4,8 mètres. Le plafond de la structure originale consiste en des madriers placés parallèlement et espacés au mètre. Ces madriers reposent sur d'autres morceaux de bois disposés en étoile et se joignant au centre. D'origine, la structure en étoile est seulement soutenue par des jambes de

force (figure 3.9a), un madrier sur deux. Par la suite, cette partie du clocher a été renforcée par l'ajout de trois poutres en acier placées de sorte à être perpendiculaires au premier assemblage de madriers. La figure 3.9b permet de bien visualiser les différents éléments composant cette section du clocher.



(a) (b)

Figure 3.9 Deuxième section du clocher : (a) jambe de force retenant les diagonales; (b) renforcement en acier

N'ayant pas eu la possibilité de visiter la partie supérieure du clocher, ce qui suit est donc basé d'une part sur un document de référence et d'une autre part sur des hypothèses. Peu avant le début des relevés *in situ*, la Fabrique (organisme responsable de la préservation de l'église), a contracté une firme d'architecture afin de produire le « carnet de santé » de l'église. La fabrique ayant eu l'amabilité de fournir ce document et la firme d'architecture de fournir des plans architecturaux partiels, certaines informations ont comblé les données manquantes du relevé sur les lieux. En premier lieu, les élévations des planchers subséquents sont basées sur les informations fournies par les plans architecturaux. De plus, les sections des colonnes sont estimées d'après les dimensions du recouvrement architectural fournies par ces mêmes plans (Nadeau & Morin, 2019). Pour ce qui est du reste de la structure interne, elle est basée sur ce qui a été observé *in situ* dans la section hexagonale du clocher. La méthode de construction du pourtour ainsi que la structure formée en étoile sont répétées aux différents niveaux. Les

sections propres des matériaux sont, quant à elles, diminuées progressivement à chaque élévation.

3.5 Propriétés des matériaux

Il est important de connaître le type de pierre utilisée pour la construction de l'église afin de pouvoir bien sélectionner le module de Young et la masse volumique des matériaux implémentés dans le modèle. Comme mentionné plus tôt, les pierres ayant servi pour la construction de la deuxième église provenaient de la côte Sainte-Catherine. Dans cet ordre d'idée, l'hypothèse de départ pour les pierres utilisées lors de la construction de l'église actuelle est qu'elles proviennent de la même région. D'après cet emplacement, la dolomie, le calcaire, l'ardoise, le schiste et le grès sont les matériaux présents dans ce secteur, identifié par un cercle rouge sur la figure 3.10.

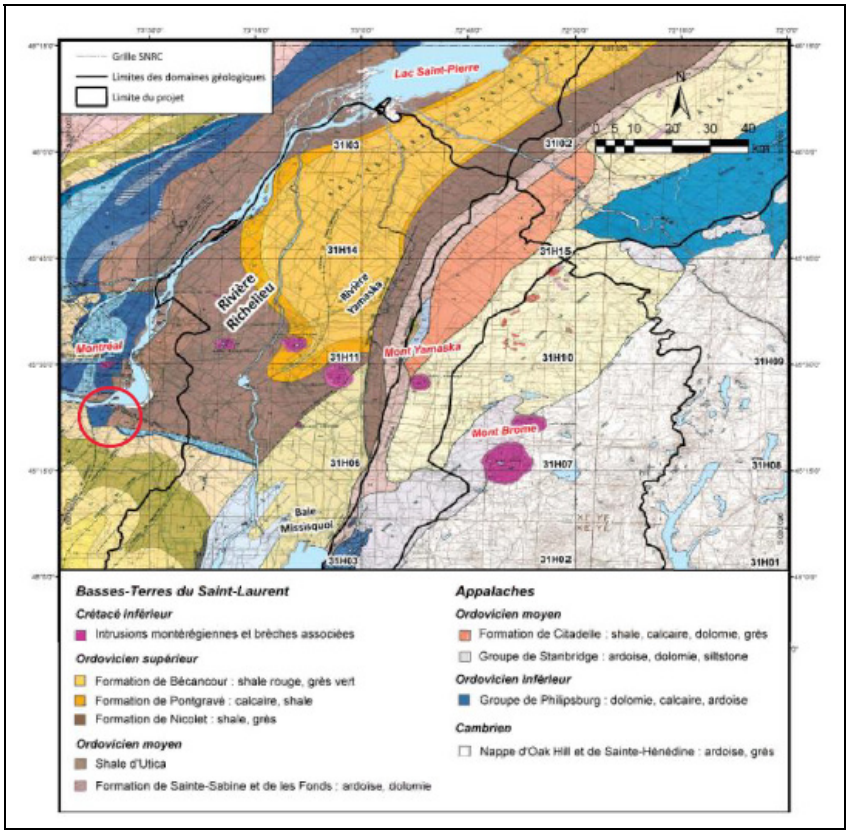


Figure 3.10 Carte géologique de la Montérégie
Tirée de Dubé-Loubert et al. (2014)

Des essais de résistance à la compression sur l'échantillon de pierre prélevé ont permis d'obtenir des résultats moyens de 156 MPa et 113 MPa pour un état sec et humide, respectivement. La forme après rupture d'un spécimen est présentée à la figure 3.11a et les figures 3.11b et 3.11c présentent l'échantillon observé sous un microscope à un grossissement de 8. Il est possible de voir sur la photo du centre une couleur rouge qui provient de la rouille provoquée par un minéral présent dans la pierre. Sur la figure présentant la face coupée, il est possible de noter la présence de quartz qui était présent en grande quantité dans l'échantillon. Il y a aussi un minéral noir en plus petite quantité. L'échantillon est réactif à un aimant, mais ne fait pas réagir des éléments métalliques, ce qui permet de confirmer la présence d'un minéral ferreux, non magnétique, dans la pierre. Le calcaire et la dolomie sont retirés des choix possibles de pierre, car la pierre elle-même ainsi que sa poussière ne réagissent pas à l'acide hydrochlorique (Schumann, 1993). L'ardoise est éliminée, car sa forme ne concorde pas avec la pierre présente. Pour ce qui est du schiste, il s'agit d'une pierre principalement composée d'argile et par le fait même, relativement molle (Pough, 1988). Ces deux paramètres permettent de retirer le schiste des possibilités de pierre. Suivant ces éléments, le grès, principalement composé de quartz (Pough, 1988), est le choix de pierre le plus probable et c'est celui qui sera préconisé pour la suite de cette recherche.

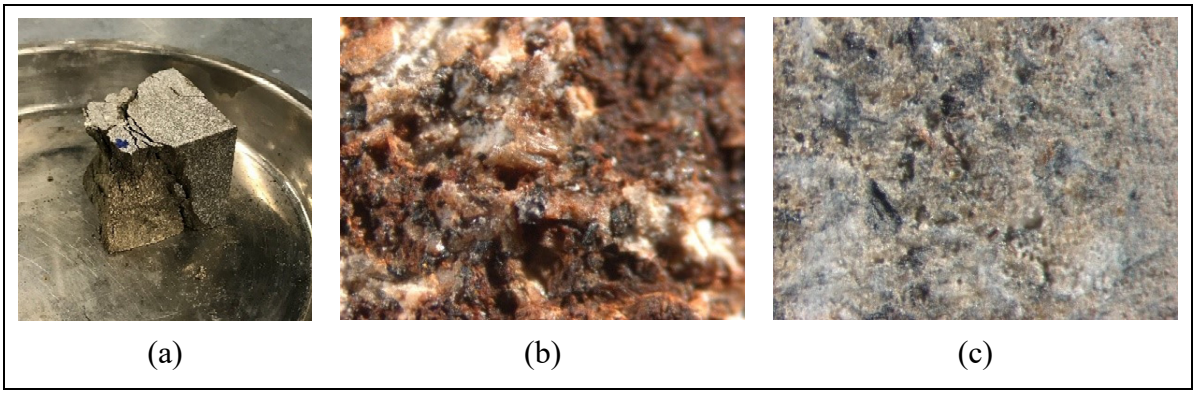


Figure 3.11 Échantillons de tests : (a) échantillon après le test de résistance à la compression; (b) côté rude de l'échantillon sous microscope; (c) côté coupé de l'échantillon sous microscope

Pour ce qui est du bois, aucune information n'a permis de déterminer l'essence utilisée pour la construction de la toiture et du clocher de l'église à l'étude. Par contre, des documents trouvés

dans les archives de la Bibliothèque et Archives nationales du Québec (BAnQ) confirment que la construction des clochers d'autres églises avait été réalisée avec du pin (BaNQ, 2020). C'est donc les propriétés mécaniques typiques de cette essence de bois qui sont utilisées dans les analyses.

3.6 Dommages observés

Les dommages relevés lors des inspections *in situ* sont exclusifs à la maçonnerie de l'église. La figure 3.12 présente les dommages observés sur le corps principal de l'église (qui sera à l'étude dans ce mémoire). Les fissurations dans le transept (a) sont seulement présentes à cet endroit. Le transept, au côté est, est exempt de fissuration. Contrairement à l'abside (b), où les fissurations montrées sont symétriques, mais moins prononcées, au côté est. De plus, il est possible de voir une fissure, très prononcée, au niveau de la première rosace, à l'intérieur de l'église. Cette fissure se poursuit dans le recouvrement intérieur de l'église, mais n'est pas visible sur la façade extérieure. Malheureusement, la source de ces fissures n'est pas mentionnée dans les documents de l'église et n'est pas connue des paroissiens et des responsables de l'église. Après vérification auprès des responsables de La Fabrique, ces fissures étaient présentes avant le séisme du Saguenay.

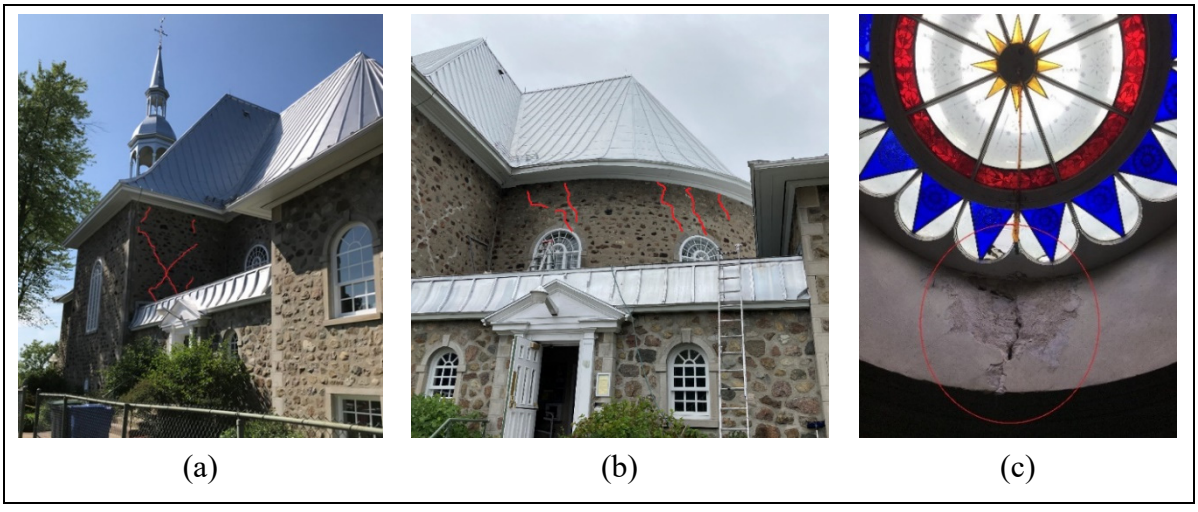
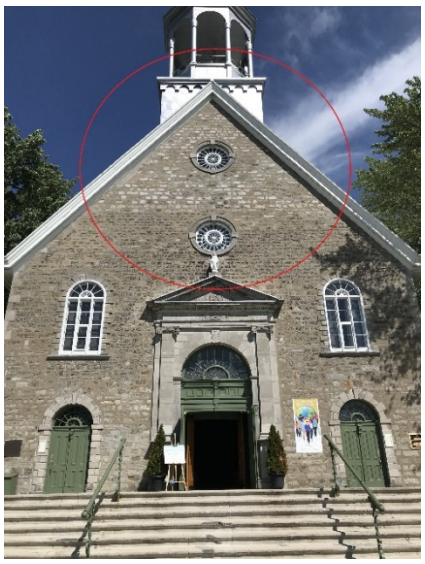
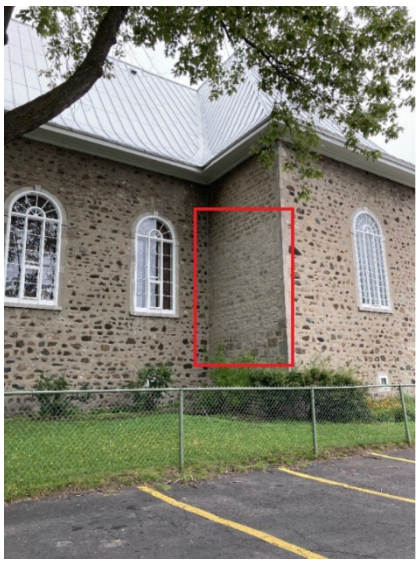


Figure 3.12 Dommages observés sur le corps principal de l'église : (a) fissuration dans les murs du transept; (b) fissuration dans les murs de l'abside; (c) fissuration en centre des rosaces



(a)



(b)

Figure 3.13 Changement dans la pierre : (a) pour la façade;
(b) pour le transept

Il est possible de voir sur les figures 3.13a et 3.13b un changement de matériel sur une section de la maçonnerie. L'hétérogénéité au niveau de la façade (figure 3.13a) s'explique par l'incendie qui a eu lieu en 1943 et qui a détruit l'entièreté de la toiture et causé l'effondrement du clocher. Le haut de la façade a malheureusement aussi rompu lors de cet incendie. Le changement de matériel est donc causé par la réparation de celui-ci. En ce qui concerne les murs du transept (figure 3.13b), un matériel semblable à celui utilisé sur la façade est présent sur les deux faces nord. Cette option semble principalement architecturale, car lorsqu'on se trouve face à l'église, ces deux parements sont visibles. Or, il est logique d'avoir opté pour la même pierre et technique d'assemblage pour tous les parements visibles. Toutefois, il est possible de noter un changement de couleur dans la pierre utilisée sur le transept se trouvant au côté ouest. Trois strates sont visibles sur ce mur. La plus basse présente des pierres plus grosses et carrées. Celles du milieu et du haut ont sensiblement le même format de pierres, mais celle du centre est significativement plus pâle. Il n'a malheureusement pas été possible de connaître pourquoi cette différence dans la maçonnerie est présente. En bref, ces changements de matériaux ne représentent pas directement un dommage, mais pourraient

mener à la création d'un mécanisme de rupture lorsque la structure est soumise à des charges extrêmes.

Bien que le corps principal de l'église soit à l'étude ici, les éléments complémentaires du bâtiment subissent aussi des dommages. Ces sous-structures réagissent aussi selon le principe de macroéléments. La figure 3.14 présente les dommages observés dans les murs du baptistère et sur la façade arrière de la sacristie. Les fissures présentes sur le baptistère sont similaires à celles dans les murs de l'abside. Quant à l'arrière de la sacristie, il est possible de voir de la maçonnerie de briques à l'endroit du pignon. Ce dommage est similaire à celui qui pourrait se produire sur le pignon de la façade principale de l'église, tel que mentionné précédemment.



(a) (b)

Figure 3.14 Dommages observés dans les structures secondaires de l'église : (a) fissuration dans le baptistère; (b) renversement du haut de la sacristie

3.7 Présentation des macroéléments

Les macroéléments présents dans l'église, déterminés lors de l'inspection visuelle de l'église, sont présentés à la figure 3.15. Les éléments de maçonnerie sont similaires aux églises construites en Italie. Leurs mécanismes de rupture probable peuvent donc être estimés d'après ceux élaborés dans ce pays, décrit à la section 1.2.2. Une des principales différences concerne la construction de la toiture. Pour le Québec, la toiture est construite entièrement de bois. À

l'opposé, les toitures d'Italie sont principalement composées de voûtes en maçonnerie où des arches, encore en maçonnerie, peuvent être construites. Or, les mécanismes de rupture de ces derniers éléments ne peuvent s'appliquer sur la construction en bois des toitures québécoise. Non seulement leur comportement n'est pas le même, mais leur influence sur la maçonnerie risque de différer. Il s'agit d'un concept qui sera vérifié dans les sections suivantes. La deuxième différence majeure entre les méthodes de construction des deux pays concerne le clocher. En effet, le clocher est entièrement construit de bois pour cette typologie versus une construction en maçonnerie pour l'Italie. Les modes de ruptures typiques observés en Italie ne peuvent donc pas s'appliquer directement sur le clocher québécois. L'interaction entre la maçonnerie et le clocher, causée par l'emplacement de ce dernier, est aussi un élément à évaluer.

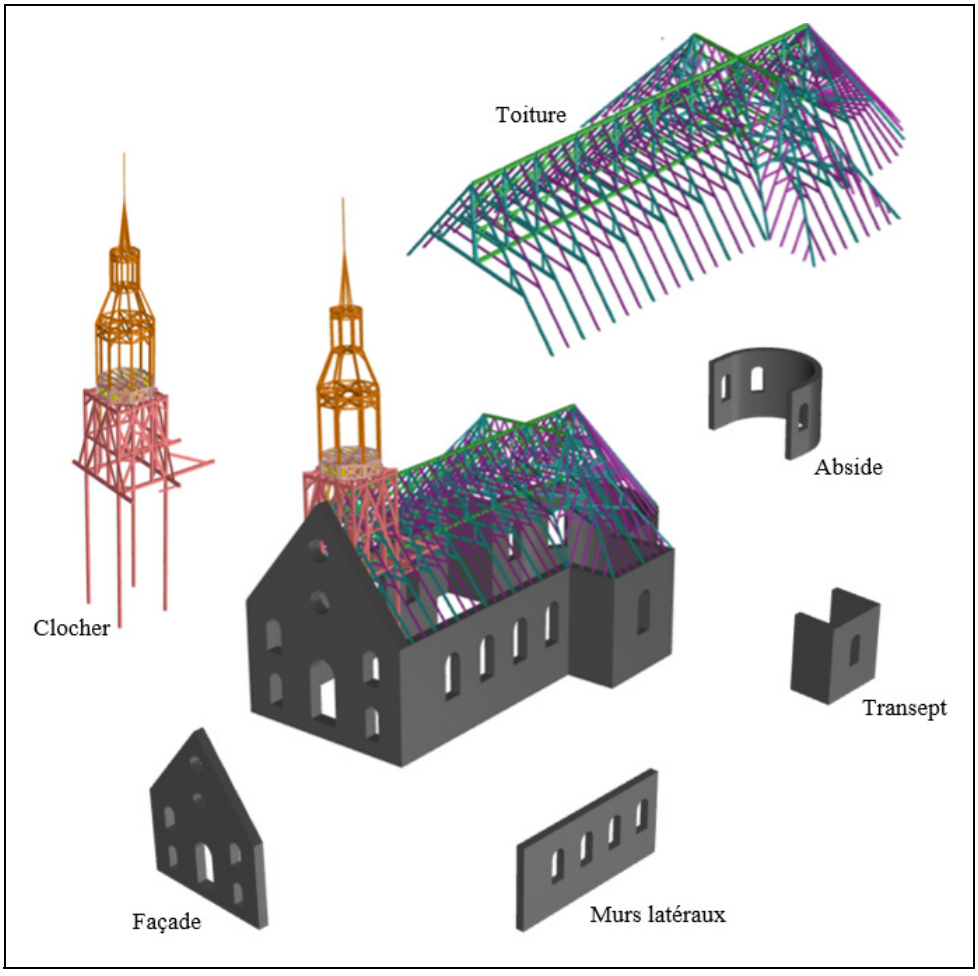


Figure 3.15 Macroéléments présents dans l'église

3.8 Mesure de vibrations ambiantes

Finalement, des mesures de vibrations ambiantes ont été réalisées à différents endroits dans l'église ainsi que sur le sol avec l'utilisation de Trominos© (section 1.4.5). Les résultats obtenus sont présentés dans les sous-sections suivantes. Les instruments utilisés pour la prise de mesure sont présentés à la figure 3.16.



Figure 3.16 Trominos©
Tirée de Gendron (2018)

Les mesures peuvent être réalisées avec un ou plusieurs instruments. Ainsi, leur mise en place (set-up) dépend de l'information recherchée et de la quantité d'instruments disponibles. Lorsque plusieurs instruments sont utilisés, il faut sélectionner un Tromino© de référence afin que les signaux pris par les autres instruments se synchronisent sur celui de référence. Si la disposition recherchée nécessite plus d'instruments que disponible, il est possible de combiner plusieurs « set-up » ensemble. L'instrument de référence devient donc très important à ce moment, car c'est avec celui-ci qu'il est possible de combiner et synchroniser tous les signaux. Il est aussi important de sélectionner un nord référentiel pour l'étude et de s'assurer que chaque instrument soit enligné vers cette direction. Un autre aspect non négligeable est la surface sur laquelle l'instrument est positionné. Puisque l'objectif est de mesurer les vibrations provenant de la structure, il faut s'assurer de ne pas placer l'instrument sur un endroit qui pourrait

absorber de telles vibrations et ainsi fausser les résultats (e.g. du tapis). Dans le même ordre d'idée, les vibrations parasites doivent être évitées le plus possible. Ces dernières peuvent être causées par plusieurs sources, par exemple : marcher proche de l'instrument pendant qu'il est en fonction.

Pour la réalisation de cette étude, le nord référentiel est celui mentionné au début de ce chapitre et quatre instruments ont été utilisés. Comme l'objectif était de déterminer les caractéristiques propres aux macroéléments, les combinaisons ont été choisies de sorte qu'ils soient évalués indépendamment. Heureusement, il a été possible de procéder aux mesures avec une seule mise en place pour chaque macroélément. Le traitement de données pour obtenir les caractéristiques dynamiques étant différent pour un bâtiment et un sol, les différentes étapes réalisées sont décrites dans leur section respective.

3.8.1 Résultats pour le sol

Pour les mesures prises sur le sol, l'instrument a été placé sur le terre-plein face à l'église. Le traitement des données lorsque les mesures sont prises pour un sol se réalise seulement avec le logiciel Grilla©, un logiciel fourni avec les Trominos© (Castellaro, 2016; MoHo, 2020). Après le transfert des données brutes entre les Trominos© et Grilla©, il est possible d'accéder au signal afin d'obtenir une fenêtre où les figures 3.17 et 3.18 sont visibles. Grilla© traite d'abord les données par séries de Fourriers et lissage triangulaire. Il produit ensuite les données afin d'obtenir le rapport H/V où H représente les courbes des deux signaux horizontaux fusionnés par le logiciel et V représente la courbe du signal vertical (SESAME, 2004; Farzam, 2018; Duveaux, 2019b). Ensuite, la fenêtre de la figure 3.17 permet de « nettoyer » le signal en retirant les zones où du bruit parasite serait présent (e.g. vibration causée par une voiture). Les zones de bruit parasite sont reconnaissables par une grande quantité de pixels rouges. Il peut être efficace de prendre en note les temps où il y a un risque de bruit parasite durant la prise de mesure. Cela permet de prévoir les zones où le signal aura besoin d'être nettoyé. La figure présentée a déjà été nettoyée, les zones où il y avait un bruit parasite sont visibles par les bandes noires.

La figure 3.18 permet ensuite d'identifier la fréquence du sol. Cette dernière est visible par les pics des courbes. La courbe rouge est le ratio H/V expliqué brièvement plus haut alors que les deux autres représentent l'application de l'écart-type sur la courbe H/V. Ainsi, une fréquence fondamentale de 2,38 Hz a été mesurée sur le site.

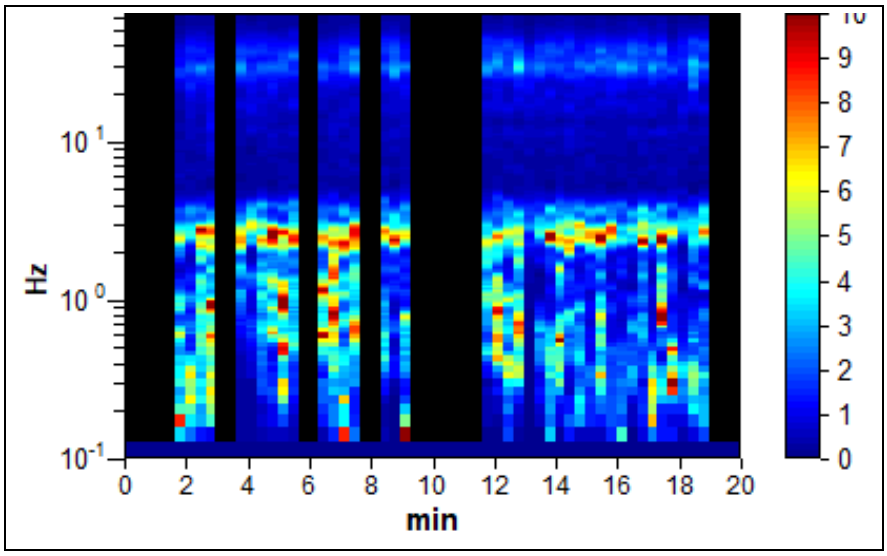


Figure 3.17 Ratio H/V dans le temps

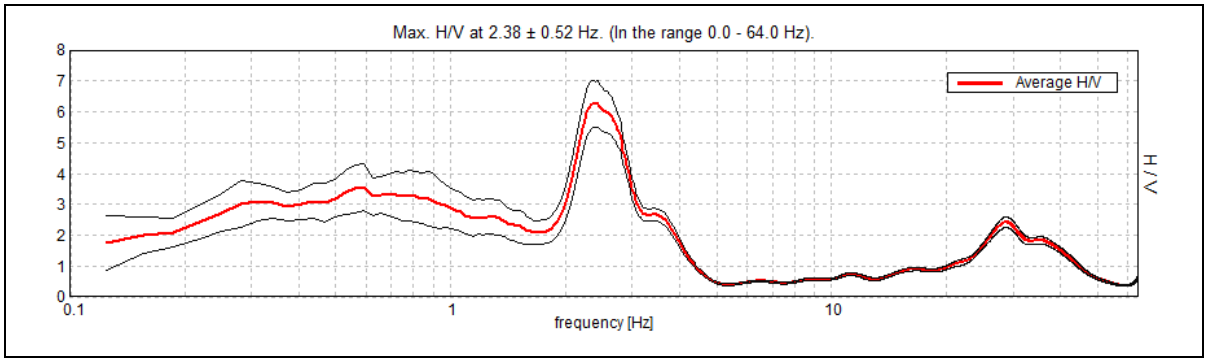


Figure 3.18 Rapport spectrale entre la composante horizontale et verticale

Vitesse de cisaillement dans le sol

Le bâtiment se trouvant sur un dépôt d'argile (Paultre et al., 1993), il est possible de calculer la vitesse des ondes de cisaillement avec l'équation 3.1 où $V_{s_{30}}$ est donnée en m/s et f_0,

considéré en Hz, représente la fréquence du sol. Cette équation, basée sur des données sismiques provenant de 86 sites sur l'Île de Montréal, a été développée par Chouinard et Rosset (2012) pour un sol argileux.

$$V_{s_{30}} = 177 + 44.7 f_0 \tag{3.1}$$

Donc :

$$V_{s_{30}} = 177 + 44.7 \times 2{,}38 = 183{,}39\ m/s$$

Lorsque cette valeur est comparée aux catégories d'emplacement du CNB2015, le sol correspond à un profil de « sol consistant » concordant à une catégorie de type D. La vitesse des ondes de cisaillement se trouve à la limite inférieure de cette catégorie :

$$180\ m/s < 183{,}39\ m/s < 360\ m/s$$

3.8.2 Résultats pour l'église

Comme mentionné plus tôt, les emplacements choisis pour les MVA prises dans l'église sont basés sur les macroéléments déterminés lors des inspections. Pour des raisons d'accessibilité, des mesures ont pu être réalisées sur la façade, les murs latéraux et la tour clocher seulement. Les trois montages installés sur les différents macroéléments sont présentés à la figure 3.19. Les accéléromètres sont représentés par les points rouges dans la figure. Les mesures prises sur la façade ont nécessité l'utilisation de trois instruments. L'accessibilité du clocher étant plus difficile, seulement deux instruments ont été utilisés pour ce macroélément. Les autres emplacements étaient non accessibles ou leur revêtement ne donnait pas d'accès direct à la structure, pouvant ainsi fausser les résultats. Finalement, bien que la figure 3.19c montre seulement deux instruments, quatre ont été utilisés. Deux Trominos© ont été positionnés sur chaque mur latéral.

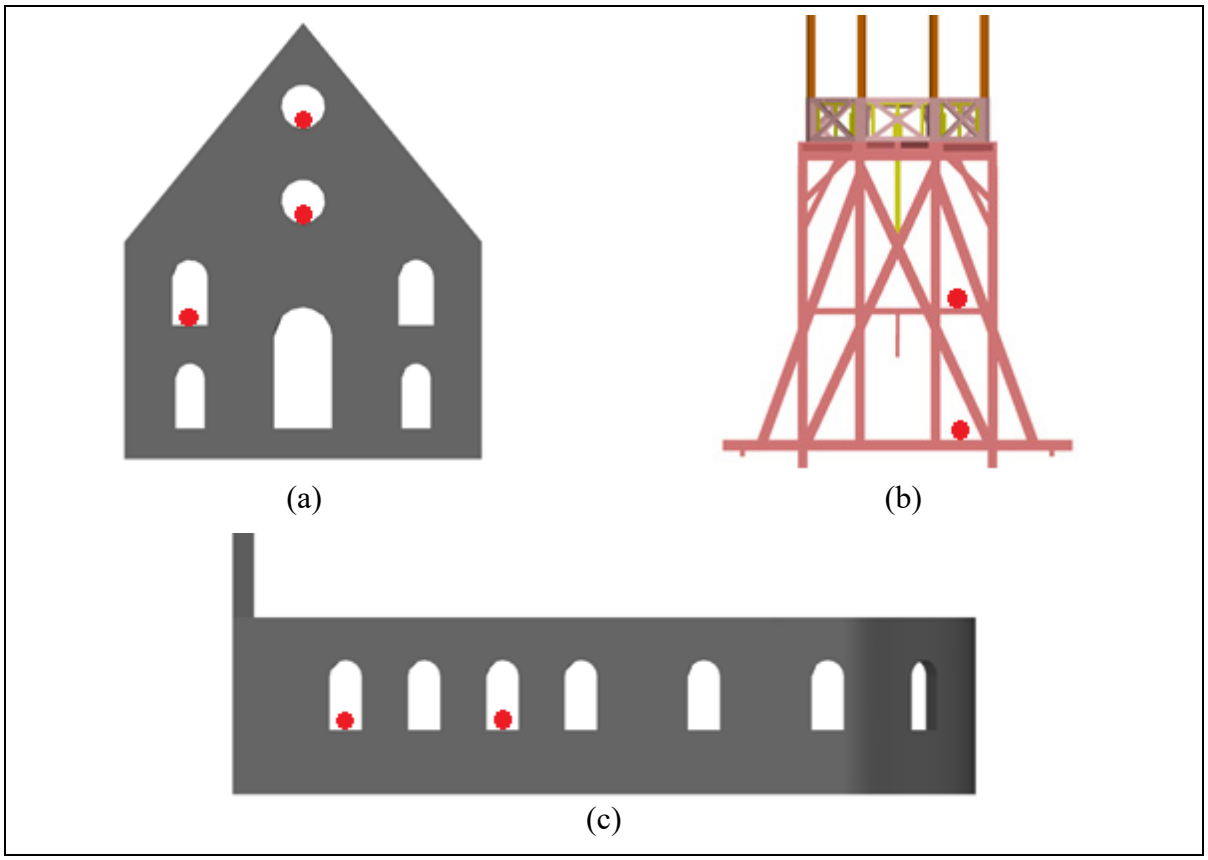


Figure 3.19 Montages utilisés pour les mesures de vibrations ambiantes

Contrairement à l'analyse des résultats dans le sol, Grilla© est seulement utilisé pour l'extraction des données brutes. L'extraction dans Grilla© permet de regrouper les signaux par configuration. Ainsi, trois dossiers ont été créés où les données respectives des Trominos© sont recueillies. Les données extraites par Grilla© doivent ensuite être traitées afin d'être transférées dans ARTeMIS©. ARTeMIS© est le logiciel qui permettra d'obtenir les caractéristiques dynamiques de la structure en appliquant des transformées de Fourrier sur les signaux. Cette étape sert à transformer les données brutes en fichier texte. Deux options sont possibles, c'est-à-dire manuellement ou avec MATLAB©. L'option MATLAB© est celle choisie ici, car un fichier de base, produit par Helene Tischer (Tischer, 2012), permet la création de ces fichiers plus efficacement. Les documents extraits de Grilla© sont ainsi transférés dans MATLAB© et l'application du programme intégré produit les fichiers .txt nécessaires. L'association des signaux aux nœuds de la structure doit finalement être réalisée avant de transférer les données dans ARTeMIS©. Pour cela, un fichier de type .cfg où les informations propres à la structure

seront définies. Les macroéléments sont reproduits avec la création de nœuds et un maillage est réalisé par leurs connexions. Ensuite, les Trominos© sont associés au nœud respectif dans le maillage. Le fichier .cfg peut finalement être transféré dans ARTeMIS©. (Duveaux, 2019c)

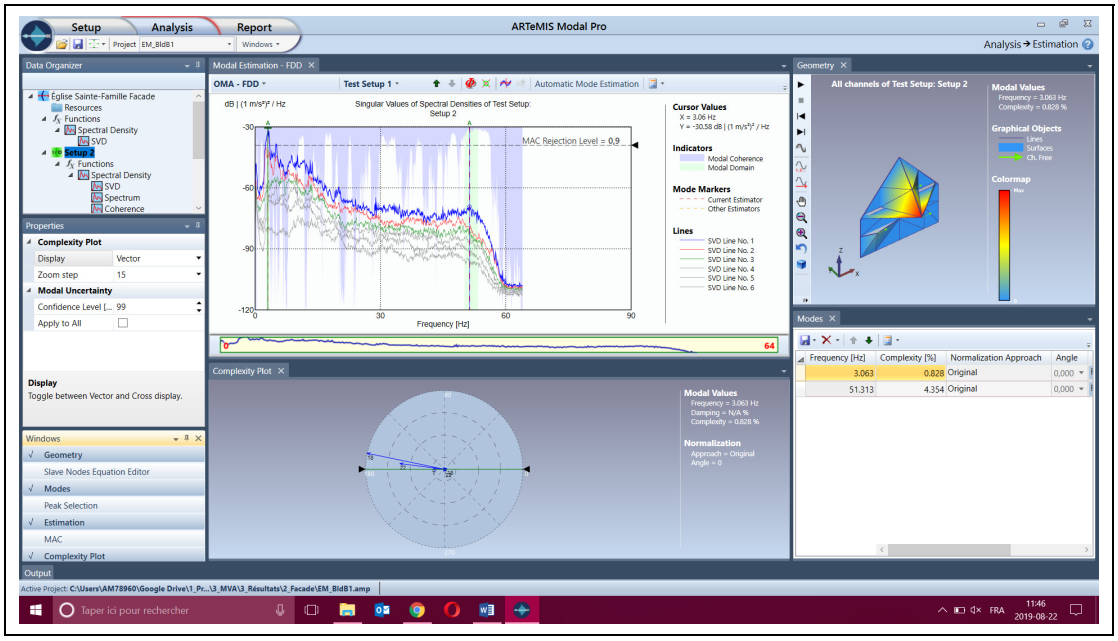


Figure 3.20 Affichage des résultats pour la façade dans ARTeMIS©

Ainsi, après avoir vérifié que le modèle s'est bien créé dans ce dernier logiciel, l'analyse permet d'obtenir l'interface présentée à la figure 3.20 (*voir* annexe III pour les autres mesures). Si les données sont relativement bonnes, le logiciel propose directement une (ou plusieurs) valeur de fréquence. Par exemple, les résultats de la façade indiquent que deux modes de vibrations ont été détectés avec les MVA. Pour vérifier si les valeurs de fréquence proposées sont valides il faut vérifier si le critère de sévérité « MAC » est respecté. Un MAC égal à 1 est la plus grande valeur et correspond à une correspondance cohérente des résultats (Pastor et al., 2012). Il est possible de modifier le critère de sévérité « MAC », advenant le cas où aucune fréquence ne pourrait être obtenue. Par contre, il peut être diminué jusqu'à une valeur minimale de 0,7. Diminuer d'une trop grande valeur ce coefficient permettra seulement d'obtenir de mauvais résultats. Le « complexity plot », placé dans le bas central de la figure et représenté par un cercle avec des flèches, permet de vérifier la qualité des résultats : plus les flèches seront regroupées, meilleure est la qualité. (Duveaux, 2019a)

Beaucoup d'informations peuvent être obtenues avec le traitement des MVA dans ARTeMIS©, dont la fréquence propre, l'amortissement, la rigidité, les modes de vibration et leur déformé, etc. Pour cette étude, seulement l'évaluation des fréquences a été réalisée, car l'objectif est de calibrer la rigidité de la maçonnerie du modèle numérique sur les MVA. Le tableau 3.1 présente les valeurs des premières fréquences obtenues pour chaque macroélément et leur période équivalente.

Tableau 3.1 Fréquences mesurées avec les mesures de vibrations ambiantes

Macroélément	**Fréquences mesurées (Hz)**	**Périodes (s)**
Façade	3,063	0,326
Clocher	3,375	0,296
Murs latéraux	2,375	0,421

3.9 Discussion

Les caractéristiques importantes de la typologie Conefroy sont l'utilisation de deux matériaux pour la construction de l'église, une structure de maçonnerie rigide et une structure en bois flexible, et l'interaction possible entre la façade et le clocher. La première caractéristique est aussi un paramètre typique des églises du Québec où les murs en périphéries de l'église sont en maçonnerie et la structure du toit est en bois d'œuvre. Les inspections visuelles de l'église ont aussi permis l'observation des dommages et la caractérisation des macroéléments. Les fréquences des macroéléments (façade, clocher et murs latéraux) et du sol sont aussi été obtenues avec la réalisation de mesures de vibrations ambiantes.

Le prochain chapitre présente la modélisation architecturale 3D et les modèles numériques structuraux qui sont construits sur la base des informations récoltées dans cette section. La modélisation numérique aidera à mieux comprendre la construction de l'église et son système structural.

CHAPITRE 4

MODÉLISATIONS NUMÉRIQUES

Ce chapitre permet de présenter les étapes de modélisation qui ont permis de générer les modèles d'éléments finis pour procéder aux analyses structurales. La modélisation architecturale est importante pour la compréhension du système structural. Elle permet aussi de vérifier qu'il n'y a pas de conflits entre les différents éléments structuraux lors de la modélisation. Les hypothèses et simplifications qui ont permis la transition entre le modèle architectural et structural sont aussi présentées ainsi que la calibration de ces modèles.

4.1 Modélisation architecturale

Le modèle architectural final est présenté à la figure 4.1. L'objectif de la modélisation architecturale est, d'une part, de valider la configuration des différents éléments en éliminant les conflits potentiels dus à des erreurs de relevés ou au manque d'information et, d'autre part, de vérifier que les systèmes de reprise des charges verticales ou latérales sont identifiés et continus. Un défi important est la structure du clocher qui est entremêlée avec la structure de toit. Puisque le modèle structural de la toiture et de la tour clocher est construit avec des éléments filaires, la réalisation du modèle architectural est importante. En effet, comme ce dernier est créé à partir des dimensions réelles (largeur, longueur et épaisseur), il permet de représenter le bon entrecoupement entre les éléments et d'éviter la présence de conflit entre ceux-ci.

Ayant seulement eu la possibilité de visiter les deux premiers niveaux du clocher, la configuration de la structure au-delà des cloches (orange sur la figure) repose sur l'hypothèse que la section hexagonale à la base du clocher se répète aux niveaux supérieurs en diminuant progressivement les sections des éléments, telle que mentionnée à la section 3.4. Les coupes significatives du modèle sont présentées à la figure 4.2. Un plus grand nombre de figures se

trouve à l'annexe IV. La figure 4.2a permet de visualiser un élément important de l'église mentionné plus tôt : la structure du toit et du clocher qui n'est pas connectée à la façade, ce qui laisse cette dernière libre de mouvement. Par ailleurs, le système de renforcement latéral (élément vert) de la toiture est présent sur la longueur totale de la structure. Il se connecte aux fermes de toit principales (b) par leur élément central alors que les fermes secondaires (c) viennent s'asseoir sur le renforcement latéral.

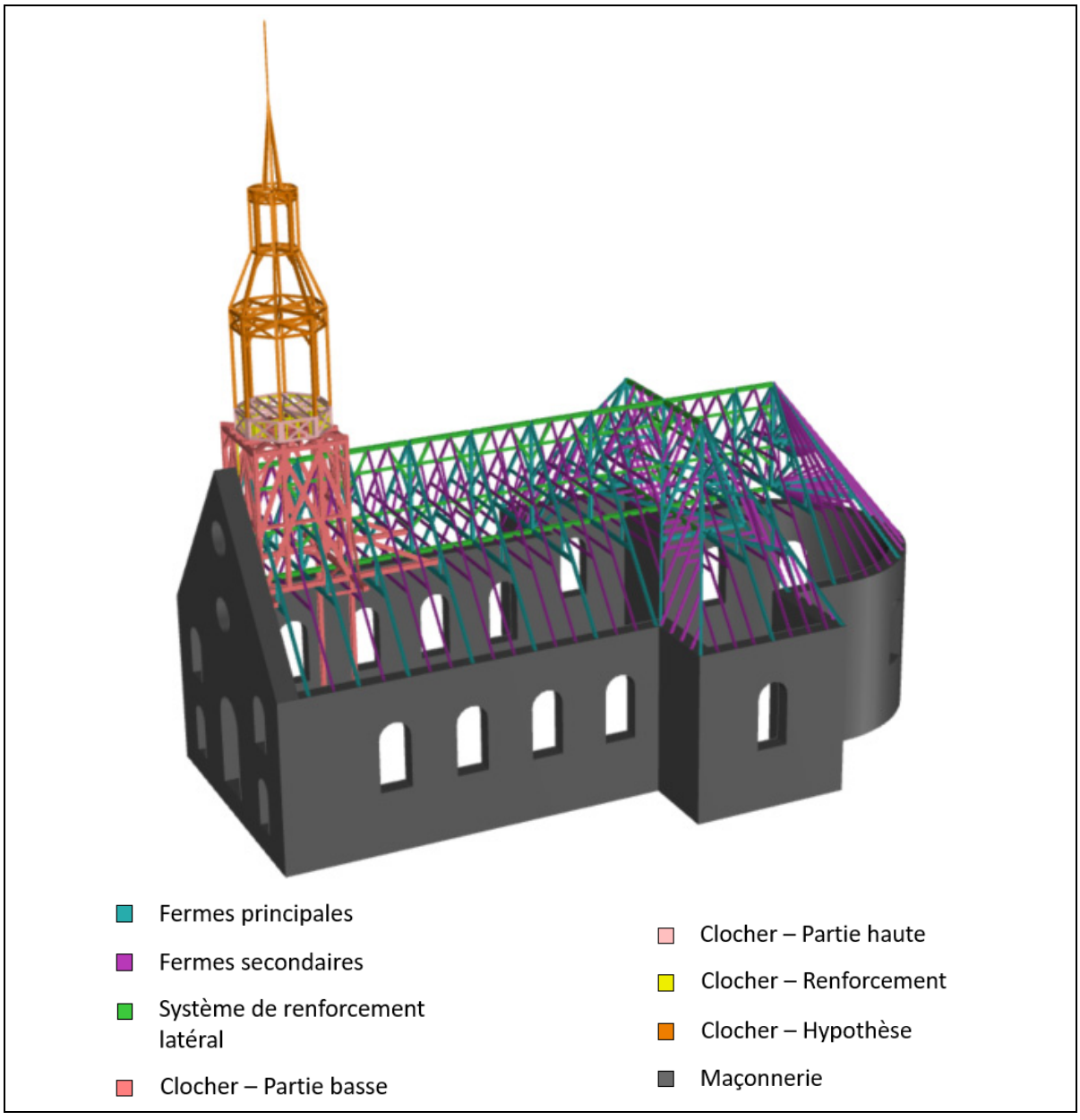


Figure 4.1 Modèle architectural complet

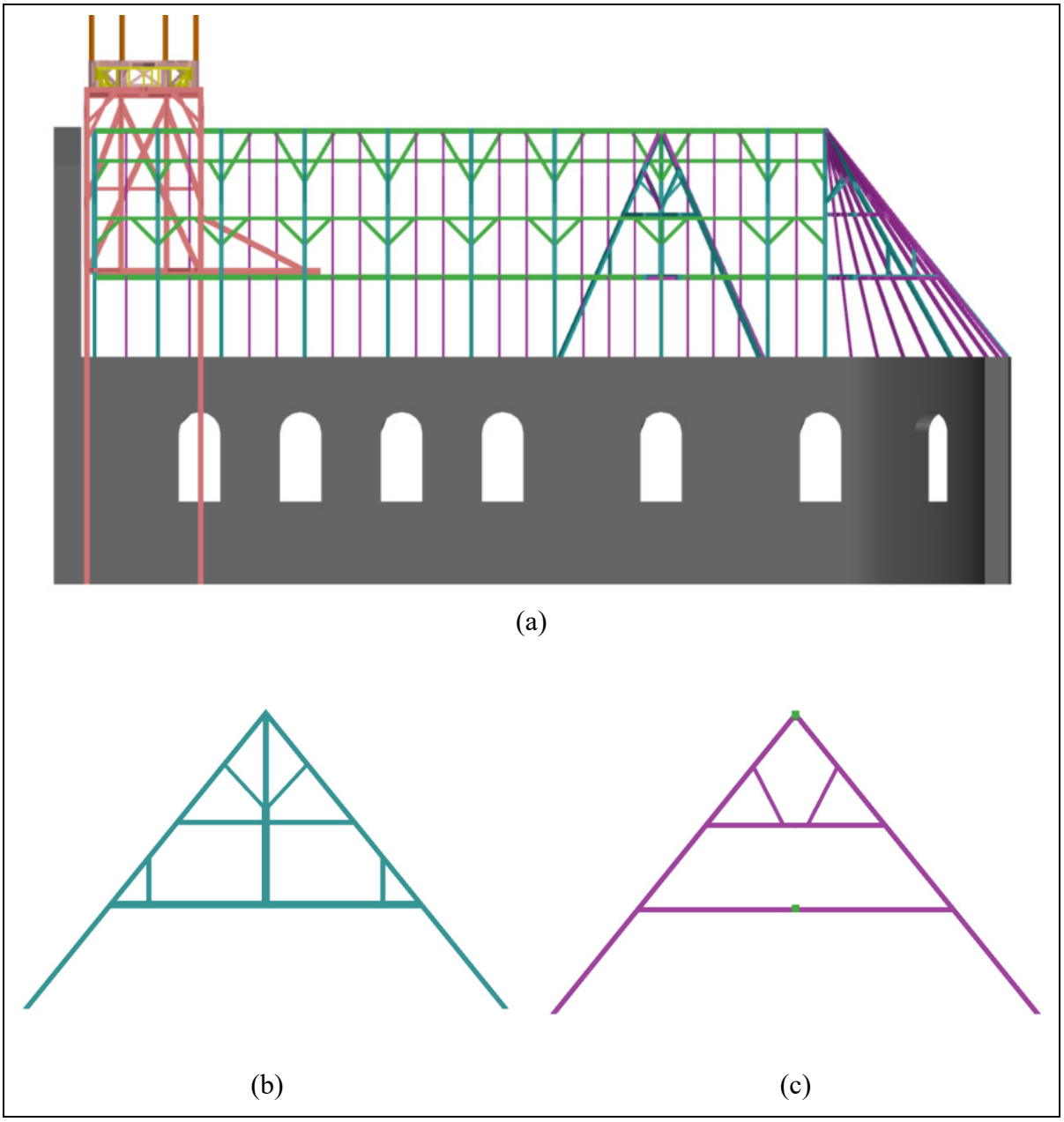


Figure 4.2 Sections significatives : (a) coupe longitudinale; (b) fermes principale; (c) ferme secondaire

Le clocher (figure 4.3), quant à lui, a été modélisé séparément et ajouté par la suite au modèle complet, dû à sa complexité. La figure 4.3a présente clairement le système de contreventement pour résister aux charges de vent mentionné plus tôt (section 3.4). Les éléments modélisés en jaune représentent le renforcement qui a été ajouté à la structure initiale. La création du modèle

structural, décrit à la section 4.3, permet de comprendre comment l'interaction entre le clocher et la façade peut avoir lieu. En effet, selon les observations, le clocher est connecté à sa base aux fermes de toit ce qui peut être aisément reproduit dans le modèle structural. Ainsi, le clocher se voit connecté à la façade par l'entremise de la toiture et son recouvrement. La structure de toit, quant à elle, est physiquement connectée aux murs en maçonnerie par l'encastrement de la base des fermes de toit. La connexion du toit avec la façade est réalisée par le recouvrement de toit. Cette connexion est simulée en connectant les plaques à la façade en maçonnerie.

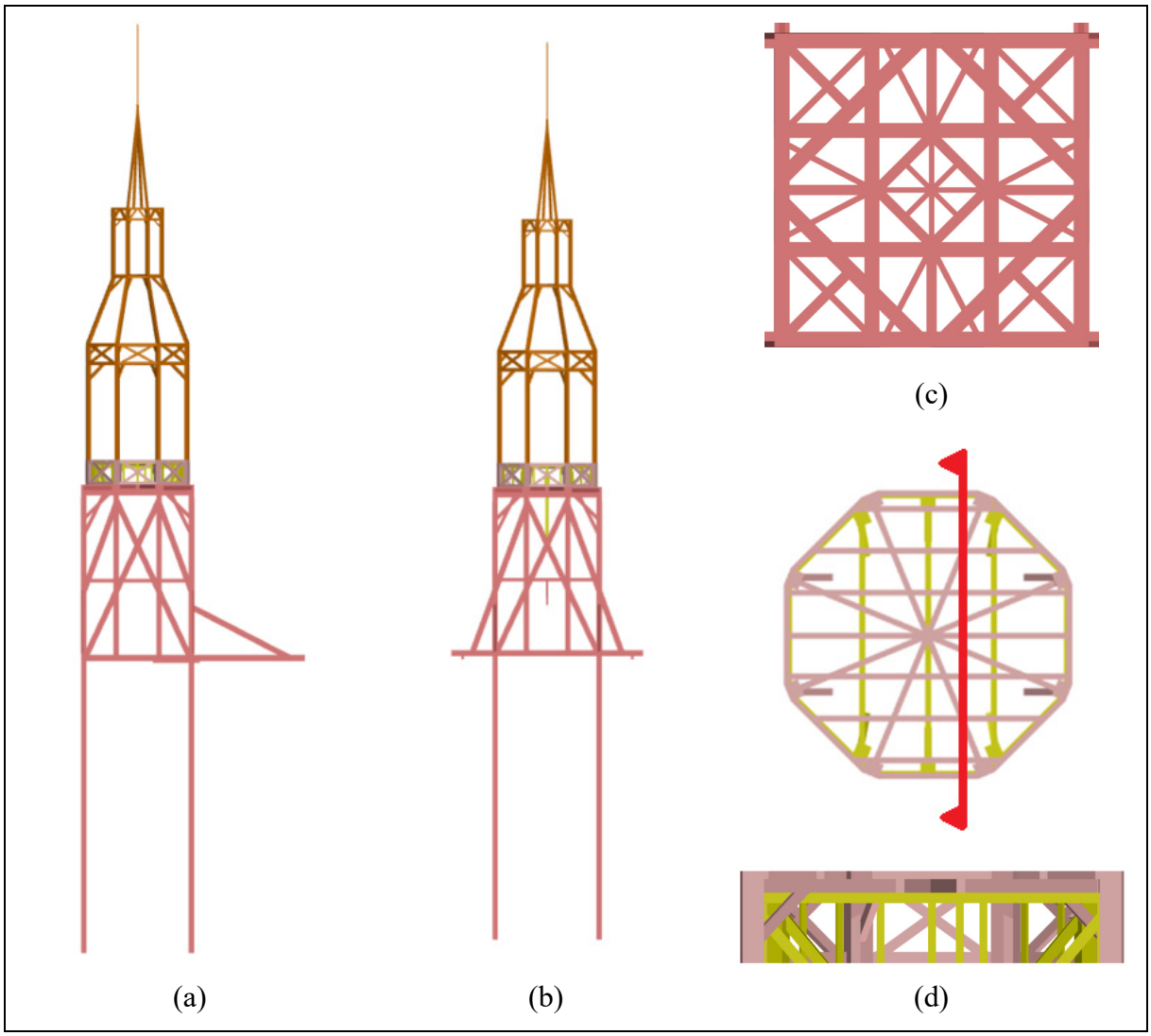


Figure 4.3 Structure du clocher : (a) élévation ouest; (b) élévation sud; (c) vue en plan du premier niveau; (d) vue en plan et section du deuxième niveau

4.2 Transition entre le modèle architectural et les modèles structuraux

Une fois la structure modélisée et exempte de conflit entre les éléments, le modèle est préparé pour le transfert vers les logiciels d'analyse structurale, Advanced Design America© ou Abaqus©, tel que présenté à la section 2.4.

Pour ce faire, les éléments de la toiture et de la tour clocher, d'abord modélisés en volume, sont modélisés avec des éléments filaires. Ce modèle intermédiaire est présenté à la figure 4.4. Pour que le transfert des données géométriques entre les deux logiciels soit bien réalisé, il faut s'assurer que chaque ligne s'arrête lors d'une intersection. De cette façon, le logiciel structural reconnaît l'intersection et permet l'insertion d'un nœud à cet endroit. De plus, il faut s'assurer que les lignes sont bien connectées entre elles, car le logiciel offre une certaine tolérance. C'est cette tolérance qui déterminera s'il insérera un ou deux nœuds. Il est évident que si deux nœuds sont insérés, les analyses ne reconnaîtront pas la jonction entre les deux lignes et les éléments ne seront pas connectés comme il se doit.

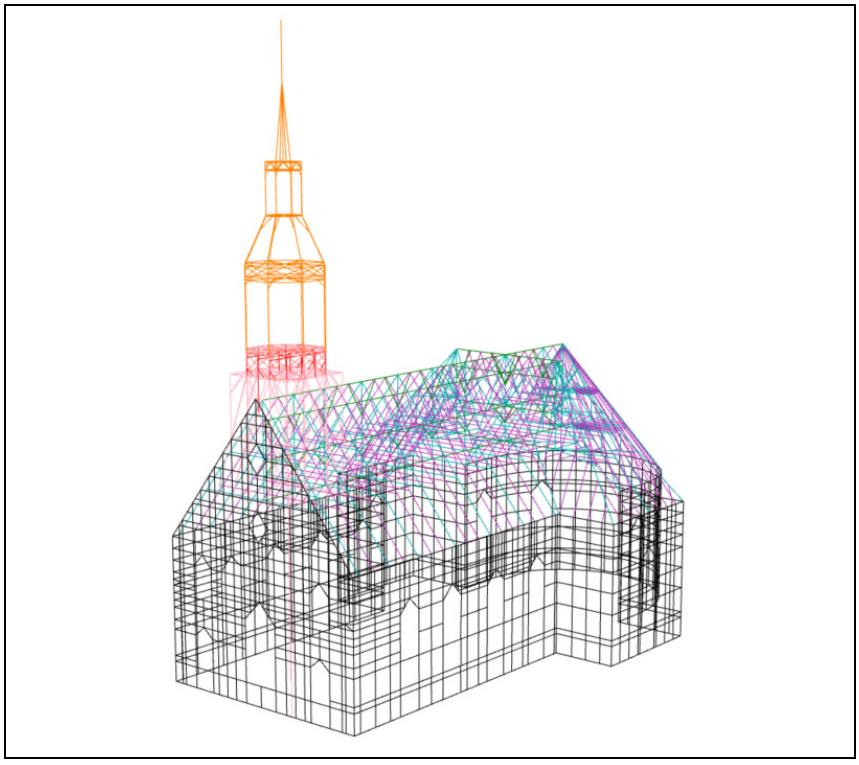


Figure 4.4 Modèle filaire pour effectuer le transfert de données

Pour ce qui est de la maçonnerie, le principal logiciel utilisé pour les analyses structurales, ADA© ne permet pas la modélisation de volume. La maçonnerie est rapportée sur un plan, à l'endroit où les fermes de toit s'y connectent. Ce changement crée un léger décalage pour cet élément, car la connexion n'a pas lieu à sa ligne centrale. Le modèle de maçonnerie en volume est conservé pour d'autres analyses qui sont réalisées avec le logiciel, Abaqus©.

Il a aussi été nécessaire de simplifier le modèle architectural avant son transfert vers les logiciels d'analyse afin de limiter les erreurs et pour diminuer les temps de calcul des analyses qui seront réalisées. Le clocher est la structure la plus simplifiée de tout le modèle, dû à la complexité de certaines connexions. Une des simplifications concerne les diagonales présentes sur le pourtour du premier niveau. Les diagonales sont embouvetées dans les poutres qu'elles croisent et cette connexion ne se fait pas exactement à un « nœud » (figure 4.5a). Afin d'éviter d'avoir de petits segments de lignes, les diagonales sont modélisées pour se rejoindre directement à la jonction entre une poutre et une colonne (figure 4.5b). L'angle est quelque peu modifié, mais le comportement global est conservé. Ce type de simplification est réalisé à d'autres endroits sur le clocher ainsi que sur la ferme de toit principale. De plus, les éléments linéaires sont rapportés sur un même plan afin d'assurer leurs bonnes connectivités.

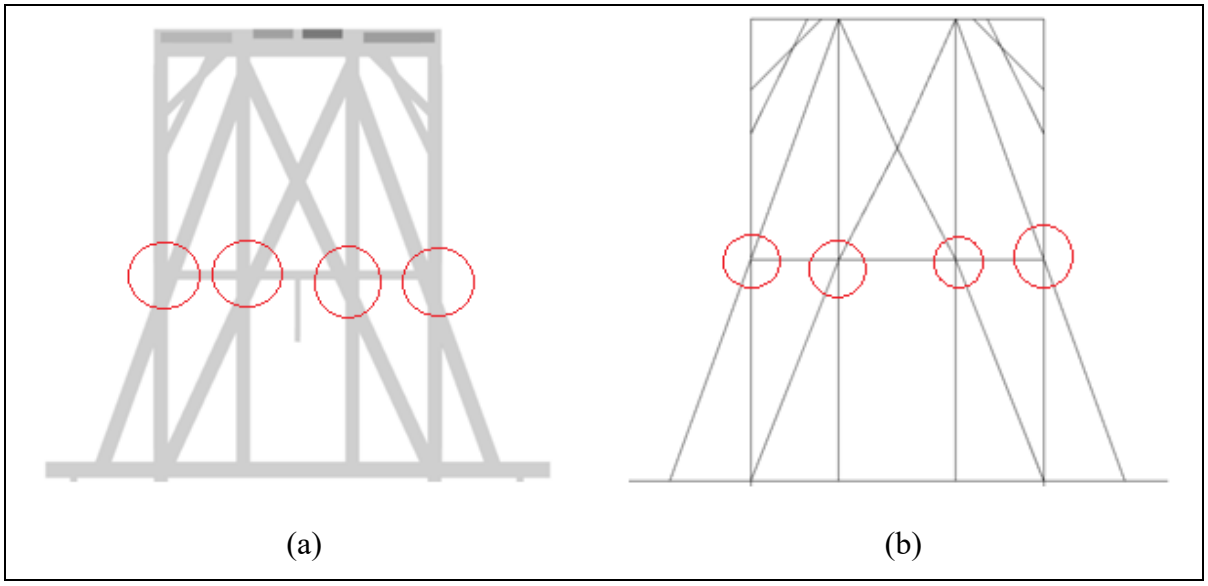


Figure 4.5 Simplification du modèle pour le clocher : (a) modèle architectural réel; (b) modèle architectural simplifié

4.3 Modélisation structurale

Un total de six modèles structuraux sont créés pour les analyses : deux modèles pour les analyses dans Abaqus© et quatre modèles pour les analyses avec ADA©. Les modèles sont présentés dans les sections suivantes, selon le logiciel utilisé.

4.3.1 Création du modèle Abaqus©

L'importation dans Abaqus© requiert l'exportation d'un fichier .igs de Rhinos 6©. Les deux modèles produits dans ce logiciel sont présentés à la figure 4.6. Ils sont créés à partir du modèle en volume produit dans le logiciel architectural.

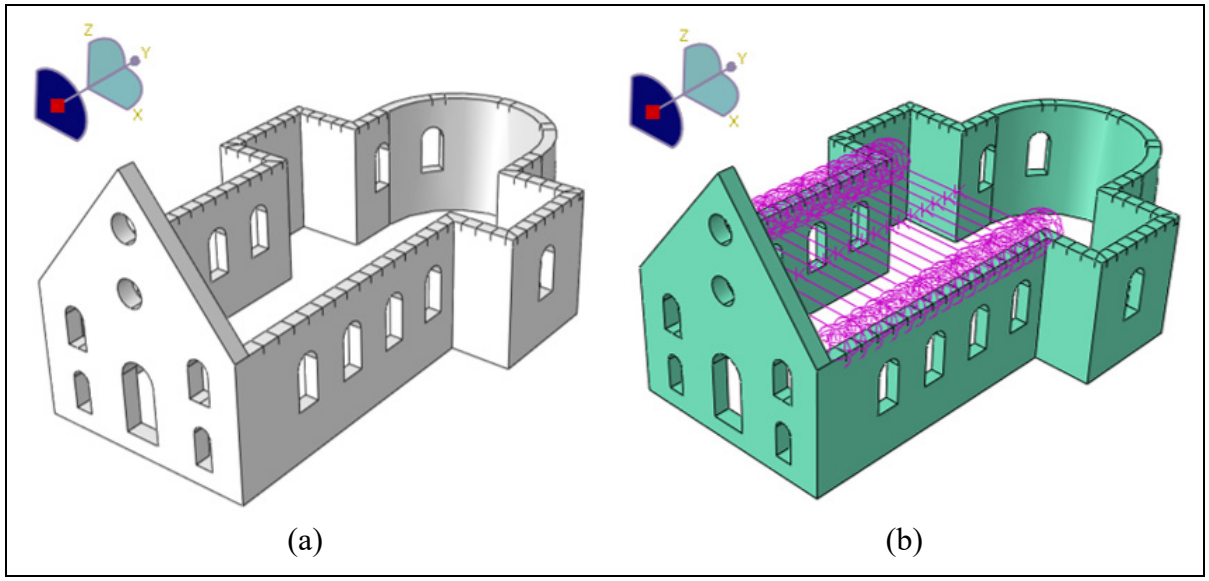


Figure 4.6 Modèles structuraux dans Abaqus© : (a) M1-MNA-A; (b) M2-MNA-R

Les modèles incluent la charge provenant du poids propre de la toiture. Afin d'obtenir la même répartition des charges entre les deux logiciels, les réactions de chaque ferme de toit sont calculées avec le modèle réalisé dans ADA©. Par la suite, chaque réaction est convertie en poids volumique afin d'être importée dans le modèle Abaqus© sous forme de petits blocs. Ces blocs sont visibles à la figure 4.6a avec les lignes sur le dessus des murs en maçonnerie. Les

conditions limites imposées à la base de la maçonnerie sont des encastrements et les propriétés mécaniques des matériaux implémentées dans les modèles sont présentées à la section 4.3.3.

Le maillage est contrôlé par l'utilisateur dans ce logiciel. Un maillage tétraédrique est choisi de sorte qu'au moins deux éléments soient présents sur l'épaisseur d'un mur. Le maillage prédéfini par le logiciel propose seulement un élément. Un maillage à élément unique a tendance à sous-estimer la rigidité en flexion alors qu'au contraire, une trop grande quantité d'éléments rend l'analyse trop énergivore (Akin, 2010). Akin (2010) suggère d'utiliser jusqu'à 5 éléments afin de représenter avec exactitude le changement dans les contraintes se produisant dans l'épaisseur du modèle. Il propose une étude de la sensibilité où la quantité d'éléments est ajoutée par incrément jusqu'à ce que les résultats entre deux analyses ne présentent pas une grande marge de différence. Par conséquent, deux éléments pour l'épaisseur ont été jugés adéquats, faisant en sorte que le modèle contient un total de 57 439 éléments.

Calcul de la rigidité équivalente des fermes de toit

Comme expliqué à la section 2.4, la modélisation des connexions typiques entre les éléments de bois est complexe à réaliser dans Abaqus©. Ainsi, la rigidité des fermes de toit est ajoutée par l'utilisation de ressort avec une rigidité équivalente. La rigidité équivalente est calculée d'après les modèles d'une ferme de toit principale et secondaire réalisés dans ADA©. La méthode de déplacement sous chargement unitaire a été utilisée pour le calcul (équation 4.1).

$$k = \frac{F}{d} \tag{4.1}$$

D'abord, les rigidités propres aux fermes de toit sont évaluées individuellement. Sous un chargement de 1 kN, des déplacements de 90 mm et de 163 mm sont obtenus permettant de calculer une rigidité de 11 kN/m et 6 kN/m pour une ferme de toit principale et secondaire, respectivement. Ces rigidités s'appliquent seulement suivant l'axe des fermes de toit, donc suivant l'axe X du modèle numérique. Les ressorts ont seulement été modélisés dans la nef, apportant une rigidité totale de 137 kN/m sur les murs latéraux. Dans le même ordre d'idée, la

rigidité équivalente du système de renforcement latéral peut être évaluée dans son plan, i.e. dans la direction longitudinale de l'église. L'application d'une charge unitaire permet d'obtenir un déplacement au nœud de 70 mm. Ces résultats permettent d'obtenir une rigidité de 14,3 kN/m pour une section de renforcement latéral agissant suivant l'axe longitudinal.

Pour fin de comparaison, le même exercice est réalisé sur la structure de toit lorsqu'elle est entièrement modélisée (sans son recouvrement de toit). L'objectif était d'évaluer la différence de rigidité lorsque tous les éléments structuraux « travaillent » ensemble. Ainsi, pour une charge unitaire de 1 kN, la direction longitudinale (Y pour Abaqus© sur figure 4.6) obtient un déplacement de 0,08 mm alors que la direction transversale (X sur figure 4.6) obtient un déplacement de 0,46 mm. Ces deux valeurs permettent de calculer des rigidités de 12 500 kN/m et 2 174 kN/m, pour ces directions respectives.

La structure entière du toit offre une rigidité totale de 15,9 fois plus importante que lorsque les fermes de toit sont étudiées individuellement. Cette différence est causée par le fait que l'évaluation individuelle des fermes de toit permet seulement d'obtenir la rigidité de ces dernières suivant leur axe (direction transversale). Or, en évaluant la structure complète, l'apport de rigidité provenant de la connexion de chaque élément entre eux, de la rigidité du système latéral suivant l'axe des fermes de toit ainsi que du transept est maintenant pris en considération. Le transept apporte une bonne rigidité à la structure de toit et c'est pour cette raison que le plan d'église en croix latine (c'est-à-dire avec transept) a été choisi dans l'élaboration de la typologie Conefroy par l'abbé Pierre Conefroy. De plus, la rigidité fournie par la toiture entière pour la direction longitudinale est 5,7 fois plus grande que celle obtenue pour la direction transversale. Cet aspect sollicite la création du modèle M3-MNA-Bois avec ADA©.

4.3.2 Création du modèle Advanced Design America©

Pour procéder au transfert, le modèle filaire est exporté de Rhinos 6© en tant que fichier .dxt afin d'être importé dans ADA©. Les quatre modèles finaux sont présentés à la figure 4.7. Ces modèles sont développés d'après le modèle architectural filaire présenté plus haut.

D'abord, la maçonnerie est modélisée avec des éléments plaques. L'épaisseur réelle des murs leur a été attribuée soit 1 200 mm pour la façade et 1 000 mm pour les autres murs périphériques. Les conditions limites imposées à la base de la maçonnerie sont des encastrements.

Par la suite, la structure principale du toit et du clocher est modélisée avec des éléments poutres-colonnes. Les dimensions réelles des éléments de bois sont assignées à chaque membrure ainsi que la connexion entre chaque élément. Tous les assemblages de bois étant soit faits de tenons et mortaises ou d'élément embouvetés sont modélisés avec des connexions de type rotule afin de libérer le degré de liberté de rotation. Il en est de même pour la connexion entre les éléments de bois et la maçonnerie. De plus, les colonnes du clocher sont modélisées comme des encastrements à leur base. Les deux derniers modèles (M4 et M5) incluent l'ajout du recouvrement de toiture par le biais d'éléments plaques. Mentionnons que la formulation des plaques pour le recouvrement de toit (et la maçonnerie) est réalisée en contraintes planes. Connaissant seulement le revêtement final de la toiture, une épaisseur de madrier de 25 mm, ajoutée au revêtement en tôle, est considérée comme poids de toiture. Dans le modèle numérique, seulement l'épaisseur des madriers est implémentée aux plaques. Le poids du recouvrement de toit est calculé séparément et ajouté aux fermes de toit, indépendamment. Ainsi, il est considéré dans toutes les versions du modèle, même lorsqu'il n'est pas modélisé.

Un point important de mentionner est l'impossibilité de contrôler le maillage dans le logiciel ADA©. En effet, l'utilisation d'éléments plaques empêche l'utilisateur de contrôler les dimensions des éléments le formant. Il est généré automatiquement par le logiciel. Le nombre

de plaques est la variable qui peut être contrôlée, simulant un maillage créé manuellement. Le nombre d'éléments composant les différents modèles est présenté au tableau 4.1.

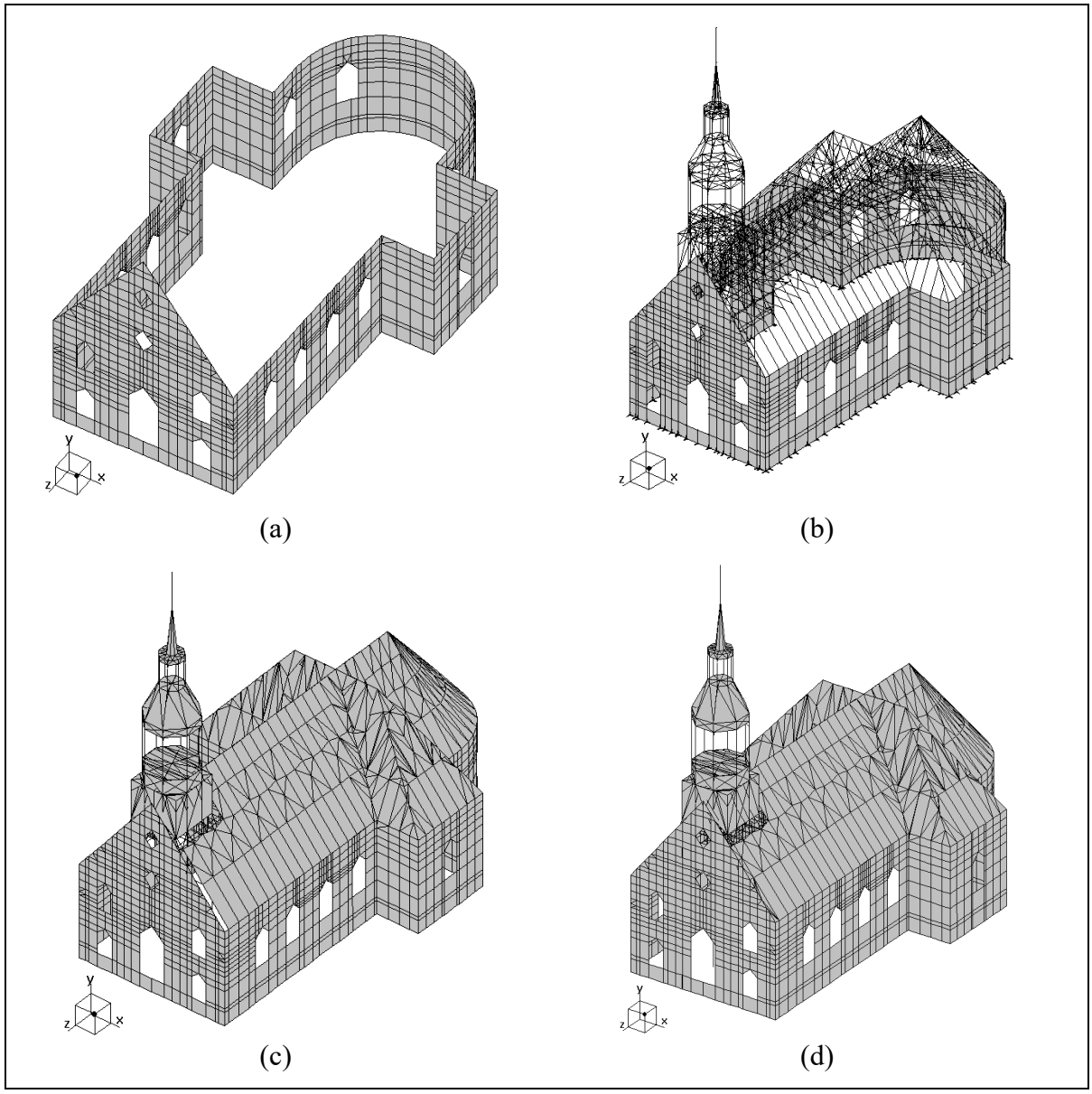


Figure 4.7 Modèles structuraux dans ADA© : (a) M1-MNA-ADA; (b) M3-MNA-Bois; (c) M4-MNA-Bois-NC; (d) M5-MNA-Bois-C

Tableau 4.1 Description des modèles utilisés dans ADA©

Modèle	Description	Nombre d'éléments		
		Nœuds	Membrures	Plaques
M1-MNA-ADA	Ce modèle inclut seulement les murs en maçonnerie de l'église. La masse provenant du toit est modélisée sous forme de charge ponctuelle aux endroits appropriés.	1 693	0	1 546 (murs MNA)
M3-MNA-Bois	Ce modèle comprend tous les éléments structuraux de l'église et du clocher, mais ne contient aucun recouvrement de toit.	2 701	1 855	1 546 (murs MNA)
M4-MNA-Bois-NC	Dans ce modèle, le recouvrement du toit de l'église est modélisé sans être connecté à la façade de maçonnerie.	2 701	1 855	1 546 (murs MNA) 932 (toiture)
M5-MNA-Bois-C	Ce modèle est le plus complet, il comprend tous les éléments structuraux de l'église et du clocher ainsi que le recouvrement de toit de façon à ce qu'il soit connecté à la façade.	2 701	1 855	1 546 (murs MNA) 956 (toiture)

4.3.3 Calibration des propriétés mécaniques

Bien déterminer les propriétés mécaniques des matériaux est important afin d'obtenir des résultats les plus justes possibles. Comme mentionné plus tôt, la pierre composant les murs de maçonnerie de l'église est du grès (voir section 3.5). Des études sont réalisées afin d'élargir la quantité d'information sur la maçonnerie de pierres non armée (Devaux, 2008; Moretti, 2017; Boldireff, 2018), mais peu de données sont disponibles, spécialement pour le Québec. Une plage de valeur de module de Young (E) allant de 1 500 MPa (Penna, 2015), pour des assemblages de murs d'assez mauvaise qualité, jusqu'à 2 550 MPa (Magenes et al., 2010) pour un mur en MNA composé de grès calcaire, est disponible dans la littérature. Les analyses

initiales sont donc réalisées avec une valeur moyenne de 2 200 MPa (Chidiac & Foo, 2002) qui correspond à un mur de pierre réalisé avec un mortier de chaux.

ADA© étant un logiciel utilisé principalement pour la conception, des valeurs de résistance mécanique pour différents matériaux sont disponibles dans la banque de données selon l'appellation utilisée aujourd'hui. Les propriétés utilisées pour le bois de pin (section 3.5) sont donc incluses dans le logiciel. La valeur choisie provient du matériel « VIA_SPF_3 » dont les caractéristiques sont présentées au tableau 4.2. Il s'agit de la valeur moyenne des données disponibles pour le pin, l'état du bois étant en bonne condition.

La calibration du modèle se fait à l'aide des résultats de mesures de vibrations ambiantes pour la façade et les murs latéraux en MNA en ajustant le module d'Young E de la maçonnerie. L'effet des éléments de la toiture sur les fréquences naturelles de la façade est des murs est de prime abord supposé négligeable et seul le module E de la maçonnerie est ajusté. Cette hypothèse pourra être vérifiée en comparant les propriétés dynamiques des modèles M3-MNA-Bois et M4-MNA-Bois-NC.

La calibration des propriétés mécaniques est réalisée avec le modèle M5-MNA-Bois-C, car il s'agit du modèle complet de l'église où le recouvrement de toit est connecté à toute la maçonnerie (murs et façade). Différentes valeurs du module E sont implémentées au modèle par itération avec l'objectif de se rapprocher des périodes obtenues par MVA, tout en restant dans les limites établies d'après la littérature. La limite inférieure du module de Young (1 500 MPa) permet d'obtenir 4% d'écart entre la période mesurée et la période du modèle numérique provenant de la façade, soient 0,33 seconde et 0,35 seconde. Pour les murs latéraux cet écart est de 28% entre les deux périodes, soient de 0,42 seconde et 0,30 seconde, la rigidité des murs latéraux du modèle étant plus grande que la rigidité réelle. Cet écart peut être expliqué par l'effet de diaphragme lorsque le recouvrement de toit est considéré. De plus, comme le module est maintenant à la limite inférieure, cette valeur est admise pour la suite du projet. Le tableau 4.2 résume les propriétés mécaniques qui sont utilisées pour la suite du projet.

Tableau 4.2 Propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Matériel	**Maçonnerie**	**Bois**
Masse volumique (ρ)	2 200 kg/m^3	418 kg/m^3
Module de Young (E)	1 500 MPa	9 000 MPa
Viscosité (υ)	0,2	0,2

4.4 Discussion

Ce chapitre a permis de souligner l'importance de la création d'un modèle architectural 3D pour l'étude d'un bâtiment comme une église. En effet, la complexité de la structure, spécialement celle du clocher, a mis de l'avant la nécessité de simplifier le modèle avant de procéder aux analyses structurales. Or, ces simplifications sont déterminées en évaluant le modèle architectural, car il est important de bien comprendre le système de transfert de charges ainsi que les connexions entre les différents éléments afin de s'assurer que le comportement global de la structure soit respecté.

Le prochain chapitre présente les analyses réalisées sur la maçonnerie de l'église. Cet élément est d'abord étudié indépendamment afin de comprendre son comportement sans l'influence des éléments externes que sont la toiture et le clocher.

CHAPITRE 5

ANALYSE DE LA STRUCTURE EN MAÇONNERIE

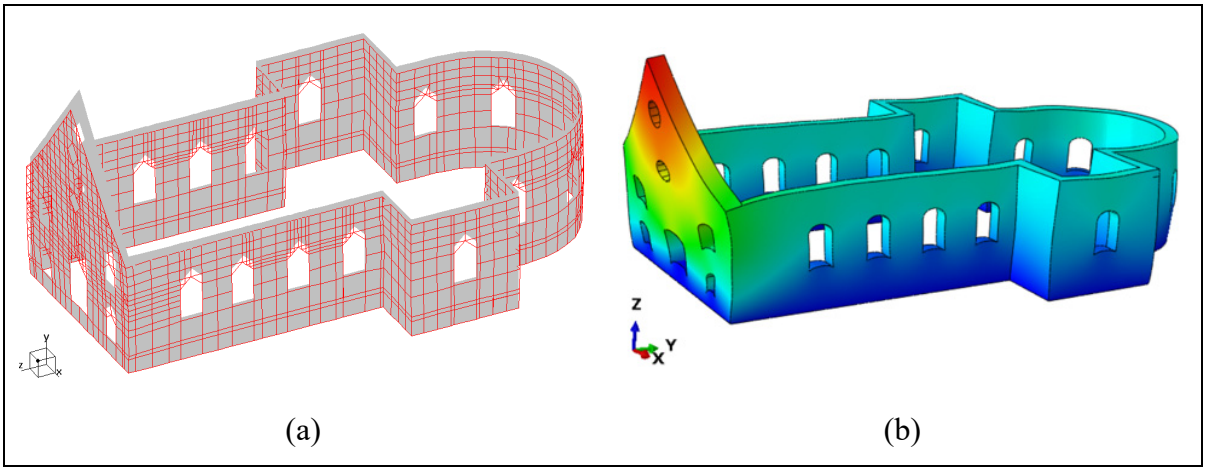
Ce chapitre présente les analyses qui sont réalisées sur les modèles M1-MNA-A et M1-MNA-ADA qui incluent seulement les murs en maçonnerie de l'église. Les limitations du logiciel Abaqus© pour modéliser les connexions rotulées entre les éléments tétraédriques en MNA et les éléments poutres en bois du clocher et de la toiture ont nécessité d'avoir recours à un modèle de la maçonnerie avec des éléments plaques dans ADA© afin de vérifier l'équivalence entre les modèles.

Ce chapitre présente donc la comparaison des analyses statiques et modales permettant de valider le modèle plaque. Par ailleurs, conformément à la méthodologie italienne des macroéléments, les résultats de l'analyse modale sont utilisés pour identifier les macroéléments et les modes de rupture potentiels et pour calculer les accélérations critiques des macroéléments. Par la suite, les analyses temporelles sont appliquées sur le modèle plaque. Ce modèle est choisi pour ces analyses, car la modélisation de la toiture est réalisée dans ADA©. Ainsi, aux chapitres suivants, la comparaison des résultats entre les différents modèles est réalisée suivant le même logiciel. Une analyse des contraintes résultant du séisme du Saguenay est aussi produite sur le modèle plaque. Cette analyse permet d'obtenir la répartition des contraintes dans la maçonnerie.

5.1 Analyses statiques

L'analyse statique sert à une première vérification des modèles numériques. Une déformation ou une répartition de charges aberrantes est un indicateur qu'une erreur dans la modélisation aurait pu avoir lieu. La figure 5.1 présente la déformation des deux modèles suite à une analyse statique lorsqu'ils subissent la charge provenant du poids propre de la maçonnerie et du toit. Leur déformation ne semble pas présenter d'erreur.

La somme des forces sous la direction gravitaire est aussi comparée entre les deux modèles afin d'assurer que les charges sont bien attribuées aux éléments : soit 27 445 kN pour le modèle provenant de ADA© et 26 353 kN pour le modèle provenant d'Abaqus©. Cette différence de 4% est minime et peut être causée par des petites différences entre les modélisations ou les logiciels. Par exemple, ADA© ne permet pas la modélisation de courbe, les ouvertures arrondies sont donc modélisées en triangles. Cette différence crée de plus petites ouvertures donc une plus grande quantité de maçonnerie. Dans le contexte présent, la différence entre les sommations des forces est jugée acceptable et les modèles sont considérés équivalents d'un point de vue statique et prêts pour la suite des analyses comparatives.



(a) (b)

Figure 5.1 Résultats de l'analyse statique sur la maçonnerie : (a) Modèle avec éléments plaques – ADA© ; (b) Modèle avec éléments tétraédriques – Abaqus©

5.2 Analyses modales

Des analyses modales sont ensuite réalisées sur les deux modèles. Les cinq premiers modes de vibrations, avec une participation modale significative, sont présentés au tableau 5.1. Une liste exhaustive des modes de vibration pour ces modèles est disponible en annexes (*voir* annexe V pour des modes subséquents et annexe VI pour la liste complète). La description de chaque mode est insérée dans le tableau suivant. Notez que le système d'axe référentiel n'est pas le même pour les deux logiciels. La direction X est transversale à l'église, pour les deux modèles et les directions Z (ADA©) et Y (Abaqus©) sont longitudinales à l'église.

Tableau 5.1 Modes de vibration pour la maçonnerie

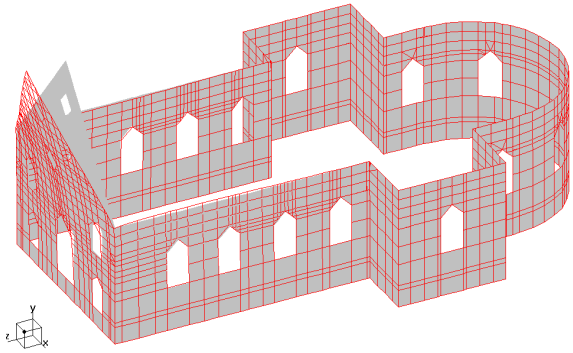
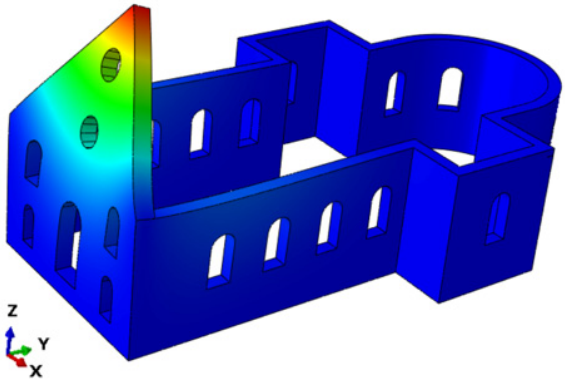
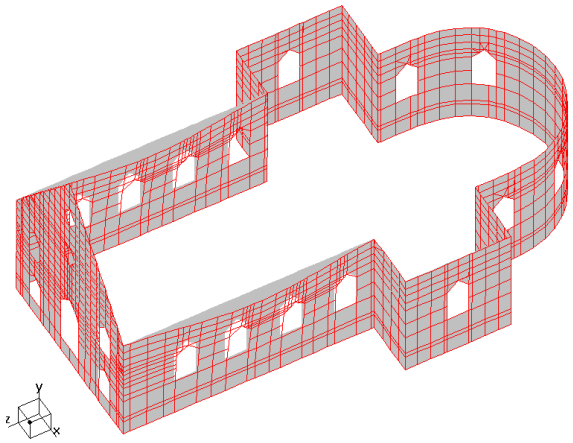
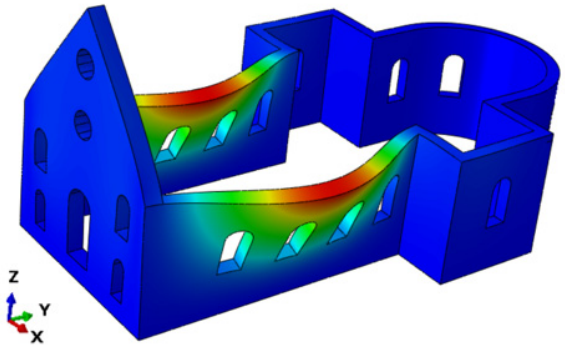
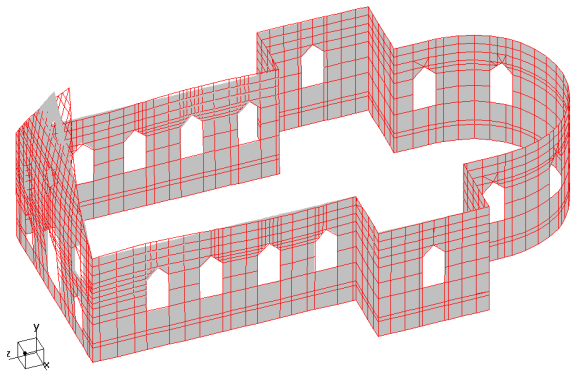
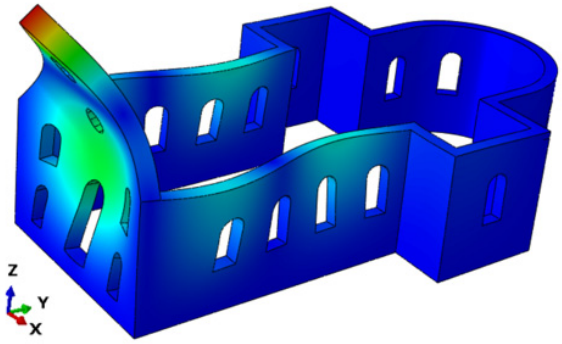
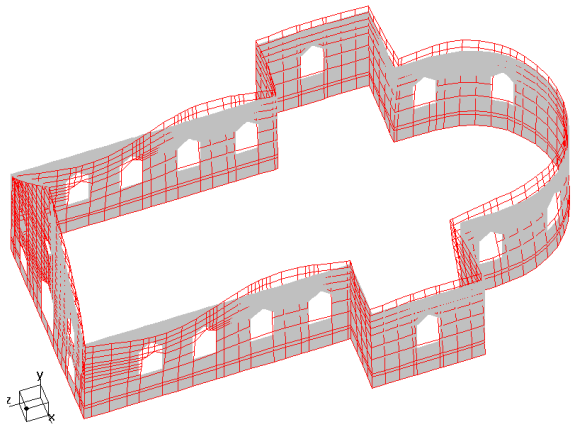
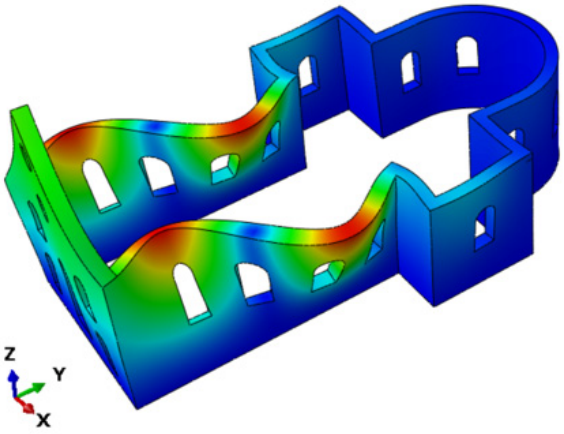
<table>
<tr><th>Modèle plaque</th><th>Modèle volume</th></tr>
<tr><td> 
Mode 1
T = 0,71 s
Masse participante = 8,61% (direction Z)</td><td> 
Mode 1
T = 0,69 s
Masse participante = 8,43% (Direction Y)</td></tr>
<tr><td colspan="2">Les deux modèles présentent une déformation du pignon de la façade, mais une différence concernant l'axe de rotation entre les deux modèles est visible. Dans le cas de droite, la façade complète tend à se renverser et est retenue par sa connexion avec les murs latéraux. Comparativement, le modèle de gauche a plutôt un axe de rotation suivant une courbe passant par un point faible du macroélément : la rosace du bas.</td></tr>
<tr><td> 
Mode 2
T = 0,42 s
Masse participante = 17,13% (direction X)</td><td> 
Mode 2
T = 0,41 s
Masse participante = 16,89% (direction X)</td></tr>
<tr><td colspan="2">Les deux modèles présentent les mêmes déformations pour ce mode. Le renversement des murs latéraux est de forme simili ovale, car il est retenu à ses extrémités et son axe de rotation a lieu à la base des fenêtres centrales.</td></tr>
</table>

Tableau 5.1 Modes de vibration pour la maçonnerie (suite)

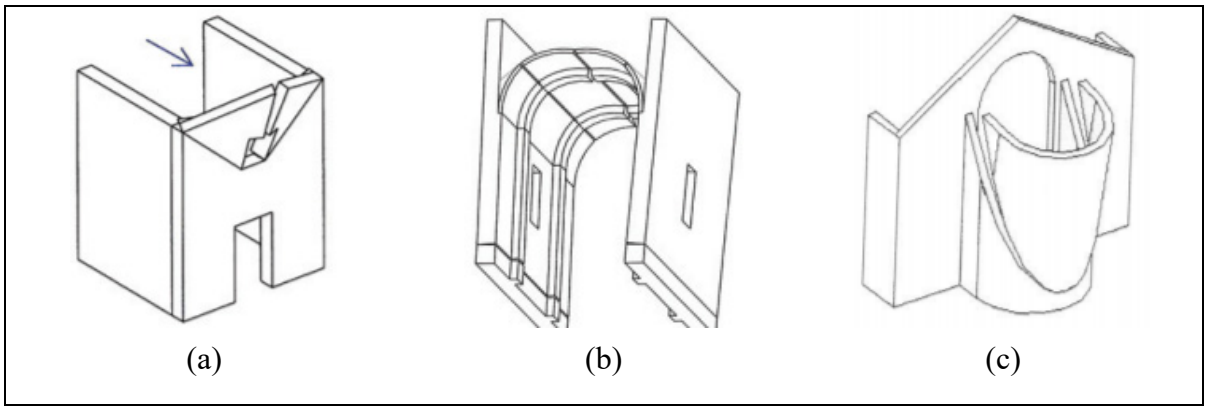
Modèle plaque	**Modèle volume**
	
Mode 4 T = 0,24 s Masse participante = 5,37% (direction Z)	Mode 4 T = 0,25 s Masse participante = 5,12% (direction Y)
Pour ce mode de vibration, les façades subissent une déformation hors plan avec un point d'inflexion entre les deux rosaces. Il est aussi possible de noter une déformation suivant la forme d'un « S » au niveau des murs latéraux. Le pourcentage de masse modale participante suit tout de même l'axe longitudinal.	
	
Mode 5 T = 0,22 s Masse participante = 2,06% (direction X)	Mode 5 T = 0,22 s Masse participante = 2,59% (direction X)
Pour ce mode de vibration, la déformation hors plan, sous forme d'un « S », est bien présente dans les murs latéraux. Son point d'inflexion se trouve vis-à-vis la deuxième fenêtre (en partant de la façade), ce qui représente le point central de cet élément. Notons ici une différence entre les deux modèles concernant l'abside. Une petite déformation est visible sur l'abside du modèle de gauche alors que celui de droite est complètement épargné.	

Les deux modèles présentent une différence de moins de 5 % entre les périodes. De façon générale, les déformations associées aux modes de vibration sont sensiblement les mêmes, à l'exception du cinquième mode qui présente un début de déformation sur l'abside seulement pour le modèle plaque. De plus, le mode 6 des deux modèles concernent plus particulièrement l'abside. En effet, les côtés de l'abside suivent un mouvement hors plan, entraînant sa partie centrale à suivre le même mouvement, en opposition (*voir* tableau-A V-2). Ajoutons que le renversement des murs latéraux présente la même valeur de période que celle obtenue lors des mesures de vibration ambiantes, soit 0,421 s (voir section 3.8.2).

Enfin, des pourcentages de masse participante de 90% et 83% pour la direction transversale et longitudinale, respectivement, sont cumulés avec les 300 premiers modes de vibration dans Advanced Design America©. Parallèlement, l'analyse des 300 premiers modes avec Abaqus© permet d'obtenir des masses modales cumulées de 91% et 92% dans la direction transversale et longitudinale, respectivement.

5.3 Calcul des accélérations cinématiques associées aux macroéléments

Conformément à la méthodologie italienne d'évaluation de la vulnérabilité sismique des églises, les résultats des analyses modales permettent d'identifier/confirmer les mécanismes cinématiques. Comme observé par les modes de vibration 1, 2 et 6, trois mécanismes peuvent survenir dans l'église (figure 5.2). Il s'agit du renversement de la façade (a), du renversement des murs latéraux (b) et du renversement de l'abside (c). L'identification de ces mécanismes permet ensuite de calculer les accélérations cinématiques critiques associées aux macroéléments correspondants.

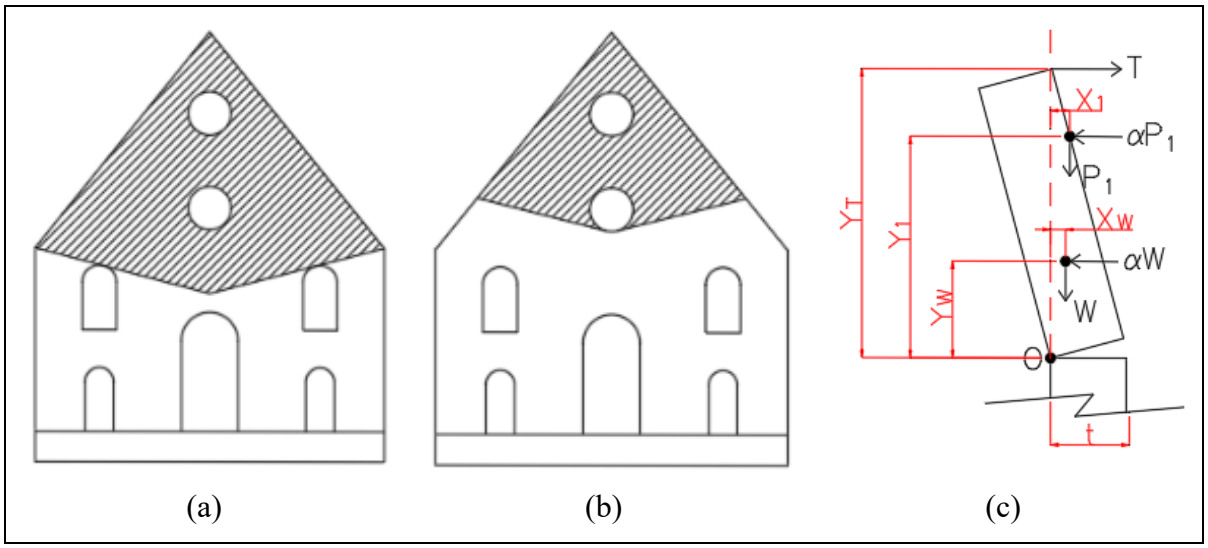


(a) (b) (c)

Figure 5.2 Mécanismes cinématiques présents dans l'église : (a) façade;
(b) murs latéraux; (c) abside
Tirée du MiBAC (2006)

5.3.1 Mécanisme de façade

Le premier mécanisme cinématique qui survient dans l'église est le renversement du pignon de la façade. Les deux modèles présentent différents axes de rotation et seront, tous les deux, étudiés dans cette section (figures 5.3a et 5.3b). Le système est représenté pour les deux mécanismes avec un diagramme de corps libre à la figure 5.3c où le point de rotation est identifié par la lettre « O ».



(a) (b) (c)

Figure 5.3 Mécanismes cinématiques de façade, basés sur le modèle provenant :
(a) d'Advance Design America©; (b) d'Abaqus© et (c) représentation des efforts

Les équations utilisées pour les deux mécanismes sont les mêmes. La différence est reliée aux deux formes qui ne sont pas identiques, influençant par le fait même le centre de gravité de celles-ci. La première étape du calcul par équilibre limite consiste à calculer le coefficient α_0 nécessaire pour déclencher le mécanisme cinématique avec l'équation d'équilibre statique 5.1.

$$Wx_W + P_1x_1 + Ty_T = \alpha_0 Wy_W + \alpha_0 P_1 y_1 \quad (5.1)$$

Où :

α_0 : est le coefficient nécessaire au déclenchement du mécanisme;
W : est le poids provenant du mécanisme cinématique;
$(X_W ; Y_W)$: est le centre de masse du poids propre du mécanisme;
P_1 : est le poids provenant de la toiture;
$(X_1 ; Y_1)$: est le point d'application du poids de la toiture;
T : est la force provenant de la connexion entre la toiture et la maçonnerie;
$(X_T ; Y_T)$: est le point d'application de masse de l'effort T.

L'hypothèse simplificatrice que l'action du toit est négligeable lors d'effort extrême (Youance, 2010) est utilisée ici, cette composante est donc retirée de l'équation. L'équation simplifiée devient donc :

$$\alpha_0 = \frac{Wx_W}{Wy_W} \quad (5.2)$$

Les valeurs du tableau 5.2, propre à chaque mécanisme cinématique, permettent de calculer une valeur de coefficient de 0,129 et 0,167 pour le déclenchement des mécanismes (a) et (b) respectivement.

Tableau 5.2 Propriétés utilisées pour la façade

Propriétés utilisées		**Modèle ADA©**	**Modèle Abaqus©**
Masse de la maçonnerie (W)		2 392 kN	1 315 kN
Centroïde	X_W	600 mm	
	Y_W	4 641 mm	3 600 mm

Par la suite, le coefficient doit être transformé pour correspondre à un système à un degré de liberté (1DDL) afin de pouvoir être comparé aux accélérations spectrales décrites à la section 2.5.2. En premier lieu, la masse utilisée plus tôt doit être adaptée, avec l'équation 5.3, pour correspondre à la masse modale participante.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}\right)^2}{g \sum_{i=i}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \tag{5.3}$$

Tirée de NTC (2018)

Où :

n + m : sont les forces qui agissent sur le système : n représente les forces gravitaires et m représente les forces externes;

$\delta_{x,i}$: est le déplacement maximal du centre de masse de l'élément avant la rupture.

Par la suite, il est possible de calculer la participation modale du mécanisme avec l'équation 5.4 pour finalement calculer le nouveau coefficient d'accélération α_0^* présenté à l'équation 5.5. Un coefficient de sécurité peut être ajouté à cette étape et est représenté par FC dans l'équation.

$$e^* = \frac{gM^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \tag{5.4}$$

Tirée de NTC (2018)

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \tag{5.5}$$

Tirée de NTC (2018)

Puisque seulement la masse provenant de la maçonnerie est considérée dans le système, la valeur du coefficient e^* équivaut automatiquement à 1. De ce fait, la valeur du nouveau coefficient d'accélération (α_0^*) devient seulement dépendante de l'accélération gravitationnelle et du facteur de sécurité, si utilisé. Les accélérations calculées pour le mécanisme provenant d'ADA© et d'Abaqus© deviennent donc respectivement 1,268 m/s^2 et 1,634 m/s^2, correspondant respectivement à 0,129g et 0,167g.

5.3.2 Mécanisme des murs latéraux

Le second mécanisme cinématique présent dans l'église concerne les murs latéraux. La déformation de ceux-ci étant très semblable avec les deux logiciels, un seul calcul sera réalisé pour ce mécanisme. La figure 5.4 présente le mécanisme et la représentation des efforts sur ce système. Les mêmes hypothèses que pour le mécanisme de façade sont émises pour ce système, ce qui permet d'obtenir la représentation des efforts simplifiés présentés dans cette même figure. Les propriétés du mécanisme ainsi que les valeurs d'accélération calculées sont énoncées dans le tableau 5.3.

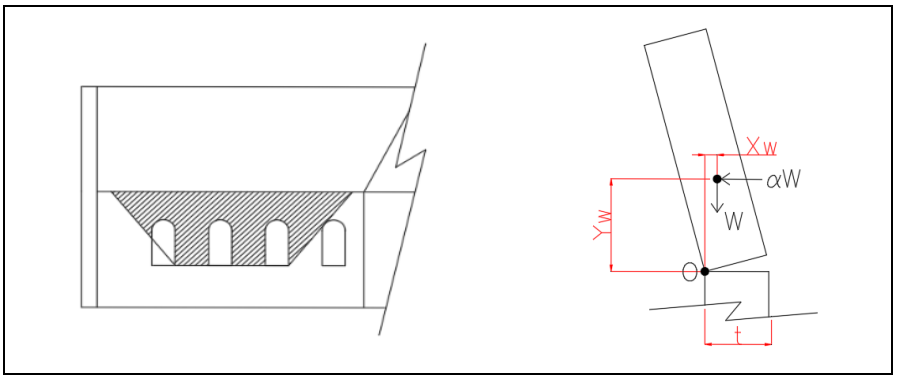


Figure 5.4 Schéma du mécanisme cinématique des murs latéraux

Tableau 5.3 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique des murs latéraux

W	1 491 kN
X_W	500 mm
Y_W	3 943 mm
α_0	0,127
α_0^*	1,244 m/s^2

5.3.3 Mécanisme de l'abside

Le troisième mécanisme cinématique présent dans les modes de vibration survient sur l'abside (figure 5.5). Ici encore, les hypothèses énoncées pour le mécanisme cinématique de la façade sont applicables. Les valeurs calculées sont présentées au tableau 5.4.

Notons que le mécanisme présenté correspond à celui qui se développerait si la sacristie n'était pas présente, car seulement le corps principal de l'église est modélisé. Le calcul est basé sur la déformation obtenue grâce aux analyses modales. Cette option de modélisation permet d'obtenir une idée du comportement général de la typologie Conefroy plutôt que propre à l'église Sainte-Famille, car certaines églises de cette typologie n'ont pas de structure secondaire connectée au bâtiment principal.

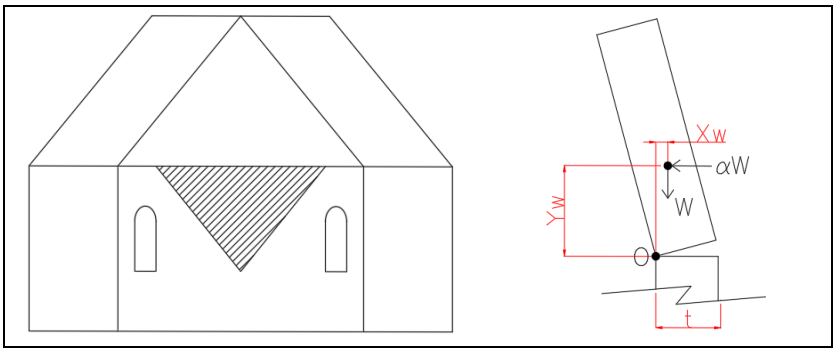


Figure 5.5 Schéma du mécanisme cinématique de l'abside

Tableau 5.4 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique de l'abside

W	694 kN
X_W	500 mm
Y_W	4 200 mm
α_0	0,119
α_0^*	1,167 m/s^2

5.4 Analyse temporelle

Ensuite, une analyse temporelle linéaire est réalisée sur le modèle plaque avec l'accélérogramme présenté à la section 2.4. Comme mentionnée précédemment, les analyses temporelles sont seulement réalisées sur le modèle produit dans ADA©, car les résultats seront comparés aux modèles complets, réalisées avec ce même logiciel. Les déplacements de nœuds clés sont évalués lors de l'analyse temporelle et leur emplacement ainsi que leur numéro de référence sont présentés à la figure 5.6. Les amplitudes de déplacement obtenues pour les nœuds sont assez faibles. Malgré tout, ils permettent de tirer de l'information pertinente sur le comportement des éléments lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation sismique. Pour la réalisation des analyses temporelles, 500 modes de vibration sont considérés avec l'objectif d'avoir la plus grande participation modale du modèle, et cela dans les deux directions. Notez que l'axe longitudinal est positif vers la direction nord de l'église et que l'axe transversal est positif vers l'axe ouest de l'église.

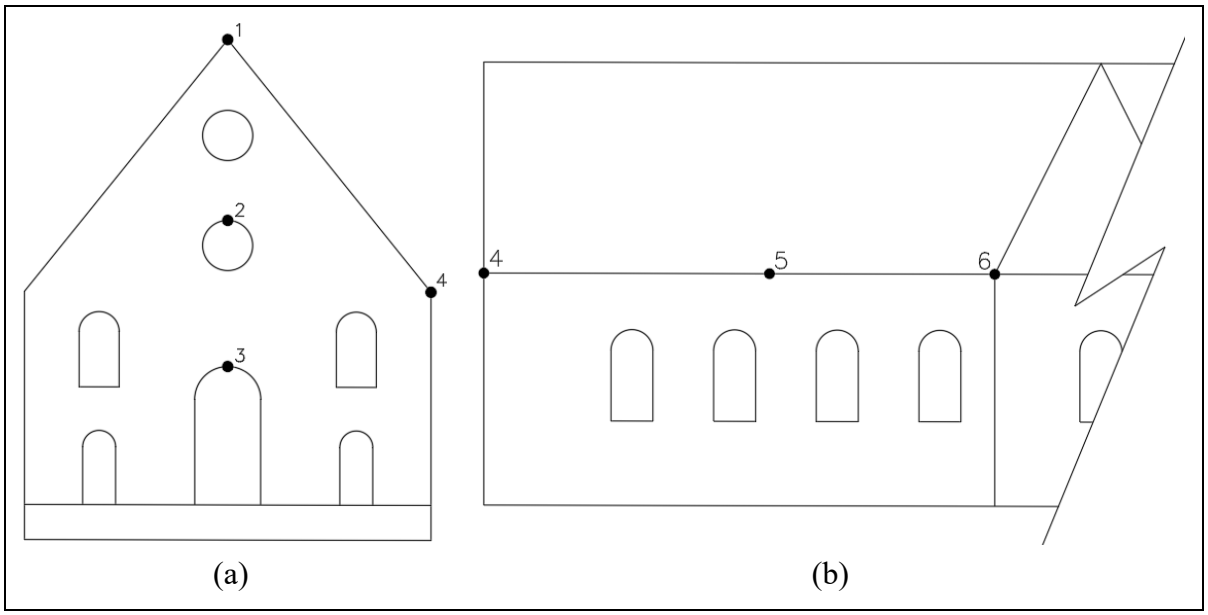


Figure 5.6 Emplacement des nœuds sur : (a) la façade; (b) les murs latéraux

5.4.1 Déplacements des nœuds de la façade

Les déplacements obtenus pour les nœuds 1 à 4 de la façade, lorsqu'ils subissent la sollicitation sismique dans la direction longitudinale à l'église, sont présentés aux deux figures suivantes. D'abord, une comparaison des nœuds suivant l'axe central de la façade est montrée à la figure 5.7. Les trois nœuds présentent sensiblement la même forme cyclique avec une plus grande amplitude pour le nœud 1, représentant la pointe du pignon, et atteignant une valeur maximale de 0,26 mm. Les nœuds 2 et 3 ont ensuite avec une amplitude de 0,1 mm et 0,04 mm, respectivement. La figure 5.8 présente les déplacements du point central de la façade (nœud 2) avec ceux du nœud connectant la façade et les murs latéraux (nœud 4). Le nœud 4 ayant une amplitude maximale de 0,01 mm obtient un déplacement différent des 3 premiers nœuds avec une période beaucoup plus petite. L'amplitude maximale des nœuds 1 et 2, affichée sur le graphique, survient relativement au même moment alors que pour les nœuds 3 et 4, elle reste relativement stable durant toute la durée du chargement.

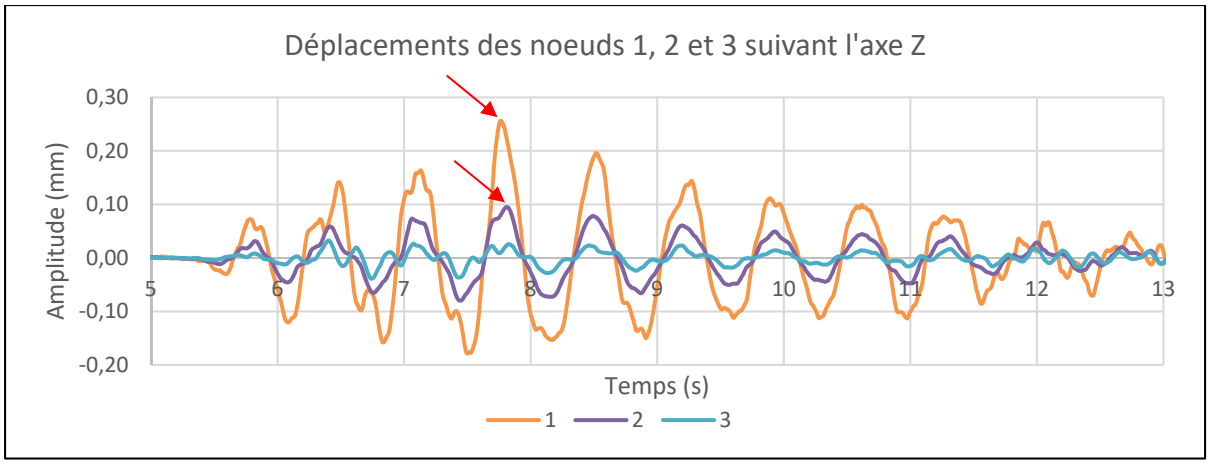


Figure 5.7 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

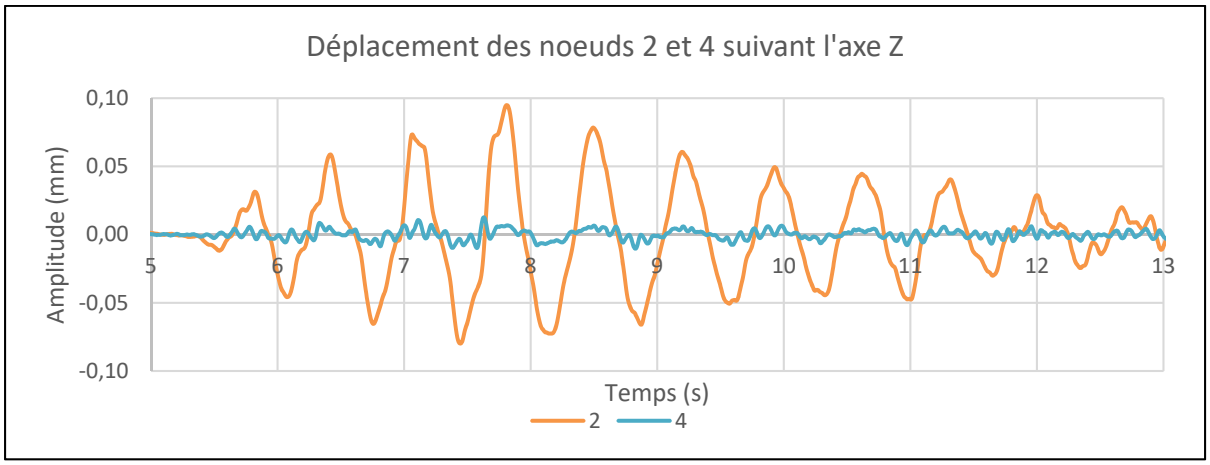


Figure 5.8 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 2 et 4 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

5.4.2 Déplacement des nœuds des murs latéraux

La figure 5.9 présente les déplacements obtenus pour les nœuds 4 à 6 des murs latéraux lorsqu'ils subissent la sollicitation sismique dans la direction transversale à l'église. Sous cette direction de chargement, le nœud 4 obtient une amplitude de déplacement maximale de 0,02 mm qui représente environ 1,5 fois le déplacement obtenu dans l'autre direction. Le nœud 6, étant à la jonction d'un mur latéral et d'un mur du transept, subit une forme de déplacement dans le temps similaire au nœud 4 et a une amplitude maximale de 0,03 mm. Finalement, le

point central de la façade (nœud 5) a un déplacement cyclique de plus grande période que les deux autres nœuds et son amplitude maximale est de 0,11 mm. Ici aussi, les déplacements maximaux surviennent entre les 7 et 8 secondes du début de l'enregistrement.

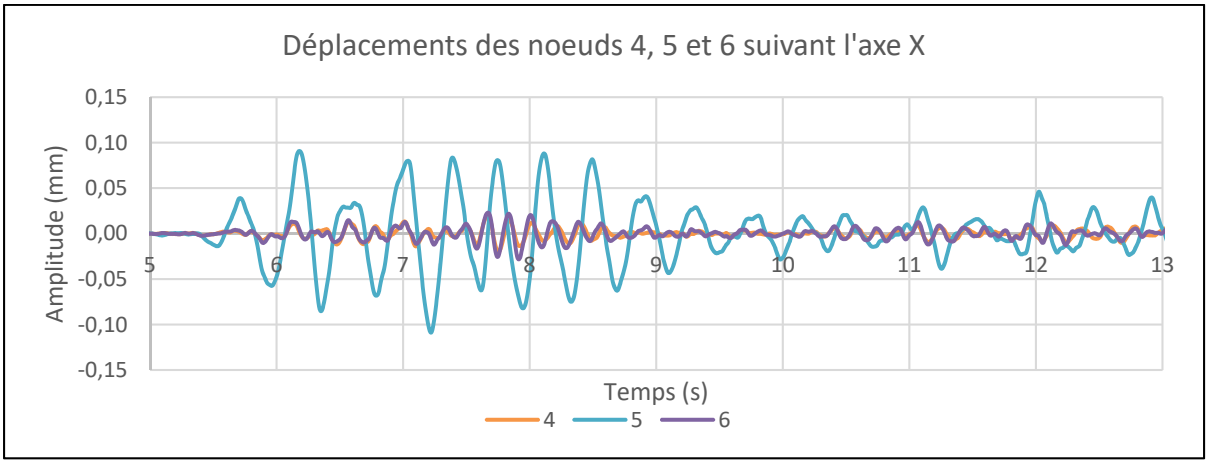


Figure 5.9 Modèle M1-MNA-ADA : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X

5.4.3 Réponse des macroéléments

Les accélérations calculées avec la méthode d'équilibre limite permettent d'établir l'accélération maximale que le macroélément évalué peut supporter avant de s'effondrer. Cela suppose cependant que le mécanisme de rupture n'est pas seulement enclenché par un début de fissuration, mais est à la limite de l'équilibre. En d'autres mots, la rupture survient sur l'axe complet de rotation du mécanisme. Puisqu'aucun effondrement n'a eu lieu lors du séisme du Saguenay, il n'est pas possible de confirmer avec certitude si le mécanisme de rupture aurait eu lieu. Toutefois, les déplacements obtenus par l'analyse temporelle peuvent être convertis en termes de pseudo-accélération spectrale. Il s'agit d'une approximation de l'accélération spectrale, valide pour une plage de ratio d'amortissement typique des structures. L'équation 5.6 permet de calculer la réponse de l'élément lorsqu'il subit les déplacements précédemment mentionnés, puisque le déplacement réel est équivalent au pseudo-déplacement S_d du même élément.

$$S_a = \omega^2 S_d \quad (5.6)$$

Où :

S_a : est la pseudo-accélération ou accélération spectrale;

ω^2 : est la vitesse angulaire du système équivalent à 1 ddl;

S_d : est le déplacement spectral, équivalent au déplacement réel.

Les vitesses angulaires sont déterminées avec les résultats de l'analyse modale. Des valeurs de 8,79 rad/s et 14,93 rad/s sont associées aux déplacements de 0,26 mm et 0,11 mm, obtenus dans l'analyse temporelle. Ces données permettent d'obtenir des pseudo-accélérations de 0,020g et 0,025g pour la façade et les murs latéraux, respectivement. Ces résultats sont comparés aux coefficients d'accélération dans la section 5.5.

5.4.4 Analyse des contraintes

Une analyse des contraintes est finalement réalisée sur le modèle M1-MNA-ADA. Les résultats de cette analyse sont présentés à la figure 5.10 et exposent la distribution des contraintes pour le cas de chargement « 1D+1Et » : soit la charge propre (D) et les efforts sismiques (Et). Il s'agit des contraintes principales dans la structure où les valeurs positives représentent les efforts en traction et les valeurs négatives représentent les efforts en compression. Comme pour l'évaluation des déplacements, le séisme n'est pas calibré sur le spectre de dimensionnement du code afin de bien représenter la répartition des contraintes lorsque la maçonnerie est soumise au séisme du Saguenay, tel que ressenti dans Boucherville. Ainsi, l'objectif de cette analyse est d'observer la répartition des contraintes internes lorsque la structure est soumise à une sollicitation sismique. À noter que le logiciel ADA© identifie les contraintes en MPa sous le nom de « Efforts internes EF ».

Pour les deux conditions d'application du séisme, une concentration des contraintes est visible sur la façade de l'église. Le chemin d'action de ces contraintes suit le même profil que le premier mode de vibration de la façade correspondant au renversement du pignon. Ces

contraintes débutent au haut de la porte centrale et se propagent jusqu'au haut des fenêtres latérales et ont une valeur moyenne de 0,0023 MPa. Les valeurs maximales, allant jusqu'à 0,0061 MPa, surviennent dans le haut de ces ouvertures. En opposition, les contraintes présentent dans les murs latéraux sont différentes de la déformation obtenue dans l'analyse modale. Dans cette dernière, les murs se déformaient jusqu'à la base des fenêtres alors qu'ici, les contraintes sont concentrées dans la partie supérieure. Les contraintes maximales sont semblables dans les deux directions de séisme et atteigne aussi 0,0023 MPa.

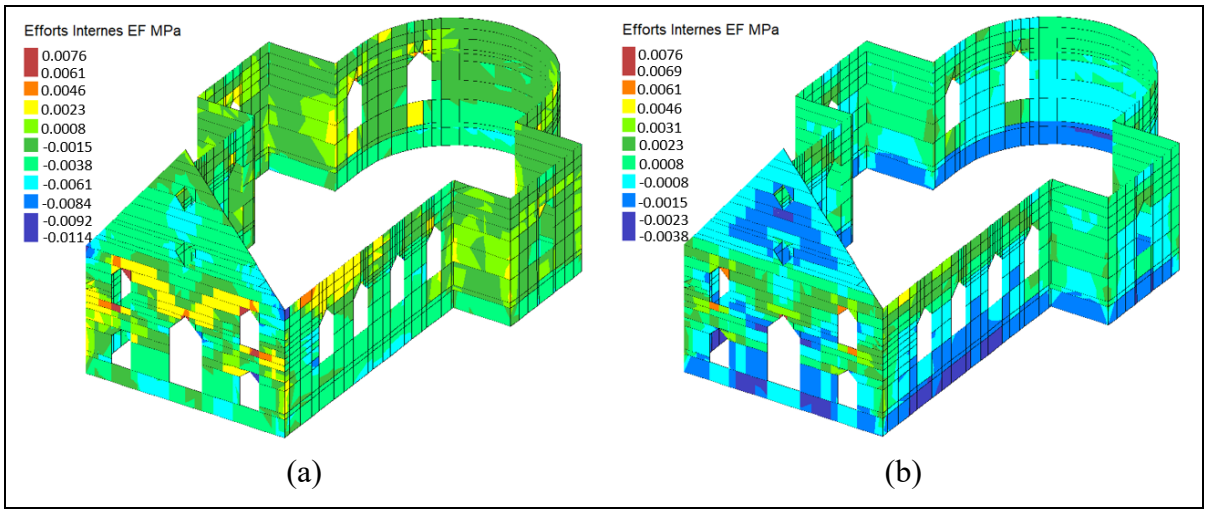


Figure 5.10 Répartition des contraintes avec le séisme sous : (a) la direction X; (b) la direction Z

Ces contraintes maximales sont les contraintes de tension maximales dans la maçonnerie. Afin de juger si une fissuration est initiée, ces valeurs doivent être comparées à la résistance à la tension de la maçonnerie. Peu de données sont disponibles dans la littérature pour cette valeur, car les essais en laboratoire visent plutôt à évaluer la résistance à la flexion du joint (ou adhérence) et la résistance à la traction diagonale obtenue par des essais sur murets. De tous ces paramètres, la résistance à la traction diagonale est probablement la valeur la plus proche d'une résistance à la tension dans la maçonnerie. Des essais à la traction diagonale ont permis d'obtenir une résistance moyenne, pour des murets en maçonnerie de pierres, de 0,31 MPa (Boldireff, 2018) et de 0,41 MPa (Moretti, 2017).

Les contraintes obtenues dans le modèle sont beaucoup plus petites que la résistance de la maçonnerie obtenue en laboratoire. Ceci peut expliquer pourquoi aucun dommage n'est survenu lors du séisme du Saguenay, malgré l'axe de faiblesse dans la maçonnerie, causé par le changement de matériel à cet endroit. Malgré tout, la répartition des contraintes sur les modèles permet d'observer que les contraintes maximales sont disposées aux hauts des ouvertures indiquant ainsi où les fissurations débuteront lorsque la limite élastique de la maçonnerie sera atteinte.

5.5 Évaluation des coefficients d'accélération

Les coefficients α_0 sont maintenant comparés dans le tableau 5.5 aux accélérations décrites à la section 2.5.2 et aux pseudo-accélération calculées à la section 5.4.3.

Tableau 5.5 Évaluation des coefficients d'accélération α_0

Macroéléments	**Façade**		**Murs latéraux**	**Abside**
	ADA©	**Abaqus©**		
Coefficient d'accélération	0,129g	0,167g	0,127g	0,119g
Séisme du Saguenay – Station Chicoutimi Nord	0,173g	0,173g	0,173g	0,173g
Séisme du Saguenay – Boucherville	0,013g	0,013g	0,013g	0,013g
Boucherville – probabilité 2% en 50 ans	0,291g	0,291g	0,425g	0,291g
Pseudo-accélération	0,020g	0,020g	0,025g	N/A

Les valeurs du tableau précédent mettent en évidence que selon l'approche par macro-éléments, l'église aurait possiblement eu des dommages sur tous les éléments évalués si elle avait été soumise au séisme du Saguenay tel que mesuré à la station Chicoutimi Nord. Rappelons que des dommages avaient été observés sur une église dans la région de Chicoutimi, après ce séisme (Tinawi et al., 1990), comme présenté au tableau 1.1 précédent. Cette église

n'est pas de typologie Conefroy, mais plusieurs autres facteurs influencent aussi le développement de dommages dont le sol en place. La vulnérabilité observée sur une église, même de typologie différente, permet de ne pas négliger la possibilité que les mécanismes énoncés au tableau 5.5 se développent pour une typologie Conefroy pour un emplacement concordant avec un sol de type D (α=0,173g). Le même constat de vulnérabilité est présent lorsque les coefficients sont comparés aux accélérations du spectre de conception provenant du CNB2015. À l'inverse, aucun mécanisme cinématique n'est déclenché sous l'effet ressenti du séisme du Saguenay tel qu'il a été ressenti à Boucherville. Ces résultats sont soutenus par la comparaison avec l'accélération maximale de Boucherville et le calcul de la pseudo-accélération qui correspond à l'accélération du macroélément pour les déplacements obtenus avec l'analyse temporelle. Ceci coïncide avec la réalité, car l'église n'a pas subi de dommage à la suite de cet événement. Il y a des facteurs de 9 à 13 avec les accélérations de ces macroéléments lorsqu'ils sont comparés à l'accélération maximale mesurée à Boucherville de 0,013g. Cela peut expliquer pourquoi, malgré les dommages déjà présents sur l'église, aucun mécanisme ne s'est développé lors du tremblement de terre.

5.6 Discussion

Les résultats des analyses modales provenant du modèle avec éléments plaques dans ADA© et du modèle avec éléments tétraédriques d'Abaqus© permettent d'établir que les deux modèles génèrent des résultats semblables. Les modes de vibration, équivalents entre les deux modèles, confirment les macroéléments préalablement établis dans le chapitre 2, soit la façade, les murs latéraux et l'abside.

Le calcul du coefficient d'accélération permettant le déclenchement des mécanismes des macroéléments est aussi réalisé dans le présent chapitre. Il démontre la vulnérabilité de ces derniers pour de futurs événements sismiques. L'abside est l'élément le plus vulnérable, d'après ces calculs. Rappelons que les calculs de l'abside sont généraux pour la typologie Conefroy, dû à la différence entre le modèle numérique, incluant seulement le corps principal de l'église, et l'église Sainte-Famille où la sacristie est connexe. À noter aussi que la période

obtenue pour les murs latéraux est exactement la même que celle mesurée sur le sol de l'église (section 3.8.1), soit 0,42 seconde, ce qui peut provoquer un phénomène de résonance entre le sol et les murs latéraux. En effet, lors d'un séisme, le sol filtrera une partie des ondes sismiques et les fera converger vers la fréquence ou période de résonance. Cette période concordant avec les murs amplifiera la déformation de ce macroélément.

Les analyses temporelles, quant à elles, ont montré des déplacements relativement faibles, mais offrent tout de même une bonne représentation des comportements de la structure lorsqu'elle est soumise à ce type de chargement. L'évaluation de la pseudo-accélération permet de consolider les résultats obtenus lors de l'analyse d'équilibre limite où l'accélération du macro-élément est sous la valeur des coefficients d'accélérations limites. De plus, la répartition des contraintes maximales permet d'avancer la création de fissuration dans le haut des ouvertures lorsque la structure dépassera sa limite élastique. Par ailleurs, sa concentration sur la ligne de rotation du renversement du pignon, comme observé avec les analyses modales, fait ressortir la vulnérabilité de ce macroélément.

La maçonnerie de l'église a été évaluée en profondeur dans ce chapitre, suivant la méthodologie italienne. Or, il est important de comprendre l'influence des structures en bois d'œuvre sur cette partie de la structure. Le prochain chapitre présente donc l'analyse de la structure lorsque le clocher et la toiture sont ajoutés. Ces analyses permettront d'offrir une vue d'ensemble sur l'interaction des éléments composant la structure.

CHAPITRE 6

ANALYSE DE LA STRUCTURE COMPLÈTE

Ce chapitre présente les analyses modales et temporelles réalisées sur les modèles structuraux complets de l'église Sainte-Famille en considérant, ou non, le recouvrement de la toiture et/ou les connexions entre la structure en bois et la maçonnerie.

D'abord, les modèles M2-MNA-R et M3-MNA-Bois sont soumis à des analyses modales pour déterminer si la rigidité des fermes de toit a une influence sur le comportement de la maçonnerie. Par la suite, les modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C sont évalués afin de déterminer l'influence de la toiture lorsque l'effet de diaphragme est engagé. Rappelons que le modèle M5 a une connexion entre le recouvrement de toit et la façade en maçonnerie qui n'est pas présente dans le modèle M4. Ainsi, l'apport de rigidité de la toiture sur la façade est évalué avec ce modèle, car il s'agit du seul élément reliant ces deux composant.

Le comportement du clocher est aussi évalué avec les modèles M3, M4 et M5. Le modèle M3 permet d'évaluer le clocher lorsqu'il est seulement restreint à deux endroits sur les fermes de toit, à la base du premier niveau. Le modèle M4 permet d'évaluer le changement de comportement lorsque le recouvrement extérieur du clocher est modélisé. Finalement, le modèle M5 permet d'analyser l'interaction entre le clocher et la façade, car la connexion de ces deux éléments se produit par l'entremise de la connexion entre le recouvrement de toit et de la façade. Par ailleurs, ces trois modèles incluent le poids additionnel des cloches, ayant une masse de 1 924 kg (Carignan, 2020). La structure du clocher a une masse totale d'environ 13 560 kg, ce qui équivaut à seulement à 0,5% de la masse totale du bâtiment (2 810 219 kg) et 15% de la quantité de bois totale dans la structure. Il faut donc s'attendre à un pourcentage de participation assez petit pour les modes de vibration de la tour clocher. Ils n'en sont pourtant pas moins importants pour bien comprendre le comportement de la tour sous sollicitations sismique.

Des analyses temporelles sont finalement réalisées sur les modèles M4 et M5, comprenant tous les éléments structuraux de l'église avec et sans connexion entre la structure de toit et la maçonnerie. Ces analyses permettent d'obtenir les déplacements de la structure et ainsi d'évaluer l'importance de l'influence de chaque composant sur le comportement de la structure en comparant les amplitudes maximales. L'évaluation des contraintes maximales résultant de l'analyse temporelle est aussi réalisée sur le modèle M5. L'analyse produit la répartition des contraintes dans la maçonnerie et dans le bois.

Ce chapitre est séparé en deux sections principales : l'évaluation de la rigidité des fermes de toit et l'évaluation de l'effet de diaphragme.

6.1 Évaluation de la rigidité des fermes de toit

Cette section présente les résultats des modèles ayant mené à l'évaluation sur la rigidité apportée par les fermes de toit sur la maçonnerie. Pour cela, deux modèles sont évalués. L'étude des fermes de toit a d'abord été réalisée avec le modèle M2-MNA-R produit dans Abaqus©. Dans ce modèle, la rigidité des fermes de toit est implémentée avec des ressorts ayant une rigidité équivalente. Le calcul de cette rigidité a été présenté à la section 4.3.1 où des rigidités équivalentes de 11 kN/m et 6 kN/m ont été calculées pour une ferme de toit principale et secondaire, respectivement. Or, cette même section a permis de calculer que la structure complète (sans son recouvrement de toit) obtient une rigidité totale de 2 174 kN/m pour la direction transversale à l'église et de 12 500 kN/m pour la direction longitudinale. De plus, l'utilisation de ressort permet l'implémentation de la rigidité des fermes de toit dans la région de la nef seulement. Ces deux derniers points ont mené à la création du modèle M3-MNA-Bois. Ce modèle, réalisé dans ADA©, contient les éléments structuraux en bois d'œuvre de la toiture et du clocher où aucun effet de diaphragme n'est simulé.

6.1.1 Analyse modale

La somme des participations modales pour les deux directions et les périodes des principaux modes de vibration (façade et murs latéraux) sont présentées au tableau 6.1, pour les deux

modèles. Les participations modales sont comptabilisées pour les 300 premiers modes de chaque modèle. Les modes de vibration du modèle M2-MNA-R sont disponibles au tableau-A V-3 et ceux du modèle M3-MNA-Bois au tableau-A V-4. La modélisation du modèle M3, sans l'effet de diaphragme, disperse les modes de vibrations importants, faisant en sorte que la participation modale totale est petite en comparaison au modèle M2. Le renversement de la façade et des murs latéraux, du modèle M2, survient au mode 70 et 130, respectivement. Pour ce qui est du clocher, ses premiers modes sont des déformations hors plans dans chaque direction. Par la suite, des modes de déformation en torsion sont présents.

Tableau 6.1 Sommaire des modèles M2-MNA-R et M3-MNA-Bois

Informations	**M2-MNA-R**	**M3-MNA-Bois**
Participation modale direction transversale	91%	57%
Participation modale direction longitudinale	92%	40%
Période façade	0,69 s	0,71 s
Période murs latéraux	0,41 s	0,40 s

6.1.2 Discussion

Les participations modales totales sont très différentes entre les deux modèles. Cette différence est principalement causée par la quantité d'éléments modélisés dans le modèle M3 puisque la structure de toit est entièrement considérée. Or, chaque ferme de toit a ses degrés de liberté indépendants, créant ainsi un plus grand nombre de modes. Malgré tout, les périodes pour les principaux macroéléments de la structure de maçonnerie sont très semblables. La différence entre les rigidités implémentées aux modèles n'a donc aucune influence sur le comportement de la maçonnerie. Les valeurs de période sont les mêmes que celles obtenues pour les modèles M1-MNA-ADA/A, incluant seulement la maçonnerie de l'église (section 5.2). Ceci illustre que sans l'effet de diaphragme du toit, la toiture ne contribue pas à la réponse globale de la structure et aucune rigidité significative n'est ajoutée au modèle avec seulement l'ajout des fermes de toit.

Le comportement de la maçonnerie étant le même que pour le modèle M1, aucune analyse supplémentaire n'est réalisée sur ces modèles. Ainsi, les analyses temporelles sont réalisées sur les modèles où l'effet de diaphragme est engagé.

6.2 Évaluation de l'effet de diaphragme du toit

Afin d'évaluer l'effet de diaphragme du toit et l'influence ou l'interaction des composantes en bois de l'église (toiture et tour clocher) avec la structure en maçonnerie, des analyses modales sont réalisées sur les modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C.

Le modèle M4-MNA-Bois-NC inclut les fermes de toit, le recouvrement de toiture, la structure de la tour clocher et son recouvrement externe, le recouvrement n'étant pas connecté à la façade. Le modèle M4-MNA-Bois-C, est similaire, mais le recouvrement est connecté à la façade en maçonnerie. Il est à noter que le diaphragme est modélisé via des plaques alors qu'en réalité, le diaphragme est composé de planches clouées directement aux fermes de toit. Ainsi, le modèle numérique offre une plus grande flexibilité que ce qui pourrait réellement être présent dû à la méthode de construction. Une étude de sensibilité quant à la rigidité en cisaillement de ce diaphragme aurait pu être réalisée, mais a été négligée pour cette étude.

6.2.1 Analyses modales

Le tableau 6.2 donne le pourcentage total de masse participante pour les 300 premiers modes de vibration. Les participations modales totales sont beaucoup plus élevées lorsque l'effet de diaphragme est engagé comparativement aux résultats obtenus pour le modèle M3 présenté à la section précédente.

Tableau 6.2 Participation modale des modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C

Direction	Modèle M4-MNA-Bois-NC	Modèle M5-MNA-Bois-C
Transversale (X)	76%	80%
Longitudinale (Z)	67%	71%

L'analyse des modèles M4 et M5 vise principalement à évaluer l'influence de la toiture et de la tour clocher sur le comportement de l'église. La différence entre les deux modèles est la connexion entre le recouvrement de toit et la façade en maçonnerie. On observe une très petite différence dans les pourcentages de participation modale du tableau 6.2, soit moins de 2% dans la direction transversale. La dispersion entre les modes de vibration significatifs est causée par l'absence de l'effet de diaphragme, comme observé dans le modèle M3. Or, cet effet de diaphragme est présent dans les modèles M4 et M5, n'apportant ainsi pas de différence significative entre les participations modales. La petite différence est causée par la combinaison de quelques modes de vibration incluant la façade et le clocher, par exemple.

L'étude des modes de vibrations principaux permet de mieux comprendre le comportement dynamique des différentes composantes de l'église. Les premiers modes de vibrations ayant une participation modale significative sont présentés aux tableaux 6.3 et 6.4 pour le modèle M4 et M5, respectivement. La description des déformations est directement introduite dans les tableaux. Une plus grande présentation des modes de vibration ainsi que les listes exhaustives des modes sont disponibles en annexes (*voir* annexes V et VI). Rappelons ici que la direction X est transversale à l'église et que la direction Z est longitudinale.

Les deux premiers modes de vibrations observés dans les deux modèles présentent les mêmes déformations où une légère différence entre les périodes (0,01 s) et les participations modales (0,01%) sont visibles. Par ailleurs, les modes de vibration propres aux murs latéraux surviennent sensiblement au même moment (décalage d'un mode entre les modèles) et les deux obtiennent des périodes similaires où une différence de seulement 0,01 seconde est présente. La différence principale entre les deux modèles est directement liée à la connexion entre la façade et le recouvrement de toit. En effet, dans le modèle M4-MNA-Bois-NC, la façade et le clocher se déforment indépendamment dans des modes différents. En opposition, les modes de déformation du clocher, dans le modèle M5-MNA-Bois-C, incluent aussi la déformation de la base du clocher.

Dans les deux modèles, le comportement des macroéléments est similaire à celui observé dans la littérature. On assiste au renversement de la façade et des murs latéraux. De plus, bien que la littérature présente des clochers de maçonnerie, les modes de rupture hors plan sont présents. Or, les modèles évalués dans cette section présentent aussi une déformation hors plan des clochers dans ses deux premiers modes.

Notons que les principaux modes de déformation présentés ci-bas n'incluent pas l'abside ni le transept. En effet, les premières déformations concernant ces deux macroéléments ont lieu au mode 63 pour le modèle M4 et au mode 62 pour le modèle M5.

Tableau 6.3 Modèle M4-MNA-Bois-NC : modes de vibration

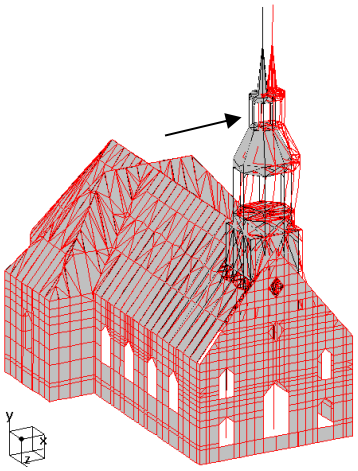
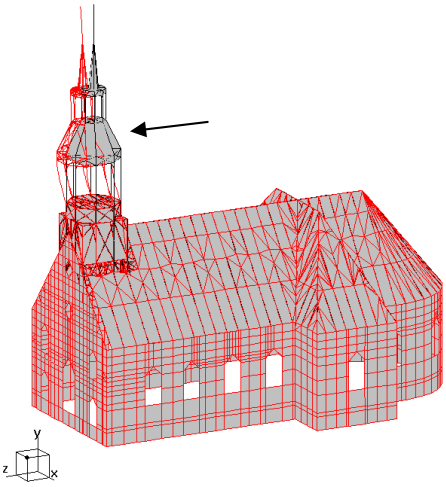
Déformation	**Description**
	Mode 1 T = 1,39 s Masse participante = 0,66% (direction X) Ce mode de vibration touche la tour clocher seulement dans la direction X. Le clocher subit une translation pure sur l'entièreté de sa hauteur. Le haut de celui se déforme avec une plus grande amplitude que sa base. L'absence de connexion entre le recouvrement et la façade n'a aucune influence sur ce mode de vibration, car la déformation a lieu suivant la direction transversale de l'église.
	Mode 2 T = 1,13 s Masse participante = 0,24% (direction Z) Dans le deuxième mode, la base du clocher reste immobile alors que la partie supérieure subit une translation pure. Dans ce modèle, le clocher est seulement connecté aux fermes de toit à sa base. L'absence de mouvement de la base peut être influencée par l'apport de rigidité de la toiture plus grande dans cette direction que pour la direction X.

Tableau 6.3 Modèle M4-MNA-Bois-NC : modes de vibration (suite)

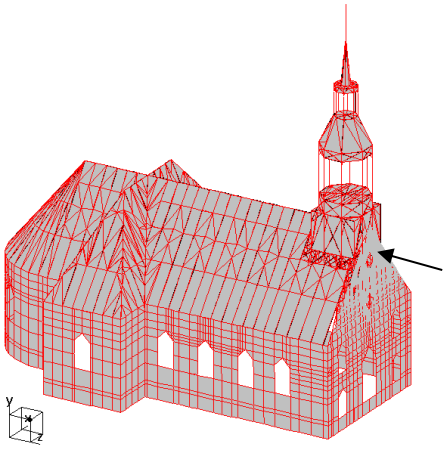
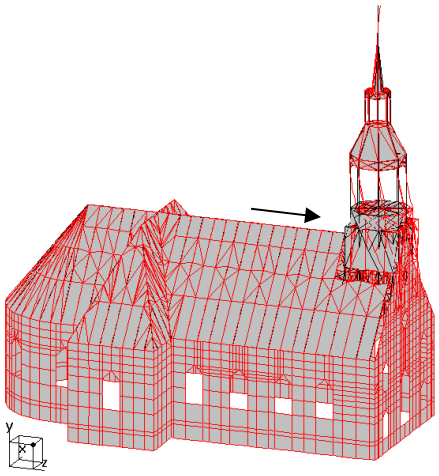
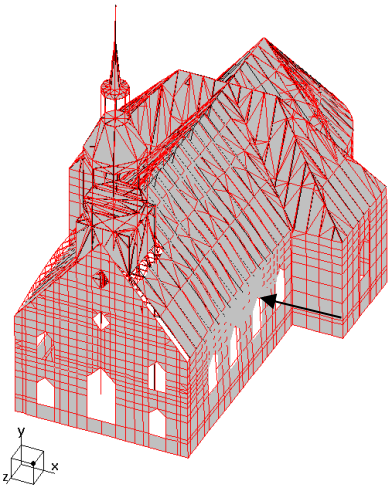
Déformation	Description
	Mode 6 T = 0,70 s Masse participante = 8,47% (direction Z) Seulement le renversement de la façade a lieu pour ce mode de déformation. Le renversement de la façade est retenu par les murs latéraux comme observé dans le modèle M1-MNA-ADA. Le mouvement indépendant de la façade est causé par l'absence de connexion de celle-ci avec la toiture.
	Mode 15 T = 0,35 s Masse participante = 0,67% (direction Z) Le 15^{e} mode de déformation concerne seulement la base du clocher qui se déplace suivant l'axe Z. Le haut de celui-ci ainsi que la façade restent complètement immobiles. L'absence de connexion entre ces éléments leur permet de bouger indépendamment l'une de l'autre.
	Mode 19 T = 0,31 s Masse participante = 16,88% (direction Z) Ce mode présente la déformation hors plan des murs latéraux qui bougent en phase. La toiture est entraînée par le déplacement des murs latéraux, car l'effet de diaphragme créé par le recouvrement de toit occasionne la déformation de la toiture globalement.

Tableau 6.4 Modèle M5-MNA-Bois-C : modes de vibration

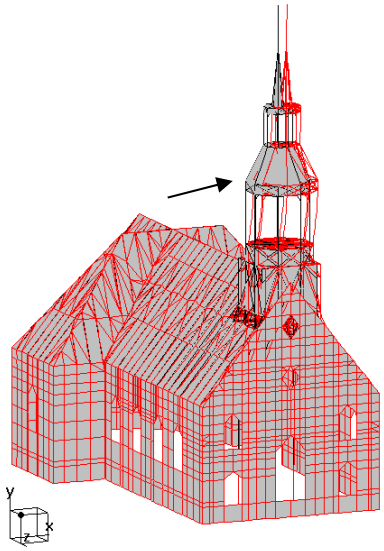
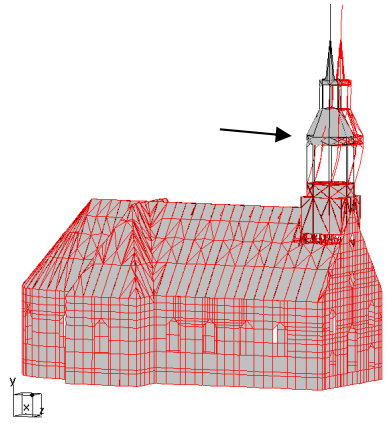
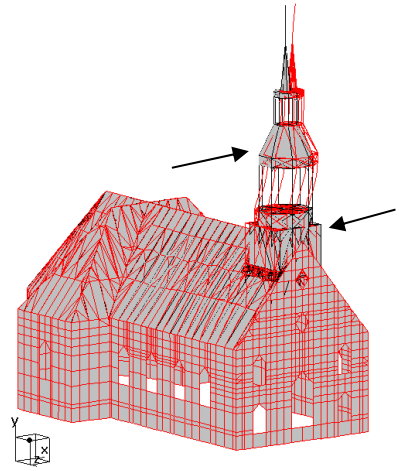
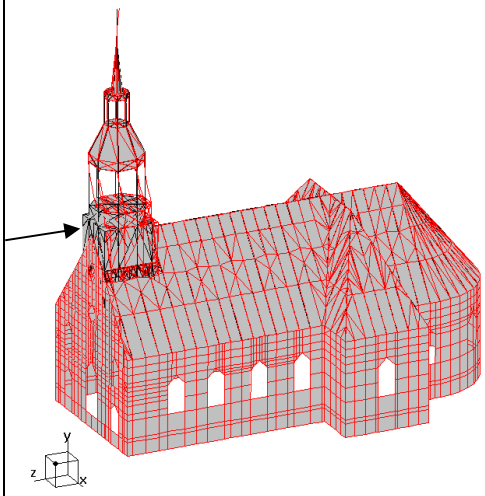
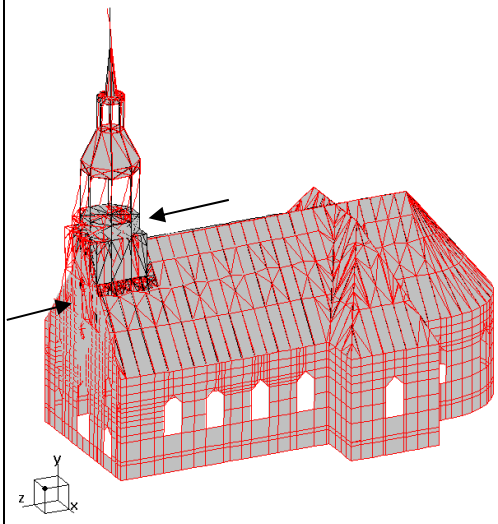
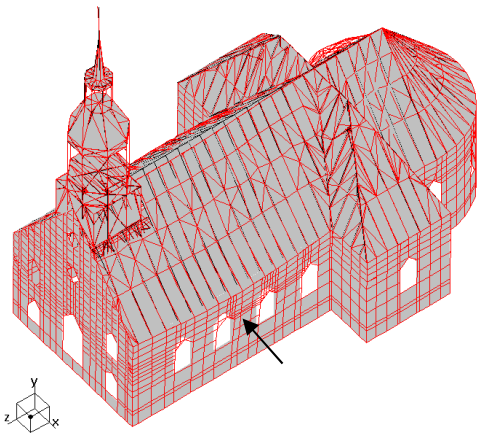
Déformation	Description
	Mode 1 T = 1,38 s Masse participante = 0,65% (direction X) Ce mode de vibration touche la tour clocher seulement. Il s'agit d'une translation pure suivant l'axe des X entraînant la partie avant de la toiture. La partie supérieure du clocher subit un déplacement plus élevé que sa partie inférieure, mais tous les éléments se déplacent ensemble. La légère diminution de la masse participante entre ce mode et le mode équivalent du modèle M4 signifie que la connexion retient le clocher, diminuant ainsi sa masse engagée dans la déformation.
	Mode 2 T = 1,13 s Masse participante = 0,24% (direction Z) La tour clocher subit encore une translation pure, mais suivant la direction Z maintenant. Ici, seulement la partie supérieure du clocher subit un mouvement. La section basse du clocher est maintenant rigidifiée par la direction longitudinale de la toiture et la façade.
	Mode 4 T = 0,80 s Masse participante = 0,25% (direction X) Dans ce mode, la partie avant de la toiture et la partie basse du clocher se déplacent ensemble. La partie supérieure, quant à elle, bouge en opposition de sa base.

Tableau 6.4 Modèle M5-MNA-Bois-C : modes de vibration (suite)

	Mode 13 T = 0,35 s Masse participante = 5,15% (direction Z) La partie basse de la tour clocher subit des déformations suivant l'axe longitudinal alors que le haut reste immobile. La façade s'ajoute au déplacement en suivant la déformation du clocher. Le recouvrement étant connecté à la maçonnerie, les deux éléments bougent ensemble, mais le clocher subit de plus importants déplacements. La façade tend à se renverser complètement et est retenue par les murs latéraux.
	Mode 15 T = 0,33 Masse participante = 5,39% (direction Z) Les déformations du clocher et de la façade sont très similaires au mode 13. Par contre, plutôt que d'être en phase comme dans le dernier mode, les deux éléments bougent en opposition créant un effet de martèlement entre eux.
	Mode 18 T = 0,30 s Masse participante = 23,93% (direction X) Ce mode concerne la déformation des murs latéraux qui bougent tous les deux en phase. En se déformant, les murs entraînent aussi la toiture. L'effet de diaphragme engage la déformation globale de la toiture avec les murs latéraux.

6.2.2 Analyse temporelle

Une analyse temporelle est réalisée sur les deux variantes du modèle complet, M4 et M5, avec le même signal que celui utilisé pour l'analyse de la maçonnerie, c'est-à-dire, l'accélérogramme du Saguenay, mesuré à la station Chicoutimi Nord et calibré sur un sol de type D à Boucherville (section 2.4). De ce fait, les mêmes points présentés précédemment sont sélectionnés pour l'évaluation des déplacements de cet élément. Ils sont illustrés à la figure 6.1, pour rappel. Quatre nœuds (7, 8, 9 et 10) sont ajoutés à l'analyse afin de considérer les différents paliers du clocher (figure 6.1c). Pour ces analyses, 500 modes de vibration sont aussi considérés dans l'objectif d'avoir la plus grande participation modale cumulée du modèle.

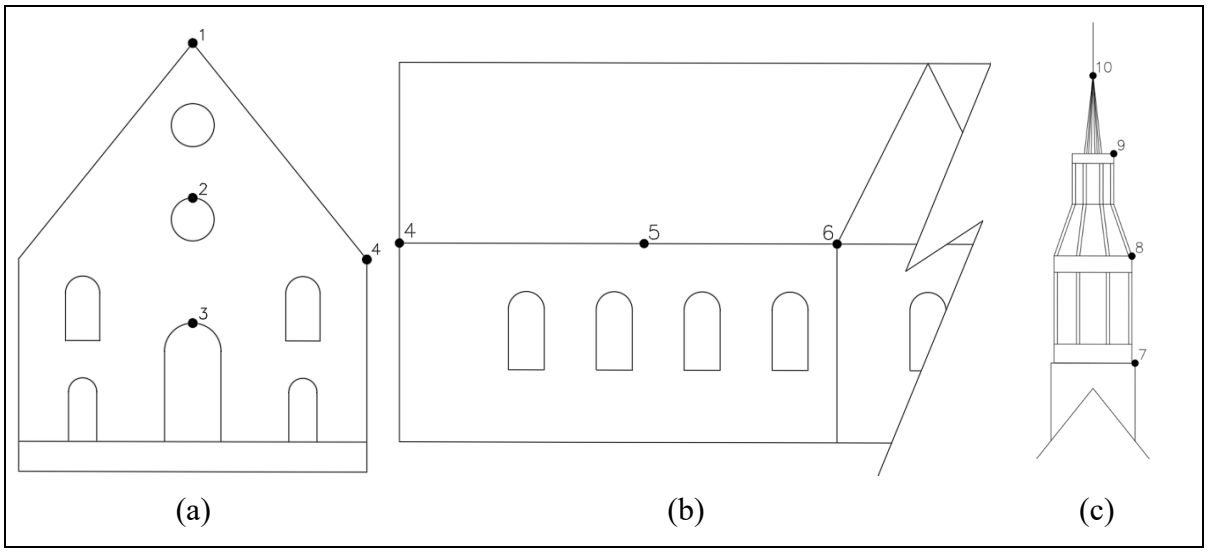


Figure 6.1 Emplacement des nœuds sur : (a) la façade; (b) les murs latéraux et (c) le clocher

6.2.2.1 Déplacements des nœuds de la façade

Les deux figures suivantes présentent le déplacement des nœuds 1, 2 et 3 sous la sollicitation sismique, pour chaque modèle.

D'abord, les déplacements du modèle M4 (figure 6.2) sont similaires à ceux du modèle M1, étudié dans la section 5.4. Les nœuds 1 et 2 ont sensiblement la même forme cyclique et sont amplifiés entre les 6 et 10 premières secondes du signal. Leur amplitude maximale, affichée

sur le graphique, est de 0,26 mm et 0,09 mm, respectivement. Le nœud 3 reste plutôt stable tout au long de la sollicitation et a une amplitude beaucoup plus petite, soit 0,01 mm.

La connexion du revêtement de toit à la façade a fait diminuer les déplacements du modèle M5 (figure 6.3), pour les nœuds 1 et 2. Leur amplitude maximale est maintenant de 0,10 mm et 0,06 mm, respectivement. Le nœud du pignon est celui le plus restreint avec cette nouvelle connexion. Le comportement du nœud 3 est influencé différemment. D'abord, son déplacement maximal augmente, passant de 0,01 pour le modèle M4 à 0,04 mm pour le modèle M5. Ensuite, une zone d'amplification est maintenant visible dans la réponse des déplacements qui n'était pas présente avec les deux premiers modèles. Les maximas des trois points sont encadrés sur le graphique.

On observe donc l'influence significative de la connexion entre la toiture et la maçonnerie sur la partie supérieure de la façade. La période du modèle M5 est également beaucoup plus courte que celle du modèle M4, soit 0,31 seconde par rapport à 0,55 seconde. De plus, les maximas du modèle M4 surviennent légèrement après 8 secondes alors que pour le modèle M3, ils ont lieu avant, soit autour de 7,8 secondes.

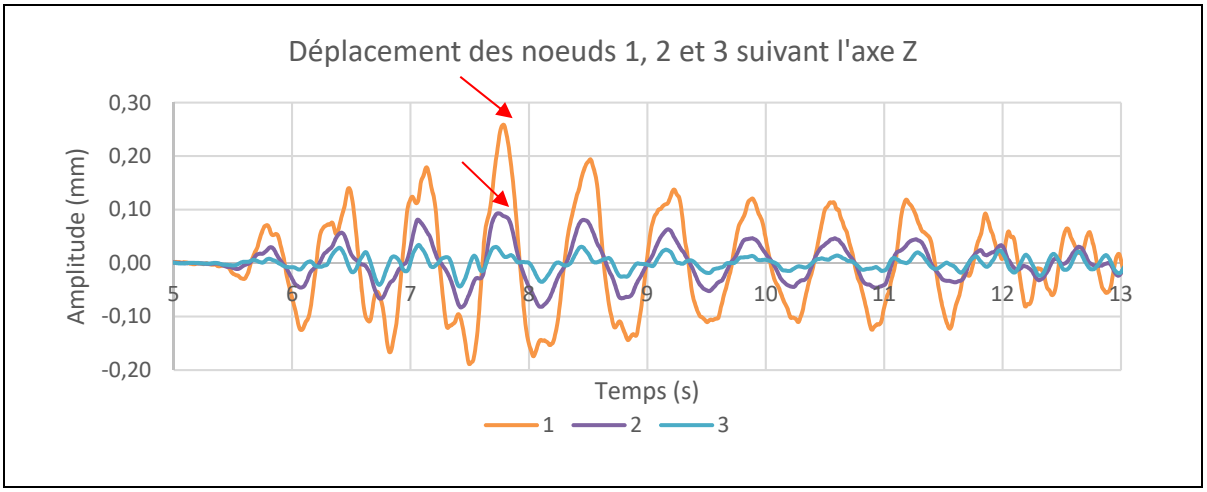


Figure 6.2 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

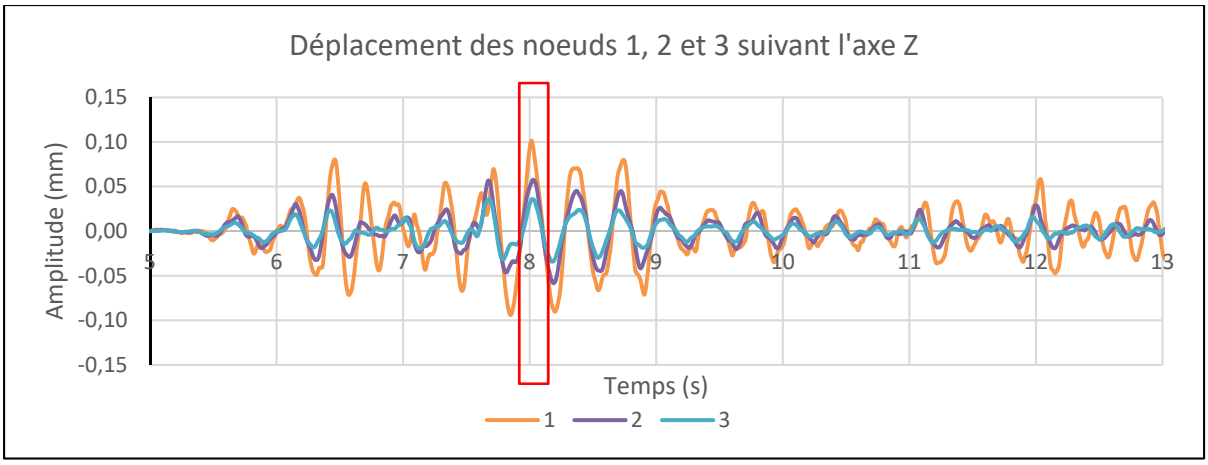


Figure 6.3 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 1, 2 et 3 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

6.2.2.2 Déplacements des nœuds des murs latéraux

Les déplacements obtenus pour les nœuds 4, 5 et 6 au sommet des murs latéraux sont presque identiques pour les deux modèles (figure 6.4 et figure 6.5) tant dans leur forme cyclique que dans leur amplitude maximale.

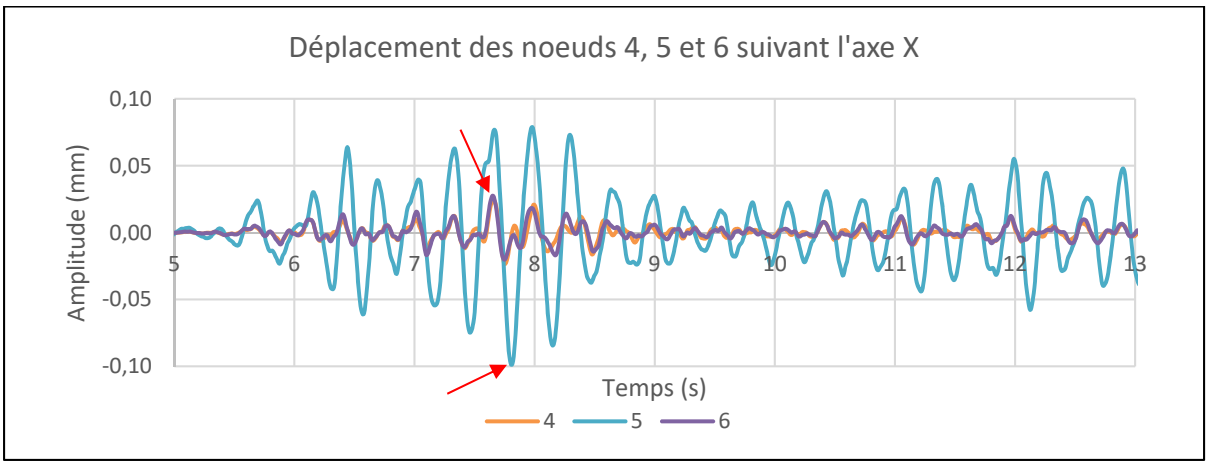


Figure 6.4 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X

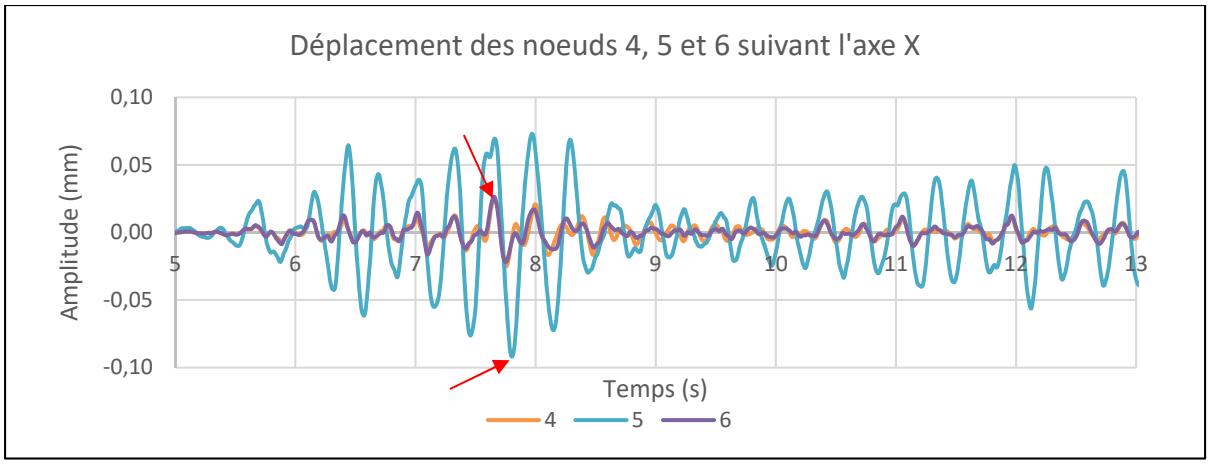


Figure 6.5 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe X des nœuds 4, 5 et 6 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X

En effet, les deux modèles obtiennent une amplitude de 0,02 mm et 0,03 mm pour les nœuds 4 et 6 situés à la jonction avec la façade et la nef, respectivement. Ces deux nœuds ont un déplacement assez régulier tout au long de la sollicitation avec une petite zone d'amplification des déplacements entre les secondes 7,5 et 8. Le nœud central (5) a un déplacement maximal d'environ 0,10 mm. L'amplification des déplacements de ce nœud survient clairement entre les premières 6 et 8,5 secondes de l'enregistrement. Les maximas sont affichés sur les graphiques.

6.2.2.3 Déplacement des nœuds du clocher

La déformation hors plan d'un clocher pouvant survenir dans toutes les directions, les déplacements sont analysés dans la direction transversale (X) et longitudinale (Z) de l'église.

Les figures 6.6 et 6.7 présentent les déplacements des nœuds 7 à 10 soit de la base jusqu'au sommet du clocher, dans la direction Z du modèle, lorsque le signal sismique est appliqué à la structure dans cette même direction. Les amplitudes de déplacement sont similaires entre les deux modèles, avec ou sans connexion, pour les nœuds 8 à 10 avec des valeurs moyennes de 0,06 mm. Par ailleurs, la superposition des courbes démontre clairement que la partie supérieure du clocher se déforme en un seul bloc. En contrepartie, la forme de l'oscillation du

nœud 7 est complètement différente des trois autres nœuds. Cette section du clocher, suivant la direction Z, se comporte donc de façon indépendante au reste de sa structure. De plus, le nœud 7 du modèle M5 a une amplitude de 0,15 mm versus 0,08 mm pour le modèle M4. Cette amplification dans le déplacement du nœud 7 incite à investiguer plus en profondeur l'influence de la connexion entre la façade et la toiture sur le comportement de la base du clocher (section 7.1.3). Finalement, le nœud 7 des deux modèles présente un comportement cyclique semblable en opposition aux autres nœuds.

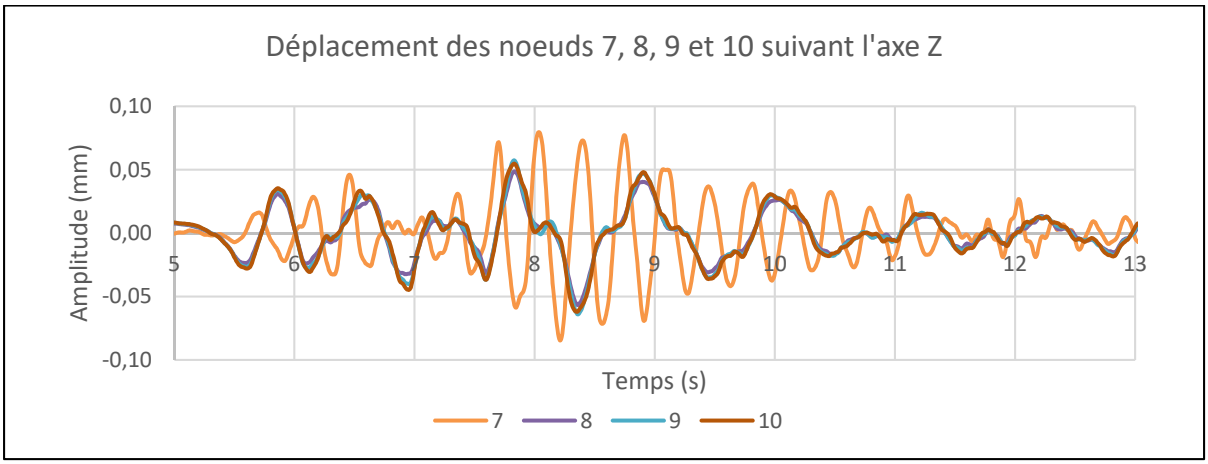


Figure 6.6 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

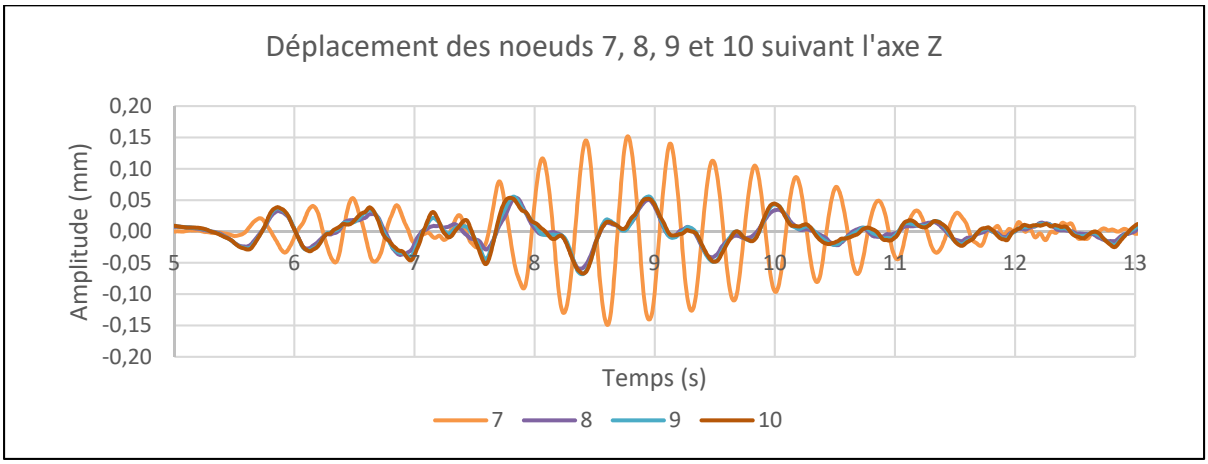


Figure 6.7 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe Z des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction Z

Les figures 6.8 et 6.9 présentent les déplacements des mêmes nœuds dans la direction X lorsqu'ils sont soumis au signal sismique suivant cette direction. Les déplacements des différents nœuds sont moins uniformes dans cette direction que pour la direction longitudinale Z. Il est tout de même possible de noter une similitude dans la forme cyclique des déplacements des nœuds pour les deux modèles. Les nœuds 8 à 10, de la partie supérieure du clocher, ont sensiblement les mêmes déplacements avec un petit décalage dans les sommets entre les secondes 6 à 10. En contrepartie, le nœud 7 est significativement plus déphasé par rapport aux autres nœuds. Les amplitudes maximales, présentées sur les graphiques pour chaque nœud, sont similaires soit un peu moins de 0,1 mm et surviennent entre 7,8 et 8,6 secondes.

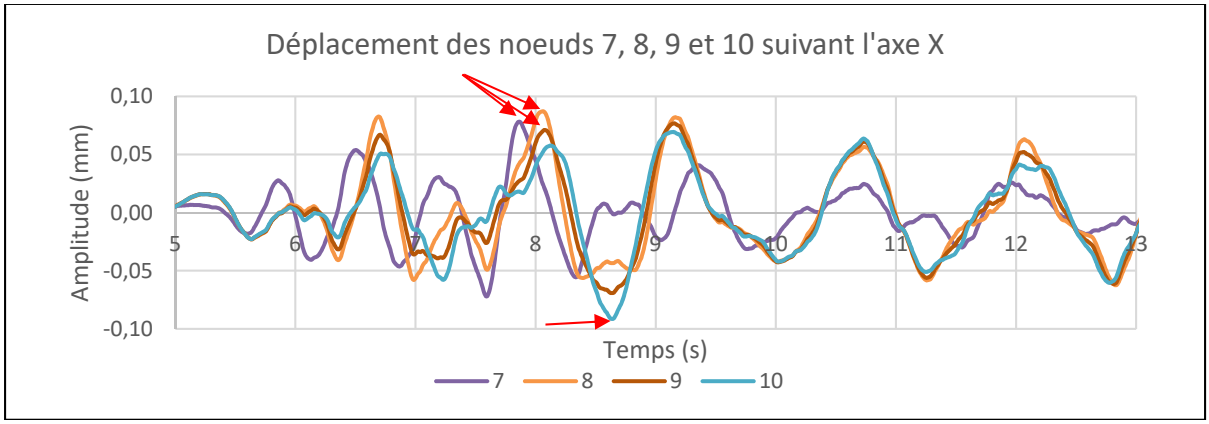


Figure 6.8 Modèle M4-MNA-Bois-NC : déplacements suivant l'axe X des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X

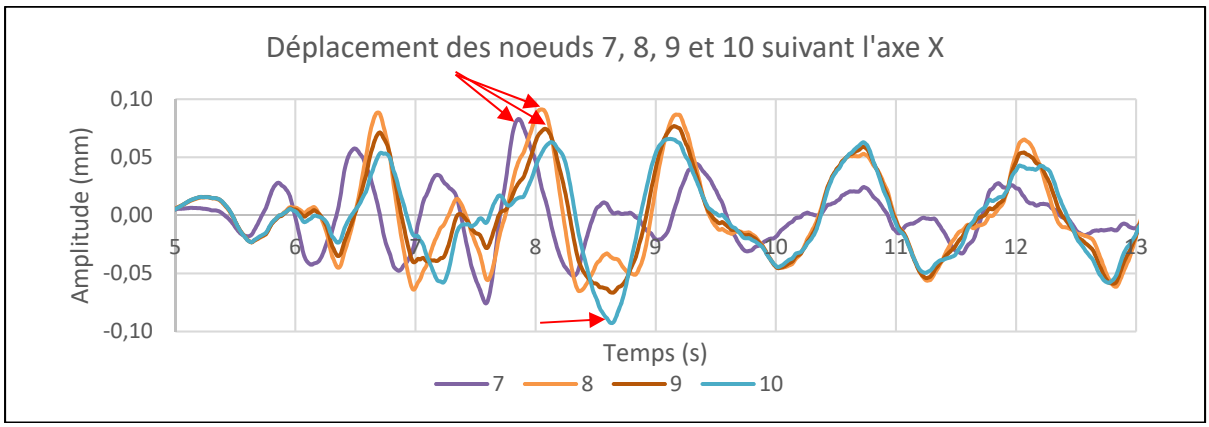


Figure 6.9 Modèle M5-MNA-Bois-C : déplacements suivant l'axe X des nœuds 7, 8, 9 et 10 lorsque l'église est soumise au chargement sismique dans la direction X

D’abord, la connexion entre la façade en maçonnerie et le recouvrement de toiture présente une nette influence sur la façade tant pour son comportement général que pour ses déplacements maximaux. En effet, la période diminue de près de 60%. La connexion augmente significativement la rigidité de la façade. De plus, les déplacements maximaux ont diminué pour les noeuds 1 et 2 du modèle, mais une augmentation des déplacements du noeud 3 a été observée. Cet aspect est étudié plus précisément dans le prochain chapitre. Ensuite, la connexion ne présente aucun changement significatif dans le comportement des murs latéraux où les amplitudes maximales restent sensiblement les mêmes. Finalement, l’évaluation du clocher souligne la disjonction entre la partie supérieure et inférieure du clocher dans la direction longitudinale à l’église. Par ailleurs, le comportement du clocher, suivant la direction transversale, ne présente aucune différence significative entre les deux modèles. Son comportement n’est donc pas influencé par la liaison entre la façade et la toiture.

6.2.3 Analyse des contraintes

Cette section présente l’analyse des contraintes résultant de l’analyse temporelle réalisée sur le modèle M5-MNA-Bois-C de l’église. La distribution des contraintes est comparée à celle obtenue préalablement pour le modèle M1-MNA-ADA afin d’évaluer si la toiture et le clocher influencent les efforts internes de la maçonnerie. L’évaluation du modèle M1 à la section 5.4.4 a permis d’observer une distribution des contraintes sur la façade correspondant au mécanisme de renversement du pignon. Les concentrations de contraintes aux hauts des ouvertures permettent aussi de prédire les zones de fissurations qui se formeront.

Les contraintes dans les éléments de bois sont significativement plus grandes que celles obtenues dans la structure en maçonnerie, ce qui rend difficile l’interprétation des contraintes dans la maçonnerie sur le modèle global. C’est pourquoi la figure 6.10 affiche aussi les résultats du même modèle, à plus petite échelle, alors que seulement la maçonnerie est représentée.

La distribution des contraintes dans la maçonnerie est la même que pour l’analyse effectuée du modèle M1-MNA-ADA présenté au chapitre précédent, où aucun élément de bois n’était

modélisé. Par contre, on observe des contraintes maximales de 0,01 MPa dans l'axe de rotation du pignon et les contraintes maximales atteignent maintenant une valeur de 0,0069 MPa dans la partie supérieure des murs latéraux. Ces contraintes plus élevées pour le modèle M4 résultent de l'influence de la toiture et du clocher connectées à la maçonnerie, qui tout en diminuant les déplacements introduit des contraintes additionnelles. Pour ce modèle, les contraintes maximales dans la façade et dans les murs latéraux surviennent lorsque le séisme est appliqué suivant la direction transversale X. Les éléments de bois sont ceux ayant les plus grandes valeurs de contraintes, allant jusqu'à 1,16 MPa.

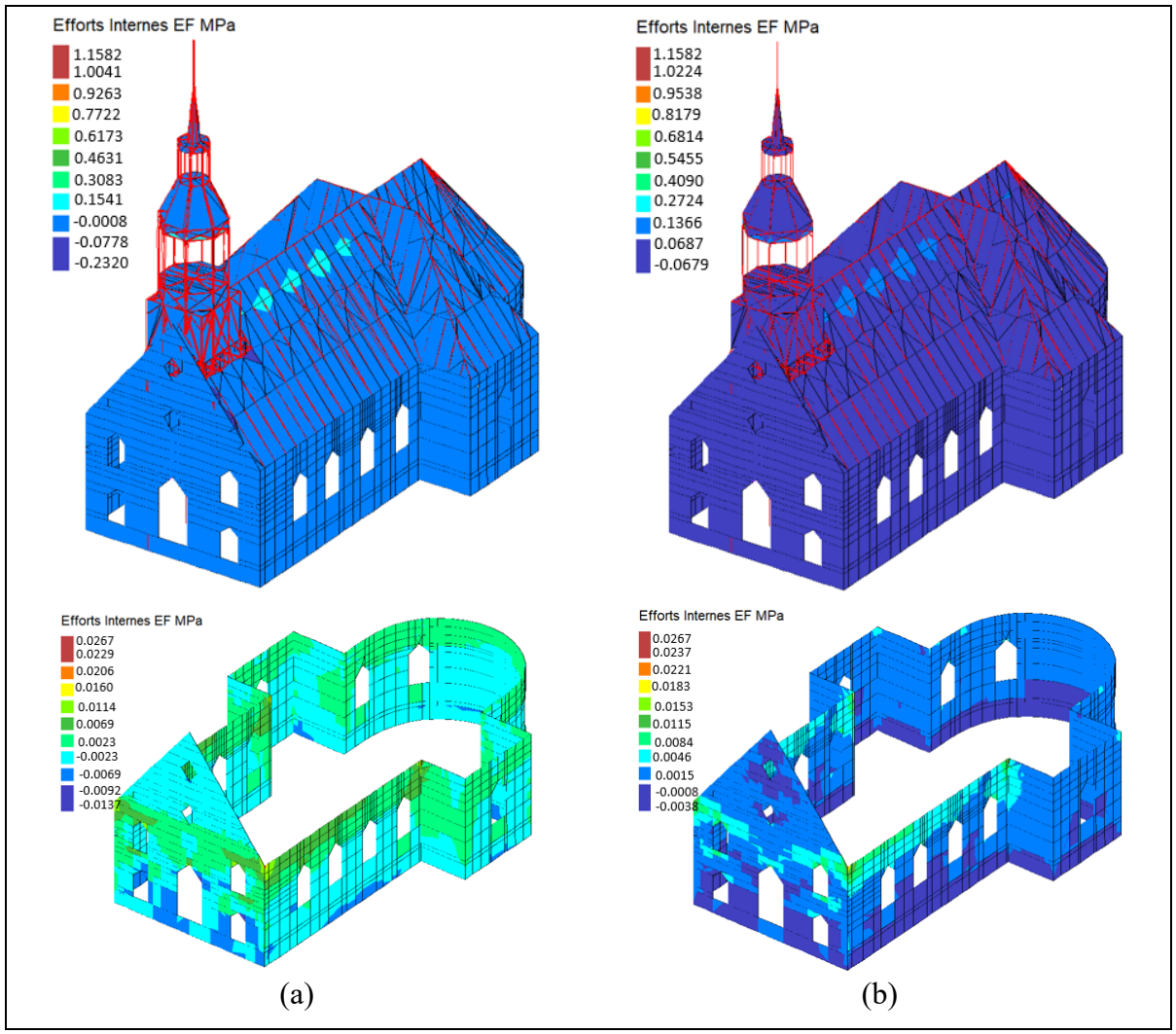


Figure 6.10 Répartition des contraintes du modèle M5-MNA-Bois-C avec le séisme sous : (a) la direction X; (b) la direction Z

6.2.4 Discussion

Les résultats des analyses modales réalisées sur les modèles M4 et M5 permettent de mettre en évidence l'influence de la connexion entre la façade, les murs latéraux et le recouvrement de toit. Dans le modèle M4-MNA-Bois-NC, la façade et le clocher se déforment indépendamment sur des modes séparés alors que pour le modèle M4-MNA-Bois-C, ils se déforment dans un mode commun. L'influence de la structure de bois sur la rigidité de la façade est aussi notée par la diminution significative de la période de 0,71 seconde à 0,35 seconde. Les analyses modales permettent aussi de noter une influence plus faible de la toiture à la rigidité observée des murs latéraux alors que la période diminue de seulement 0,1 seconde.

Les analyses temporelles confirment l'apport de rigidité apporté à la façade lorsqu'il y a une connexion entre la façade et le recouvrement de toit (modèle M5). Les modèles M4 et M5 présentent la même forme cyclique de déformation pour la façade, mais les cycles du modèle M5 sont beaucoup plus rapprochés. La dissociation entre la section basse du clocher avec la partie supérieure est aussi clairement mise en évidence dans la direction longitudinale Z. Cette dissociation est présente dans les deux modèles évalués. Comparativement, la direction transversale X montre un comportement plus fluide entre chaque partie du clocher. De plus, le comportement de ce dernier, dans la direction transversale, n'est pas influencé par la connexion entre la façade et le recouvrement de toit.

6.3 Évaluation du coefficient d'accélération

Les analyses permettent de confirmer que l'apport de rigidité provenant du système de renforcement latéral dans la direction longitudinale n'est pas négligeable. Son influence est donc évaluée sur le coefficient d'accélération cinématique de la façade dans cette sous-section. La figure 6.11 présente les efforts agissant sur la façade. La force T représente la force équivalente provenant de la rigidité de la toiture, suivant la direction longitudinale de cette dernière. Une rigidité de 12 500 kN/m, calculée à la section 4.3.1, est utilisée. L'effort linéaire, agissant en mètre de longueur, est ajusté afin de représenter un effort ponctuel sur la façade et la longueur de développement de la rigidité utilisé pour ce calcul est de deux mètres. Cette

valeur correspond à la première section de renforcement latéral connecté à la façade. L'ajout de cet effort permet d'obtenir un nouveau coefficient d'accélération de 9,41 (tableau 6.5).

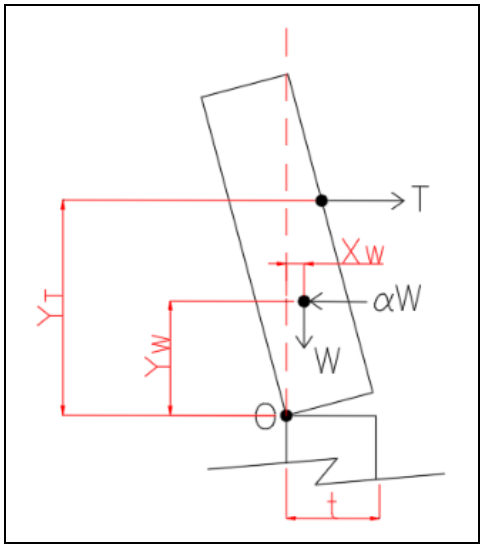


Figure 6.11 Efforts agissant sur la façade

Tableau 6.5 Calcul du coefficient d'accélération pour le mécanisme cinématique de la façade

W	2 392 kN
X_W	600 mm
Y_W	4 641 mm
T	25 000
X_T	4 120 mm
α_0	9,41
α_0^*	92,3 m/s^2

Cette valeur de coefficient est beaucoup plus grande que le coefficient obtenu lorsque seulement la maçonnerie est évaluée (α=0,129). Cette condition considère que la connexion entre la façade et le recouvrement de toit est parfaite et ne subirait pas de rupture. Or, la connexion réelle risque d'être plus faible. Ce coefficient permet de souligner deux points

importants pour la façade. D'abord, la connexion entre la façade et le recouvrement de toit peut augmenter significativement la rigidité de celle-ci. Ensuite, la valeur du coefficient d'accélération « réel » se trouve entre ces deux résultats. Donc, déterminer la qualité de cette connexion joue un rôle important sur ce macroélément.

6.4 Discussion

L'évaluation des modèles M2 à M5 est réalisée sous deux volets principaux dans ce chapitre. D'abord, l'influence de la rigidité des fermes de toit est évaluée avec le modèle M2 où la rigidité est modélisée avec des ressorts dans la nef et avec le modèle M3 où la structure complète de la toiture et du clocher est modélisée. Les deux aspects négatifs du modèle M2 sont : la rigidité est seulement considérée dans la zone de la nef et le clocher n'est pas inclus dans le modèle. Ensuite, l'influence de l'effet de diaphragme est évaluée avec les modèles M4 et M5. Ces deux modèles incluent la structure complète de la toiture et du clocher et le recouvrement de toit et de clocher.

Les analyses modales réalisées sur les modèles M2 et M3 ont permis d'observer que la structure de toit sans l'effet de diaphragme n'a aucune influence sur le comportement de la maçonnerie. En effet, la maçonnerie de ces deux éléments se comporte de façon similaire aux modèles M1. Les périodes des macroéléments (i.e. façade et murs latéraux) restent inchangées entre les modèles M1 à M3.

Par ailleurs, le modèle M3 présente des modes de torsion dans la structure du clocher (*voir* tableau-A V-4 : mode 48, 63 et 130). L'ajout du recouvrement de toiture, connecté ou non à la façade, retire la torsion des modes de vibration où aucune torsion n'a été observée dans les principaux modes des modèles M4 et M5.

Comme mentionné précédemment, en connectant la façade au recouvrement de toit, une interaction entre la façade et le clocher est observée. D'abord, les déplacements obtenus au pignon de la façade diminuent d'un peu plus de 2,5 fois en diminuant de 0,26 mm à 0,10 mm.

En contrepartie, le nœud du clocher, à hauteur équivalente au pignon, augmente plutôt de 1,9 fois alors qu'il passe de 0,08 mm à 0,15 mm. Le comportement spécifique de ces deux nœuds, pour ces deux modèles, est évalué plus en profondeur dans le prochain chapitre. Par la suite, la connexion entre la façade et la toiture présente une augmentation nette de la rigidité où la période de la réponse des déplacements diminue de 60%. Par ailleurs, les contraintes dans la maçonnerie sont plus grandes lorsque les structures de toit et du clocher sont modélisées et connectées à la maçonnerie. En effet, les contraintes sont de 2 à 3 fois plus élevées pour les murs latéraux et la façade, respectivement.

De plus, la modification du coefficient d'accélération, lorsque la rigidité de la toiture est ajoutée, est évaluée pour le macroélément de façade. L'évaluation de ce coefficient permet d'observer l'influence de la structure de bois sur la façade. Cette évaluation souligne aussi l'importance d'évaluer la qualité de cette connexion afin d'obtenir un coefficient représentatif de la situation réelle.

Le chapitre actuel et le chapitre précédent ont présenté les résultats obtenus lors des différentes analyses réalisées sur les 6 variantes du modèle numérique. Le prochain chapitre présente l'examen de ces résultats qui vont permettre la compréhension du comportement de chaque macroélément.

CHAPITRE 7

DISCUSSION DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente d'abord les constats faits suite aux différentes analyses effectuées sur les modèles numériques et qui ont été présentés aux chapitres 5 et 6. L'influence de la toiture sur les murs de maçonnerie et l'interaction entre le clocher et la façade, sans s'y limiter, sont des sujets abordés. Par la suite, un parallèle avec la typologie Néo-Roman, étudiée dans une recherche précédente, est présenté.

7.1 Comparaison des différents modèles

Dans cette sous-section, le comportement des macroéléments est évalué et ils sont comparés entre les différents modèles. Rappelons que six modèles sont utilisés pour les analyses où chaque composant est ajouté graduellement afin d'observer son influence. D'abord, seulement la maçonnerie est évaluée grâce aux modèles M1-MNA-A et M1-MNA-ADA. Ensuite, la rigidité des fermes de toit est ajoutée sous forme de ressort (M2-MNA-R) et avec la modélisation de la toiture et du clocher dans leur entièreté (M3-MNA-Bois). L'effet de diaphragme est ensuite évalué avec l'ajout du revêtement de toiture dans le modèle M4-MNA-Bois-NC où il ne présente pas de connexion avec la façade. L'influence de cette connexion est finalement évaluée avec la création du modèle M5-MNA-Bois-C.

7.1.1 La maçonnerie

Les premiers modes de déformations de la structure observés avec l'analyse modale surviennent localement et présentent les mêmes mécanismes cinématiques proposés par le MiBAC (2006). Les mécanismes pour les macroéléments de façade, murs latéraux et abside sont clairement présents durant l'évaluation des modèles de maçonnerie. Durant l'évaluation des modèles M4 et M5, le renversement de la façade et des murs latéraux sont encore observés

dans les premiers modes de vibration. En contrepartie, le mécanisme de l'abside devient plus distancé alors que sa déformation se produit peu après le 60^{e} mode.

Des valeurs de coefficients d'accélération de 0,129g, 0,127g et 0,119g ont été calculées pour le renversement de la façade, des murs latéraux et de l'abside, respectivement. Ce calcul, représentant l'accélération permettant le déclenchement de ces mécanismes a confirmé la vulnérabilité de la structure pour une intensité similaire au séisme du Saguenay (a_{max} = 0,173g) ou à une accélération de séisme calibré sur le spectre de dimensionnement du CNB 2015, soit pour une période de retour de 2% en 50 ans ($a_{max,trans}$ = 0,291g et $a_{max,long}$ = 0,425g). D'après ces valeurs de coefficient, l'abside est le macroélément le plus vulnérable de subir un renversement.

De plus, les mécanismes présents dans l'analyse modale concordent avec la forme des déplacements obtenus avec l'analyse temporelle. Les analyses temporelles ont aussi permis de calculer la pseudo-réponse en termes d'accélération dans les macroéléments sous les déplacements obtenus soit 0,020g pour la façade et 0,025g pour les murs latéraux. La comparaison entre ces pseudo-accélérations et le séisme survenu à Boucherville (a_{max} = 0,013g) confirme la résistance de la structure à ce tremblement de terre. Le mécanisme de la façade a un facteur de 6,5 et celui des murs latéraux est 5 fois plus élevé que les coefficients d'accélération pour ces mêmes mécanismes. Ces facteurs peuvent expliquer pourquoi, malgré les dommages sur l'église, aucun mécanisme ne s'est enclenché.

En ce qui concerne le mécanisme du renversement hors plan des murs latéraux, il faut mentionner que les modèles utilisés ont simulé une connexion parfaite entre la toiture et les murs de maçonnerie ou une connexion complète via le recouvrement de la toiture. Advenant le cas où la qualité de la construction ou son état d'endommagement font en sorte que la connexion réelle entre la toiture et les murs n'est pas aussi efficace que celle du modèle numérique, ce macroélément est particulièrement vulnérable. En effet, les MVA mesurées sur les murs latéraux de l'église (section 3.8.2) supportent l'hypothèse que le modèle numérique offre effectivement une rigidité supérieure à la rigidité en place. Une période de 0,42 seconde

est obtenue lorsque la maçonnerie est évaluée seule et elle diminue à 0,30 seconde lorsque la toiture et son recouvrement sont ajoutés. La période obtenue sur le sol avec les MVA est identique à celle obtenue pour les murs latéraux dans le modèle M1-MNA-ADA. Or, durant un tremblement de terre, le sol en place filtrera les ondes sismiques afin qu'elles convergent vers la fréquence du sol (i.e. 0,42 seconde). La fréquence du sol étant identique à celles des murs latéraux, un effet de résonance se créera ce qui amplifiera les déplacements des murs latéraux. Ajoutons que les spécificités du site sont évidentes ici. En effet, les conditions de sol sont propres à l'église Sainte-Famille, augmentant ainsi la vulnérabilité de ce macroélément.

Finalement, la répartition des contraintes dans la maçonnerie est similaire entre les modèles M1 et M5. Les zones concentrées dans le haut des ouvertures avancent la création de fissures à ces endroits lorsque la maçonnerie atteindra sa limite élastique. De plus, la répartition sur la ligne de rotation du renversement du pignon de la façade souligne à nouveau la vulnérabilité de ce macroélément.

7.1.2 La maçonnerie et la toiture

La comparaison des différents modèles permet de comprendre l'influence de la toiture sur la maçonnerie. Tout d'abord, la comparaison entre le modèle de maçonnerie seulement (M1-MNA-ADA) et le modèle avec la structure de bois, mais sans recouvrement de la toiture (M3-MNA-Bois) permet de constater qu'aucune rigidité notable n'est ajoutée à la maçonnerie si seulement les fermes de toit sont modélisées négligeant ainsi l'effet de diaphragme de la toiture. En effet, les périodes obtenues pour les modes de vibrations principaux des deux modèles sont les mêmes. De ce fait, l'analyse de l'église avec la toiture, mais sans recouvrement, devient équivalente à l'analyse de la maçonnerie seulement.

L'ajout du recouvrement sur la toiture dans le modèle M4-MNA-Bois-NC permet de simuler l'effet de diaphragme de celle-ci. Dans ce modèle toute la structure de toit se déforme selon les mêmes modes de vibration, retirant ainsi des modes superflus observés dans le modèle M3. Par contre, la connexion du revêtement de toit à la structure de maçonnerie (M5-MNA-Bois-

C) influence différemment les murs latéraux et la façade. Cet ajout a une plus grande influence sur la façade que sur les murs latéraux. Ceci s'explique par le fait que la rigidité suivant l'axe longitudinal de l'église provient du système de renforcement latéral alors que celle suivant l'axe transversal provient directement des fermes de toit. Or, les fermes de toit sont beaucoup plus flexibles dû à leurs petites sections ainsi que leur grande portée. Pour le calcul des rigidités équivalentes, voir section 4.3.1. Ainsi, l'ajout du recouvrement (modèles M4 et M5) de toit diminue la période des murs latéraux de 0,42 seconde (modèle M1) à 0,30 seconde ce qui correspond à une diminution de 0,12 seconde. La période de façade, quant à elle, diminue de presque la moitié, lorsque le recouvrement est connecté à la façade (M5), puisqu'elle passe d'une période de 0,71 seconde à 0,33 seconde (0,38 seconde de diminution).

Cette différence dans l'apport de rigidité entre la façade et les murs latéraux est aussi notable dans les résultats de l'analyse temporelle. Le nœud du pignon de la façade est comparé pour les différents modèles à la figure 7.1. Les déplacements de ce nœud sont quasi identiques entre les deux modèles ne présentant aucune connexion entre la façade et la toiture (M1-MNA-ADA et M4-MNA-Bois-NC). Lorsque la connexion est présente (modèle M5-MNA-Bois-C), les déplacements ont significativement diminué. Notons aussi qu'il y a une diminution de la période dans la réponse des déplacements. Il s'agit d'une diminution de 60% de la période initiale. Ce changement est causé par l'augmentation de la rigidité du modèle.

Le nœud 5 des trois modèles, situé au sommet central des murs latéraux, est aussi comparé à la figure 7.2. Bien que les modèles M4 et M5, ayant un effet de diaphragme, présente un léger décalage dans la réponse des déplacements, l'amplitude et la période ne varient pas de façon significative entre les modèles. L'analyse temporelle corrobore les constatations émises suite à l'analyse modale soit la rigidité apportée par la toiture est négligeable sur les murs latéraux. Par contre, elle aura une influence marquante sur la façade, advenant une connexion parfaite entre les éléments.

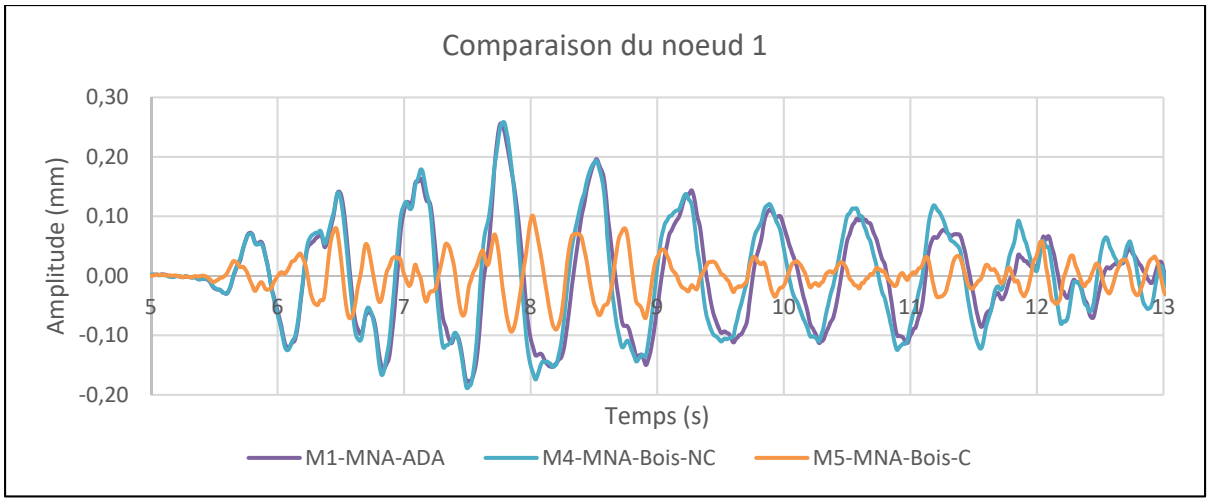


Figure 7.1 Comparaison du nœud 1 entre les modèles M1-MNA-ADA, M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C

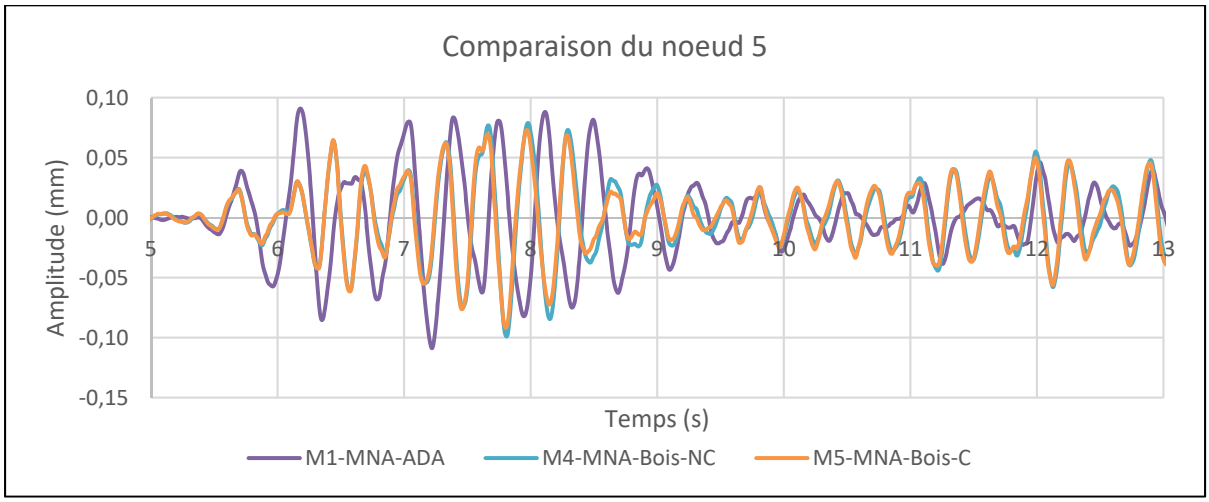


Figure 7.2 Comparaison du nœud 5 entre les modèles M1-MNA-ADA, M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C

7.1.3 La façade et le clocher

Les deux premiers modes présents dans les modèles M4 et M5 permettent de confirmer que l'axe transversal du clocher n'est pas influencé par la connexion entre la toiture et la maçonnerie. Les deux modèles présentent les mêmes déformations avec la même valeur de période. Concernant la direction longitudinale, une dissociation entre la partie inférieure et

supérieure du clocher est observée. En effet, la partie supérieure de cet élément n'indique aucune différence dans son comportement entre les modèles M4 et M5. En opposition, des différences sont visibles dans la section basse où une interaction entre cet élément et la façade est provoquée. Le modèle M5 combine deux modes de vibration dans la direction Z qui sont dissociés dans le modèle M4. En effet, le mode 6 du modèle M4 concerne seulement le renversement hors plan de la façade de l'église. Le mode 15, quant à lui, représente le déplacement suivant l'axe longitudinal Z de la base du clocher. Ainsi, ces deux derniers modes sont combinés et permettent d'obtenir les modes 13 et 15 du modèle M5. Rappelons que ces deux modes incluent le déplacement de la façade et de la base du clocher ensemble. Or, cela confirme que le clocher est connecté à la maçonnerie par l'entremise de la toiture. Par ailleurs, l'ajout du revêtement sur le clocher permet aussi de retirer les modes de vibration de torsion qui étaient présent dans le modèle M3.

Comme observé dans les résultats d'analyses temporelles, les déplacements de la façade sont diminués avec cette connexion alors que ceux du nœud 7 sont augmentés (i.e. le coin supérieur de la base du clocher). L'analyse temporelle confirme aussi l'absence d'influence de la toiture sur le comportement du clocher dans la direction transversale X. Dans les deux modèles, avec et sans connexion, les déplacements de chaque nœud sont très similaires. La même situation survient pour la partie supérieure du clocher suivant l'axe Z, comme pour l'analyse modale.

La figure 7.3 présente une comparaison des nœuds 1 et 7 entre les deux modèles, le nœud 1 étant situé au pignon de la façade de maçonnerie et le nœud 7 à la base du clocher. Les nœuds du modèle M4 (bleu et rouge) se comportent clairement de façon indépendante. Leurs déplacements ne suivent pas la même forme cyclique et ont des amplitudes maximales bien différentes. Or, lorsqu'il y a une connexion entre le clocher et la maçonnerie, le nœud 1 du modèle M5 (orange) prend la forme de la déformation et l'amplitude du nœud 7 du modèle M4 (rouge). Il est aussi possible de noter une augmentation dans l'amplitude du nœud 7 du modèle M5 (mauve) avec la connexion, mais aucun changement significatif dans la période n'est présent. Il est possible de retirer de ce graphique que la connexion entre la façade et le revêtement de toit crée une interaction entre la façade et la base du clocher puisque le

comportement de la façade se synchronise avec celui du clocher initial (M4). Le fait que la façade du modèle M5 synchronise ses déplacements sur le clocher du modèle M4 plutôt que ceux du modèle M5 renforce l'idée que la rigidité ajoutée à la façade provient de la direction longitudinale de la structure de toit. Ainsi, dans le modèle M4, la base du clocher suivrait la période de la toiture. Par ailleurs, les déplacements du clocher sont amplifiés avec cette connexion où son déplacement maximal, identifié par des flèches sur le graphique, passe de 0,08 mm à 0,15 mm. La flexibilité initiale de la façade s'impose vraisemblablement sur la base du clocher suite à la connexion façade-toiture. De plus, bien que cette connexion diminue les déplacements de la façade, une augmentation des contraintes internes de 2 à 3 fois plus élevées est observée dans la maçonnerie.

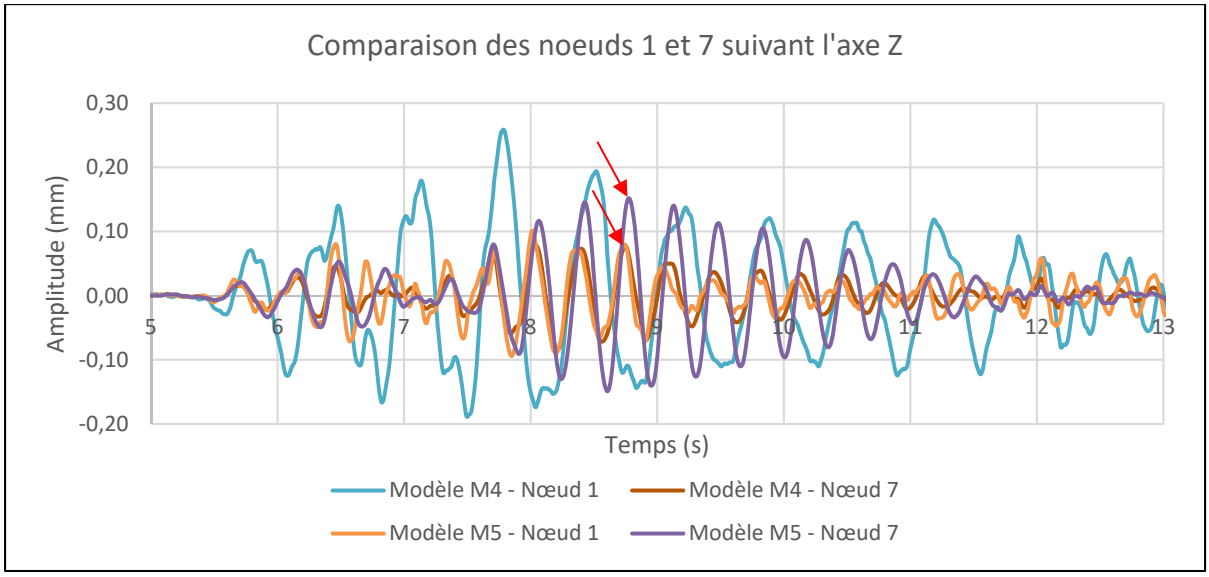


Figure 7.3 Comparaison entre les nœuds 1 et 7 des modèles M4-MNA-Bois-NC et M5-MNA-Bois-C

Notons que malgré l'influence du clocher sur la façade, la déformation typique du macroélément de façade reste la même (figure 6.2 versus figure 6.3). Dans les deux cas, le renversement de la façade est présent. Ici encore, l'analyse temporelle soutient les constats faits à la suite de l'analyse modale.

7.2 Résumé des résultats

L'analyse effectuée aux trois dernières sections permet d'obtenir les conclusions suivantes quant à l'influence de la toiture et du clocher sur la maçonnerie:

- l'ajout de la connexion entre la toiture avec son revêtement et la maçonnerie n'augmente pas significativement la rigidité des murs latéraux. La période diminue de seulement 0,1 seconde et l'amplitude des déformations ne change pas;
- l'ajout de la connexion entre la toiture par l'entremise de son revêtement et la maçonnerie a un impact significatif sur la façade de l'église. Avec une connexion idéale, la période de la façade diminue de moitié et l'amplitude des déplacements du pignon diminue d'un peu moins du tiers;
- la direction transversale X du clocher n'est pas affectée par la connexion entre la toiture et la structure en maçonnerie;
- une dissociation dans la partie inférieure et supérieure du clocher existe pour la direction longitudinale Z de cet élément;
- la partie supérieure n'est pas influencée par la connexion entre la façade et le revêtement de toit;
- les déplacements de la partie inférieure du clocher sont amplifiés de 1,9 fois par la connexion entre la façade et le revêtement de toit;
- les déplacements de la façade se synchronisent avec ceux de la toiture;
- les contraintes dans la maçonnerie sont 2 à 3 fois plus grandes lorsque la structure du toit et du clocher est présente.

La toiture elle-même et la cheminée n'ont pas été très examinées durant cette étude, mais il est important de les mentionner. Dans les analyses modales, tous les modes « superflus » concernent directement des déformations de la toiture. N'étant pas un macroélément présenté par le MiBAC (2006), des modes de rupture n'ont pas été développés. Tout de même, des déformations trop grandes des éléments peuvent engendrer des dommages structuraux dans les éléments.

Pour ce qui est de la cheminée, elle est rarement placée au même endroit dans les églises. Il est donc plus difficile d'évaluer son impact sur la structure en cas de bris. Sa forme élancée apporte un comportement semblable à une tour isolée, pouvant par le fait même présenter un mode de rupture hors plan. La rupture même d'une cheminée n'est pas cruciale structurellement. Par contre, elle peut créer des dommages sur la toiture advenant le cas où elle s'effondrerait sur cette dernière.

7.3 Comparaison entre Conefroy et Néo-Roman

La typologie Néo-Roman a été évaluée par Sferrazza Papa (2020) avec une étude de cas, l'église Saint-Joseph (figure-A I-1) située sur le boulevard Gouin dans Rivière-Des-Prairies. L'aspect caractéristique de la typologie Néo-Roman est l'emplacement du clocher qui est construit directement dans la façade. Cet agencement entre les éléments fait en sorte que le premier niveau du clocher intègre la maçonnerie et le bois dans sa structure. Les niveaux subséquents sont ensuite seulement composés de bois massif. En opposition, dans la typologie Conefroy le clocher est composé seulement de bois et aucune connexion directe n'est présente entre la façade et le clocher, celle-ci se faisant par les éléments de la toiture.

Le plan sur lequel sont construites les églises diffère aussi entre les deux modèles. L'église Saint-Joseph est construite sur un plan rectangulaire à trois nefs alors que l'église Sainte-Famille est construite sur un plan en croix latine à nef simple. Le nombre de nefs différent se reflète dans les structures de toit des deux typologies. L'église Sainte-Joseph inclut dans son système structural un système de colonnes séparant les trois nefs (figure-A I-2a). Nonobstant les colonnes, la forme générale des fermes de toit entre les deux églises est comparable. Leur dissemblance provient des dimensions des matériaux et du nombre d'éléments présents. La structure de toit de l'église Saint-Joseph est composée de cinq fermes de toit placées à équidistance sur la longueur de la nef et est principalement composée d'éléments de 250 mm de côtés. Comparativement, l'église Sainte-Famille a l'équivalent de 15 fermes de toit (principales et secondaires) et la dimension maximale des éléments est de 170 mm de côté. Les systèmes de renforcement latéraux présents dans les deux typologies sont très similaires. Dans

les deux cas, il est présent sur la longueur totale de l'église. Les deux sont composés d'éléments diagonaux de dimensions comparables.

La maçonnerie de l'église Saint-Joseph a été modélisée avec un module E de 2 200 MPa, comme pour les modèles préliminaires de l'église Sainte-Famille (tableau-A V-1). La rigidité des fermes de toit du modèle Néo-Roman a aussi été modélisée sous forme de ressorts. Leur rigidité est significativement plus importante que pour le modèle Conefroy soit de 4 630 kN/m par élément. Similairement au modèle Conefroy, aucune rigidité n'est ajoutée à la maçonnerie avec l'ajout des ressorts.

Les analyses modales réalisées pour l'évaluation du modèle numérique sur la maçonnerie de la typologie Néo-Roman (tableau-A I-1) ont présenté des résultats similaires à ceux pour le modèle Conefroy. Dans les deux cas, les mécanismes de rupture des macroéléments sont observés (i.e. la façade et les murs latéraux) dans les premiers modes de vibrations. En comparant les modèles de maçonnerie ayant la même rigidité (E = 2 200 MPa), les résultats obtenus pour l'église Saint-Joseph présentent des périodes plus petites que pour le modèle similaire de l'église Sainte-Famille, soit 0,47 seconde versus 0,57 seconde pour la façade et 0,21 seconde versus 0,34 seconde pour les murs latéraux. Les résultats sont tout de même assez similaires et le comportement général de la maçonnerie est identique pour les deux typologies.

L'interaction façade-clocher de la typologie Néo-Roman est évaluée avec la modélisation de ces deux éléments seulement (figure-A I-4). La connexion directe entre ces derniers rend possible leur analyse sans devoir modéliser la structure entière. Ainsi, comme pour les autres modèles, le premier mode de façade est associé au renversement de la façade. Par contre, la période de ce dernier augmente d'un facteur de 1,5 avec l'ajout du clocher contrairement au modèle Conefroy où la période diminue de moitié. Cette augmentation de période est causée par l'augmentation de la flexibilité du système apportée par le clocher. Cela semble indiquer que le clocher influence le comportement de la façade en lui imposant son déplacement. La différence entre les deux typologies est que dans le cas de la typologie Conefroy, l'interaction entre le clocher et la façade dépend de la qualité de la connexion avec le revêtement de toit.

De ce fait, si la connexion est rompue, le clocher et la façade agiront indépendamment. Or, le clocher de la typologie Néo-Roman est directement lié à la façade. Le clocher aura donc toujours un impact sur la façade et si une déconnexion entre les éléments avait lieu, cela mènera à l'effondrement du clocher. De plus, l'asymétrie dans la connexion façade-clocher de l'église Saint-Joseph produit de la torsion dans le clocher dès le 4^{e} mode. Or, les modes de torsion dans l'église Sainte-Famille sont retirés lorsque l'effet de diaphragme est ajouté.

CONCLUSION

Les deux objectifs principaux de ce projet étaient de d'évaluer la vulnérabilité sismique des églises en maçonnerie non armée du Québec bâties selon le plan Conefroy et de vérifier l'applicabilité de la méthode d'évaluation italienne. Pour répondre à ces objectifs, six objectifs spécifiques ont été évalués sur une étude de cas à laquelle diverses analyses ont été réalisées. Six modèles numériques ont été produits afin d'évaluer l'influence des différents composants inclus dans la structure. Le comportement propre à la maçonnerie était le premier point à évaluer dans cette étude. Par la suite, l'influence des fermes de toit et de l'effet de diaphragme a été analysée.

D'abord, un modèle numérique s'appuyant sur des données physiques a permis de comprendre adéquatement le cheminement des charges dans la structure. En effet, la réalisation du modèle architectural 3D a permis d'assurer l'absence de conflit entre les différents éléments de la structure de bois massif. Il a aussi permis d'évaluer le cheminement des charges dans la structure et d'ainsi, pouvoir procéder à une simplification des modèles numériques permettant de conserver son comportement global.

Différentes données sont essentielles afin de procéder à l'évaluation des coefficients d'accélération cinématiques d'un macroélément. D'abord, le macroélément doit être identifié ainsi que ses mécanismes de rupture probables. Par la suite, il est nécessaire de déterminer les données géométriques de ces mécanismes tels que la forme générale d'application (e.g. la surface qui subit le renversement), l'épaisseur et le centre géométrique où la masse du mécanisme cinématique est appliquée. Il est aussi essentiel de déterminer si d'autres efforts, externe au macroélément sont présents et ont une influence sur le comportement de ce dernier (e.g. des tirants). Si tel est le cas, l'apport en rigidité et l'ajout de masse doivent être considérés dans le calcul et le système devra être transposé en un système à 1DDL. Les macroéléments identifiés dans l'église ont été déterminés tant pour la structure en maçonnerie que pour la structure de bois et ces derniers sont la façade, les murs latéraux, le transept, l'abside, le clocher

et la structure de toit entière. Parmi ceux-ci, le coefficient d'accélération critique a été calculé pour la façade, les murs latéraux l'abside, permettant d'obtenir une valeur de coefficient respectif de 0,129, 0,127 et 0,119. Le calcul a aussi été réalisé sur la façade lorsque la rigidité de la toiture est incluse. Le nouveau coefficient de 9,4 permet de souligner l'importance de la façade sur ce macroélément et l'importance de bien qualifier, et possiblement quantifier, la qualité de cette connexion. La situation considère ici une connexion parfaite ou la rigidité du système latéral dans la direction transversale est entièrement transférée à la maçonnerie.

Le calcul de ces coefficients d'accélération a aussi permis de souligner la vulnérabilité de l'abside par sa valeur de coefficient la plus faible. Ainsi, l'église est vulnérable aux séismes importants ayant un PGA plus grand que 0,119 où le mécanisme de renversement de l'abside se développerait. Parmi ceux-ci, le séisme du Saguenay tel que ressenti à cet endroit ainsi qu'un séisme correspondant à une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans qui surviendrait à Boucherville. De plus, les mesures de vibrations ambiantes ont permis de souligner la possibilité d'amplification des murs latéraux lors de séisme dû à leur fréquence fondamentale identique (i.e. 2,38 Hz), avançant ainsi la grande vulnérabilité de ce macroélément spécifiquement pour l'église Sainte-Famille de Boucherville.

De plus, les analyses modales réalisées sur les différents modèles ont permis d'obtenir les caractéristiques dynamiques de la structure ainsi que les modes de déformation principales. L'influence de chaque composant de la structure sur les fréquences fondamentales a aussi pu être évaluée. Ces analyses modales ont permis de confirmer que la façade, les murs latéraux, l'abside et le clocher se comportent suivant le principe des macroéléments. L'église étudiée n'ayant pas eu de dommage connu après un séisme, il est difficile de confirmer avec certitude l'application du calcul des coefficients d'accélération cinématique. Pour remédier à cela, l'évaluation de la pseudo-réponse a permis de consolider les résultats de l'analyse cinématique. Finalement, l'évaluation des contraintes dans la maçonnerie a permis d'observer que les contraintes maximales sont situées à l'axe de rotation du pignon de la façade et au haut des ouvertures pouvant ainsi créer des fissures lorsque la limite élastique de la maçonnerie sera atteinte.

Les résultats de l'analyse temporelle ont aussi permis de comprendre l'influence de la toiture sur la maçonnerie de l'église. Cet aspect n'est pas présent dans la méthodologie italienne due à la différente construction de la toiture. Ce dernier étant principalement composé de voûte en maçonnerie pour l'Italie comparativement à du bois d'œuvre pour le Québec. Un parallèle a pu être réalisé avec la typologie Néo-Roman, permettant ainsi de lier certaines conclusions entre les deux typologies d'église très présentes au Québec. En effet, pour les deux typologies, l'ajout de la rigidité des fermes de toit n'influence pas le comportement de la maçonnerie si l'effet de diaphragme n'est pas pris en considération lors d'analyse temporelle. De plus, il a été observé dans l'évaluation de la typologie Conefroy que l'effet de diaphragme a un plus grand impact sur la façade que sur les murs latéraux. En effet, l'ajout du diaphragme diminue de moitié la période de la façade (0,35 seconde) alors qu'il diminue la période des murs latéraux d'environ 0,1 seconde, soit 25%. Ainsi, la diminution de la période de la façade représente une augmentation de la rigidité de quatre alors que pour les murs latéraux, elle représente une augmentation de la rigidité d'un peu moins de deux fois la rigidité initiale. Par ailleurs, les déplacements observés au haut des murs latéraux restent inchangés lors de sollicitations sismiques.

Finalement, l'approche de réhabilitation proposée dans le CNB s'appuie plutôt sur le calcul du cisaillement à la base d'une structure afin de s'assurer que la structure est en mesure de résister à cet effort pour chaque direction d'application d'un séisme. Cette approche tend à modifier le système de reprise des charges latérales initial (en maçonnerie ou en bois) en ajoutant des éléments structuraux importants à l'église afin d'obtenir la résistance recherchée par le code (e.g. murs de refend en béton armé). La méthodologie d'évaluation présentée dans ce mémoire se basant sur l'identification des macroéléments vulnérables présents dans une structure tend plutôt vers une approche de réhabilitation visant à procéder à des interventions qui empêcheraient le développement des mécanismes de rupture. Cette approche de réhabilitation permet de modifier le comportement de la structure ou d'un macroélément par des interventions peu intrusives. L'aspect architectural et patrimonial peut donc est préservé.

Limitations à l'étude

D'abord, la typologie Conefroy se caractérise, entre autres, par son plan à nef simple. Un des objectifs visés dans l'élaboration de cette typologie par l'abbé Conefroy était d'offrir une grande portée à l'église afin d'obtenir le plus d'espace possible. Ainsi, la géométrie des fermes de toit permettant ce type de construction se trouve à avoir une grande flexibilité. Ainsi, les conclusions générales, se rapportant à la géométrie des fermes de toit, émises dans ce mémoire peuvent s'appliquer à d'autres églises, de typologie Conefroy. Par contre, les valeurs des coefficients d'accélération pouvant provoquer le déclenchement d'un mécanisme cinématique ne s'appliquent sur une autre église de même typologie que si les caractéristiques géométriques sont semblables à celles de l'église Sainte-Famille (épaisseur des murs, efforts considérés, etc.). De plus, la vulnérabilité élevée des murs latéraux, causée par l'amplification des ondes sismiques dans le sol, est propre à l'étude de cas présentée.

Une autre limitation de l'étude concerne l'application du séisme sur le modèle numérique. Le signal implémenté au logiciel a été appliqué sur la structure séparément pour chaque direction. C'est-à-dire que 100% du signal était soumis dans une des directions alors que la seconde direction recevait 0% du signal. Or, en réalité, le séisme est plutôt ressenti suivant les deux axes d'une structure. L'application du signal dans deux directions simultanées aurait modifié les résultats obtenus dans l'étude où des déformations plus élevées pourraient être attendues.

RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche permet d'émettre des recommandations sur deux niveaux. Les premières recommandations se rapportent au projet de recherche plus large. Le deuxième type de recommandation est propre à l'église étudiée dans ce mémoire.

Recommandations pour l'étude

En premier lieu, cette étude est incluse dans un projet de recherche plus général. Ce dernier vise la compréhension du comportement des églises en maçonnerie de pierres non armée du Québec sous un chargement sismique. La différence dans la construction des églises fait en sorte que cet objectif ne peut pas être répondu avec une seule étude. À ce jour, les typologies Néo-Roman (Sferrazza Papa, 2020) et Conefroy (ce mémoire) ont été évaluées. Dans cette optique, la typologie Baillairgé est un autre type d'église qu'il serait pertinent d'évaluer. En effet, cette typologie est très présente sur le territoire québécois. Sa façade est complètement différente et beaucoup plus imposante que les deux typologies déjà étudiées. De plus, il serait pertinent de choisir une église ayant subi des dommages après un événement sismique. Le calcul des coefficients d'accélération présent dans la méthode d'évaluation italienne pourrait ainsi être contre-vérifié avec une situation réelle.

Ensuite, l'évaluation de cette église a permis de noter certains aspects importants à considérer pour des études subséquentes. D'abord, l'effet d'amplification des sols noté lors des MVA sur le site démontre l'importance de produire ce type d'études lors d'une évaluation. Ces mesures d'évaluation non intrusives permettent d'obtenir des caractéristiques du sol (et de la structure) et la possible interaction sol-structure. Par la suite, une augmentation de la rigidité de la façade a été noté lorsque la toiture et son effet de diaphragme est ajoutée au modèle. Or, le modèle numérique présente une parfaite connexion entre ces éléments, qui pourrait différer en fonction de la qualité réelle de ces dernières. Ainsi, il serait positif pour de futures recherches d'être en mesure d'évaluer la qualité de cette connexion et son apport de rigidité réelle. Enfin, les

dommages présents dans l'église sont très importants à relever, car ils permettent de déterminer des mécanismes de rupture probable d'un macroélément. Les secteurs plus vulnérables de l'église peuvent aussi ressortir avec cette étude des dommages.

Par ailleurs, une seule mesure de vibrations ambiantes pour le sol a été considérée dans cette étude. L'effet d'amplification des ondes sismiques lors d'une interaction sol-structure étant très importante, il serait recommandé de procéder à plus d'une prise de mesure lorsqu'une telle situation serait rencontrée. Une étude d'interaction sol-structure permettrait aussi d'apporter une meilleure compréhension des effets d'amplification.

Ensuite, la réalisation d'un modèle numérique complet pour l'évaluation du comportement de la façade et de l'influence du clocher et de la toiture sur celle-ci est recommandée. En effet, la connexion du clocher à la façade se réalise par l'entremise de la toiture. L'étude du comportement de ces macroéléments doit donc être produit avec un modèle complet. Pour ce qui est des murs latéraux, un modèle incluant seulement la maçonnerie (et la masse du toit ajoutée) permet de bien évaluer le comportement de ce macroélément.

Finalement, la modélisation du diaphragme de toit sous forme de plaque dans le modèle numérique représente une limite à cette étude. En réalité, le système de recouvrement de toit est composé de planche de bois, clouées directement aux fermes de toit principales. Cette différence entre la modélisation et l'exécution de construction n'offre pas nécessairement la même rigidité à la toiture. L'effet de diaphragme étant très difficile à évaluer, il serait intéressant de produire une analyse de sensibilité pour le paramètre de rigidité en cisaillement de cette composante.

Recommandation pour l'étude de cas

Choisir une étude de cas pour la réalisation de ce projet a permis d'évaluer la typologie Conefroy dans son ensemble, mais aussi l'église Sainte-Famille plus spécifiquement. De ce fait, les mesures de vibrations ambiantes et les analyses modales ont permis de soulever les

risques de résonance des murs latéraux avec le sol. Ainsi, il serait profitable de procéder à des interventions sur les murs latéraux qui augmenteraient la rigidité de ces éléments (exemple : l'installation de tirants joignant les deux murs). L'avantage d'utiliser ce type d'intervention est qu'il peut apporter une rigidité significative au macroélément sans y ajouter de la masse. Cette option permet ainsi d'influencer une des deux variables jouant un rôle sur les caractéristiques dynamiques de la structure. De plus, ce type d'intervention permet de modifier au minimum l'aspect patrimonial de la structure.

ANNEXE I

TYPOLOGIE NÉO-ROMAN



(a) (b)

Figure-A I-1 Vues extérieures
Tirée de Sferrazza Papa (2020)

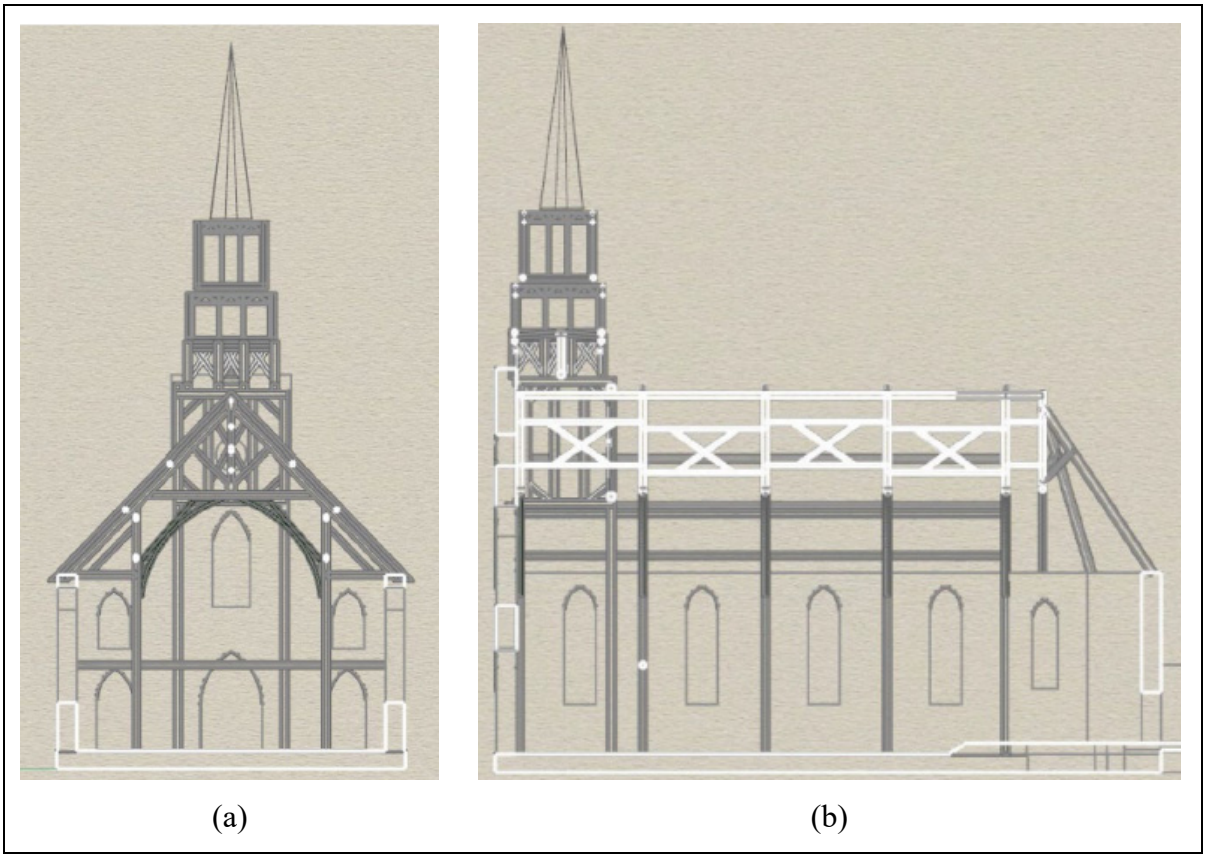


Figure-A I-2 Structure de toit : (a) ferme de toit; (b) système de renforcement latéral
Tirée de Sferrazza Papa (2020)

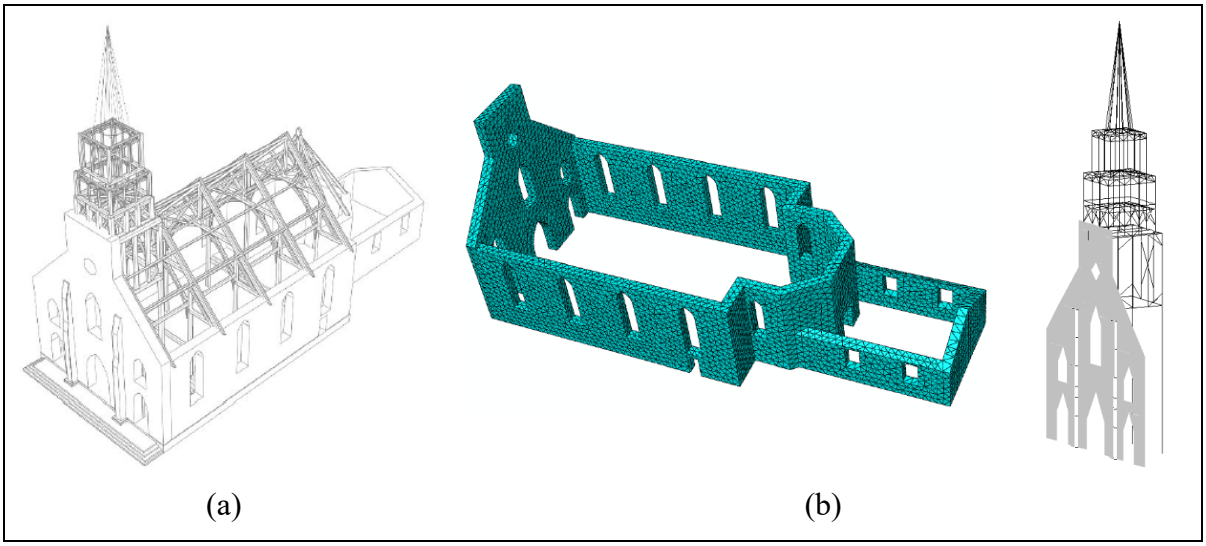


Figure-A I-3 Modèles numériques : (a) modèle architectural; (b) modèles structuraux
Tirée de Sferrazza Papa (2020)

Tableau-A I-1 Modes de vibration du modèle 1.1 et 1.2
Adapté de Sferrazza Papa (2020)

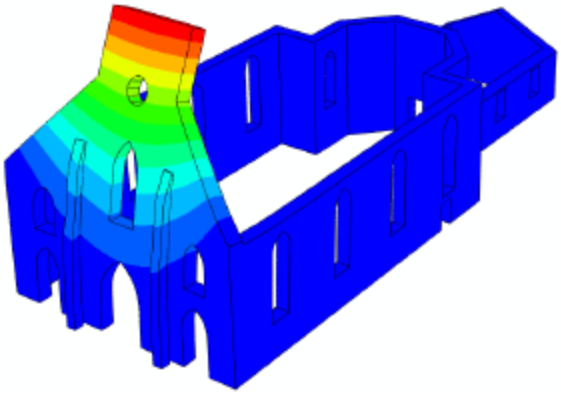
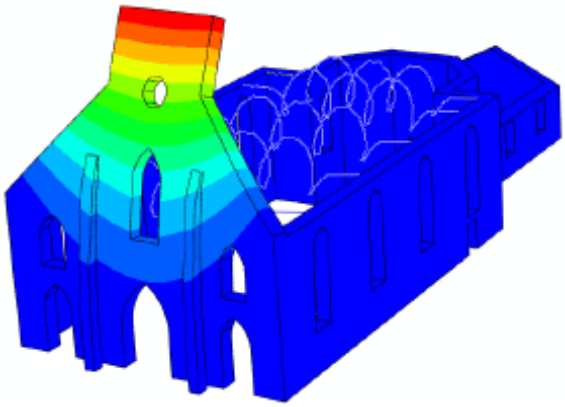
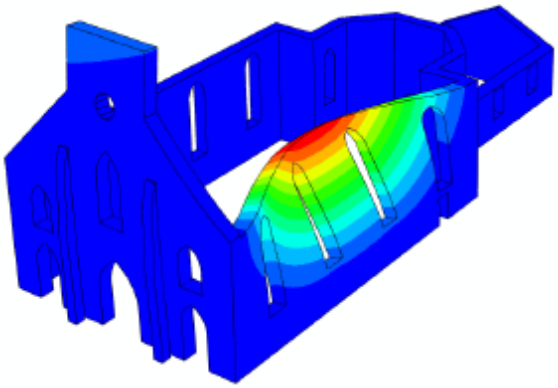
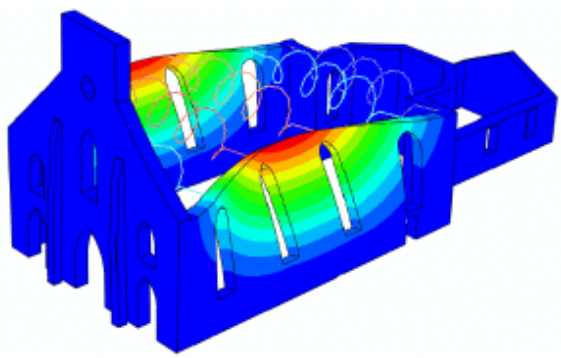
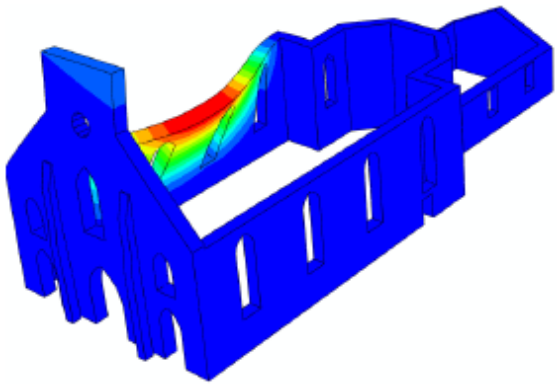
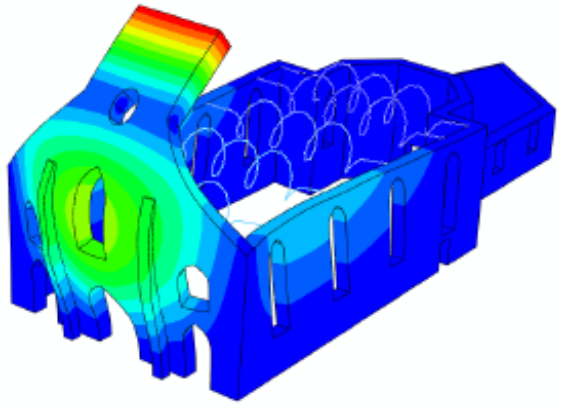
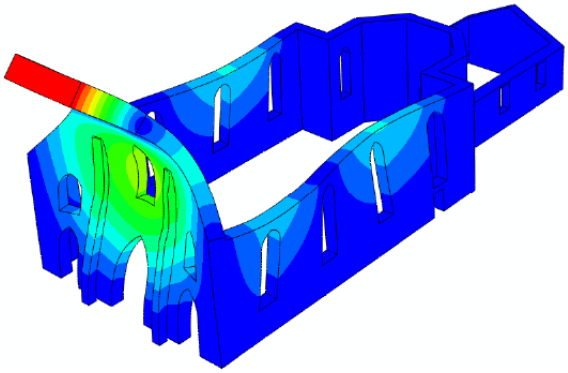
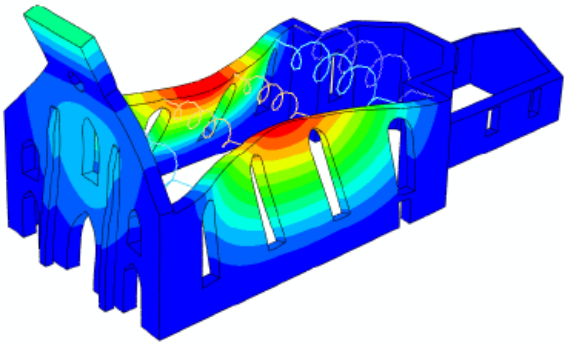
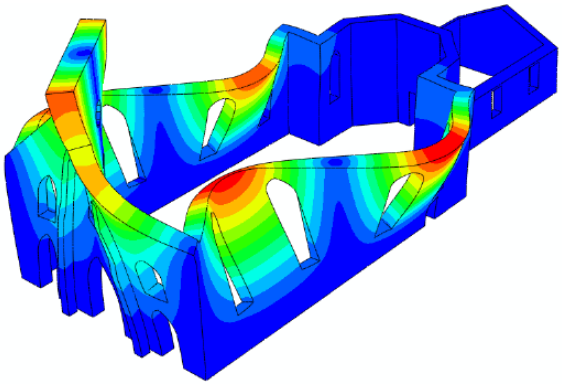
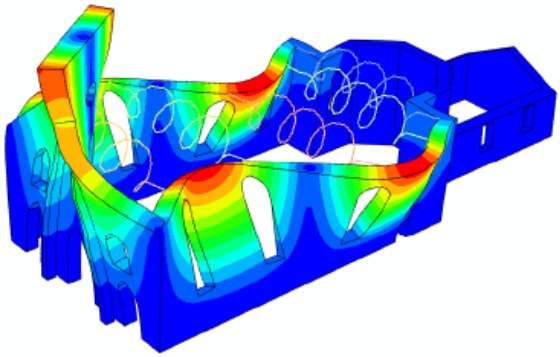
Modèle de maçonnerie	**Modèle de maçonnerie avec ressorts**
 Mode 1 T = 0,47 s	 Mode 1 T = 0,47 s
 Mode 2 T = 0,21 s	 Mode 2 T = 0,21 s
 Mode 3 T = 0,21 s	 Mode 3 T = 0,15 s

Tableau-A I-1 Modes de vibration du modèle 1.1 et 1.2 (suite)
Adapté de Sferrazza Papa (2020)

Modèle 1.1	**Modèle 1.2**
 Mode 4 T = 0,15 s	 Mode 4 T = 0,14 s
 Mode 5 T = 0,13 s	 Mode 5 T = 0,13 s

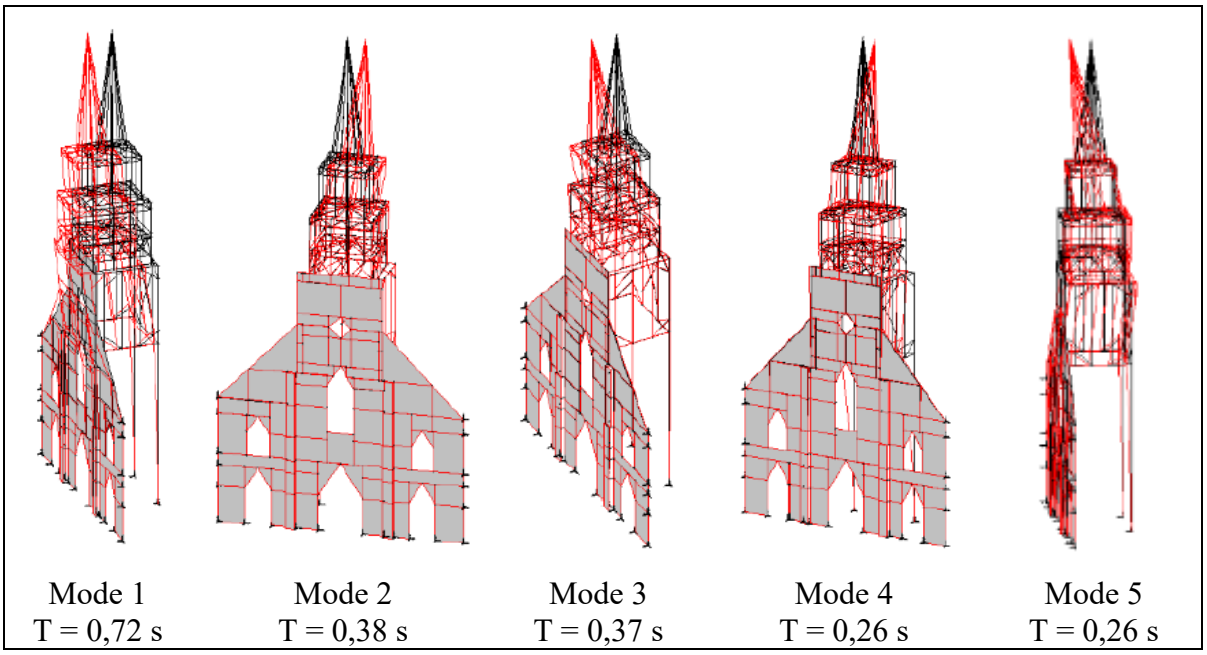


Figure-A I-4 Modes de vibration du modèle 2
Adaptée de Sferrazza Papa (2020)

ANNEXE II

HISTORIQUE DE L'ÉGLISE

1670 : Construction de la première église Sainte-Famille. La structure complète était en bois massif avec une longueur de 15,3 mètres et une largeur de 10,7 mètres.

1712 : Construction d'une deuxième église ayant de plus grandes dimensions, au même emplacement. La maçonnerie utilisée pour la construction provient de la côte Sainte-Catherine.

1801 : Démolition de l'église existante pour en construire une nouvelle qui répondra mieux au besoin de la paroisse. La construction est terminée le 26 octobre de cette même année et il s'agit de l'église encore présente aujourd'hui.

1833 : Allongement de la sacristie.

1843 : Incendie détruisant l'église le 20 juin de cette année. Des étincelles, provenant de la cheminée du traversier à vapeur Saint-Louis, sont poussées par le vent vers le quartier résidentiel de Boucherville créant un feu détruisant la majorité de la ville. L'église Sainte-Famille est entièrement détruite à l'exception de ces murs en maçonnerie. Le haut de la façade est détruit au niveau du premier oculus et les vestiges de ce bris sont encore visibles aujourd'hui. En août, les travaux de reconstruction de l'église sont initiés. Les murs de pierres sont consolidés et la partie supérieure de la façade est reconstruite.

1844 : Réédification de la tour clocher et reconstruction de la sacristie.

1860 : Construction d'un petit clocher au-dessus de la sacristie qui a été détruit depuis.

1879 : Travaux d'entretien sur la toiture.

1931 : Réparation des cloches.

1934 : Réparation de la toiture.

1969 : Réparation des pierres du portail.

1985 : Restauration du portail central et des pierres de taille de la façade.

1930 : Construction de la cheminée.

1952 : Réparation des cheminées et du clocher.

1953 : Réparation des fissures et des joints et réparation de la base du clocher.

1983 : Affaissement dans le cœur du côté du chemin couvert.

1985 : Restauration du portail et rejointoiement de la façade.

ANNEXE III

RÉSULTATS ARTÉMIS

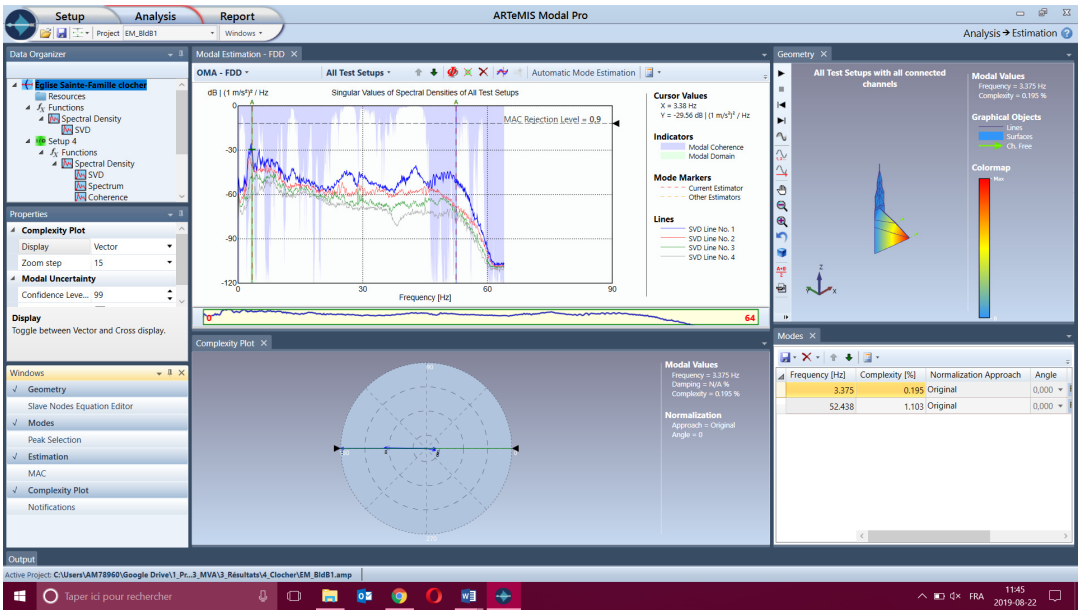


Figure-A III-1 Affichage des résultats pour le clocher dans *ARTeMIS*©

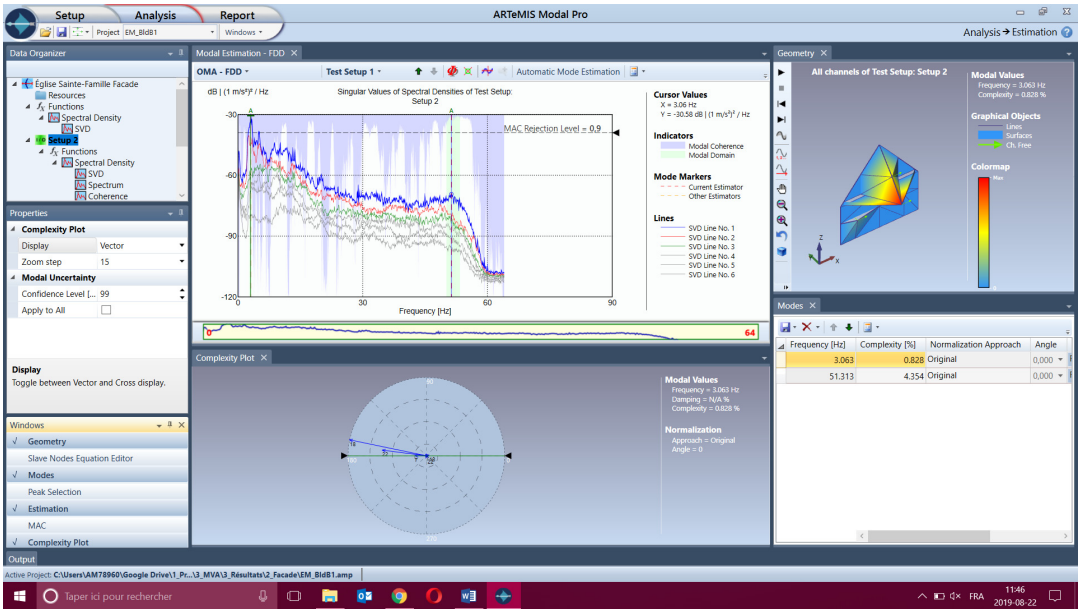


Figure-A III-2 Affichage des résultats pour la façade dans *ARTeMIS*©

ANNEXE IV

MODÈLE ARCHITECTURAL

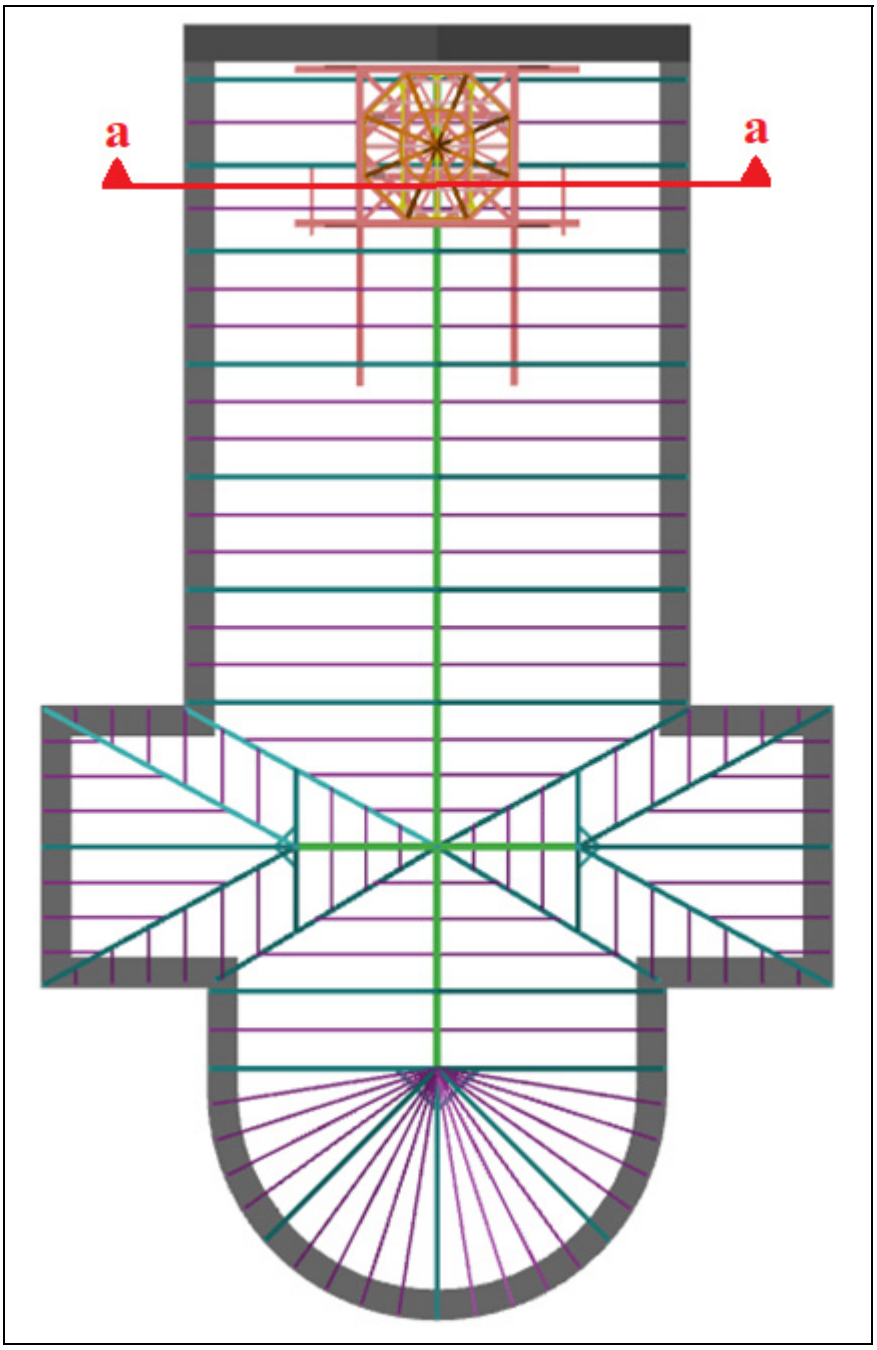


Figure-A IV-1 Vue en plan

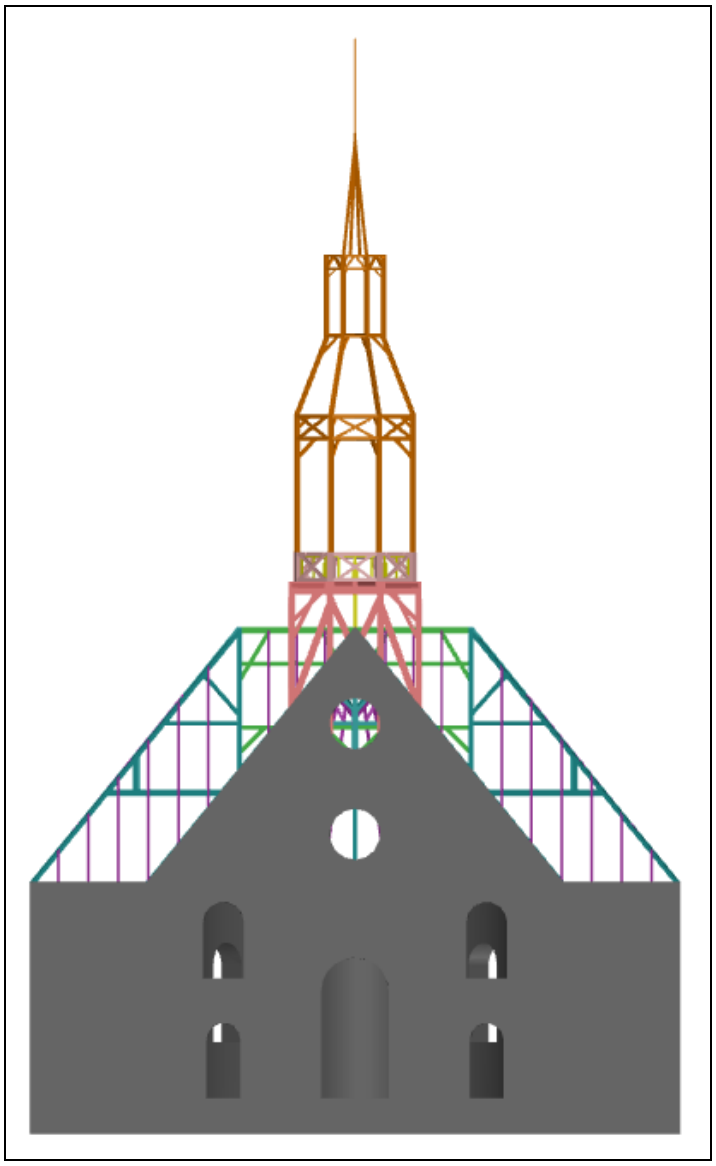


Figure-A IV-2 Élévation nord

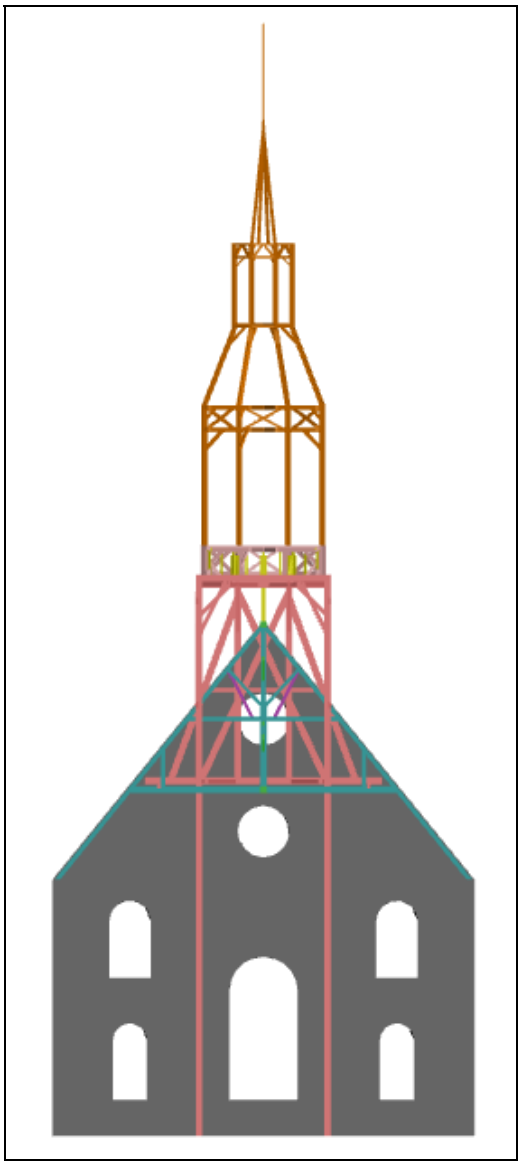


Figure-A IV-3 Coupe a-a

ANNEXE V

MODES DE VIBRATIONS

Tableau-A V-1 Modes de vibration des modèles préliminaires avec E = 2200 MPa

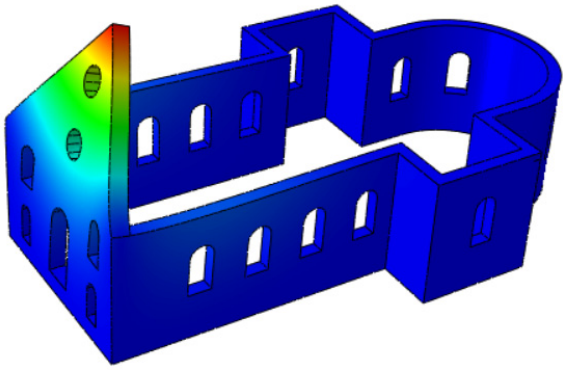
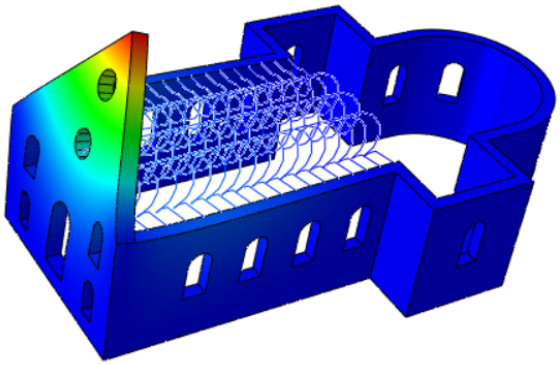
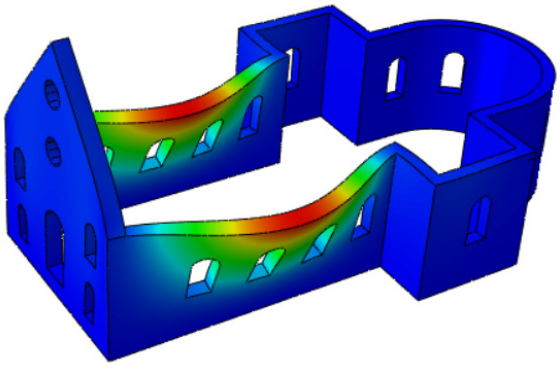
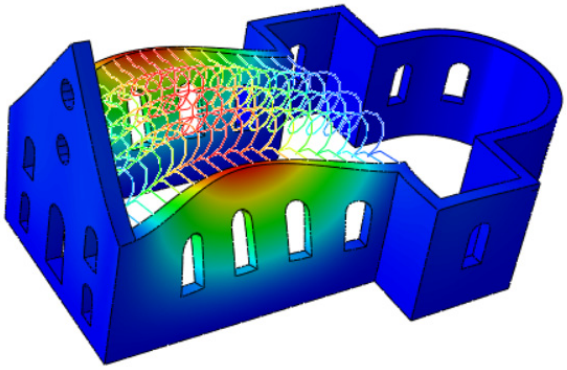
Modèle de maçonnerie	**Modèle de maçonnerie avec ressorts**
 Mode 1 T = 0,57 s Masse participante = 8,43% (direction Y)	 Mode 1 T = 0,57 s Masse participante = 8,43% (direction Y)
 Mode 2 T = 0,34 s Masse participante = 16,89% (direction X)	 Mode 2 T = 0,34 s Masse participante = 16,89% (direction X)

Tableau-A V-1 Modes de vibration des modèles préliminaires avec E = 2200 MPa (suite)

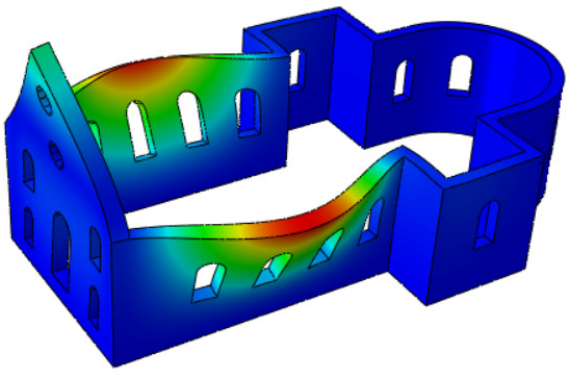
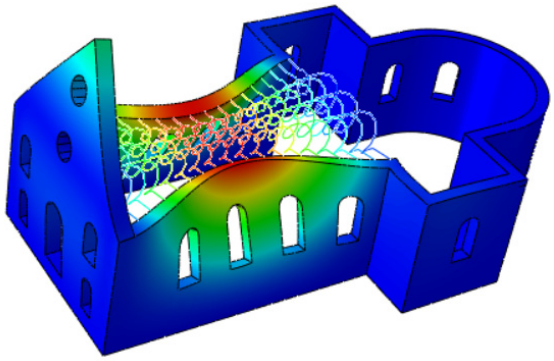
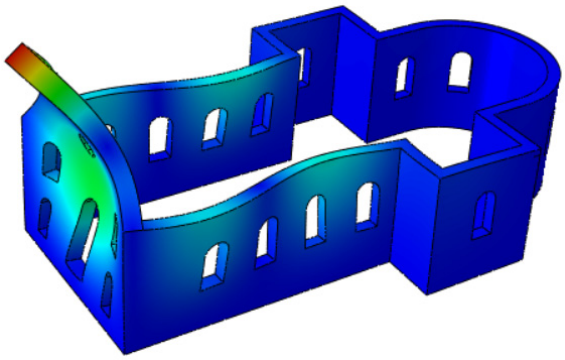
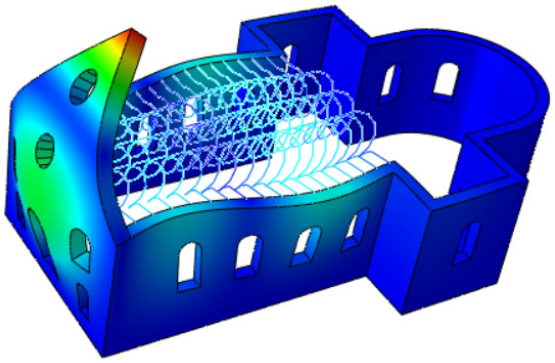
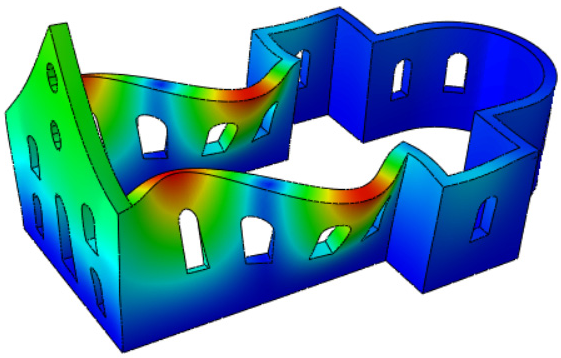
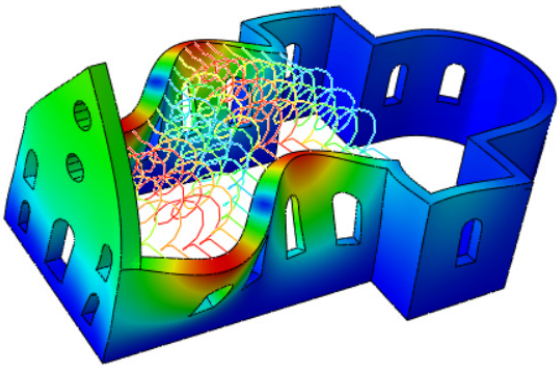
Modèle maçonnerie	**Modèle maçonnerie et ressorts**
 Mode 3 T = 0,34 s Masse participante = 0,02% (direction Y)	 Mode 3 T = 0,34 s Masse participante = 0,02% (direction Y)
 Mode 4 T = 0,20 s Masse participante = 5,12% (direction Y)	 Mode 4 T = 0,20 s Masse participante = 5,13% (direction Y)
 Mode 5 T = 0,19 s Masse participante = 2,59% (direction X)	 Mode 5 T = 0,19 s Masse participante = 2,59% (direction X)

Tableau-A V-2 Modes de vibration des modèles M1-MNA-ADA et M1-MNA-A

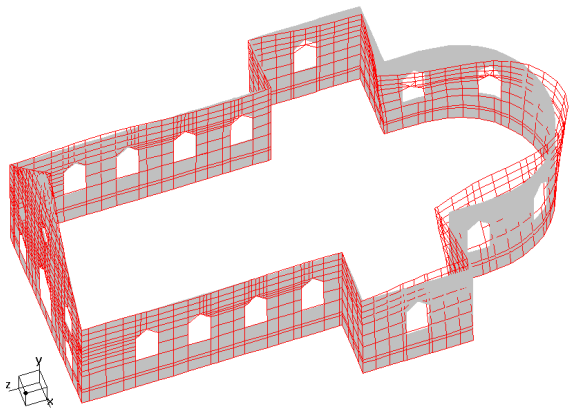
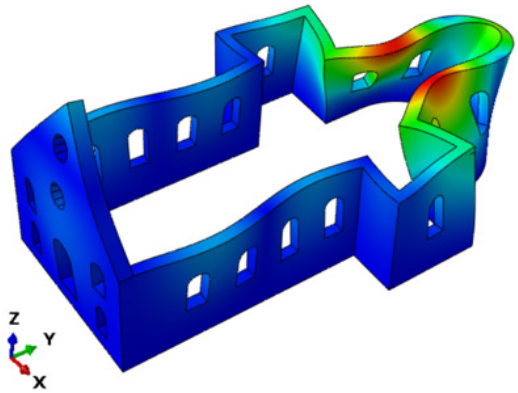
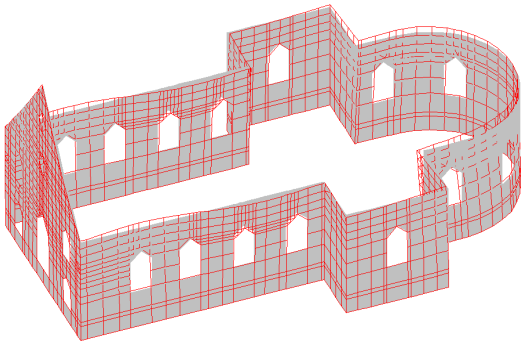
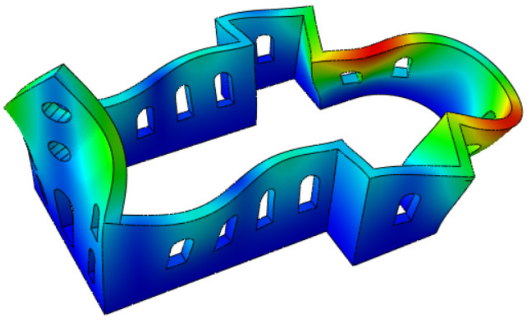
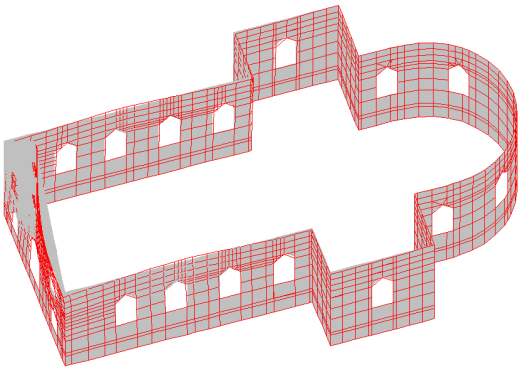
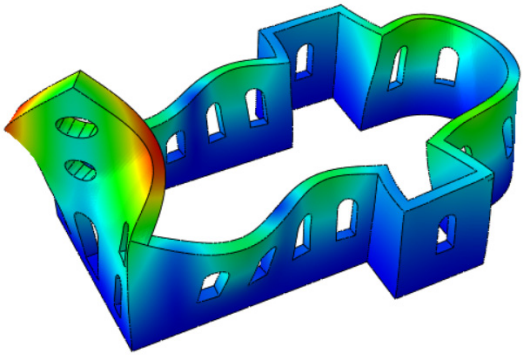
Modèle plaque	**Modèle volume**
	
Mode 6 T = 0,22 s Masse participante = 2,29% (direction Z)	Mode 6 T = 0,21 s Masse participante = 1,80% (direction Y)
	
Mode 7 T = 0,22 s Masse participante = 7,05% (direction Z)	Mode 7 T = 0,21 s Masse participante = 2,21% (direction Y)
	
Mode 9 T = 0,20 s Masse participante = 13,78% (direction Z)	Mode 8 T = 0,21 s Masse participante = 19,29% (direction Y)

Tableau-A V-2 Modes de vibration des modèles M1-MNA-ADA et M1-MNA-A (suite)

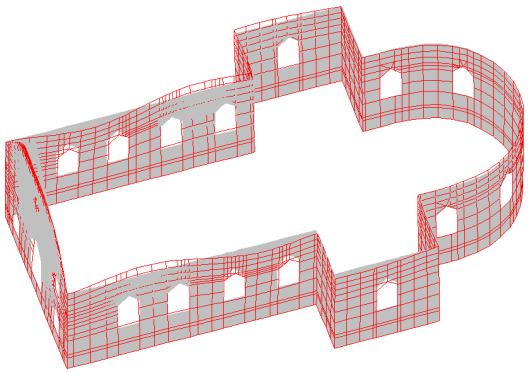
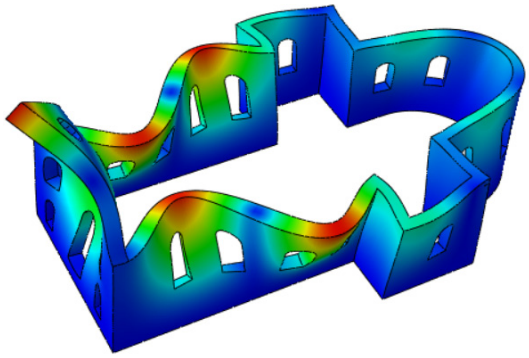
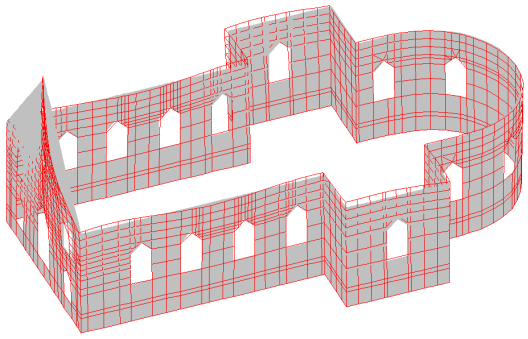
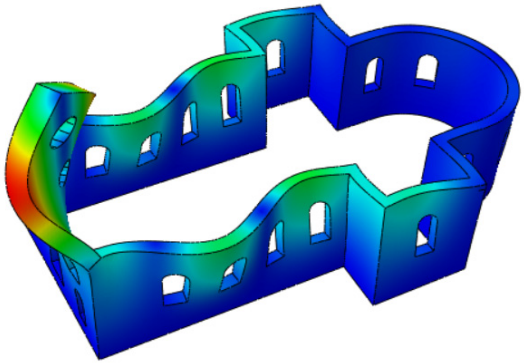
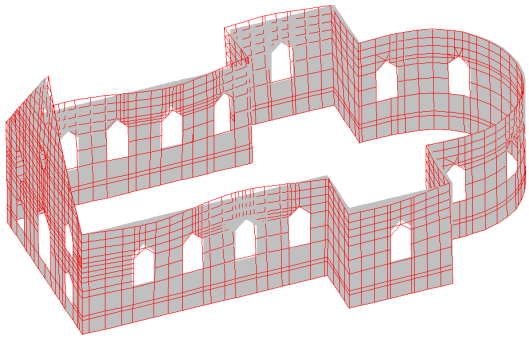
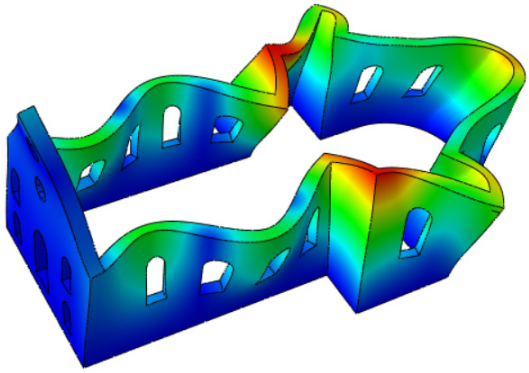
Modèle plaque	**Modèle volume**
 Mode 8 T = 0,20 s Masse participante = 0,07% (direction X)	 Mode 9 T = 0,20 s Masse participante = 0,41% (direction X)
 Mode 10 T = 0,18 s Masse participante = 13,45% (direction Z)	 Mode 10 T = 0,18 s Masse participante = 10,11% (direction Y)
 Mode 11 T = 0,17 s Masse participante = 9,69% (direction X)	 Mode 11 T = 0,16 s Masse participante = 20,36% (direction X)

Tableau-A V-3 Mode de vibration du modèle M2-MNA-R

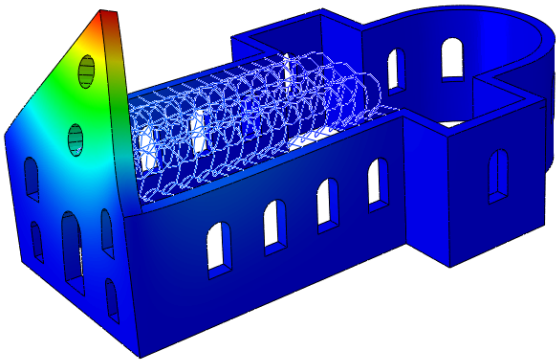
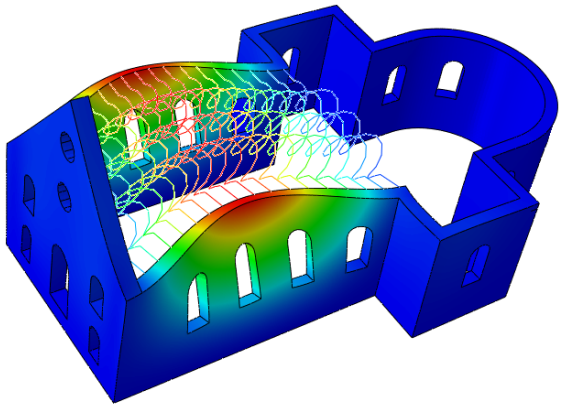
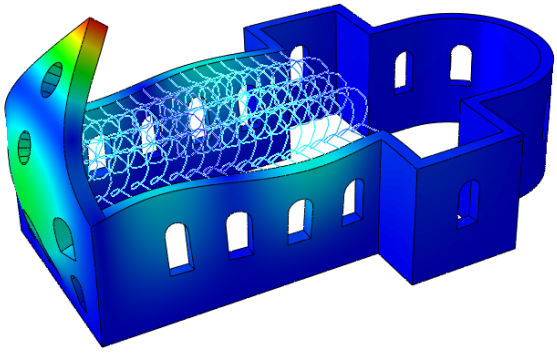
Déformation	**Description**
	Mode 1 T = 0,69 s Masse participante = 8,43% (direction Y)
	Mode 2 T = 0,41 s Masse participante = 16,89% (direction X)
	Mode 4 T = 0,25 s Masse participante = 5,13% (direction Y)

Tableau-A V-3 Mode de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

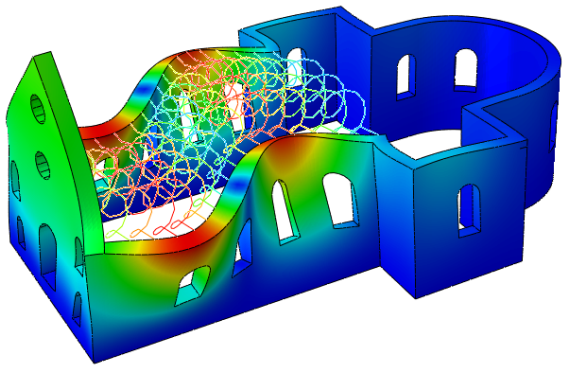
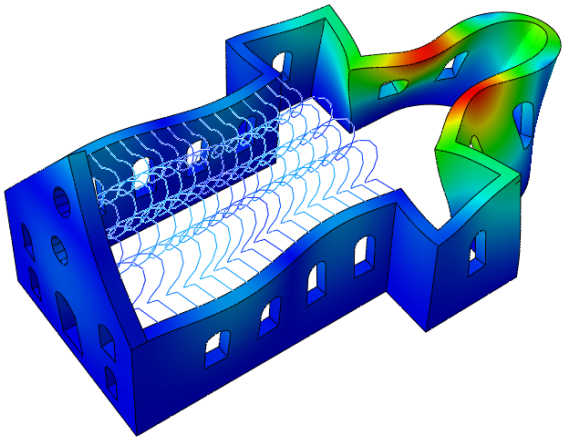
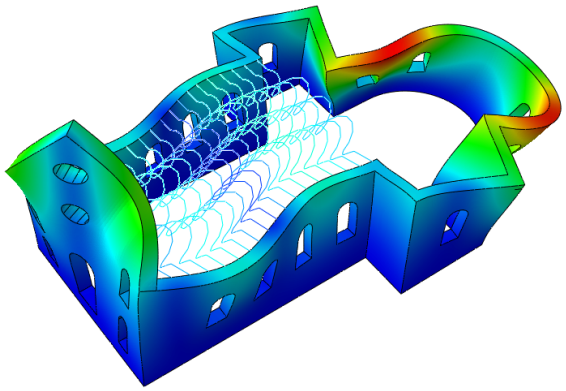
Déformation	Description
	Mode 5 T = 0,22 s Masse participante = 2,59% (direction X)
	Mode 6 T = 0,21 s Masse participante = 1,79% (direction Y)
	Mode 7 T = 0,21 s Masse participante = 2,21% (direction X)

Tableau-A V-4 Modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois

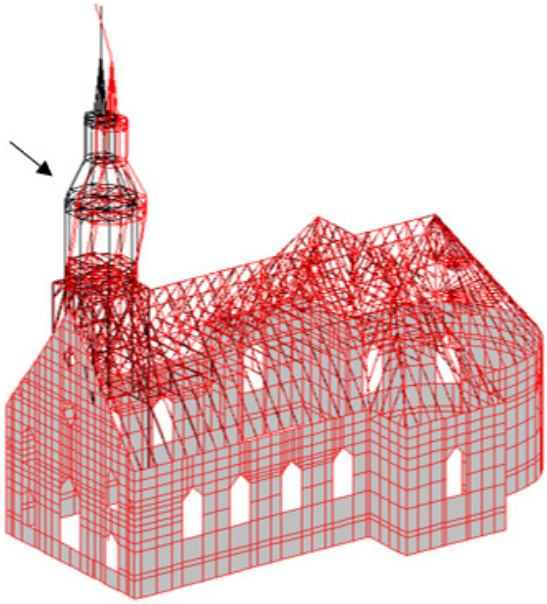
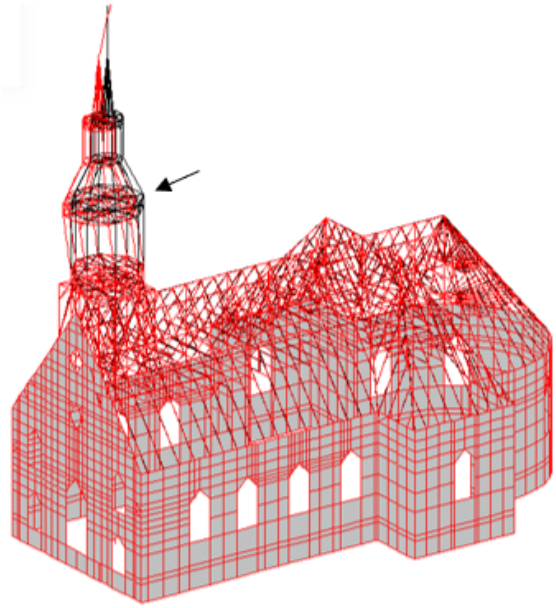
Déformation	**Description**
	Mode 3 T = 2,87 s Masse participante = 0,22% (direction X) Déplacement des parties supérieures du clocher dans la direction parallèle à la façade.
	Mode 20 T = 2,64 s Masse participante = 0,14% (direction Z) Déplacement des parties supérieures du clocher dans la direction perpendiculaire à la façade.

Tableau-A V-4 Modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

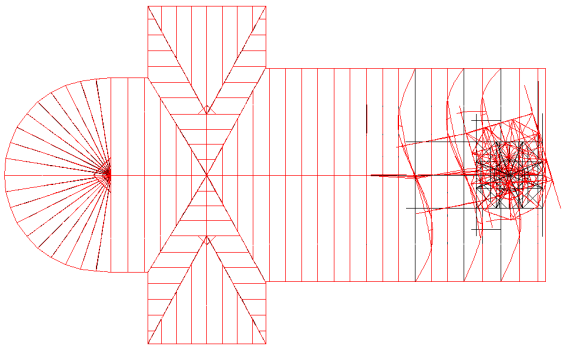
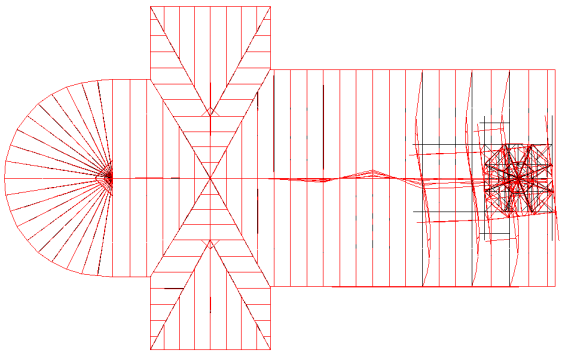
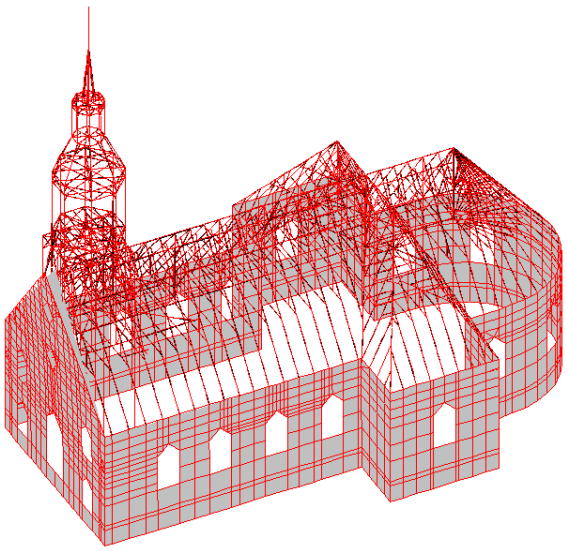
Déformation	Description
	Mode 48 T = 1,44 s Masse participante = 0,17 % (direction X) Torsion dans le clocher. Le point de rotation se trouve au centre des diagonales qui s'appuient sur les fermes de toit, dans la nef.
	Mode 63 T = 0,83 s Masse participante = 0,56% (direction X) Torsion dans le clocher avec comme axe de rotation, le centre de la face du clocher.
	Mode 70 T = 0,71 s Masse participante = 8,61% (direction Z) Renversement du pignon de la façade.

Tableau-A V-4 Modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

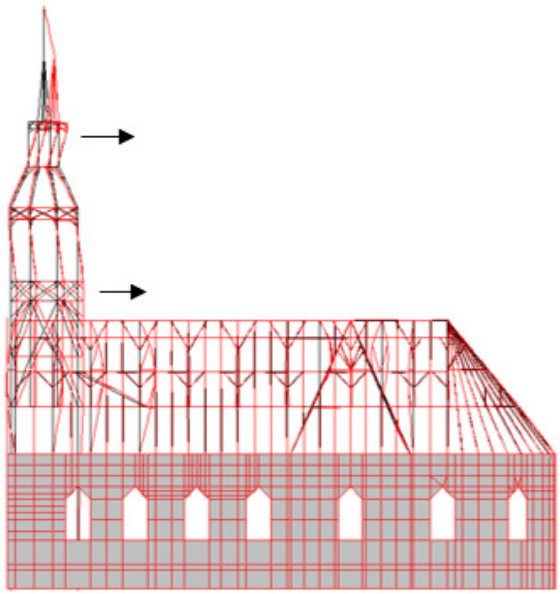
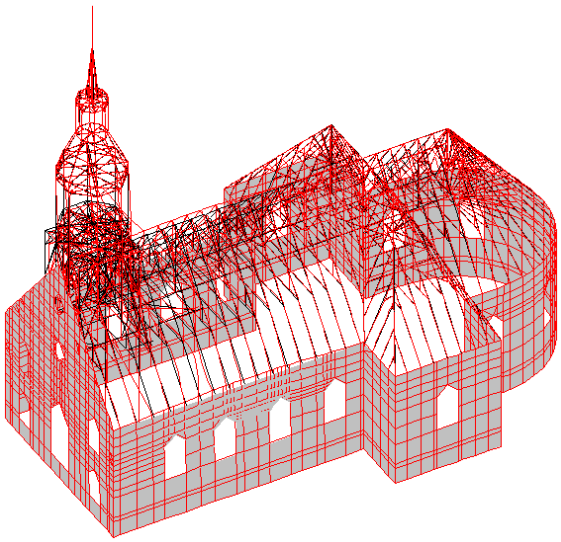
Déformation	Description
	Mode 93 T = 0,61 s Masse participante = 0,40% (direction Z) Déplacement de la base du clocher et de la partie supérieure dans la direction longitudinale. La partie centrale reste fixe.
	Mode 130 T = 0,40 s Masse participante = 9,61% (direction X) Déformation hors plans des murs latéraux. La déformation est aussi présente dans le mode 128 (1,04%) et 129 (4,75%). Il y a aussi de la torsion dans la partie basse du clocher avec l'axe de rotation placée au centre de la face avant de ce dernier.

Tableau-A V-4 Modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

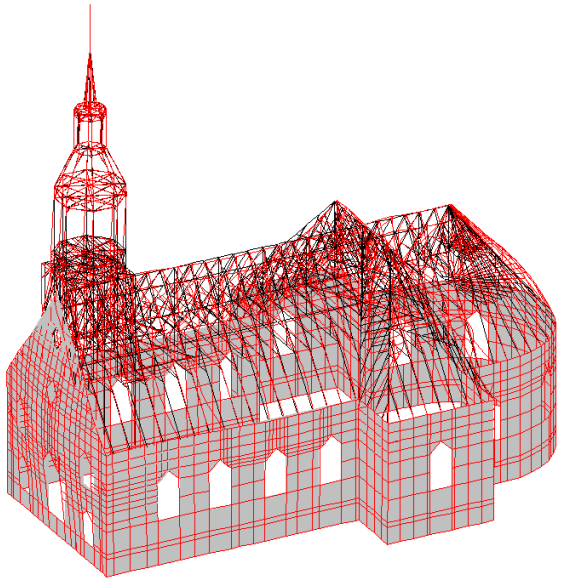
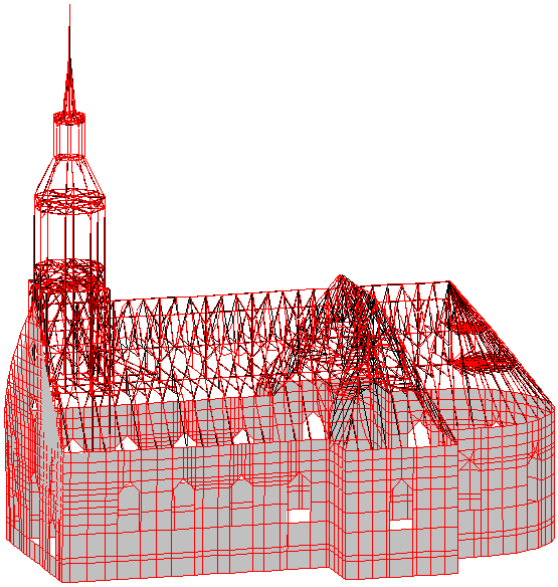
Déformation	Description
	Mode 201 T = 0,25 s Masse participante = 3,02% (direction Z) Déformation hors plan du pignon de la façade avec le point d'inflexion situé à la rosace du haut.
	Mode 233 T = 0,20 s Masse participante = 9,76% (direction Z) Déformation de la façade avec l'axe d'inflexion au centre de celle-ci.

Tableau-A V-5 Modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC

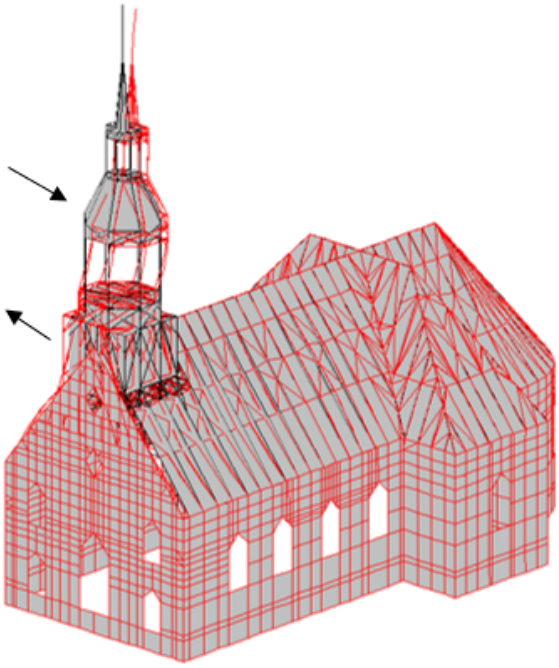
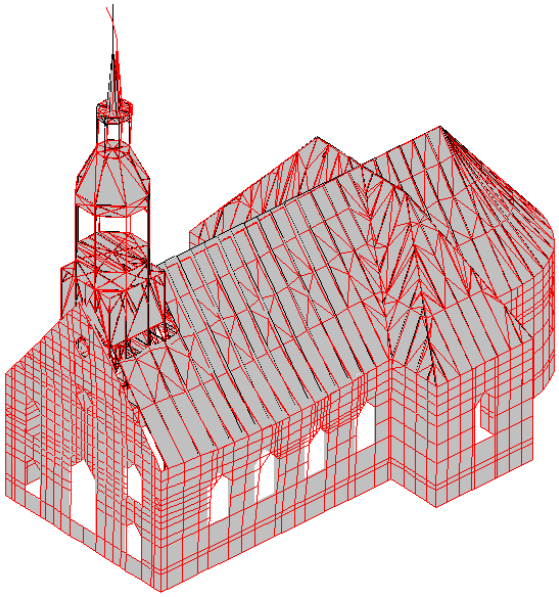
Déformation	Description
	Mode 4 T = 1,24 s Masse participante = 0,27% (direction X) Déplacement du clocher suivant l'axe parallèle à la façade. La base de ce dernier se déplace dans le sens opposé aux parties supérieures.
	Mode 20 T = 0,30 s Masse participante = 6,72% (direction X) Renversement des murs latéraux.

Tableau-A V-5 Modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

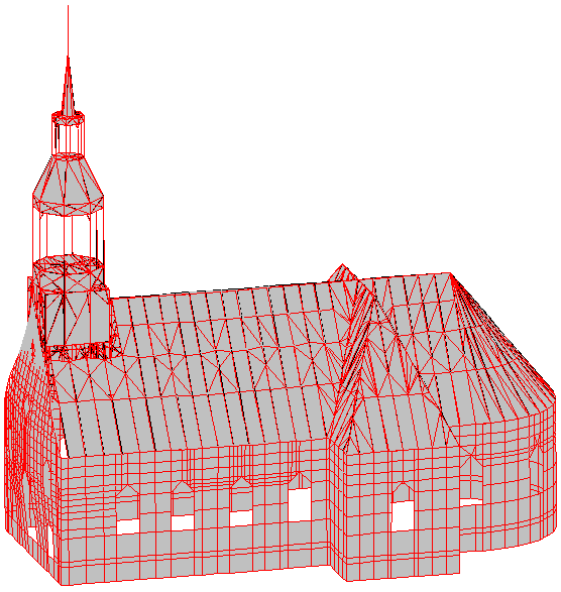
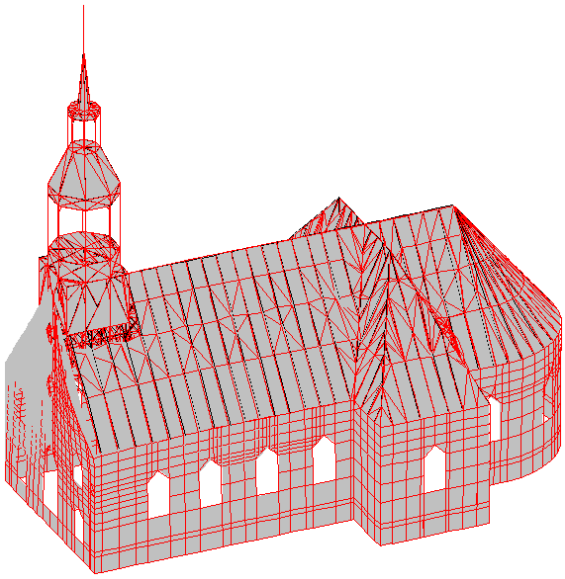
Déformation	Description
	Mode 38 T = 0,23 s Masse participante = 6,64% (direction Z) Déformation hors plan de la façade avec point d'inflexion la rosace du haut.
	Mode 52 T = 0,19 s Masse participante = 12,20% (direction X) Déformation de la façade avec comme point d'inflexion sa ligne centrale.

Tableau-A V-6 Modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C

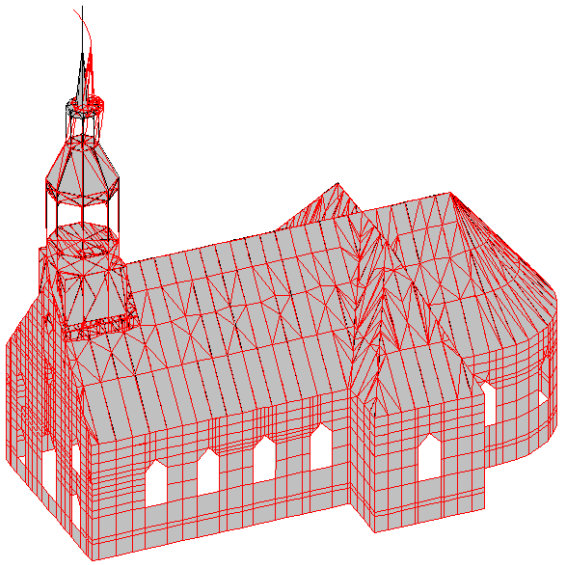
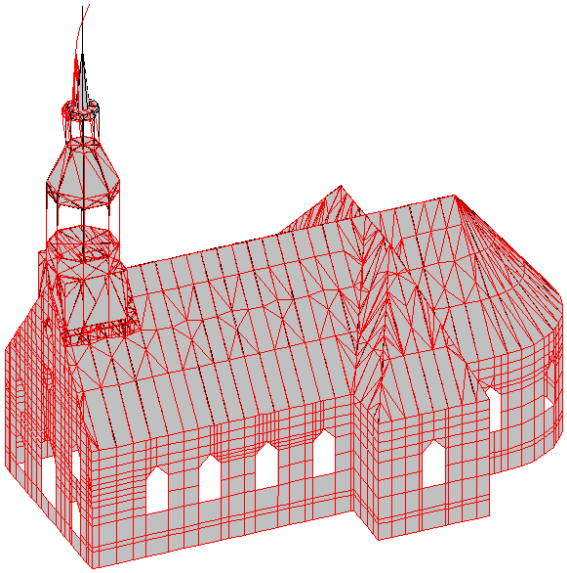
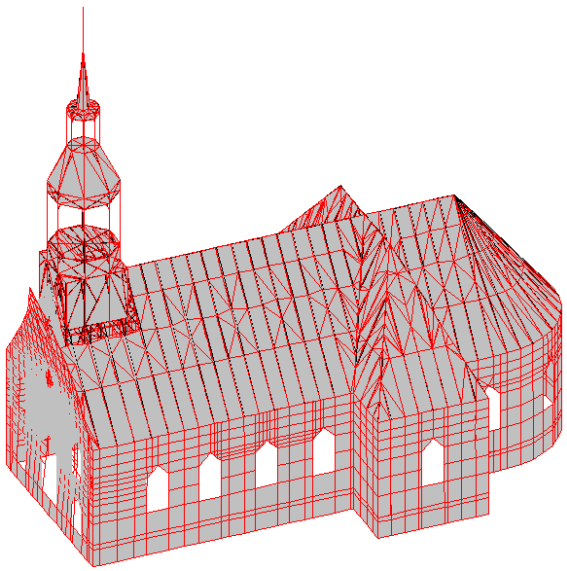
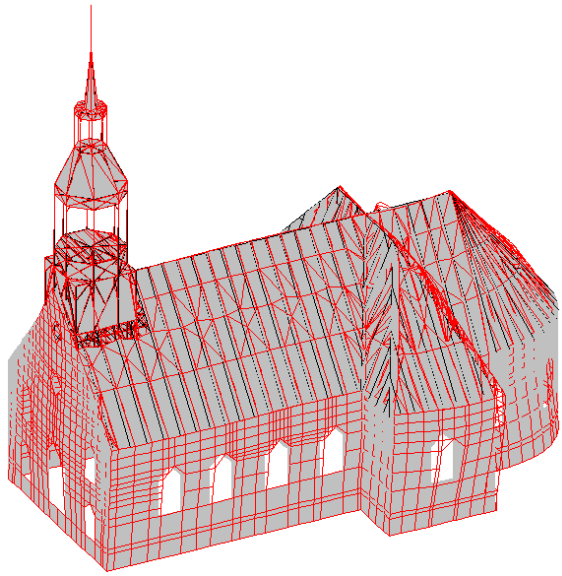
Déformation	**Description**
	Mode 21 T = 0,28 s Masse participante = 2,03% (direction Z) Déplacement de la partie supérieure du clocher dans la direction NO - SE
	Mode 22 T = 0,28 s Masse participante = 4,44% (direction Z) Déplacement de la partie supérieure du clocher dans la direction N - S

Tableau-A V-6 Modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Déformation	Description
	Mode 38 T = 0,21 s Masse participante = 1,39% (direction Z) Déformation hors plan de la façade avec point d'inflexion à la rosace du bas.
	Mode 93 T = 0,11 s Masse participante = 2,08% (direction Z) Déplacement déphasé du centre de la façade par rapport aux côtés de celle-ci. Déplacement du transept et de l'abside suivant l'axe N - S.

ANNEXE VI

TABLEAUX DES MODES DE VIBRATION

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
1	9,07	1,44	0,69	0,00	0,00%	226,39	8,43%
2	15,27	2,43	0,41	453,80	16,89%	0,00	0,00%
3	15,38	2,45	0,41	0,01	0,00%	0,53	0,02%
4	25,58	4,07	0,25	0,00	0,00%	137,54	5,12%
5	28,01	4,46	0,22	69,56	2,59%	0,00	0,00%
6	30,26	4,82	0,21	0,02	0,00%	48,32	1,80%
7	30,43	4,84	0,21	59,48	2,21%	0,00	0,00%
8	30,55	4,86	0,21	518,15	19,29%	0,00	0,00%
9	31,48	5,01	0,20	0,00	0,00%	10,90	0,41%
10	35,76	5,69	0,18	271,72	10,11%	0,00	0,00%
11	38,54	6,13	0,16	0,00	0,00%	546,84	20,36%
12	40,00	6,37	0,16	121,82	4,53%	0,00	0,00%
13	41,43	6,59	0,15	0,00	0,00%	89,55	3,33%
14	42,84	6,82	0,15	13,31	0,50%	0,00	0,00%
15	47,96	7,63	0,13	0,00	0,00%	0,12	0,00%
16	48,69	7,75	0,13	9,45	0,35%	0,00	0,00%
17	50,83	8,09	0,12	0,00	0,00%	0,22	0,01%
18	52,92	8,42	0,12	0,00	0,00%	1,16	0,04%
19	53,93	8,58	0,12	27,08	1,01%	0,00	0,00%
20	55,34	8,81	0,11	82,10	3,06%	0,00	0,00%
21	56,86	9,05	0,11	0,65	0,02%	2,02	0,08%
22	56,89	9,05	0,11	87,79	3,27%	0,05	0,00%
23	57,33	9,12	0,11	0,00	0,00%	611,53	22,76%
24	61,56	9,80	0,10	0,00	0,00%	80,82	3,01%
25	62,93	10,02	0,10	37,66	1,40%	0,00	0,00%
26	63,51	10,11	0,10	26,71	0,99%	0,00	0,00%
27	68,28	10,87	0,09	17,19	0,64%	0,00	0,00%
28	71,85	11,44	0,09	0,00	0,00%	0,02	0,00%
29	72,61	11,56	0,09	0,00	0,00%	0,68	0,03%
30	72,65	11,56	0,09	0,35	0,01%	0,00	0,00%
31	73,98	11,77	0,08	0,00	0,00%	16,44	0,61%
32	76,72	12,21	0,08	113,17	4,21%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
33	77,20	12,29	0,08	0,00	0,00%	35,74	1,33%
34	80,33	12,79	0,08	24,80	0,92%	0,00	0,00%
35	80,55	12,82	0,08	0,00	0,00%	1,71	0,06%
36	86,35	13,74	0,07	0,00	0,00%	0,10	0,00%
37	86,95	13,84	0,07	38,06	1,42%	0,00	0,00%
38	87,22	13,88	0,07	0,03	0,00%	0,16	0,01%
39	87,35	13,90	0,07	9,59	0,36%	0,00	0,00%
40	89,81	14,29	0,07	26,03	0,97%	0,00	0,00%
41	90,97	14,48	0,07	0,00	0,00%	10,67	0,40%
42	93,95	14,95	0,07	0,00	0,00%	4,21	0,16%
43	94,80	15,09	0,07	11,04	0,41%	0,00	0,00%
44	95,57	15,21	0,07	2,66	0,10%	0,00	0,00%
45	98,51	15,68	0,06	0,04	0,00%	1,97	0,07%
46	98,86	15,73	0,06	34,94	1,30%	0,00	0,00%
47	100,27	15,96	0,06	0,00	0,00%	17,21	0,64%
48	101,91	16,22	0,06	14,93	0,56%	0,00	0,00%
49	103,42	16,46	0,06	0,05	0,00%	0,00	0,00%
50	105,88	16,85	0,06	0,00	0,00%	1,76	0,07%
51	108,04	17,20	0,06	0,00	0,00%	13,21	0,49%
52	112,12	17,84	0,06	0,00	0,00%	0,95	0,04%
53	112,60	17,92	0,06	0,60	0,02%	0,00	0,00%
54	118,03	18,79	0,05	4,15	0,15%	0,00	0,00%
55	119,20	18,97	0,05	0,00	0,00%	18,74	0,70%
56	120,82	19,23	0,05	0,00	0,00%	2,06	0,08%
57	122,35	19,47	0,05	0,00	0,00%	1,86	0,07%
58	124,31	19,78	0,05	0,53	0,02%	0,00	0,00%
59	124,92	19,88	0,05	0,00	0,00%	66,53	2,48%
60	125,35	19,95	0,05	0,22	0,01%	0,00	0,00%
61	127,15	20,24	0,05	1,35	0,05%	0,00	0,00%
62	127,21	20,25	0,05	0,00	0,00%	8,12	0,30%
63	127,89	20,36	0,05	8,18	0,30%	0,00	0,00%
64	128,14	20,39	0,05	0,00	0,00%	16,67	0,62%
65	130,31	20,74	0,05	1,96	0,07%	0,00	0,00%
66	130,43	20,76	0,05	0,00	0,00%	13,07	0,49%
67	131,77	20,97	0,05	9,11	0,34%	0,00	0,00%
68	132,07	21,02	0,05	0,00	0,00%	0,27	0,01%
69	132,23	21,05	0,05	30,35	1,13%	0,00	0,00%
70	132,30	21,06	0,05	0,00	0,00%	0,40	0,01%
71	133,07	21,18	0,05	10,69	0,40%	0,00	0,00%
72	133,65	21,27	0,05	0,00	0,00%	6,87	0,26%

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
73	134,61	21,42	0,05	0,00	0,00%	1,57	0,06%
74	136,92	21,79	0,05	0,00	0,00%	1,15	0,04%
75	137,87	21,94	0,05	22,90	0,85%	0,00	0,00%
76	138,71	22,08	0,05	8,40	0,31%	0,00	0,00%
77	139,05	22,13	0,05	0,00	0,00%	0,73	0,03%
78	141,34	22,50	0,04	0,00	0,00%	15,09	0,56%
79	142,25	22,64	0,04	14,25	0,53%	0,00	0,00%
80	142,54	22,69	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
81	143,86	22,90	0,04	0,10	0,00%	0,00	0,00%
82	144,42	22,99	0,04	0,00	0,00%	3,04	0,11%
83	145,62	23,18	0,04	4,46	0,17%	0,00	0,00%
84	146,13	23,26	0,04	0,00	0,00%	15,08	0,56%
85	146,42	23,30	0,04	5,90	0,22%	0,00	0,00%
86	148,94	23,71	0,04	0,00	0,00%	0,64	0,02%
87	150,46	23,95	0,04	24,19	0,90%	0,00	0,00%
88	150,90	24,02	0,04	6,95	0,26%	0,00	0,00%
89	153,27	24,39	0,04	0,00	0,00%	19,26	0,72%
90	153,46	24,42	0,04	3,88	0,14%	0,02	0,00%
91	155,00	24,67	0,04	0,22	0,01%	0,00	0,00%
92	155,24	24,71	0,04	0,00	0,00%	0,13	0,00%
93	157,03	24,99	0,04	0,00	0,00%	1,53	0,06%
94	158,48	25,22	0,04	0,02	0,00%	0,00	0,00%
95	159,66	25,41	0,04	1,87	0,07%	0,00	0,00%
96	161,21	25,66	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
97	162,46	25,86	0,04	0,00	0,00%	3,56	0,13%
98	162,72	25,90	0,04	0,46	0,02%	0,00	0,00%
99	163,07	25,95	0,04	0,00	0,00%	16,21	0,60%
100	165,17	26,29	0,04	7,24	0,27%	0,00	0,00%
101	167,82	26,71	0,04	0,00	0,00%	0,20	0,01%
102	168,45	26,81	0,04	0,00	0,00%	12,85	0,48%
103	168,88	26,88	0,04	0,25	0,01%	0,00	0,00%
104	169,62	27,00	0,04	0,00	0,00%	1,70	0,06%
105	169,73	27,01	0,04	8,34	0,31%	0,00	0,00%
106	170,67	27,16	0,04	16,55	0,62%	0,00	0,00%
107	170,93	27,21	0,04	0,00	0,00%	1,88	0,07%
108	173,09	27,55	0,04	0,30	0,01%	0,00	0,00%
109	173,43	27,60	0,04	0,00	0,00%	1,86	0,07%
110	175,39	27,91	0,04	0,00	0,00%	24,10	0,90%
111	177,52	28,25	0,04	4,13	0,15%	0,00	0,00%
112	178,65	28,43	0,04	0,00	0,00%	0,10	0,00%

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
113	178,67	28,44	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
114	180,47	28,72	0,03	0,00	0,00%	0,85	0,03%
115	180,93	28,80	0,03	0,37	0,01%	0,00	0,00%
116	181,67	28,91	0,03	0,09	0,00%	0,00	0,00%
117	183,65	29,23	0,03	0,57	0,02%	0,00	0,00%
118	185,47	29,52	0,03	1,27	0,05%	1,72	0,06%
119	185,49	29,52	0,03	0,31	0,01%	7,12	0,26%
120	185,89	29,59	0,03	0,00	0,00%	5,84	0,22%
121	188,21	29,96	0,03	0,40	0,01%	0,00	0,00%
122	190,83	30,37	0,03	0,00	0,00%	2,71	0,10%
123	192,06	30,57	0,03	2,50	0,09%	0,00	0,00%
124	192,95	30,71	0,03	0,00	0,00%	2,36	0,09%
125	193,91	30,86	0,03	1,52	0,06%	0,00	0,00%
126	195,36	31,09	0,03	0,00	0,00%	21,70	0,81%
127	196,45	31,27	0,03	0,03	0,00%	0,00	0,00%
128	198,16	31,54	0,03	0,00	0,00%	20,85	0,78%
129	198,48	31,59	0,03	0,00	0,00%	0,10	0,00%
130	199,26	31,71	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
131	199,72	31,79	0,03	1,01	0,04%	0,00	0,00%
132	201,91	32,14	0,03	0,00	0,00%	0,49	0,02%
133	203,57	32,40	0,03	0,00	0,00%	1,40	0,05%
134	204,57	32,56	0,03	1,08	0,04%	0,00	0,00%
135	205,11	32,64	0,03	0,00	0,00%	40,00	1,49%
136	206,16	32,81	0,03	8,64	0,32%	0,00	0,00%
137	206,80	32,91	0,03	0,13	0,00%	0,00	0,00%
138	207,91	33,09	0,03	0,00	0,00%	0,24	0,01%
139	208,98	33,26	0,03	0,00	0,00%	64,90	2,42%
140	212,00	33,74	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
141	212,69	33,85	0,03	0,00	0,00%	6,82	0,25%
142	212,73	33,86	0,03	0,03	0,00%	0,00	0,00%
143	215,05	34,23	0,03	0,45	0,02%	0,00	0,00%
144	216,56	34,47	0,03	0,00	0,00%	3,16	0,12%
145	217,52	34,62	0,03	0,00	0,00%	25,29	0,94%
146	217,85	34,67	0,03	0,82	0,03%	0,00	0,00%
147	221,34	35,23	0,03	5,80	0,22%	0,00	0,00%
148	222,32	35,38	0,03	0,00	0,00%	4,46	0,17%
149	224,16	35,68	0,03	0,00	0,00%	0,75	0,03%
150	224,43	35,72	0,03	1,00	0,04%	0,00	0,00%
151	225,81	35,94	0,03	2,74	0,10%	0,00	0,00%
152	226,04	35,98	0,03	0,01	0,00%	0,51	0,02%

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
153	228,84	36,42	0,03	4,92	0,18%	0,00	0,00%
154	230,00	36,61	0,03	0,00	0,00%	0,06	0,00%
155	231,21	36,80	0,03	6,55	0,24%	0,00	0,00%
156	231,26	36,81	0,03	0,00	0,00%	0,42	0,02%
157	232,00	36,92	0,03	0,11	0,00%	0,00	0,00%
158	233,56	37,17	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
159	233,97	37,24	0,03	0,00	0,00%	1,40	0,05%
160	234,62	37,34	0,03	0,00	0,00%	6,35	0,24%
161	234,73	37,36	0,03	0,09	0,00%	0,00	0,00%
162	236,42	37,63	0,03	0,00	0,00%	2,50	0,09%
163	239,14	38,06	0,03	0,04	0,00%	0,00	0,00%
164	240,36	38,26	0,03	0,00	0,00%	6,55	0,24%
165	241,22	38,39	0,03	16,65	0,62%	0,00	0,00%
166	242,37	38,58	0,03	0,00	0,00%	0,76	0,03%
167	243,76	38,80	0,03	0,22	0,01%	0,02	0,00%
168	243,80	38,80	0,03	2,67	0,10%	0,00	0,00%
169	245,70	39,11	0,03	8,58	0,32%	0,00	0,00%
170	246,56	39,24	0,03	0,73	0,03%	0,00	0,00%
171	247,34	39,37	0,03	0,00	0,00%	0,24	0,01%
172	248,27	39,51	0,03	0,00	0,00%	0,12	0,00%
173	249,17	39,66	0,03	0,00	0,00%	14,82	0,55%
174	250,19	39,82	0,03	0,02	0,00%	4,28	0,16%
175	250,22	39,82	0,03	0,06	0,00%	1,96	0,07%
176	253,23	40,30	0,02	0,00	0,00%	3,69	0,14%
177	254,10	40,44	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
178	254,58	40,52	0,02	0,00	0,00%	0,01	0,00%
179	257,48	40,98	0,02	0,00	0,00%	0,78	0,03%
180	257,71	41,02	0,02	6,96	0,26%	0,00	0,00%
181	260,54	41,47	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
182	261,31	41,59	0,02	3,55	0,13%	0,00	0,00%
183	263,12	41,88	0,02	4,63	0,17%	0,00	0,00%
184	263,43	41,93	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
185	263,69	41,97	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
186	266,77	42,46	0,02	0,00	0,00%	0,13	0,00%
187	266,91	42,48	0,02	0,13	0,00%	0,00	0,00%
188	267,41	42,56	0,02	1,76	0,07%	0,00	0,00%
189	268,21	42,69	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
190	268,86	42,79	0,02	0,10	0,00%	0,00	0,00%
191	269,97	42,97	0,02	0,00	0,00%	1,72	0,06%
192	270,86	43,11	0,02	6,72	0,25%	0,01	0,00%

Tableau-A VI-1 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-A (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
193	270,96	43,13	0,02	0,00	0,00%	6,78	0,25%
194	271,32	43,18	0,02	0,00	0,00%	3,74	0,14%
195	271,65	43,23	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
196	274,61	43,71	0,02	0,00	0,00%	2,26	0,08%
197	274,99	43,77	0,02	2,18	0,08%	0,00	0,00%
198	278,61	44,34	0,02	0,33	0,01%	0,00	0,00%
199	279,09	44,42	0,02	2,22	0,08%	0,00	0,00%
200	279,49	44,48	0,02	0,00	0,00%	0,10	0,00%
Σ	-	-	-	-	88,14%	-	88,83%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
1	8,79	1,40	0,71	0,00	0,00%	240 893,58	8,61%
2	14,93	2,38	0,42	482 469,16	17,25%	0,00	0,00%
3	15,05	2,39	0,42	0,03	0,00%	830,80	0,03%
4	26,04	4,14	0,24	0,00	0,00%	151 250,68	5,41%
5	28,52	4,54	0,22	143 724,73	5,14%	0,18	0,00%
6	28,55	4,54	0,22	0,97	0,00%	67 748,15	2,42%
7	28,83	4,59	0,22	197 166,00	7,05%	0,00	0,00%
8	31,03	4,94	0,20	0,00	0,00%	1 904,35	0,07%
9	31,94	5,08	0,20	385 567,73	13,78%	0,00	0,00%
10	35,35	5,63	0,18	376 192,09	13,45%	0,00	0,00%
11	37,47	5,96	0,17	0,00	0,00%	271 116,15	9,69%
12	39,32	6,26	0,16	3,22	0,00%	0,00	0,00%
13	40,12	6,39	0,16	0,00	0,00%	280 180,41	10,01%
14	40,84	6,50	0,15	2 945,85	0,11%	0,00	0,00%
15	46,00	7,32	0,14	0,00	0,00%	35 055,52	1,25%
16	48,89	7,78	0,13	8 177,30	0,29%	0,00	0,00%
17	53,47	8,51	0,12	0,00	0,00%	1 119,73	0,04%
18	53,95	8,59	0,12	28 528,90	1,02%	0,00	0,00%
19	55,66	8,86	0,11	0,00	0,00%	7 435,30	0,27%
20	56,50	8,99	0,11	87 471,94	3,13%	0,00	0,00%
21	57,13	9,09	0,11	0,00	0,00%	452 279,26	16,17%
22	57,16	9,10	0,11	0,00	0,00%	309 105,31	11,05%
23	57,26	9,11	0,11	34 553,68	1,24%	0,17	0,00%
24	63,05	10,03	0,10	0,00	0,00%	13 519,53	0,48%
25	63,27	10,07	0,10	13 305,92	0,48%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	$modale_x$ [%]	m_z [kg]	$modale_z$ [%]
26	64,41	10,25	0,10	58,74	0,00%	0,00	0,00%
27	65,72	10,46	0,10	0,00	0,00%	22 528,63	0,81%
28	70,77	11,26	0,09	102 736,28	3,67%	0,00	0,00%
29	72,57	11,55	0,09	131 248,25	4,69%	0,00	0,00%
30	74,76	11,90	0,08	0,00	0,00%	22 981,91	0,82%
31	75,53	12,02	0,08	0,00	0,00%	3 350,84	0,12%
32	75,69	12,05	0,08	101,54	0,00%	0,00	0,00%
33	77,91	12,40	0,08	0,00	0,00%	814,77	0,03%
34	84,64	13,47	0,07	39 480,50	1,41%	0,00	0,00%
35	85,70	13,64	0,07	0,00	0,00%	729,31	0,03%
36	85,89	13,67	0,07	0,00	0,00%	461,46	0,02%
37	86,27	13,73	0,07	81 186,65	2,90%	0,00	0,00%
38	89,95	14,32	0,07	22 035,45	0,79%	0,00	0,00%
39	90,22	14,36	0,07	0,06	0,00%	1 855,36	0,07%
40	93,94	14,95	0,07	0,00	0,00%	1,47	0,00%
41	95,40	15,18	0,07	3 733,33	0,13%	0,00	0,00%
42	96,89	15,42	0,06	416,72	0,01%	0,00	0,00%
43	98,90	15,74	0,06	8 139,00	0,29%	0,00	0,00%
44	100,08	15,93	0,06	0,00	0,00%	63,40	0,00%
45	101,93	16,22	0,06	3 794,40	0,14%	0,00	0,00%
46	102,10	16,25	0,06	0,00	0,00%	3 436,93	0,12%
47	102,52	16,32	0,06	0,00	0,00%	14 337,40	0,51%
48	103,93	16,54	0,06	1 569,43	0,06%	0,00	0,00%
49	105,86	16,85	0,06	1 793,13	0,06%	0,00	0,00%
50	108,20	17,22	0,06	0,00	0,00%	0,00	0,00%
51	108,43	17,26	0,06	0,00	0,00%	26 394,00	0,94%
52	117,95	18,77	0,05	4 209,30	0,15%	0,00	0,00%
53	118,39	18,84	0,05	0,00	0,00%	475,98	0,02%
54	120,37	19,16	0,05	0,00	0,00%	2 588,92	0,09%
55	120,37	19,16	0,05	0,55	0,00%	169,03	0,01%
56	121,36	19,31	0,05	0,00	0,00%	32,68	0,00%
57	122,50	19,50	0,05	1 745,04	0,06%	0,00	0,00%
58	122,96	19,57	0,05	0,00	0,00%	16 843,99	0,60%
59	123,15	19,60	0,05	0,00	0,00%	5,64	0,00%
60	123,87	19,71	0,05	1 132,99	0,04%	0,04	0,00%
61	125,77	20,02	0,05	0,00	0,00%	0,09	0,00%
62	126,05	20,06	0,05	4 785,10	0,17%	0,00	0,00%
63	126,81	20,18	0,05	0,00	0,00%	2,03	0,00%
64	128,18	20,40	0,05	1 819,57	0,07%	0,00	0,00%
65	130,54	20,78	0,05	2 029,78	0,07%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
66	132,73	21,12	0,05	0,00	0,00%	90,20	0,00%
67	133,11	21,19	0,05	0,00	0,00%	190,56	0,01%
68	134,17	21,35	0,05	20 200,86	0,72%	0,00	0,00%
69	136,17	21,67	0,05	0,00	0,00%	0,01	0,00%
70	136,88	21,79	0,05	0,00	0,00%	1 396,88	0,05%
71	137,63	21,90	0,05	7 338,22	0,26%	0,00	0,00%
72	137,73	21,92	0,05	0,00	0,00%	402,96	0,01%
73	139,94	22,27	0,04	0,00	0,00%	17,36	0,00%
74	141,37	22,50	0,04	6 486,91	0,23%	0,00	0,00%
75	142,30	22,65	0,04	0,00	0,00%	2 614,11	0,09%
76	143,75	22,88	0,04	40 238,65	1,44%	0,00	0,00%
77	143,81	22,89	0,04	463,65	0,02%	146,43	0,01%
78	144,40	22,98	0,04	495,08	0,02%	0,00	0,00%
79	146,17	23,26	0,04	4 106,08	0,15%	0,00	0,00%
80	147,12	23,41	0,04	0,00	0,00%	754,31	0,03%
81	148,07	23,57	0,04	1 030,60	0,04%	0,00	0,00%
82	150,79	24,00	0,04	4 544,67	0,16%	0,00	0,00%
83	151,43	24,10	0,04	9 923,05	0,35%	0,00	0,00%
84	152,06	24,20	0,04	0,00	0,00%	11 710,86	0,42%
85	152,68	24,30	0,04	0,00	0,00%	1 292,15	0,05%
86	153,88	24,49	0,04	9 686,75	0,35%	0,00	0,00%
87	158,27	25,19	0,04	0,00	0,00%	1 068,64	0,04%
88	160,54	25,55	0,04	0,00	0,00%	1 208,12	0,04%
89	160,63	25,56	0,04	35,10	0,00%	2,10	0,00%
90	162,20	25,81	0,04	12 904,48	0,46%	0,00	0,00%
91	163,51	26,02	0,04	10 210,98	0,36%	0,00	0,00%
92	163,55	26,03	0,04	0,00	0,00%	14 610,74	0,52%
93	165,27	26,30	0,04	0,00	0,00%	162,88	0,01%
94	165,89	26,40	0,04	4,10	0,00%	0,00	0,00%
95	167,93	26,73	0,04	7 249,09	0,26%	0,00	0,00%
96	168,74	26,86	0,04	0,00	0,00%	2 507,12	0,09%
97	170,67	27,16	0,04	1 157,04	0,04%	0,00	0,00%
98	171,26	27,26	0,04	0,00	0,00%	188,14	0,01%
99	171,54	27,30	0,04	0,00	0,00%	13 003,57	0,46%
100	173,07	27,54	0,04	2 539,21	0,09%	0,00	0,00%
101	174,34	27,75	0,04	24 844,26	0,89%	0,00	0,00%
102	174,67	27,80	0,04	5,81	0,00%	0,01	0,00%
103	175,47	27,93	0,04	0,00	0,00%	3 595,51	0,13%
104	175,61	27,95	0,04	1 510,86	0,05%	0,01	0,00%
105	176,33	28,06	0,04	0,00	0,00%	19 622,42	0,70%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	$modale_x$ [%]	m_z [kg]	$modale_z$ [%]
106	177,72	28,28	0,04	519,11	0,02%	0,00	0,00%
107	181,35	28,86	0,03	0,00	0,00%	22,54	0,00%
108	181,77	28,93	0,03	0,00	0,00%	18 738,10	0,67%
109	182,92	29,11	0,03	3 527,13	0,13%	0,00	0,00%
110	185,09	29,46	0,03	5,83	0,00%	0,46	0,00%
111	185,18	29,47	0,03	0,00	0,00%	781,19	0,03%
112	186,36	29,66	0,03	0,00	0,00%	838,66	0,03%
113	186,78	29,73	0,03	1 913,18	0,07%	0,00	0,00%
114	188,89	30,06	0,03	2 090,83	0,07%	0,00	0,00%
115	189,83	30,21	0,03	0,00	0,00%	3 792,95	0,14%
116	192,55	30,65	0,03	0,00	0,00%	14 677,26	0,52%
117	192,84	30,69	0,03	41,89	0,00%	0,00	0,00%
118	195,91	31,18	0,03	2 911,45	0,10%	0,00	0,00%
119	196,18	31,22	0,03	0,00	0,00%	16 474,91	0,59%
120	201,43	32,06	0,03	0,00	0,00%	11 336,58	0,41%
121	202,58	32,24	0,03	903,38	0,03%	0,00	0,00%
122	203,49	32,39	0,03	574,05	0,02%	0,00	0,00%
123	203,59	32,40	0,03	0,00	0,00%	607,79	0,02%
124	203,85	32,44	0,03	330,83	0,01%	0,00	0,00%
125	207,52	33,03	0,03	3 174,11	0,11%	0,00	0,00%
126	208,55	33,19	0,03	0,00	0,00%	32 951,16	1,18%
127	209,88	33,40	0,03	527,74	0,02%	0,00	0,00%
128	211,85	33,72	0,03	3 715,71	0,13%	0,00	0,00%
129	212,17	33,77	0,03	0,00	0,00%	29 164,07	1,04%
130	213,09	33,91	0,03	327,91	0,01%	0,00	0,00%
131	213,92	34,05	0,03	0,00	0,00%	313,07	0,01%
132	216,03	34,38	0,03	951,49	0,03%	0,00	0,00%
133	216,32	34,43	0,03	0,00	0,00%	0,01	0,00%
134	218,35	34,75	0,03	3 594,63	0,13%	0,00	0,00%
135	218,91	34,84	0,03	0,00	0,00%	6 728,15	0,24%
136	221,78	35,30	0,03	0,00	0,00%	19 361,52	0,69%
137	222,04	35,34	0,03	2,22	0,00%	0,91	0,00%
138	224,22	35,69	0,03	0,00	0,00%	27 159,73	0,97%
139	224,52	35,73	0,03	0,00	0,00%	2,80	0,00%
140	226,50	36,05	0,03	441,62	0,02%	0,00	0,00%
141	226,83	36,10	0,03	4 752,81	0,17%	0,00	0,00%
142	227,69	36,24	0,03	0,00	0,00%	7 605,31	0,27%
143	230,14	36,63	0,03	3 853,72	0,14%	0,00	0,00%
144	232,08	36,94	0,03	1 540,30	0,06%	0,00	0,00%
145	233,41	37,15	0,03	0,00	0,00%	2 187,74	0,08%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
146	233,41	37,15	0,03	4 350,08	0,16%	0,00	0,00%
147	234,19	37,27	0,03	0,00	0,00%	5 082,21	0,18%
148	235,72	37,52	0,03	0,00	0,00%	9 589,99	0,34%
149	236,05	37,57	0,03	94,16	0,00%	0,00	0,00%
150	238,90	38,02	0,03	2 449,59	0,09%	0,00	0,00%
151	239,59	38,13	0,03	0,00	0,00%	33,35	0,00%
152	240,29	38,24	0,03	2 472,34	0,09%	0,00	0,00%
153	241,43	38,42	0,03	0,00	0,00%	841,41	0,03%
154	242,35	38,57	0,03	172,33	0,01%	0,00	0,00%
155	243,33	38,73	0,03	0,00	0,00%	929,81	0,03%
156	244,47	38,91	0,03	0,00	0,00%	76,61	0,00%
157	244,55	38,92	0,03	299,62	0,01%	0,00	0,00%
158	247,82	39,44	0,03	0,00	0,00%	6 889,11	0,25%
159	249,25	39,67	0,03	0,00	0,00%	4 428,50	0,16%
160	249,55	39,72	0,03	2 353,41	0,08%	0,00	0,00%
161	250,84	39,92	0,03	0,00	0,00%	37,29	0,00%
162	253,04	40,27	0,02	0,00	0,00%	3 756,43	0,13%
163	255,08	40,60	0,02	6,46	0,00%	0,00	0,00%
164	256,04	40,75	0,02	0,00	0,00%	251,67	0,01%
165	257,11	40,92	0,02	1 043,29	0,04%	0,00	0,00%
166	258,41	41,13	0,02	880,29	0,03%	0,01	0,00%
167	259,03	41,23	0,02	0,00	0,00%	6 216,42	0,22%
168	260,72	41,50	0,02	0,00	0,00%	1 823,94	0,07%
169	262,09	41,71	0,02	5 102,46	0,18%	0,00	0,00%
170	262,86	41,84	0,02	0,00	0,00%	432,49	0,02%
171	264,14	42,04	0,02	803,98	0,03%	0,00	0,00%
172	266,14	42,36	0,02	137,68	0,00%	0,00	0,00%
173	267,40	42,56	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
174	270,29	43,02	0,02	723,83	0,03%	0,00	0,00%
175	270,51	43,05	0,02	0,00	0,00%	2,63	0,00%
176	273,64	43,55	0,02	0,00	0,00%	388,26	0,01%
177	274,45	43,68	0,02	148,37	0,01%	0,00	0,00%
178	276,88	44,07	0,02	1 284,81	0,05%	0,00	0,00%
179	277,89	44,23	0,02	0,00	0,00%	37,49	0,00%
180	279,29	44,45	0,02	0,00	0,00%	1 198,28	0,04%
181	279,34	44,46	0,02	16 083,50	0,57%	0,00	0,00%
182	281,71	44,84	0,02	0,00	0,00%	50,98	0,00%
183	283,89	45,18	0,02	21 896,60	0,78%	0,00	0,00%
184	285,57	45,45	0,02	0,00	0,00%	65,95	0,00%
185	286,09	45,53	0,02	101,30	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-2 Résumé des modes de vibration du modèle M1-MNA-ADA (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	$modale_x$ [%]	m_z [kg]	$modale_z$ [%]
186	287,13	45,70	0,02	0,00	0,00%	362,18	0,01%
187	287,40	45,74	0,02	6 457,06	0,23%	0,00	0,00%
188	288,42	45,90	0,02	0,00	0,00%	284,96	0,01%
189	291,89	46,46	0,02	0,00	0,00%	663,34	0,02%
190	293,56	46,72	0,02	874,31	0,03%	0,00	0,00%
191	294,21	46,83	0,02	9 940,63	0,36%	0,00	0,00%
192	296,33	47,16	0,02	4 397,68	0,16%	0,00	0,00%
193	297,07	47,28	0,02	0,00	0,00%	24,90	0,00%
194	298,62	47,53	0,02	0,00	0,00%	5 141,48	0,18%
195	299,30	47,63	0,02	940,10	0,03%	0,00	0,00%
196	302,22	48,10	0,02	3 229,34	0,12%	0,00	0,00%
197	302,51	48,15	0,02	0,00	0,00%	1 836,09	0,07%
198	302,75	48,18	0,02	0,00	0,00%	1 269,93	0,05%
199	303,20	48,26	0,02	1 784,29	0,06%	0,00	0,00%
200	303,76	48,34	0,02	0,00	0,00%	213,44	0,01%
Σ	-	-	-	-	87,96%	-	81,10%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
1	9,07	1,44	0,69	0,00	0,00%	226,44	8,43%
2	15,27	2,43	0,41	453,81	16,89%	0,00	0,00%
3	15,46	2,46	0,41	0,00	0,00%	0,48	0,02%
4	25,59	4,07	0,25	0,00	0,00%	137,91	5,13%
5	28,01	4,46	0,22	69,56	2,59%	0,00	0,00%
6	30,26	4,82	0,21	0,02	0,00%	48,01	1,79%
7	30,43	4,84	0,21	59,48	2,21%	0,00	0,00%
8	30,55	4,86	0,21	518,15	19,29%	0,00	0,00%
9	31,51	5,01	0,20	0,00	0,00%	10,86	0,40%
10	35,76	5,69	0,18	271,72	10,11%	0,00	0,00%
11	38,54	6,13	0,16	0,00	0,00%	547,50	20,38%
12	40,00	6,37	0,16	121,82	4,53%	0,00	0,00%
13	41,43	6,59	0,15	0,00	0,00%	88,91	3,31%
14	42,84	6,82	0,15	13,31	0,50%	0,00	0,00%
15	47,96	7,63	0,13	0,00	0,00%	0,12	0,00%
16	48,69	7,75	0,13	9,45	0,35%	0,00	0,00%
17	50,83	8,09	0,12	0,00	0,00%	0,22	0,01%
18	52,93	8,42	0,12	0,00	0,00%	1,18	0,04%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
19	53,93	8,58	0,12	27,08	1,01%	0,00	0,00%
20	55,34	8,81	0,11	82,10	3,06%	0,00	0,00%
21	56,88	9,05	0,11	2,30	0,09%	2,20	0,08%
22	56,89	9,06	0,11	86,14	3,21%	0,13	0,00%
23	57,33	9,12	0,11	0,00	0,00%	611,33	22,76%
24	61,57	9,80	0,10	0,00	0,00%	80,71	3,00%
25	62,93	10,02	0,10	37,66	1,40%	0,00	0,00%
26	63,51	10,11	0,10	26,71	0,99%	0,00	0,00%
27	68,28	10,87	0,09	17,19	0,64%	0,00	0,00%
28	71,86	11,44	0,09	0,00	0,00%	0,02	0,00%
29	72,62	11,56	0,09	0,00	0,00%	0,68	0,03%
30	72,65	11,56	0,09	0,35	0,01%	0,00	0,00%
31	73,98	11,77	0,08	0,00	0,00%	16,45	0,61%
32	76,72	12,21	0,08	113,17	4,21%	0,00	0,00%
33	77,20	12,29	0,08	0,00	0,00%	35,73	1,33%
34	80,33	12,79	0,08	24,80	0,92%	0,00	0,00%
35	80,55	12,82	0,08	0,00	0,00%	1,71	0,06%
36	86,35	13,74	0,07	0,00	0,00%	0,10	0,00%
37	86,95	13,84	0,07	38,06	1,42%	0,00	0,00%
38	87,22	13,88	0,07	0,03	0,00%	0,16	0,01%
39	87,35	13,90	0,07	9,59	0,36%	0,00	0,00%
40	89,81	14,29	0,07	26,03	0,97%	0,00	0,00%
41	90,97	14,48	0,07	0,00	0,00%	10,69	0,40%
42	93,96	14,95	0,07	0,00	0,00%	4,19	0,16%
43	94,80	15,09	0,07	11,04	0,41%	0,00	0,00%
44	95,57	15,21	0,07	2,66	0,10%	0,00	0,00%
45	98,51	15,68	0,06	0,04	0,00%	1,97	0,07%
46	98,86	15,73	0,06	34,94	1,30%	0,00	0,00%
47	100,27	15,96	0,06	0,00	0,00%	17,21	0,64%
48	101,91	16,22	0,06	14,93	0,56%	0,00	0,00%
49	103,42	16,46	0,06	0,05	0,00%	0,00	0,00%
50	105,88	16,85	0,06	0,00	0,00%	1,76	0,07%
51	108,04	17,20	0,06	0,00	0,00%	13,22	0,49%
52	112,12	17,85	0,06	0,00	0,00%	0,95	0,04%
53	112,60	17,92	0,06	0,60	0,02%	0,00	0,00%
54	118,03	18,79	0,05	4,15	0,15%	0,00	0,00%
55	119,20	18,97	0,05	0,00	0,00%	18,74	0,70%
56	120,82	19,23	0,05	0,00	0,00%	2,07	0,08%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
57	122,35	19,47	0,05	0,00	0,00%	1,86	0,07%
58	124,31	19,78	0,05	0,53	0,02%	0,00	0,00%
59	124,92	19,88	0,05	0,00	0,00%	66,53	2,48%
60	125,35	19,95	0,05	0,22	0,01%	0,00	0,00%
61	127,15	20,24	0,05	1,35	0,05%	0,00	0,00%
62	127,21	20,25	0,05	0,00	0,00%	8,11	0,30%
63	127,89	20,36	0,05	8,18	0,30%	0,00	0,00%
64	128,14	20,40	0,05	0,00	0,00%	16,67	0,62%
65	130,31	20,74	0,05	1,96	0,07%	0,00	0,00%
66	130,43	20,76	0,05	0,00	0,00%	13,08	0,49%
67	131,77	20,97	0,05	9,11	0,34%	0,00	0,00%
68	132,07	21,02	0,05	0,00	0,00%	0,27	0,01%
69	132,23	21,05	0,05	30,35	1,13%	0,00	0,00%
70	132,30	21,06	0,05	0,00	0,00%	0,40	0,01%
71	133,07	21,18	0,05	10,69	0,40%	0,00	0,00%
72	133,65	21,27	0,05	0,00	0,00%	6,87	0,26%
73	134,61	21,42	0,05	0,00	0,00%	1,57	0,06%
74	136,92	21,79	0,05	0,00	0,00%	1,15	0,04%
75	137,87	21,94	0,05	22,90	0,85%	0,00	0,00%
76	138,71	22,08	0,05	8,40	0,31%	0,00	0,00%
77	139,05	22,13	0,05	0,00	0,00%	0,73	0,03%
78	141,34	22,50	0,04	0,00	0,00%	15,10	0,56%
79	142,25	22,64	0,04	14,25	0,53%	0,00	0,00%
80	142,54	22,69	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
81	143,86	22,90	0,04	0,10	0,00%	0,00	0,00%
82	144,42	22,99	0,04	0,00	0,00%	3,06	0,11%
83	145,62	23,18	0,04	4,46	0,17%	0,00	0,00%
84	146,13	23,26	0,04	0,00	0,00%	15,07	0,56%
85	146,42	23,30	0,04	5,90	0,22%	0,00	0,00%
86	148,94	23,71	0,04	0,00	0,00%	0,64	0,02%
87	150,46	23,95	0,04	24,19	0,90%	0,00	0,00%
88	150,90	24,02	0,04	6,95	0,26%	0,00	0,00%
89	153,27	24,39	0,04	0,00	0,00%	19,26	0,72%
90	153,46	24,42	0,04	3,88	0,14%	0,02	0,00%
91	155,00	24,67	0,04	0,22	0,01%	0,00	0,00%
92	155,24	24,71	0,04	0,00	0,00%	0,13	0,00%
93	157,03	24,99	0,04	0,00	0,00%	1,54	0,06%
94	158,48	25,22	0,04	0,02	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
95	159,66	25,41	0,04	1,87	0,07%	0,00	0,00%
96	161,21	25,66	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
97	162,46	25,86	0,04	0,00	0,00%	3,55	0,13%
98	162,72	25,90	0,04	0,46	0,02%	0,00	0,00%
99	163,07	25,95	0,04	0,00	0,00%	16,22	0,60%
100	165,17	26,29	0,04	7,24	0,27%	0,00	0,00%
101	167,83	26,71	0,04	0,00	0,00%	0,20	0,01%
102	168,45	26,81	0,04	0,00	0,00%	12,85	0,48%
103	168,88	26,88	0,04	0,25	0,01%	0,00	0,00%
104	169,62	27,00	0,04	0,00	0,00%	1,70	0,06%
105	169,73	27,01	0,04	8,34	0,31%	0,00	0,00%
106	170,67	27,16	0,04	16,55	0,62%	0,00	0,00%
107	170,93	27,21	0,04	0,00	0,00%	1,88	0,07%
108	173,09	27,55	0,04	0,30	0,01%	0,00	0,00%
109	173,43	27,60	0,04	0,00	0,00%	1,85	0,07%
110	175,39	27,91	0,04	0,00	0,00%	24,10	0,90%
111	177,52	28,25	0,04	4,13	0,15%	0,00	0,00%
112	178,65	28,43	0,04	0,00	0,00%	0,10	0,00%
113	178,67	28,44	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
114	180,47	28,72	0,03	0,00	0,00%	0,85	0,03%
115	180,93	28,80	0,03	0,37	0,01%	0,00	0,00%
116	181,67	28,91	0,03	0,09	0,00%	0,00	0,00%
117	183,65	29,23	0,03	0,57	0,02%	0,00	0,00%
118	185,47	29,52	0,03	1,30	0,05%	1,56	0,06%
119	185,50	29,52	0,03	0,28	0,01%	7,29	0,27%
120	185,89	29,59	0,03	0,00	0,00%	5,84	0,22%
121	188,21	29,96	0,03	0,40	0,01%	0,00	0,00%
122	190,83	30,37	0,03	0,00	0,00%	2,71	0,10%
123	192,06	30,57	0,03	2,50	0,09%	0,00	0,00%
124	192,95	30,71	0,03	0,00	0,00%	2,36	0,09%
125	193,91	30,86	0,03	1,52	0,06%	0,00	0,00%
126	195,36	31,09	0,03	0,00	0,00%	21,72	0,81%
127	196,45	31,27	0,03	0,03	0,00%	0,00	0,00%
128	198,17	31,54	0,03	0,00	0,00%	20,82	0,77%
129	198,48	31,59	0,03	0,00	0,00%	0,11	0,00%
130	199,26	31,71	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
131	199,72	31,79	0,03	1,01	0,04%	0,00	0,00%
132	201,91	32,14	0,03	0,00	0,00%	0,49	0,02%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
133	203,58	32,40	0,03	0,00	0,00%	1,41	0,05%
134	204,57	32,56	0,03	1,08	0,04%	0,00	0,00%
135	205,11	32,64	0,03	0,00	0,00%	39,99	1,49%
136	206,16	32,81	0,03	8,64	0,32%	0,00	0,00%
137	206,80	32,91	0,03	0,13	0,00%	0,00	0,00%
138	207,91	33,09	0,03	0,00	0,00%	0,24	0,01%
139	208,98	33,26	0,03	0,00	0,00%	64,89	2,42%
140	212,00	33,74	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
141	212,69	33,85	0,03	0,00	0,00%	6,82	0,25%
142	212,73	33,86	0,03	0,03	0,00%	0,00	0,00%
143	215,05	34,23	0,03	0,45	0,02%	0,00	0,00%
144	216,56	34,47	0,03	0,00	0,00%	3,16	0,12%
145	217,52	34,62	0,03	0,00	0,00%	25,29	0,94%
146	217,85	34,67	0,03	0,82	0,03%	0,00	0,00%
147	221,34	35,23	0,03	5,80	0,22%	0,00	0,00%
148	222,32	35,38	0,03	0,00	0,00%	4,46	0,17%
149	224,16	35,68	0,03	0,00	0,00%	0,75	0,03%
150	224,43	35,72	0,03	1,00	0,04%	0,00	0,00%
151	225,81	35,94	0,03	2,74	0,10%	0,00	0,00%
152	226,04	35,98	0,03	0,01	0,00%	0,51	0,02%
153	228,84	36,42	0,03	4,92	0,18%	0,00	0,00%
154	230,00	36,61	0,03	0,00	0,00%	0,06	0,00%
155	231,21	36,80	0,03	6,55	0,24%	0,00	0,00%
156	231,26	36,81	0,03	0,00	0,00%	0,42	0,02%
157	232,00	36,92	0,03	0,11	0,00%	0,00	0,00%
158	233,56	37,17	0,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
159	233,97	37,24	0,03	0,00	0,00%	1,40	0,05%
160	234,62	37,34	0,03	0,00	0,00%	6,34	0,24%
161	234,73	37,36	0,03	0,09	0,00%	0,00	0,00%
162	236,42	37,63	0,03	0,00	0,00%	2,50	0,09%
163	239,14	38,06	0,03	0,04	0,00%	0,00	0,00%
164	240,36	38,26	0,03	0,00	0,00%	6,55	0,24%
165	241,22	38,39	0,03	16,65	0,62%	0,00	0,00%
166	242,38	38,58	0,03	0,00	0,00%	0,76	0,03%
167	243,76	38,80	0,03	0,24	0,01%	0,02	0,00%
168	243,80	38,80	0,03	2,65	0,10%	0,00	0,00%
169	245,70	39,11	0,03	8,58	0,32%	0,00	0,00%
170	246,56	39,24	0,03	0,73	0,03%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
171	247,34	39,37	0,03	0,00	0,00%	0,24	0,01%
172	248,27	39,51	0,03	0,00	0,00%	0,12	0,00%
173	249,17	39,66	0,03	0,00	0,00%	14,82	0,55%
174	250,19	39,82	0,03	0,02	0,00%	4,26	0,16%
175	250,22	39,82	0,03	0,06	0,00%	1,98	0,07%
176	253,23	40,30	0,02	0,00	0,00%	3,69	0,14%
177	254,10	40,44	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
178	254,58	40,52	0,02	0,00	0,00%	0,01	0,00%
179	257,48	40,98	0,02	0,00	0,00%	0,78	0,03%
180	257,71	41,02	0,02	6,96	0,26%	0,00	0,00%
181	260,54	41,47	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
182	261,31	41,59	0,02	3,55	0,13%	0,00	0,00%
183	263,12	41,88	0,02	4,63	0,17%	0,00	0,00%
184	263,43	41,93	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
185	263,69	41,97	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
186	266,77	42,46	0,02	0,00	0,00%	0,13	0,00%
187	266,91	42,48	0,02	0,13	0,00%	0,00	0,00%
188	267,41	42,56	0,02	1,76	0,07%	0,00	0,00%
189	268,21	42,69	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
190	268,86	42,79	0,02	0,10	0,00%	0,00	0,00%
191	269,97	42,97	0,02	0,00	0,00%	1,73	0,06%
192	270,86	43,11	0,02	6,72	0,25%	0,01	0,00%
193	270,96	43,13	0,02	0,00	0,00%	6,77	0,25%
194	271,32	43,18	0,02	0,00	0,00%	3,75	0,14%
195	271,65	43,23	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
196	274,61	43,71	0,02	0,00	0,00%	2,26	0,08%
197	274,99	43,77	0,02	2,18	0,08%	0,00	0,00%
198	278,61	44,34	0,02	0,33	0,01%	0,00	0,00%
199	279,09	44,42	0,02	2,22	0,08%	0,00	0,00%
200	279,49	44,48	0,02	0,00	0,00%	0,10	0,00%
201	281,71	44,84	0,02	0,00	0,00%	0,90	0,03%
202	282,28	44,93	0,02	0,00	0,00%	0,03	0,00%
203	283,41	45,11	0,02	0,00	0,00%	2,95	0,11%
204	284,25	45,24	0,02	10,37	0,39%	0,00	0,00%
205	284,88	45,34	0,02	0,00	0,00%	0,55	0,02%
206	286,39	45,58	0,02	5,72	0,21%	0,00	0,00%
207	288,80	45,97	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
208	289,41	46,06	0,02	0,00	0,00%	0,32	0,01%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
209	289,63	46,10	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
210	289,69	46,11	0,02	0,05	0,00%	0,00	0,00%
211	292,72	46,59	0,02	6,36	0,24%	0,00	0,00%
212	296,08	47,12	0,02	0,00	0,00%	0,59	0,02%
213	297,17	47,30	0,02	0,00	0,00%	0,11	0,00%
214	299,83	47,72	0,02	0,18	0,01%	0,00	0,00%
215	300,10	47,76	0,02	0,00	0,00%	1,82	0,07%
216	302,48	48,14	0,02	0,59	0,02%	0,00	0,00%
217	302,88	48,21	0,02	0,00	0,00%	0,05	0,00%
218	303,98	48,38	0,02	4,63	0,17%	0,00	0,00%
219	304,53	48,47	0,02	0,00	0,00%	1,67	0,06%
220	306,10	48,72	0,02	0,03	0,00%	0,00	0,00%
221	307,55	48,95	0,02	0,00	0,00%	0,34	0,01%
222	308,00	49,02	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
223	310,03	49,34	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
224	310,71	49,45	0,02	0,00	0,00%	0,58	0,02%
225	312,24	49,70	0,02	0,70	0,03%	0,00	0,00%
226	313,78	49,94	0,02	0,00	0,00%	0,29	0,01%
227	314,98	50,13	0,02	0,44	0,02%	0,00	0,00%
228	316,38	50,35	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
229	316,87	50,43	0,02	0,06	0,00%	0,00	0,00%
230	317,04	50,46	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
231	317,95	50,60	0,02	0,41	0,02%	0,00	0,00%
232	319,59	50,86	0,02	0,00	0,00%	8,23	0,31%
233	320,35	50,99	0,02	0,00	0,00%	1,02	0,04%
234	320,44	51,00	0,02	0,08	0,00%	0,00	0,00%
235	321,89	51,23	0,02	1,35	0,05%	0,01	0,00%
236	322,17	51,27	0,02	0,00	0,00%	2,42	0,09%
237	323,75	51,53	0,02	0,05	0,00%	0,00	0,00%
238	325,19	51,76	0,02	0,00	0,00%	0,87	0,03%
239	327,07	52,06	0,02	0,00	0,00%	3,87	0,14%
240	327,50	52,12	0,02	0,10	0,00%	0,00	0,00%
241	328,79	52,33	0,02	0,71	0,03%	0,00	0,00%
242	329,00	52,36	0,02	0,00	0,00%	0,36	0,01%
243	331,14	52,70	0,02	4,57	0,17%	0,00	0,00%
244	331,17	52,71	0,02	0,05	0,00%	0,06	0,00%
245	332,81	52,97	0,02	0,00	0,00%	0,30	0,01%
246	332,95	52,99	0,02	0,98	0,04%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
247	333,91	53,14	0,02	0,00	0,00%	0,69	0,03%
248	334,67	53,26	0,02	0,00	0,00%	2,63	0,10%
249	335,98	53,47	0,02	0,83	0,03%	0,00	0,00%
250	336,24	53,52	0,02	0,56	0,02%	0,00	0,00%
251	338,86	53,93	0,02	0,15	0,01%	0,00	0,00%
252	340,30	54,16	0,02	0,00	0,00%	0,02	0,00%
253	341,07	54,28	0,02	2,57	0,10%	0,00	0,00%
254	341,91	54,42	0,02	0,00	0,00%	0,20	0,01%
255	342,76	54,55	0,02	0,43	0,02%	0,01	0,00%
256	342,96	54,58	0,02	0,00	0,00%	6,11	0,23%
257	344,66	54,85	0,02	0,00	0,00%	0,77	0,03%
258	345,33	54,96	0,02	0,00	0,00%	0,65	0,02%
259	347,62	55,33	0,02	0,02	0,00%	0,00	0,00%
260	348,78	55,51	0,02	2,33	0,09%	0,00	0,00%
261	349,63	55,65	0,02	0,00	0,00%	4,29	0,16%
262	352,72	56,14	0,02	1,25	0,05%	0,00	0,00%
263	352,93	56,17	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
264	354,35	56,40	0,02	0,33	0,01%	0,00	0,00%
265	355,14	56,52	0,02	0,70	0,03%	0,00	0,00%
266	356,36	56,72	0,02	0,00	0,00%	6,35	0,24%
267	357,68	56,93	0,02	0,13	0,00%	0,00	0,00%
268	358,40	57,04	0,02	0,00	0,00%	2,34	0,09%
269	358,80	57,11	0,02	0,03	0,00%	0,00	0,00%
270	359,47	57,21	0,02	0,00	0,00%	0,13	0,00%
271	360,64	57,40	0,02	0,00	0,00%	1,85	0,07%
272	360,88	57,44	0,02	2,86	0,11%	0,00	0,00%
273	363,04	57,78	0,02	1,15	0,04%	0,00	0,00%
274	363,75	57,89	0,02	1,81	0,07%	0,12	0,00%
275	363,78	57,90	0,02	0,11	0,00%	2,10	0,08%
276	364,61	58,03	0,02	0,48	0,02%	0,00	0,00%
277	365,08	58,10	0,02	0,00	0,00%	0,04	0,00%
278	366,84	58,38	0,02	0,08	0,00%	0,82	0,03%
279	366,86	58,39	0,02	3,84	0,14%	0,02	0,00%
280	368,44	58,64	0,02	0,00	0,00%	4,41	0,16%
281	369,23	58,76	0,02	3,08	0,11%	0,00	0,00%
282	369,57	58,82	0,02	0,00	0,00%	1,12	0,04%
283	369,87	58,87	0,02	7,59	0,28%	0,00	0,00%
284	370,20	58,92	0,02	0,00	0,00%	3,17	0,12%

Tableau-A VI-3 Résumé des modes de vibration du modèle M2-MNA-R (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
285	371,71	59,16	0,02	0,00	0,00%	4,81	0,18%
286	372,67	59,31	0,02	3,55	0,13%	0,00	0,00%
287	373,74	59,48	0,02	0,00	0,00%	0,23	0,01%
288	373,89	59,51	0,02	0,26	0,01%	0,00	0,00%
289	374,81	59,65	0,02	0,29	0,01%	0,00	0,00%
290	375,31	59,73	0,02	0,00	0,00%	0,45	0,02%
291	376,19	59,87	0,02	0,73	0,03%	0,00	0,00%
292	377,47	60,08	0,02	0,00	0,00%	0,19	0,01%
293	378,36	60,22	0,02	0,00	0,00%	4,21	0,16%
294	378,81	60,29	0,02	0,22	0,01%	0,00	0,00%
295	378,89	60,30	0,02	0,00	0,00%	0,15	0,01%
296	381,35	60,69	0,02	0,89	0,03%	0,00	0,00%
297	381,74	60,76	0,02	0,00	0,00%	0,14	0,01%
298	382,24	60,84	0,02	0,38	0,01%	0,00	0,00%
299	383,15	60,98	0,02	0,00	0,00%	0,00	0,00%
300	383,28	61,00	0,02	0,09	0,00%	0,00	0,00%
Σ	-	-	-	-	90,91%	-	91,63%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
1	1,22	0,19	5,13	6,37	0,00%	0,09	0,00%
2	1,23	0,20	5,13	0,14	0,00%	4,83	0,00%
3	2,19	0,35	2,87	6 301,48	0,22%	2,07	0,00%
4	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	13 608,07	0,48%
5	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	24,27	0,00%
6	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	1,76	0,00%
7	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	0,25	0,00%
8	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	0,06	0,00%
9	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	0,00	0,00%
10	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	0,00	0,00%
11	2,31	0,37	2,72	0,00	0,00%	0,00	0,00%
12	2,34	0,37	2,69	0,01	0,00%	0,00	0,00%
13	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
14	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
15	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
16	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
17	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
18	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
19	2,34	0,37	2,69	0,00	0,00%	0,00	0,00%
20	2,38	0,38	2,64	7,68	0,00%	4 071,94	0,14%
21	2,99	0,48	2,10	0,00	0,00%	1 131,27	0,04%
22	3,02	0,48	2,08	0,00	0,00%	1 740,20	0,06%
23	3,03	0,48	2,08	0,00	0,00%	0,38	0,00%
24	3,05	0,49	2,06	0,00	0,00%	0,67	0,00%
25	3,09	0,49	2,03	0,01	0,00%	0,00	0,00%
26	3,09	0,49	2,03	0,00	0,00%	0,00	0,00%
27	3,14	0,50	2,00	13,62	0,00%	0,00	0,00%
28	3,54	0,56	1,78	784,16	0,03%	0,00	0,00%
29	3,54	0,56	1,78	0,00	0,00%	23,19	0,00%
30	3,55	0,56	1,77	484,99	0,02%	0,00	0,00%
31	3,55	0,56	1,77	0,00	0,00%	63,92	0,00%
32	3,56	0,57	1,76	0,00	0,00%	131,72	0,00%
33	3,56	0,57	1,76	460,32	0,02%	0,00	0,00%
34	3,59	0,57	1,75	0,00	0,00%	211,10	0,01%
35	3,59	0,57	1,75	381,34	0,01%	0,00	0,00%
36	3,67	0,58	1,71	215,64	0,01%	0,00	0,00%
37	3,67	0,58	1,71	0,00	0,00%	426,73	0,02%
38	3,71	0,59	1,69	122,34	0,00%	0,00	0,00%
39	3,71	0,59	1,69	0,00	0,00%	502,08	0,02%
40	3,77	0,60	1,67	2,07	0,00%	269,17	0,01%
41	3,77	0,60	1,67	2,74	0,00%	239,75	0,01%
42	3,82	0,61	1,64	0,01	0,00%	475,71	0,02%
43	3,82	0,61	1,64	1,04	0,00%	80,19	0,00%
44	4,32	0,69	1,45	0,01	0,00%	0,01	0,00%
45	4,32	0,69	1,45	0,00	0,00%	1 692,24	0,06%
46	4,32	0,69	1,45	0,01	0,00%	0,02	0,00%
47	4,32	0,69	1,45	0,00	0,00%	1,53	0,00%
48	4,37	0,70	1,44	4 724,46	0,17%	0,00	0,00%
49	4,73	0,75	1,33	0,00	0,00%	1 069,22	0,04%
50	4,82	0,77	1,30	0,00	0,00%	959,78	0,03%
51	4,86	0,77	1,29	0,01	0,00%	0,00	0,00%
52	4,95	0,79	1,27	0,00	0,00%	0,01	0,00%
53	5,13	0,82	1,22	0,00	0,00%	886,91	0,03%
54	5,34	0,85	1,18	0,00	0,00%	920,42	0,03%
55	5,64	0,90	1,11	13 200,86	0,47%	0,00	0,00%
56	5,75	0,91	1,09	5,20	0,00%	0,00	0,00%
57	5,75	0,92	1,09	129,46	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
58	5,75	0,92	1,09	87,35	0,00%	0,00	0,00%
59	6,33	1,01	0,99	0,01	0,00%	0,00	0,00%
60	6,64	1,06	0,95	1 443,77	0,05%	0,00	0,00%
61	6,71	1,07	0,94	0,29	0,00%	0,00	0,00%
62	7,01	1,12	0,90	1 023,30	0,04%	0,00	0,00%
63	7,60	1,21	0,83	15 800,05	0,56%	0,00	0,00%
64	7,90	1,26	0,80	0,02	0,00%	2,15	0,00%
65	7,99	1,27	0,79	4 815,42	0,17%	0,01	0,00%
66	8,00	1,27	0,79	0,00	0,00%	9 097,38	0,32%
67	8,09	1,29	0,78	0,00	0,00%	0,76	0,00%
68	8,09	1,29	0,78	0,00	0,00%	0,02	0,00%
69	8,40	1,34	0,75	128,83	0,00%	0,00	0,00%
70	8,82	1,40	0,71	0,00	0,00%	241 979,45	8,61%
71	9,06	1,44	0,69	529,93	0,02%	0,00	0,00%
72	9,06	1,44	0,69	0,14	0,00%	0,89	0,00%
73	9,19	1,46	0,68	0,00	0,00%	4 346,77	0,15%
74	9,44	1,50	0,67	0,00	0,00%	803,86	0,03%
75	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,19	0,00%
76	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,06	0,00%
77	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
78	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
79	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
80	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
81	9,47	1,51	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
82	9,55	1,52	0,66	0,19	0,00%	0,00	0,00%
83	9,55	1,52	0,66	0,01	0,00%	0,00	0,00%
84	9,55	1,52	0,66	0,01	0,00%	0,00	0,00%
85	9,55	1,52	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
86	9,55	1,52	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
87	9,55	1,52	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
88	9,55	1,52	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
89	9,55	1,52	0,66	0,00	0,00%	0,00	0,00%
90	9,59	1,53	0,66	0,00	0,00%	2 608,12	0,09%
91	9,75	1,55	0,64	0,00	0,00%	743,25	0,03%
92	10,12	1,61	0,62	0,00	0,00%	775,47	0,03%
93	10,24	1,63	0,61	0,00	0,00%	11 216,02	0,40%
94	10,55	1,68	0,60	0,00	0,00%	30,06	0,00%
95	10,62	1,69	0,59	0,76	0,00%	3,03	0,00%
96	10,70	1,70	0,59	0,04	0,00%	1,61	0,00%
97	10,83	1,72	0,58	0,26	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
98	10,89	1,73	0,58	0,26	0,00%	0,02	0,00%
99	11,34	1,80	0,55	0,92	0,00%	0,00	0,00%
100	11,74	1,87	0,54	484,25	0,02%	0,00	0,00%
101	11,78	1,87	0,53	116,13	0,00%	0,00	0,00%
102	11,78	1,87	0,53	1 654,47	0,06%	0,00	0,00%
103	12,18	1,94	0,52	0,00	0,00%	11,78	0,00%
104	12,25	1,95	0,51	56,73	0,00%	0,00	0,00%
105	12,34	1,96	0,51	0,36	0,00%	0,00	0,00%
106	12,65	2,01	0,50	6,34	0,00%	0,00	0,00%
107	12,75	2,03	0,49	3,37	0,00%	62,65	0,00%
108	12,76	2,03	0,49	0,01	0,00%	503,16	0,02%
109	12,76	2,03	0,49	0,05	0,00%	777,51	0,03%
110	12,77	2,03	0,49	0,03	0,00%	0,15	0,00%
111	13,12	2,09	0,48	147,89	0,01%	0,00	0,00%
112	13,15	2,09	0,48	0,00	0,00%	72,12	0,00%
113	13,37	2,13	0,47	999,86	0,04%	0,00	0,00%
114	13,38	2,13	0,47	0,00	0,00%	1,05	0,00%
115	13,98	2,22	0,45	415,23	0,01%	0,00	0,00%
116	13,99	2,23	0,45	3,35	0,00%	16,41	0,00%
117	13,99	2,23	0,45	1 545,45	0,05%	0,00	0,00%
118	13,99	2,23	0,45	106,58	0,00%	0,00	0,00%
119	14,04	2,24	0,45	0,00	0,00%	8,03	0,00%
120	14,05	2,24	0,45	0,00	0,00%	0,00	0,00%
121	14,14	2,25	0,44	2 542,93	0,09%	0,00	0,00%
122	14,68	2,34	0,43	9 218,84	0,33%	0,00	0,00%
123	14,92	2,37	0,42	9,32	0,00%	0,00	0,00%
124	14,92	2,37	0,42	0,00	0,00%	0,00	0,00%
125	15,05	2,39	0,42	5 546,78	0,20%	0,00	0,00%
126	15,16	2,41	0,41	0,00	0,00%	3 834,30	0,14%
127	15,42	2,45	0,41	14 935,77	0,53%	0,00	0,00%
128	15,52	2,47	0,40	29 186,31	1,04%	0,00	0,00%
129	15,56	2,48	0,40	133 578,55	4,75%	0,00	0,00%
130	15,71	2,50	0,40	270 135,90	9,61%	0,00	0,00%
131	16,07	2,56	0,39	0,00	0,00%	49,59	0,00%
132	16,14	2,57	0,39	1,36	0,00%	0,00	0,00%
133	16,14	2,57	0,39	0,00	0,00%	0,00	0,00%
134	16,17	2,57	0,39	1,12	0,00%	0,00	0,00%
135	16,18	2,57	0,39	0,00	0,00%	0,00	0,00%
136	16,25	2,59	0,39	1,24	0,00%	0,00	0,00%
137	16,25	2,59	0,39	0,00	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
138	16,37	2,61	0,38	1,39	0,00%	0,00	0,00%
139	16,37	2,61	0,38	0,00	0,00%	0,03	0,00%
140	16,60	2,64	0,38	1 102,62	0,04%	0,00	0,00%
141	16,71	2,66	0,38	0,89	0,00%	0,00	0,00%
142	16,71	2,66	0,38	0,00	0,00%	0,28	0,00%
143	16,92	2,69	0,37	1,16	0,00%	0,00	0,00%
144	16,92	2,69	0,37	0,00	0,00%	0,46	0,00%
145	17,15	2,73	0,37	0,00	0,00%	0,74	0,00%
146	17,15	2,73	0,37	1,23	0,00%	0,00	0,00%
147	17,40	2,77	0,36	0,00	0,00%	1,25	0,00%
148	17,40	2,77	0,36	1,35	0,00%	0,00	0,00%
149	17,51	2,79	0,36	220,89	0,01%	0,00	0,00%
150	18,11	2,88	0,35	0,00	0,00%	2 075,18	0,07%
151	18,31	2,91	0,34	138,46	0,00%	0,00	0,00%
152	18,64	2,97	0,34	0,00	0,00%	23,11	0,00%
153	18,71	2,98	0,34	1,00	0,00%	0,00	0,00%
154	18,98	3,02	0,33	0,00	0,00%	69,55	0,00%
155	19,02	3,03	0,33	1,58	0,00%	0,00	0,00%
156	19,37	3,08	0,32	5,33	0,00%	0,00	0,00%
157	19,59	3,12	0,32	1 293,58	0,05%	0,00	0,00%
158	19,72	3,14	0,32	0,00	0,00%	7,45	0,00%
159	19,84	3,16	0,32	316,89	0,01%	0,03	0,00%
160	19,91	3,17	0,32	0,00	0,00%	5 980,18	0,21%
161	20,65	3,29	0,30	178,51	0,01%	0,00	0,00%
162	21,76	3,46	0,29	218,29	0,01%	2,19	0,00%
163	21,90	3,49	0,29	358,85	0,01%	5,07	0,00%
164	22,01	3,50	0,29	0,02	0,00%	2 307,58	0,08%
165	22,07	3,51	0,28	0,03	0,00%	3 623,76	0,13%
166	22,25	3,54	0,28	41,50	0,00%	0,72	0,00%
167	22,27	3,54	0,28	0,88	0,00%	0,00	0,00%
168	22,66	3,61	0,28	0,00	0,00%	400,49	0,01%
169	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	2,24	0,00%
170	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,15	0,00%
171	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,02	0,00%
172	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,00	0,00%
173	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,00	0,00%
174	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,00	0,00%
175	22,75	3,62	0,28	0,00	0,00%	0,00	0,00%
176	23,92	3,81	0,26	8,46	0,00%	0,00	0,00%
177	23,96	3,81	0,26	615,41	0,02%	0,03	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
178	24,23	3,86	0,26	0,21	0,00%	0,00	0,00%
179	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
180	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
181	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
182	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
183	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
184	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
185	24,23	3,86	0,26	0,00	0,00%	0,00	0,00%
186	24,37	3,88	0,26	104,21	0,00%	0,00	0,00%
187	24,39	3,88	0,26	0,00	0,00%	0,01	0,00%
188	24,68	3,93	0,25	0,00	0,00%	299,73	0,01%
189	24,81	3,95	0,25	0,00	0,00%	0,06	0,00%
190	24,90	3,96	0,25	1,49	0,00%	0,00	0,00%
191	24,90	3,96	0,25	1,40	0,00%	0,00	0,00%
192	24,90	3,96	0,25	1,55	0,00%	0,00	0,00%
193	25,02	3,98	0,25	0,00	0,00%	1 702,73	0,06%
194	25,19	4,01	0,25	6,15	0,00%	0,00	0,00%
195	25,28	4,02	0,25	16 691,59	0,59%	0,01	0,00%
196	25,53	4,06	0,25	0,00	0,00%	12 596,16	0,45%
197	25,71	4,09	0,24	0,00	0,00%	826,46	0,03%
198	25,71	4,09	0,24	0,00	0,00%	1,59	0,00%
199	25,75	4,10	0,24	0,00	0,00%	29 545,84	1,05%
200	25,95	4,13	0,24	0,00	0,00%	44 995,39	1,60%
201	26,35	4,19	0,24	0,00	0,00%	84 803,81	3,02%
202	26,51	4,22	0,24	5 663,37	0,20%	0,08	0,00%
203	26,65	4,24	0,24	2,06	0,00%	164,30	0,01%
204	26,74	4,26	0,23	420,95	0,01%	0,02	0,00%
205	26,82	4,27	0,23	62,66	0,00%	0,00	0,00%
206	27,58	4,39	0,23	5,43	0,00%	12,50	0,00%
207	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,13	0,00%
208	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
209	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
210	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
211	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
212	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
213	27,63	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
214	27,65	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,56	0,00%
215	27,65	4,40	0,23	0,00	0,00%	0,00	0,00%
216	27,70	4,41	0,23	0,01	0,00%	15,36	0,00%
217	28,35	4,51	0,22	28 684,52	1,02%	0,23	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
218	28,60	4,55	0,22	73,58	0,00%	17,95	0,00%
219	28,95	4,61	0,22	3,89	0,00%	1 789,47	0,06%
220	29,22	4,65	0,22	25 930,55	0,92%	0,00	0,00%
221	29,30	4,66	0,21	89,19	0,00%	0,00	0,00%
222	29,53	4,70	0,21	9 045,16	0,32%	0,00	0,00%
223	30,01	4,78	0,21	6 025,47	0,21%	77,10	0,00%
224	30,03	4,78	0,21	1 750,41	0,06%	1,74	0,00%
225	30,05	4,78	0,21	1 949,62	0,07%	800,76	0,03%
226	30,28	4,82	0,21	83,96	0,00%	0,00	0,00%
227	30,68	4,88	0,20	249 500,15	8,88%	25,08	0,00%
228	30,70	4,89	0,20	69 360,52	2,47%	321,88	0,01%
229	30,88	4,91	0,20	5 104,77	0,18%	2 093,58	0,07%
230	31,17	4,96	0,20	7,77	0,00%	16 711,36	0,59%
231	31,39	5,00	0,20	0,00	0,00%	608,98	0,02%
232	31,52	5,02	0,20	23 549,97	0,84%	0,02	0,00%
233	32,09	5,11	0,20	274 266,74	9,76%	0,14	0,00%
234	32,18	5,12	0,20	11 696,64	0,42%	0,03	0,00%
235	32,23	5,13	0,19	26,23	0,00%	0,00	0,00%
236	32,53	5,18	0,19	0,00	0,00%	457,90	0,02%
237	32,55	5,18	0,19	0,00	0,00%	33,25	0,00%
238	32,59	5,19	0,19	0,00	0,00%	40,45	0,00%
239	32,59	5,19	0,19	0,00	0,00%	6,74	0,00%
240	32,59	5,19	0,19	0,00	0,00%	82,43	0,00%
241	32,60	5,19	0,19	0,00	0,00%	8,26	0,00%
242	32,64	5,19	0,19	0,00	0,00%	2,40	0,00%
243	32,88	5,23	0,19	8,30	0,00%	58 490,02	2,08%
244	33,04	5,26	0,19	831,61	0,03%	16 038,58	0,57%
245	33,29	5,30	0,19	79,01	0,00%	34,29	0,00%
246	33,54	5,34	0,19	0,00	0,00%	4 657,37	0,17%
247	34,27	5,45	0,18	0,02	0,00%	219,80	0,01%
248	34,64	5,51	0,18	149,19	0,01%	0,00	0,00%
249	35,30	5,62	0,18	0,00	0,00%	1 143,07	0,04%
250	35,40	5,63	0,18	0,00	0,00%	139,39	0,00%
251	35,93	5,72	0,17	70 419,38	2,51%	0,00	0,00%
252	36,12	5,75	0,17	16 021,73	0,57%	0,00	0,00%
253	36,36	5,79	0,17	86 608,25	3,08%	0,32	0,00%
254	36,58	5,82	0,17	30 970,52	1,10%	0,01	0,00%
255	36,70	5,84	0,17	129 786,21	4,62%	0,02	0,00%
256	37,22	5,92	0,17	0,04	0,00%	52,58	0,00%
257	37,68	6,00	0,17	331,59	0,01%	10,25	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
258	37,99	6,05	0,17	0,00	0,00%	58 950,34	2,10%
259	38,37	6,11	0,16	6 115,31	0,22%	0,00	0,00%
260	39,00	6,21	0,16	643,35	0,02%	5,27	0,00%
261	39,04	6,21	0,16	0,00	0,00%	53 106,05	1,89%
262	39,29	6,25	0,16	0,00	0,00%	240,20	0,01%
263	39,32	6,26	0,16	0,00	0,00%	481,25	0,02%
264	39,41	6,27	0,16	84,57	0,00%	0,00	0,00%
265	39,56	6,30	0,16	0,00	0,00%	21 547,53	0,77%
266	39,79	6,33	0,16	0,00	0,00%	34 049,15	1,21%
267	39,97	6,36	0,16	0,00	0,00%	2 003,89	0,07%
268	40,18	6,39	0,16	37,16	0,00%	0,27	0,00%
269	40,39	6,43	0,16	6 980,25	0,25%	0,00	0,00%
270	41,02	6,53	0,15	4,25	0,00%	1 046,18	0,04%
271	41,36	6,58	0,15	435,83	0,02%	0,00	0,00%
272	41,48	6,60	0,15	0,00	0,00%	1 410,07	0,05%
273	41,64	6,63	0,15	415,27	0,01%	0,01	0,00%
274	42,00	6,68	0,15	12,15	0,00%	0,29	0,00%
275	42,20	6,72	0,15	0,00	0,00%	251,57	0,01%
276	42,27	6,73	0,15	0,00	0,00%	662,66	0,02%
277	42,84	6,82	0,15	0,00	0,00%	256 515,34	9,13%
278	43,12	6,86	0,15	0,00	0,00%	890,88	0,03%
279	43,64	6,95	0,14	1 500,45	0,05%	0,09	0,00%
280	43,85	6,98	0,14	0,00	0,00%	24 601,12	0,88%
281	43,93	6,99	0,14	21,67	0,00%	23,75	0,00%
282	44,14	7,03	0,14	4,30	0,00%	49,28	0,00%
283	44,51	7,08	0,14	0,00	0,00%	8 661,30	0,31%
284	45,44	7,23	0,14	83,27	0,00%	0,03	0,00%
285	45,59	7,26	0,14	1 474,86	0,05%	0,32	0,00%
286	46,30	7,37	0,14	6,62	0,00%	41,61	0,00%
287	46,55	7,41	0,13	0,00	0,00%	33 930,03	1,21%
288	47,03	7,49	0,13	2,40	0,00%	41,89	0,00%
289	47,53	7,56	0,13	0,00	0,00%	3 598,03	0,13%
290	48,11	7,66	0,13	22,70	0,00%	0,04	0,00%
291	50,59	8,05	0,12	0,00	0,00%	307,57	0,01%
292	51,52	8,20	0,12	39,05	0,00%	2,05	0,00%
293	51,67	8,22	0,12	1 469,50	0,05%	0,00	0,00%
294	52,14	8,30	0,12	7,56	0,00%	3 716,43	0,13%
295	52,28	8,32	0,12	23,53	0,00%	1 849,16	0,07%
296	53,29	8,48	0,12	545,20	0,02%	0,51	0,00%
297	53,33	8,49	0,12	205,71	0,01%	0,07	0,00%

Tableau-A VI-4 Résumé des modes de vibration du modèle M3-MNA-Bois (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
298	53,61	8,53	0,12	0,01	0,00%	1 852,76	0,07%
299	53,67	8,54	0,12	19,63	0,00%	697,21	0,02%
300	53,78	8,56	0,12	1,18	0,00%	2 609,18	0,09%
Σ	-	-	-	-	57,34%	-	39,57%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
1	4,54	0,72	1,39	18 618,88	0,66%	0,00	0,00%
2	5,57	0,89	1,13	0,00	0,00%	6 641,19	0,24%
3	6,44	1,02	0,98	11 096,30	0,39%	0,00	0,00%
4	7,82	1,24	0,80	7 671,51	0,27%	0,00	0,00%
5	8,77	1,40	0,72	497,73	0,02%	0,00	0,00%
6	9,00	1,43	0,70	0,00	0,00%	238 126,93	8,47%
7	9,27	1,48	0,68	248,85	0,01%	0,00	0,00%
8	10,27	1,63	0,61	119,44	0,00%	0,00	0,00%
9	10,28	1,64	0,61	107,14	0,00%	0,00	0,00%
10	12,67	2,02	0,50	1 804,85	0,06%	0,00	0,00%
11	14,37	2,29	0,44	238,00	0,01%	0,00	0,00%
12	15,38	2,45	0,41	0,00	0,00%	3,13	0,00%
13	15,38	2,45	0,41	0,09	0,00%	0,93	0,00%
14	15,50	2,47	0,41	1 642,46	0,06%	0,01	0,00%
15	18,05	2,87	0,35	0,00	0,00%	18 933,98	0,67%
16	18,55	2,95	0,34	595,19	0,02%	0,00	0,00%
17	19,49	3,10	0,32	2 077,92	0,07%	0,00	0,00%
18	20,28	3,23	0,31	188 910,34	6,72%	0,00	0,00%
19	20,38	3,24	0,31	474 337,82	16,88%	0,00	0,00%
20	20,62	3,28	0,30	9 162,19	0,33%	7,02	0,00%
21	21,56	3,43	0,29	28,25	0,00%	0,00	0,00%
22	22,55	3,59	0,28	10,00	0,00%	0,06	0,00%
23	22,63	3,60	0,28	0,00	0,00%	22,09	0,00%
24	23,08	3,67	0,27	1 634,81	0,06%	0,00	0,00%
25	23,73	3,78	0,26	2 891,01	0,10%	0,00	0,00%
26	24,78	3,94	0,25	0,00	0,00%	214,93	0,01%
27	24,81	3,95	0,25	0,00	0,00%	103,58	0,00%
28	25,31	4,03	0,25	0,00	0,00%	1 361,27	0,05%
29	25,33	4,03	0,25	0,00	0,00%	10,95	0,00%
30	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	1,10	0,00%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
31	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,43	0,00%
32	25,34	4,03	0,25	0,01	0,00%	0,01	0,00%
33	25,34	4,03	0,25	0,01	0,00%	0,00	0,00%
34	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,00	0,00%
35	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,00	0,00%
36	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,00	0,00%
37	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,00	0,00%
38	27,15	4,32	0,23	0,00	0,00%	186 677,88	6,64%
39	30,10	4,79	0,21	22,79	0,00%	0,00	0,00%
40	30,40	4,84	0,21	0,00	0,00%	295,29	0,01%
41	30,61	4,87	0,21	13 132,47	0,47%	0,00	0,00%
42	30,83	4,91	0,20	51,34	0,00%	0,00	0,00%
43	31,03	4,94	0,20	4 415,90	0,16%	0,00	0,00%
44	31,82	5,06	0,20	13 032,94	0,46%	0,00	0,00%
45	32,09	5,11	0,20	111 325,21	3,96%	0,00	0,00%
46	32,32	5,14	0,19	83 254,32	2,96%	0,00	0,00%
47	32,55	5,18	0,19	8 525,89	0,30%	0,00	0,00%
48	32,56	5,18	0,19	0,00	0,00%	1 538,02	0,05%
49	32,59	5,19	0,19	0,00	0,00%	0,32	0,00%
50	32,73	5,21	0,19	0,23	0,00%	3 391,24	0,12%
51	32,79	5,22	0,19	21,01	0,00%	140,74	0,01%
52	32,97	5,25	0,19	342 891,05	12,20%	0,00	0,00%
53	33,99	5,41	0,18	30,84	0,00%	14,52	0,00%
54	34,89	5,55	0,18	164 096,75	5,84%	0,00	0,00%
55	35,38	5,63	0,18	3,60	0,00%	57,19	0,00%
56	35,56	5,66	0,18	0,00	0,00%	154,65	0,01%
57	35,77	5,69	0,18	0,04	0,00%	1 140,55	0,04%
58	35,86	5,71	0,18	0,00	0,00%	0,01	0,00%
59	36,17	5,76	0,17	0,00	0,00%	586,35	0,02%
60	36,73	5,85	0,17	35,91	0,00%	19 068,28	0,68%
61	37,07	5,90	0,17	8 912,62	0,32%	11 340,65	0,40%
62	37,28	5,93	0,17	56 775,99	2,02%	342,14	0,01%
63	37,90	6,03	0,17	0,00	0,00%	193 425,37	6,88%
64	39,19	6,24	0,16	0,00	0,00%	2 965,43	0,11%
65	39,47	6,28	0,16	0,00	0,00%	157 423,51	5,60%
66	39,71	6,32	0,16	1,22	0,00%	0,72	0,00%
67	40,01	6,37	0,16	94 671,52	3,37%	0,01	0,00%
68	40,02	6,37	0,16	117,10	0,00%	0,00	0,00%
69	40,22	6,40	0,16	0,07	0,00%	1 092,86	0,04%
70	41,57	6,62	0,15	52,85	0,00%	2,62	0,00%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
71	42,91	6,83	0,15	0,01	0,00%	678,66	0,02%
72	43,17	6,87	0,15	0,00	0,00%	53,16	0,00%
73	43,40	6,91	0,14	0,00	0,00%	104,27	0,00%
74	43,43	6,91	0,14	33,18	0,00%	3 487,28	0,12%
75	43,48	6,92	0,14	7,79	0,00%	8 145,93	0,29%
76	43,87	6,98	0,14	0,00	0,00%	15 896,35	0,57%
77	44,04	7,01	0,14	0,85	0,00%	443,50	0,02%
78	44,27	7,05	0,14	0,00	0,00%	159 548,81	5,68%
79	44,30	7,05	0,14	0,01	0,00%	70 308,67	2,50%
80	44,31	7,05	0,14	0,00	0,00%	180 000,92	6,41%
81	45,89	7,30	0,14	1 999,46	0,07%	1,48	0,00%
82	46,46	7,40	0,14	2 639,54	0,09%	0,40	0,00%
83	48,05	7,65	0,13	469,13	0,02%	319,89	0,01%
84	48,85	7,77	0,13	531,30	0,02%	150,99	0,01%
85	49,06	7,81	0,13	0,02	0,00%	10,44	0,00%
86	49,85	7,93	0,13	0,00	0,00%	7 378,52	0,26%
87	50,16	7,98	0,13	0,04	0,00%	142,28	0,01%
88	51,10	8,13	0,12	1 565,82	0,06%	0,01	0,00%
89	52,72	8,39	0,12	0,46	0,00%	4,12	0,00%
90	52,97	8,43	0,12	671,79	0,02%	0,37	0,00%
91	53,55	8,52	0,12	1 171,04	0,04%	0,00	0,00%
92	53,76	8,56	0,12	669,04	0,02%	0,00	0,00%
93	54,92	8,74	0,11	0,00	0,00%	45 940,58	1,63%
94	55,51	8,84	0,11	1 109,36	0,04%	0,20	0,00%
95	55,57	8,84	0,11	0,00	0,00%	49 118,00	1,75%
96	56,36	8,97	0,11	24,12	0,00%	50,70	0,00%
97	57,00	9,07	0,11	202,56	0,01%	0,06	0,00%
98	57,72	9,19	0,11	31,96	0,00%	2,27	0,00%
99	58,05	9,24	0,11	4 936,25	0,18%	8,12	0,00%
100	58,21	9,26	0,11	156,13	0,01%	366,59	0,01%
101	58,43	9,30	0,11	0,00	0,00%	0,32	0,00%
102	58,82	9,36	0,11	6 425,94	0,23%	0,00	0,00%
103	59,01	9,39	0,11	0,00	0,00%	360,45	0,01%
104	59,27	9,43	0,11	1,39	0,00%	58 710,42	2,09%
105	59,47	9,46	0,11	15 424,78	0,55%	2,44	0,00%
106	59,57	9,48	0,11	84 631,45	3,01%	4,24	0,00%
107	60,06	9,56	0,10	60 807,94	2,16%	0,03	0,00%
108	61,02	9,71	0,10	95,24	0,00%	54,09	0,00%
109	61,23	9,74	0,10	0,03	0,00%	6 051,47	0,22%
110	61,42	9,78	0,10	0,01	0,00%	115 359,66	4,11%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
111	62,25	9,91	0,10	5,86	0,00%	253,43	0,01%
112	62,40	9,93	0,10	0,00	0,00%	937,83	0,03%
113	63,42	10,09	0,10	428,00	0,02%	106,61	0,00%
114	63,68	10,14	0,10	15 629,94	0,56%	0,00	0,00%
115	65,65	10,45	0,10	0,00	0,00%	198 819,79	7,07%
116	65,96	10,50	0,10	0,32	0,00%	1 349,24	0,05%
117	66,52	10,59	0,09	162,16	0,01%	4,39	0,00%
118	66,68	10,61	0,09	0,00	0,00%	330,62	0,01%
119	66,69	10,61	0,09	3,59	0,00%	0,05	0,00%
120	67,40	10,73	0,09	3 113,43	0,11%	62 002,53	2,21%
121	67,42	10,73	0,09	51 537,04	1,83%	5 002,72	0,18%
122	70,05	11,15	0,09	66,12	0,00%	0,14	0,00%
123	70,67	11,25	0,09	4 993,85	0,18%	506,24	0,02%
124	70,72	11,26	0,09	183,37	0,01%	5 760,95	0,21%
125	72,32	11,51	0,09	0,02	0,00%	3 449,75	0,12%
126	72,36	11,52	0,09	3,29	0,00%	512,70	0,02%
127	73,67	11,73	0,09	0,00	0,00%	19,77	0,00%
128	74,10	11,79	0,08	0,02	0,00%	71,95	0,00%
129	74,45	11,85	0,08	0,01	0,00%	46,78	0,00%
130	74,60	11,87	0,08	0,00	0,00%	8,55	0,00%
131	74,97	11,93	0,08	0,03	0,00%	89,56	0,00%
132	75,61	12,03	0,08	885,61	0,03%	0,00	0,00%
133	76,28	12,14	0,08	0,05	0,00%	1 588,23	0,06%
134	77,90	12,40	0,08	1 309,00	0,05%	0,40	0,00%
135	77,98	12,41	0,08	152,84	0,01%	0,02	0,00%
136	78,15	12,44	0,08	31 456,06	1,12%	0,00	0,00%
137	78,46	12,49	0,08	210,25	0,01%	0,02	0,00%
138	78,52	12,50	0,08	0,61	0,00%	176,06	0,01%
139	78,88	12,55	0,08	0,02	0,00%	2 633,40	0,09%
140	78,96	12,57	0,08	10 537,37	0,37%	6,30	0,00%
141	79,03	12,58	0,08	0,00	0,00%	0,35	0,00%
142	79,69	12,68	0,08	8,29	0,00%	0,00	0,00%
143	82,33	13,10	0,08	873,59	0,03%	0,38	0,00%
144	82,60	13,15	0,08	0,01	0,00%	51,38	0,00%
145	82,96	13,20	0,08	189,45	0,01%	0,60	0,00%
146	83,94	13,36	0,07	0,04	0,00%	5 894,40	0,21%
147	85,66	13,63	0,07	52,55	0,00%	2,82	0,00%
148	85,91	13,67	0,07	38,17	0,00%	0,00	0,00%
149	86,65	13,79	0,07	28 115,34	1,00%	0,00	0,00%
150	86,77	13,81	0,07	688,85	0,02%	1,76	0,00%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
151	88,32	14,06	0,07	45,06	0,00%	0,00	0,00%
152	89,21	14,20	0,07	658,13	0,02%	13,10	0,00%
153	89,99	14,32	0,07	36 773,71	1,31%	0,00	0,00%
154	91,05	14,49	0,07	5,89	0,00%	1 886,16	0,07%
155	92,00	14,64	0,07	71 370,35	2,54%	0,00	0,00%
156	92,81	14,77	0,07	14 458,30	0,51%	0,01	0,00%
157	93,22	14,84	0,07	4 457,25	0,16%	0,06	0,00%
158	94,02	14,96	0,07	864,27	0,03%	1,12	0,00%
159	94,68	15,07	0,07	0,14	0,00%	634,20	0,02%
160	94,87	15,10	0,07	0,07	0,00%	1 137,09	0,04%
161	95,88	15,26	0,07	0,59	0,00%	9,40	0,00%
162	96,50	15,36	0,07	1 581,78	0,06%	1,85	0,00%
163	96,59	15,37	0,07	0,93	0,00%	3 556,63	0,13%
164	96,96	15,43	0,06	617,66	0,02%	0,00	0,00%
165	97,18	15,47	0,06	52,99	0,00%	39,13	0,00%
166	98,57	15,69	0,06	4 697,51	0,17%	0,00	0,00%
167	99,49	15,83	0,06	1 568,69	0,06%	0,15	0,00%
168	100,69	16,03	0,06	8 785,60	0,31%	0,00	0,00%
169	101,41	16,14	0,06	0,02	0,00%	1,03	0,00%
170	101,61	16,17	0,06	22,14	0,00%	968,66	0,03%
171	101,89	16,22	0,06	400,94	0,01%	2,03	0,00%
172	101,91	16,22	0,06	0,06	0,00%	274,34	0,01%
173	102,01	16,23	0,06	0,00	0,00%	0,45	0,00%
174	102,50	16,31	0,06	0,05	0,00%	15 522,55	0,55%
175	102,67	16,34	0,06	354,02	0,01%	75,04	0,00%
176	102,91	16,38	0,06	13,41	0,00%	85,59	0,00%
177	103,12	16,41	0,06	5,67	0,00%	270,14	0,01%
178	103,36	16,45	0,06	0,01	0,00%	211,34	0,01%
179	103,63	16,49	0,06	52,65	0,00%	0,08	0,00%
180	103,68	16,50	0,06	631,60	0,02%	0,02	0,00%
181	103,69	16,50	0,06	1 309,80	0,05%	0,03	0,00%
182	104,85	16,69	0,06	5 204,56	0,19%	2,01	0,00%
183	104,94	16,70	0,06	3 647,71	0,13%	9,90	0,00%
184	105,83	16,84	0,06	0,00	0,00%	139,57	0,00%
185	106,17	16,90	0,06	506,36	0,02%	0,07	0,00%
186	106,62	16,97	0,06	0,00	0,00%	286,42	0,01%
187	107,44	17,10	0,06	4 014,82	0,14%	0,00	0,00%
188	107,99	17,19	0,06	0,03	0,00%	137,68	0,00%
189	108,83	17,32	0,06	0,00	0,00%	0,08	0,00%
190	109,41	17,41	0,06	1 291,42	0,05%	0,12	0,00%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
191	109,61	17,45	0,06	0,01	0,00%	0,16	0,00%
192	110,32	17,56	0,06	1 303,04	0,05%	5,81	0,00%
193	111,48	17,74	0,06	2 846,18	0,10%	22,74	0,00%
194	111,57	17,76	0,06	12,83	0,00%	5 422,85	0,19%
195	111,83	17,80	0,06	1,77	0,00%	99,10	0,00%
196	111,93	17,81	0,06	3 706,42	0,13%	121,13	0,00%
197	112,16	17,85	0,06	0,79	0,00%	25,22	0,00%
198	112,43	17,89	0,06	773,10	0,03%	207,53	0,01%
199	112,78	17,95	0,06	36,42	0,00%	4 214,36	0,15%
200	112,98	17,98	0,06	0,00	0,00%	1 146,63	0,04%
201	113,73	18,10	0,06	17,98	0,00%	571,83	0,02%
202	115,29	18,35	0,05	0,00	0,00%	4 973,54	0,18%
203	115,67	18,41	0,05	0,00	0,00%	24,65	0,00%
204	115,79	18,43	0,05	0,00	0,00%	1 098,52	0,04%
205	116,12	18,48	0,05	0,01	0,00%	771,39	0,03%
206	116,28	18,51	0,05	0,00	0,00%	5,87	0,00%
207	116,65	18,57	0,05	21,06	0,00%	5,25	0,00%
208	117,00	18,62	0,05	38,37	0,00%	0,00	0,00%
209	117,05	18,63	0,05	3,30	0,00%	0,00	0,00%
210	117,18	18,65	0,05	0,00	0,00%	0,09	0,00%
211	117,42	18,69	0,05	0,05	0,00%	0,00	0,00%
212	117,98	18,78	0,05	0,00	0,00%	0,00	0,00%
213	118,02	18,78	0,05	0,08	0,00%	0,00	0,00%
214	118,07	18,79	0,05	2,54	0,00%	0,03	0,00%
215	118,33	18,83	0,05	8,64	0,00%	2,30	0,00%
216	118,80	18,91	0,05	0,25	0,00%	12,62	0,00%
217	119,72	19,05	0,05	0,00	0,00%	410,56	0,01%
218	120,56	19,19	0,05	0,00	0,00%	0,02	0,00%
219	120,61	19,20	0,05	0,00	0,00%	26,24	0,00%
220	120,91	19,24	0,05	0,00	0,00%	88,01	0,00%
221	120,98	19,25	0,05	0,03	0,00%	1,44	0,00%
222	121,62	19,36	0,05	0,00	0,00%	6,98	0,00%
223	121,74	19,38	0,05	0,57	0,00%	1,33	0,00%
224	122,49	19,50	0,05	0,02	0,00%	0,06	0,00%
225	123,14	19,60	0,05	0,12	0,00%	0,36	0,00%
226	123,48	19,65	0,05	0,00	0,00%	23,43	0,00%
227	123,55	19,66	0,05	0,00	0,00%	32,01	0,00%
228	123,72	19,69	0,05	2,64	0,00%	0,00	0,00%
229	123,83	19,71	0,05	44,25	0,00%	0,66	0,00%
230	124,34	19,79	0,05	0,22	0,00%	24,59	0,00%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
231	124,51	19,82	0,05	12,84	0,00%	1,85	0,00%
232	125,00	19,90	0,05	332,14	0,01%	0,67	0,00%
233	125,88	20,03	0,05	646,31	0,02%	366,88	0,01%
234	125,89	20,04	0,05	91,77	0,00%	819,60	0,03%
235	126,13	20,07	0,05	0,00	0,00%	2 189,01	0,08%
236	126,61	20,15	0,05	4 002,13	0,14%	0,00	0,00%
237	126,74	20,17	0,05	0,04	0,00%	0,00	0,00%
238	127,30	20,26	0,05	0,00	0,00%	0,39	0,00%
239	128,06	20,38	0,05	0,19	0,00%	519,43	0,02%
240	128,82	20,50	0,05	4,22	0,00%	447,01	0,02%
241	129,24	20,57	0,05	3,36	0,00%	98,98	0,00%
242	129,53	20,62	0,05	0,27	0,00%	1,43	0,00%
243	129,86	20,67	0,05	7,97	0,00%	0,71	0,00%
244	130,06	20,70	0,05	0,00	0,00%	0,47	0,00%
245	130,19	20,72	0,05	0,00	0,00%	0,00	0,00%
246	130,42	20,76	0,05	0,01	0,00%	0,05	0,00%
247	131,19	20,88	0,05	123,57	0,00%	0,73	0,00%
248	131,33	20,90	0,05	0,00	0,00%	736,68	0,03%
249	131,54	20,93	0,05	178,90	0,01%	0,04	0,00%
250	132,38	21,07	0,05	0,00	0,00%	63,21	0,00%
251	132,78	21,13	0,05	0,00	0,00%	409,60	0,01%
252	133,08	21,18	0,05	174,08	0,01%	3,38	0,00%
253	133,58	21,26	0,05	0,08	0,00%	0,00	0,00%
254	133,66	21,27	0,05	0,01	0,00%	0,00	0,00%
255	133,85	21,30	0,05	512,53	0,02%	1,44	0,00%
256	134,17	21,35	0,05	0,47	0,00%	47,52	0,00%
257	134,27	21,37	0,05	0,00	0,00%	0,90	0,00%
258	134,34	21,38	0,05	0,00	0,00%	17,02	0,00%
259	134,51	21,41	0,05	2,03	0,00%	7,34	0,00%
260	134,87	21,46	0,05	0,00	0,00%	29 098,82	1,04%
261	134,92	21,47	0,05	2,44	0,00%	1 606,82	0,06%
262	135,55	21,57	0,05	0,00	0,00%	128,79	0,00%
263	135,94	21,64	0,05	0,00	0,00%	4 185,92	0,15%
264	136,29	21,69	0,05	0,00	0,00%	0,10	0,00%
265	137,40	21,87	0,05	6,33	0,00%	365,99	0,01%
266	137,76	21,93	0,05	0,25	0,00%	20,78	0,00%
267	138,94	22,11	0,05	0,05	0,00%	5,07	0,00%
268	139,26	22,16	0,05	0,05	0,00%	3 591,06	0,13%
269	139,63	22,22	0,04	8 208,79	0,29%	0,03	0,00%
270	140,24	22,32	0,04	136,19	0,00%	612,81	0,02%

Tableau-A VI-5 Résumé des modes de vibration du modèle M4-MNA-Bois-NC (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
271	140,46	22,35	0,04	0,00	0,00%	50,09	0,00%
272	140,71	22,39	0,04	151,65	0,01%	3,56	0,00%
273	140,79	22,41	0,04	0,00	0,00%	272,93	0,01%
274	140,96	22,43	0,04	0,00	0,00%	417,63	0,01%
275	142,93	22,75	0,04	17,94	0,00%	2 929,67	0,10%
276	143,04	22,77	0,04	1 640,04	0,06%	215,11	0,01%
277	143,22	22,79	0,04	5,11	0,00%	0,19	0,00%
278	143,26	22,80	0,04	28,59	0,00%	0,00	0,00%
279	143,32	22,81	0,04	88,40	0,00%	0,06	0,00%
280	143,49	22,84	0,04	8,13	0,00%	3,45	0,00%
281	143,52	22,84	0,04	176,14	0,01%	0,07	0,00%
282	143,72	22,87	0,04	1 765,14	0,06%	0,02	0,00%
283	144,16	22,94	0,04	0,01	0,00%	14,64	0,00%
284	144,92	23,07	0,04	0,01	0,00%	0,00	0,00%
285	144,96	23,07	0,04	0,00	0,00%	0,00	0,00%
286	145,59	23,17	0,04	0,04	0,00%	0,00	0,00%
287	145,68	23,19	0,04	0,08	0,00%	1,62	0,00%
288	145,71	23,19	0,04	3,24	0,00%	37,10	0,00%
289	145,88	23,22	0,04	7 826,83	0,28%	0,03	0,00%
290	146,43	23,31	0,04	26,29	0,00%	0,44	0,00%
291	146,48	23,31	0,04	0,00	0,00%	11,06	0,00%
292	147,06	23,41	0,04	0,00	0,00%	1 741,13	0,06%
293	147,67	23,50	0,04	227,56	0,01%	0,00	0,00%
294	148,95	23,71	0,04	16 113,60	0,57%	0,00	0,00%
295	149,12	23,73	0,04	9 381,98	0,33%	0,00	0,00%
296	149,15	23,74	0,04	0,46	0,00%	8,84	0,00%
297	149,84	23,85	0,04	14 514,19	0,52%	0,15	0,00%
298	151,21	24,07	0,04	31,93	0,00%	0,00	0,00%
299	152,03	24,20	0,04	0,00	0,00%	6 963,24	0,25%
300	152,68	24,30	0,04	0,04	0,00%	515,44	0,02%
Σ	-	-	-	-	78,09%	-	69,70%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [kg]	modale$_x$ [%]	m_z [kg]	modale$_z$ [%]
1	4,54	0,72	1,38	18 301,76	0,65%	0,00	0,00%
2	5,57	0,89	1,13	0,00	0,00%	6 831,34	0,24%
3	6,44	1,02	0,98	10 993,73	0,39%	0,00	0,00%
4	7,89	1,25	0,80	6 891,35	0,25%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
5	8,79	1,40	0,72	475,74	0,02%	0,00	0,00%
6	10,22	1,63	0,61	1 112,53	0,04%	0,00	0,00%
7	10,28	1,64	0,61	0,35	0,00%	0,00	0,00%
8	12,67	2,02	0,50	1 927,33	0,07%	0,00	0,00%
9	13,51	2,15	0,47	6,80	0,00%	0,01	0,00%
10	15,38	2,45	0,41	0,00	0,00%	5,77	0,00%
11	15,38	2,45	0,41	0,03	0,00%	2,00	0,00%
12	15,48	2,46	0,41	1 940,35	0,07%	1,33	0,00%
13	17,80	2,83	0,35	0,00	0,00%	144 618,29	5,15%
14	18,50	2,94	0,34	279,43	0,01%	0,01	0,00%
15	19,04	3,03	0,33	0,02	0,00%	151 525,66	5,39%
16	19,38	3,09	0,32	29,58	0,00%	33,76	0,00%
17	20,30	3,23	0,31	28 863,84	1,03%	0,00	0,00%
18	20,67	3,29	0,30	672 582,77	23,93%	0,00	0,00%
19	21,56	3,43	0,29	326,66	0,01%	2,64	0,00%
20	22,55	3,59	0,28	0,19	0,00%	1 916,40	0,07%
21	22,60	3,60	0,28	0,00	0,00%	57 077,78	2,03%
22	22,70	3,61	0,28	0,00	0,00%	124 880,10	4,44%
23	23,08	3,67	0,27	1 857,24	0,07%	0,40	0,00%
24	23,73	3,78	0,26	3 453,94	0,12%	0,00	0,00%
25	24,79	3,94	0,25	0,00	0,00%	34,61	0,00%
26	24,81	3,95	0,25	0,00	0,00%	24,46	0,00%
27	25,33	4,03	0,25	0,00	0,00%	23,34	0,00%
28	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	3,79	0,00%
29	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,07	0,00%
30	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	2,24	0,00%
31	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,43	0,00%
32	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,15	0,00%
33	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,15	0,00%
34	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,00	0,00%
35	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	0,03	0,00%
36	25,34	4,03	0,25	0,00	0,00%	721,77	0,03%
37	28,45	4,53	0,22	1 020,50	0,04%	0,05	0,00%
38	30,34	4,83	0,21	0,06	0,00%	39 032,10	1,39%
39	30,41	4,84	0,21	0,00	0,00%	5 688,54	0,20%
40	30,61	4,87	0,21	11 943,14	0,42%	0,00	0,00%
41	30,82	4,91	0,20	77,52	0,00%	0,00	0,00%
42	31,03	4,94	0,20	3 935,11	0,14%	0,00	0,00%
43	31,81	5,06	0,20	11 636,82	0,41%	0,00	0,00%
44	32,02	5,10	0,20	13 187,05	0,47%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
45	32,12	5,11	0,20	73 400,95	2,61%	0,00	0,00%
46	32,34	5,15	0,19	97 872,40	3,48%	0,00	0,00%
47	32,56	5,18	0,19	0,00	0,00%	855,14	0,03%
48	32,59	5,19	0,19	0,00	0,00%	0,28	0,00%
49	32,73	5,21	0,19	34,35	0,00%	2 338,16	0,08%
50	32,80	5,22	0,19	4 385,62	0,16%	4,40	0,00%
51	33,78	5,38	0,19	513 244,10	18,26%	0,00	0,00%
52	34,00	5,41	0,18	11 727,60	0,42%	0,02	0,00%
53	35,38	5,63	0,18	0,16	0,00%	46,15	0,00%
54	35,56	5,66	0,18	0,00	0,00%	116,57	0,00%
55	35,77	5,69	0,18	0,03	0,00%	961,87	0,03%
56	35,86	5,71	0,18	0,00	0,00%	0,00	0,00%
57	36,18	5,76	0,17	0,00	0,00%	608,58	0,02%
58	36,71	5,84	0,17	8 579,72	0,31%	931,57	0,03%
59	36,81	5,86	0,17	8 002,45	0,28%	2 015,83	0,07%
60	37,15	5,91	0,17	0,14	0,00%	12 860,91	0,46%
61	37,53	5,97	0,17	37 816,62	1,35%	0,02	0,00%
62	37,99	6,05	0,17	0,00	0,00%	178 790,51	6,36%
63	39,19	6,24	0,16	0,02	0,00%	136,76	0,00%
64	39,62	6,31	0,16	55 580,05	1,98%	0,39	0,00%
65	39,71	6,32	0,16	18,78	0,00%	0,00	0,00%
66	39,91	6,35	0,16	0,00	0,00%	109 243,55	3,89%
67	40,02	6,37	0,16	0,02	0,00%	2,48	0,00%
68	40,23	6,40	0,16	0,00	0,00%	3 327,51	0,12%
69	41,57	6,62	0,15	35,68	0,00%	2,72	0,00%
70	42,91	6,83	0,15	0,01	0,00%	335,30	0,01%
71	43,17	6,87	0,15	0,00	0,00%	5,22	0,00%
72	43,40	6,91	0,14	0,04	0,00%	7,89	0,00%
73	43,44	6,91	0,14	357,85	0,01%	531,36	0,02%
74	43,48	6,92	0,14	19,41	0,00%	3 121,47	0,11%
75	43,88	6,98	0,14	0,00	0,00%	2 993,95	0,11%
76	44,04	7,01	0,14	0,01	0,00%	58,24	0,00%
77	44,28	7,05	0,14	0,00	0,00%	570,97	0,02%
78	44,30	7,05	0,14	0,14	0,00%	59,54	0,00%
79	44,97	7,16	0,14	0,00	0,00%	419 106,36	14,91%
80	45,38	7,22	0,14	25 298,71	0,90%	32,44	0,00%
81	46,29	7,37	0,14	3 430,40	0,12%	0,00	0,00%
82	48,02	7,64	0,13	1 778,24	0,06%	314,59	0,01%
83	48,81	7,77	0,13	2 603,20	0,09%	72,29	0,00%
84	49,06	7,81	0,13	0,81	0,00%	24,46	0,00%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
85	49,42	7,87	0,13	6 844,95	0,24%	3,68	0,00%
86	50,04	7,96	0,13	0,00	0,00%	6 364,66	0,23%
87	50,16	7,98	0,13	0,13	0,00%	292,07	0,01%
88	51,34	8,17	0,12	6 842,21	0,24%	0,00	0,00%
89	52,72	8,39	0,12	0,09	0,00%	0,87	0,00%
90	52,97	8,43	0,12	773,61	0,03%	0,64	0,00%
91	53,90	8,58	0,12	4 001,10	0,14%	0,00	0,00%
92	54,60	8,69	0,12	33,47	0,00%	3,73	0,00%
93	55,17	8,78	0,11	0,00	0,00%	58 478,07	2,08%
94	55,52	8,84	0,11	1 231,14	0,04%	0,07	0,00%
95	56,48	8,99	0,11	982,58	0,03%	2,28	0,00%
96	57,04	9,08	0,11	8,06	0,00%	0,00	0,00%
97	57,73	9,19	0,11	16,58	0,00%	47,41	0,00%
98	57,83	9,20	0,11	0,01	0,00%	19 444,72	0,69%
99	58,36	9,29	0,11	20 343,94	0,72%	0,99	0,00%
100	58,43	9,30	0,11	0,00	0,00%	0,13	0,00%
101	59,02	9,39	0,11	0,00	0,00%	2,74	0,00%
102	59,35	9,45	0,11	0,43	0,00%	2 102,08	0,07%
103	59,42	9,46	0,11	724,72	0,03%	110,29	0,00%
104	59,98	9,55	0,10	131 952,69	4,70%	0,00	0,00%
105	60,99	9,71	0,10	0,00	0,00%	4 406,53	0,16%
106	61,00	9,71	0,10	0,29	0,00%	1 200,69	0,04%
107	61,23	9,75	0,10	5,94	0,00%	802,33	0,03%
108	62,21	9,90	0,10	0,10	0,00%	90 668,71	3,23%
109	62,36	9,93	0,10	0,00	0,00%	273 054,16	9,72%
110	62,40	9,93	0,10	0,00	0,00%	48 213,59	1,72%
111	62,99	10,03	0,10	6,72	0,00%	135,10	0,00%
112	63,63	10,13	0,10	29 409,09	1,05%	0,00	0,00%
113	65,58	10,44	0,10	2 204,15	0,08%	2,17	0,00%
114	66,27	10,55	0,09	5 954,69	0,21%	0,00	0,00%
115	66,52	10,59	0,09	0,00	0,00%	9 077,19	0,32%
116	66,69	10,61	0,09	313,82	0,01%	0,07	0,00%
117	66,69	10,61	0,09	11,58	0,00%	73,24	0,00%
118	66,82	10,63	0,09	26 271,01	0,93%	0,00	0,00%
119	67,91	10,81	0,09	47 002,57	1,67%	0,00	0,00%
120	69,45	11,05	0,09	0,00	0,00%	94 092,20	3,35%
121	70,04	11,15	0,09	0,21	0,00%	56,78	0,00%
122	71,07	11,31	0,09	10 697,86	0,38%	0,00	0,00%
123	71,46	11,37	0,09	0,00	0,00%	0,00	0,00%
124	72,36	11,52	0,09	0,25	0,00%	25,39	0,00%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	modale$_x$ [%]	m_y [tonne]	modale$_y$ [%]
125	72,61	11,56	0,09	0,00	0,00%	10 291,93	0,37%
126	73,67	11,73	0,09	1,22	0,00%	94,20	0,00%
127	74,11	11,79	0,08	17,35	0,00%	94,68	0,00%
128	74,50	11,86	0,08	0,00	0,00%	63,77	0,00%
129	74,61	11,87	0,08	0,00	0,00%	12,90	0,00%
130	75,12	11,96	0,08	0,02	0,00%	66,61	0,00%
131	76,10	12,11	0,08	24,54	0,00%	0,00	0,00%
132	76,33	12,15	0,08	26,39	0,00%	2 207,60	0,08%
133	77,00	12,26	0,08	2 482,63	0,09%	22,79	0,00%
134	77,97	12,41	0,08	2,84	0,00%	0,00	0,00%
135	78,20	12,45	0,08	27 735,20	0,99%	0,00	0,00%
136	78,42	12,48	0,08	4,34	0,00%	0,00	0,00%
137	78,58	12,51	0,08	2,66	0,00%	216,97	0,01%
138	78,91	12,56	0,08	1 476,76	0,05%	0,03	0,00%
139	79,00	12,57	0,08	13 228,05	0,47%	0,01	0,00%
140	79,49	12,65	0,08	262,42	0,01%	0,23	0,00%
141	79,70	12,68	0,08	0,00	0,00%	1 728,39	0,06%
142	79,82	12,70	0,08	164,77	0,01%	10,69	0,00%
143	82,35	13,11	0,08	687,20	0,02%	0,67	0,00%
144	83,13	13,23	0,08	0,00	0,00%	159,94	0,01%
145	83,67	13,32	0,08	463,40	0,02%	0,00	0,00%
146	84,26	13,41	0,07	0,03	0,00%	4 609,48	0,16%
147	85,77	13,65	0,07	0,00	0,00%	3,60	0,00%
148	86,57	13,78	0,07	98,47	0,00%	3,46	0,00%
149	87,54	13,93	0,07	930,61	0,03%	0,01	0,00%
150	88,53	14,09	0,07	5 088,07	0,18%	0,00	0,00%
151	89,15	14,19	0,07	22 699,33	0,81%	0,00	0,00%
152	90,19	14,35	0,07	32 266,63	1,15%	0,00	0,00%
153	91,04	14,49	0,07	2,33	0,00%	1 986,64	0,07%
154	92,27	14,68	0,07	95 660,19	3,40%	0,00	0,00%
155	92,96	14,79	0,07	3 589,10	0,13%	0,00	0,00%
156	93,55	14,89	0,07	1 915,49	0,07%	208,75	0,01%
157	94,11	14,98	0,07	1 461,82	0,05%	94,07	0,00%
158	94,72	15,07	0,07	0,00	0,00%	12,52	0,00%
159	95,31	15,17	0,07	0,06	0,00%	8,62	0,00%
160	95,70	15,23	0,07	0,39	0,00%	609,54	0,02%
161	96,45	15,35	0,07	100,60	0,00%	494,20	0,02%
162	96,52	15,36	0,07	1 891,67	0,07%	4,13	0,00%
163	96,79	15,40	0,06	4,03	0,00%	891,80	0,03%
164	98,68	15,71	0,06	0,13	0,00%	271,23	0,01%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
165	99,45	15,83	0,06	2 220,11	0,08%	0,00	0,00%
166	99,60	15,85	0,06	111,34	0,00%	1,27	0,00%
167	101,47	16,15	0,06	1,02	0,00%	69,30	0,00%
168	101,84	16,21	0,06	673,35	0,02%	0,06	0,00%
169	102,00	16,23	0,06	0,00	0,00%	6,07	0,00%
170	102,01	16,23	0,06	0,00	0,00%	28,34	0,00%
171	102,12	16,25	0,06	0,00	0,00%	1,04	0,00%
172	102,66	16,34	0,06	289,71	0,01%	12,35	0,00%
173	102,74	16,35	0,06	2,76	0,00%	26,80	0,00%
174	103,05	16,40	0,06	40,15	0,00%	0,00	0,00%
175	103,37	16,45	0,06	347,90	0,01%	216,88	0,01%
176	103,52	16,48	0,06	4 742,38	0,17%	2,21	0,00%
177	103,56	16,48	0,06	208,20	0,01%	0,00	0,00%
178	103,64	16,49	0,06	50,64	0,00%	0,05	0,00%
179	103,68	16,50	0,06	1,42	0,00%	0,01	0,00%
180	104,51	16,63	0,06	84,13	0,00%	3 346,77	0,12%
181	104,84	16,69	0,06	10 458,84	0,37%	8,81	0,00%
182	105,47	16,79	0,06	13,85	0,00%	159,81	0,01%
183	106,39	16,93	0,06	0,09	0,00%	139,06	0,00%
184	106,43	16,94	0,06	48,41	0,00%	25,59	0,00%
185	106,80	17,00	0,06	366,37	0,01%	2,26	0,00%
186	108,09	17,20	0,06	2,89	0,00%	0,14	0,00%
187	108,57	17,28	0,06	886,50	0,03%	1 555,34	0,06%
188	108,84	17,32	0,06	1 651,54	0,06%	2 567,07	0,09%
189	109,06	17,36	0,06	0,21	0,00%	1 151,30	0,04%
190	109,52	17,43	0,06	0,00	0,00%	8,74	0,00%
191	110,73	17,62	0,06	1,34	0,00%	108,37	0,00%
192	111,50	17,75	0,06	428,71	0,02%	4,98	0,00%
193	111,80	17,79	0,06	53,19	0,00%	128,83	0,00%
194	112,30	17,87	0,06	1 610,55	0,06%	0,45	0,00%
195	112,58	17,92	0,06	1 112,32	0,04%	790,11	0,03%
196	112,64	17,93	0,06	3,49	0,00%	14 284,87	0,51%
197	112,85	17,96	0,06	993,96	0,04%	1 221,40	0,04%
198	113,55	18,07	0,06	720,23	0,03%	0,14	0,00%
199	114,23	18,18	0,06	570,79	0,02%	289,61	0,01%
200	115,15	18,33	0,05	0,03	0,00%	272,08	0,01%
201	115,25	18,34	0,05	91,07	0,00%	26,98	0,00%
202	115,58	18,39	0,05	0,00	0,00%	70,65	0,00%
203	115,98	18,46	0,05	0,01	0,00%	0,02	0,00%
204	116,44	18,53	0,05	0,01	0,00%	2 003,61	0,07%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
205	116,60	18,56	0,05	22,05	0,00%	0,95	0,00%
206	116,99	18,62	0,05	1,11	0,00%	0,82	0,00%
207	117,03	18,63	0,05	0,00	0,00%	21,64	0,00%
208	117,05	18,63	0,05	0,17	0,00%	0,00	0,00%
209	117,42	18,69	0,05	0,15	0,00%	0,00	0,00%
210	117,98	18,78	0,05	3,83	0,00%	0,00	0,00%
211	118,00	18,78	0,05	0,04	0,00%	0,06	0,00%
212	118,04	18,79	0,05	0,00	0,00%	0,03	0,00%
213	118,20	18,81	0,05	0,32	0,00%	0,15	0,00%
214	118,93	18,93	0,05	0,40	0,00%	423,02	0,02%
215	119,56	19,03	0,05	0,00	0,00%	3 861,60	0,14%
216	120,60	19,19	0,05	0,00	0,00%	7,27	0,00%
217	120,93	19,25	0,05	0,00	0,00%	1,10	0,00%
218	120,94	19,25	0,05	0,00	0,00%	2,28	0,00%
219	120,99	19,26	0,05	0,02	0,00%	8,68	0,00%
220	121,63	19,36	0,05	0,00	0,00%	9,67	0,00%
221	122,49	19,50	0,05	0,05	0,00%	0,05	0,00%
222	123,12	19,59	0,05	0,29	0,00%	0,36	0,00%
223	123,37	19,63	0,05	0,00	0,00%	0,02	0,00%
224	123,51	19,66	0,05	0,00	0,00%	29,82	0,00%
225	123,65	19,68	0,05	0,08	0,00%	0,00	0,00%
226	123,71	19,69	0,05	25,96	0,00%	0,23	0,00%
227	123,77	19,70	0,05	0,02	0,00%	5,75	0,00%
228	123,85	19,71	0,05	69,08	0,00%	0,28	0,00%
229	124,15	19,76	0,05	92,94	0,00%	0,00	0,00%
230	124,87	19,87	0,05	13,73	0,00%	0,00	0,00%
231	125,18	19,92	0,05	0,00	0,00%	0,42	0,00%
232	125,89	20,04	0,05	2 452,40	0,09%	0,00	0,00%
233	126,63	20,15	0,05	3 894,33	0,14%	0,01	0,00%
234	126,76	20,17	0,05	0,13	0,00%	0,03	0,00%
235	127,10	20,23	0,05	0,00	0,00%	434,06	0,02%
236	127,61	20,31	0,05	1,46	0,00%	2 054,61	0,07%
237	128,16	20,40	0,05	1,00	0,00%	41,03	0,00%
238	128,55	20,46	0,05	1,82	0,00%	1 041,78	0,04%
239	129,23	20,57	0,05	3,02	0,00%	8,96	0,00%
240	129,63	20,63	0,05	0,05	0,00%	53,50	0,00%
241	130,06	20,70	0,05	0,00	0,00%	21,43	0,00%
242	130,19	20,72	0,05	0,00	0,00%	0,00	0,00%
243	130,44	20,76	0,05	0,00	0,00%	1,05	0,00%
244	130,88	20,83	0,05	0,00	0,00%	3 886,69	0,14%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	w [rad/sec]	f [Hz]	T [sec]	m_x [tonne]	$modale_x$ [%]	m_y [tonne]	$modale_y$ [%]
245	131,20	20,88	0,05	57,83	0,00%	23,10	0,00%
246	131,52	20,93	0,05	280,40	0,01%	0,01	0,00%
247	132,26	21,05	0,05	0,21	0,00%	1 473,99	0,05%
248	132,42	21,08	0,05	0,00	0,00%	2 998,27	0,11%
249	132,81	21,14	0,05	0,00	0,00%	863,19	0,03%
250	133,23	21,20	0,05	41,94	0,00%	243,89	0,01%
251	133,58	21,26	0,05	0,08	0,00%	0,03	0,00%
252	133,66	21,27	0,05	0,01	0,00%	0,00	0,00%
253	133,86	21,30	0,05	250,85	0,01%	11,81	0,00%
254	134,07	21,34	0,05	32,72	0,00%	7,37	0,00%
255	134,27	21,37	0,05	0,05	0,00%	0,01	0,00%
256	134,34	21,38	0,05	0,00	0,00%	4,12	0,00%
257	134,62	21,43	0,05	13,54	0,00%	3,76	0,00%
258	134,89	21,47	0,05	21,84	0,00%	210,35	0,01%
259	134,93	21,47	0,05	0,00	0,00%	21 862,47	0,78%
260	135,57	21,58	0,05	0,00	0,00%	116,88	0,00%
261	136,18	21,67	0,05	0,00	0,00%	853,25	0,03%
262	136,46	21,72	0,05	0,00	0,00%	100,69	0,00%
263	137,39	21,87	0,05	66,43	0,00%	421,12	0,01%
264	137,56	21,89	0,05	77,64	0,00%	0,06	0,00%
265	138,67	22,07	0,05	648,29	0,02%	0,00	0,00%
266	139,28	22,17	0,05	0,07	0,00%	3 483,92	0,12%
267	139,40	22,19	0,05	6 072,96	0,22%	0,77	0,00%
268	140,25	22,32	0,04	348,70	0,01%	358,84	0,01%
269	140,48	22,36	0,04	0,09	0,00%	35,59	0,00%
270	140,72	22,40	0,04	353,12	0,01%	1,97	0,00%
271	140,81	22,41	0,04	0,13	0,00%	191,93	0,01%
272	141,21	22,47	0,04	0,82	0,00%	1 737,87	0,06%
273	142,56	22,69	0,04	2 880,28	0,10%	0,00	0,00%
274	143,00	22,76	0,04	0,15	0,00%	2 837,99	0,10%
275	143,22	22,79	0,04	0,00	0,00%	0,72	0,00%
276	143,31	22,81	0,04	105,88	0,00%	0,00	0,00%
277	143,44	22,83	0,04	102,59	0,00%	0,09	0,00%
278	143,59	22,85	0,04	271,67	0,01%	0,00	0,00%
279	143,74	22,88	0,04	0,96	0,00%	0,05	0,00%
280	144,39	22,98	0,04	0,01	0,00%	15,24	0,00%
281	144,92	23,07	0,04	0,05	0,00%	0,00	0,00%
282	144,96	23,07	0,04	4 305,75	0,15%	0,00	0,00%
283	144,96	23,07	0,04	1,90	0,00%	0,00	0,00%
284	145,59	23,17	0,04	0,14	0,00%	0,00	0,00%

Tableau-A VI-6 Résumé des modes de vibration du modèle M5-MNA-Bois-C (suite)

Mode	**w [rad/sec]**	**f [Hz]**	**T [sec]**	**m_x [tonne]**	**modale$_x$ [%]**	**m_y [tonne]**	**modale$_y$ [%]**
285	145,68	23,19	0,04	0,00	0,00%	0,01	0,00%
286	146,00	23,24	0,04	7 156,09	0,25%	0,00	0,00%
287	146,47	23,31	0,04	1,57	0,00%	222,95	0,01%
288	146,75	23,36	0,04	73,58	0,00%	140,49	0,00%
289	146,89	23,38	0,04	1,21	0,00%	377,84	0,01%
290	147,87	23,53	0,04	0,19	0,00%	464,54	0,02%
291	149,00	23,71	0,04	8 551,64	0,30%	0,00	0,00%
292	149,19	23,74	0,04	20 653,71	0,73%	0,00	0,00%
293	149,45	23,79	0,04	0,11	0,00%	2,72	0,00%
294	150,54	23,96	0,04	7 143,49	0,25%	0,64	0,00%
295	150,72	23,99	0,04	1,02	0,00%	4 686,69	0,17%
296	151,34	24,09	0,04	318,89	0,01%	13,50	0,00%
297	152,45	24,26	0,04	0,18	0,00%	4 366,61	0,16%
298	152,96	24,34	0,04	0,05	0,00%	0,38	0,00%
299	153,44	24,42	0,04	8,23	0,00%	0,00	0,00%
300	153,60	24,45	0,04	1 300,54	0,05%	0,31	0,00%
Σ	-	-	-	-	79,56%	-	70,85%

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Akin, J. E. (2010). *Finite element analysis concepts via SolidWorks*. Singapour: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd.

Anzilotti, Y., & Fuentes Rivera Ramirez, G. (2018). *Damage to Architectural Heritage in the 2012 Pianura Padana Earthquake: the case of S. Bartolomea Apostolo Church in Quistello* (Mémoire de maîtrise, Politecnico di Milano, Milan, Italie).

BaNQ. (2020). *Saint-Joseph-de-Chambly - construction d'une nouvelle église, 20 juin 1880-20 fevrier 1881*. Banque des archives Nationales du Québec.

Bédard, H. (1971). *Maisons et églises du Québec*. Québec: Ministère des affaires culturelles du Québec

Betti, M., & Vignoli, A. (2008). Modelling and analysis of a Romanesque church under earthquake loading: Assessment of seismic resistance. *Engineering Structures, 30*(2), Pages 352-367.

Boldireff, É. (2018). *Caratérisation des propriétés mécaniques de la maçonnerie de pierre traditionnelles à murs massifs* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).

Bruneau, M., & Lamontagne, M. (1994). Damage from 20th century earthquakes in eastern Canada and seismic vulnerability of unreinforced masonry buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering, 21*, pages 643-663.

Carignan, S., 2020. Le carillon de Sainte-Famille.

Carrier, R., Nollet, M.-J., Parisi, M. A., & Sferrazza Papa, G. (2019, 17-20 juin). *Seismic vulnerability of URM churches built according to the Conefroy design* présentée à 12th Conférence Canadienne de Génie Parasismique (CCEE), Québec, Québec.

Carrier, R., Sferrazza Papa, G., Farzam, A., Nollet, M.-J., & Parisi, M. A. (2020). *Seismic vulnerability assessment of unreinforced masonry churches in Quebec: The Conefroy typology* présentée à Congrès annuel de la Société canadienne de génie civil (SCGC), Saskatoon, Saskatchewan.

Castellaro, S. (2016). The complementarity of H/V and dispersion curves. *Geophysics, 81*(6), pages 1-16.

Chidiac, S. E., & Foo, S. (2002). *Guidelines for the seismic assessment of stone-masonry structures*. Canada: Technology Directorate Architectural & Engineering Services. doi: 10.13140/2.1.4276.9441

Chouinard, L. (1988). *Évolution historique de l'église de la Sainte-Famille à Boucherville*. Montréal.

Chouinard, L., & Rosset, P. (2012). On the Use of Single Station Ambient Noise Techniques for Microzonation Purposes: the Case of Montreal. Dans *Shear Wave Velocity Measurement Guidelines for Canadian Seismic Site Characterization in Soil and Rock*. Geological Survey of Canada.

CNB. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015*. Ottawa: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies.

Costa, A. A., Quelhas, B., & Almeida, J. P. (2014). Numerical Modelling Approches for Existing Masonry and RC Structures. *Building Pathology and Rehabilitation, 2*(10), p. 285 - 306.

D'Alaya, D. F., & Speranza, E. (2003). Definition of Collapse Mechanisms and Seismic Vulnerability of Historic Masonry Buildings. *Earthquake Spectra, 19*(3), pages 479-509.

D'Ayala, D. F. (2000, 30 janvier - 4 février). *Establishing correlation between vulnerability and damage survey for churches* présentée à 12th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Auckland, Nouvelle-Zélande.

D'Ayala, D. F., & Speranza, E. (2002, 9 septembre - 13 septembre). *An Integrated Procedure for the Assessment of Seismic Vunerability of Historic Buildings* présentée à 12th European Conference on Earthquake Engineering, Londre, Royaume-Uni.

Devaux, M. (2008). *Seismic Vulnerability of Cultural Heritage Buildings in Switzerland* (Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne Suisse). (4167).

Dion, D.-J. (1977). *Levé géotechnique de la région de Boucherville-Tracy - Raport d'étude et cartes d'aptitude*. Ministère des richesses naturelle - Direction de la géologie.

Doglioni, F., Moretti, A., & Petrini, V. (1994). *Le Chiese e il Terremoto*. Trieste, Italy: LINT Press.

Dubé-Loubert, H., Parent, M., & Brazeau, A. (2014). *Cartographie des dépôts de surface des bassins versants contigus des rivières Richelieu, Yamaska et de la baie Missisquoi*. Québec Gouvernement du Québec.

Duveaux, M., 2019a. Analyser des données avec ARTeMIS Modal.

Duveaux, M., 2019b. Analyser des mesures HVSR.

Duveaux, M., 2019c. Transférer les données de GRILLA vers ARTeMIS Modal.

Endo, Y., Pelà, L., Roca, P., da Porto, F., & Modena, C. (2015). Comparison of seismic analysis methods applied to a historical church struck by 2009 L'Aquila earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering, 13*, Pages 3749-3778.

Farzam, A. (2018). *Intégration des effets de sites à l'évaluation de la vulnérabilité sismiques des ouvrages d'art à l'aide d'une plateforme de système d'information géographique (SIG)* (Thèse de doctorat, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).

Ferreira, T. M., Vicente, R., & Varum, H. (2014). Seismic vilnerability assessment of masonry walls: developpement, application and validation of new scoring method. *Structural Engineering and Mechanics, 50*(4), pages 541-561.

Fleres, R. (2017). *La vulnerabilita sismica degli edifici monumentali: La Chiesa normanna di Santa Maria della Valle a Messica* (Mémoire de maîtrise, Politecnico di Milano, Milan, Italie).

Galy, B. (2009). *Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Université du Québec Montréal, Canada).

Gendron, A. (2018). *Caractérisation structurale des bâtiments en bois et en maçonnerie non-armée en vue de leur évaluation sismique* (Rapport de projet, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).

GNDT. (1993). *Manuale per il rilevamento della vulnerabilita sismica degli edifici - Istruzione per la compilazone della scheda 2° livello*. Rome, Italie.

Graitec. (2018). Advanced Design America. Autodesk.

Grünthal, G., Musson, M. W., & Stucchi, M. (1998). *L'échelle macroscopique européenne (EMS-98)*. Luxembourg: Conseil de l'Europe.

He, J., & Fu, Z.-F. (2001). *Modal Analysis*. Elsevier Ltd. doi: https://doi.org/10.1016/B978-0-7506-5079-3.X5000-1

Karbasi, A., & Nollet, M.-J. (2008). Development of an index assignment procedure compatible with the regional seismicity in the province of Quebec for the rapid visual screening of existing building. *Canadian Journal of Civil Engineering, 35*, Pages 925-937.

Kraiem, M. H. (2019). *Modélisation par macroéléments de bâtiments en maçonnerie non-armée pour analyse de fragilité* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).

Lagomarsino, S., Modaressi, H., Pitilakis, K., Bosilijkov, V., Calderini, C., D'Alaya, D. F., . . . Cattari, S. (2010, 30 août - 3 septembre 2010). *The proposal of a performance-based approach to earthquake protection of cultural heritage* présentée à 14th European Conference of Earthquake Engineering (ECEE), Ohrid, Macédoine.

Leblanc, G. (1981). A closer look at the septembre 16, 1732, Montreal earthquake. *Canadian Journal of Earth Science, 18*, pages 539-550.

Lourenço, P. B., & Roque, J. C. (2006). Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings. *Construction and Building Materials, 20*(4), pages 200-208.

Magenes, G., Penna, A., Galasco, A., & Rota, M. (2010). *Experimental characterisation of stone masonry mechanical properties* présentée à 8th International Masonry Conference, Dresde, Allemagne.

MiBAC. (2006). *Scheda per il rilievo del danno ai beni culturali - Chiese, modello A-DC*. Ministero per i beni e le attività culturali. Repéré à http://www.beniculturali.it/mibac/multimedia/MiBAC/documents/1338454237471_allegato4.pdf

MiBACT. (2011). *Linee Guida per la Valutazione e Riduzione del Rischio Sismico del Patrimonio Culturale Allineate alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. Ministero per i beni e le attività culturali e per il turismo doi: https://www.beniculturali.it/mibac/multimedia/MiBAC/documents/1295444865088_LINEE.pdf

Micromed. (2012). *TROMINO User's manual*. Treviso, Italie.

Milani, G., Shehu, R., & Valente, M. (2017). Seismic Vulnerability Mitigation of a Masonry Church by means of CFRP Retrofitting. *Procedia Engineering, 195*, pages 40-47.

MoHo. (2020). Tromino. Repéré à https://moho.world/en/tromino/

Moretti, P. (2017). *Caractérisation des propriétés mécaniques des bâtiments en maçonnerie non armée pour l'évaluation du risque sismique* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).

Morisset, G. (1953). L'influence de l'Abbé Conefroy sur notre architecture religieuse. *Architecture Bâtiment - Construction, 82*, pages 36-39. Repéré à http://numerique.banq.qc.ca/patrimoine/details/52327/2673662?docsearchtext=Conefroy

Nadeau, D., & Morin, L. (2019). *Carnet de santé - Église Sainte-Famille de Boucherville*. Nadeau Nadeau Blondin architectes.

Noppen, L., & Morrisette, L. K. (2005). *Les églises du Québec : un patrimoine à réinventer*. Sainte-Foy: Presse de l'Université du Québec.

NTC. (2018). *Norme tecniche per le costruzioni*. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Parent, M., Caron, O., Dubé-Loubert, H., & Richard, J. (2020). *Géologie des formations superficielles des Basses-Terres centrales du Saint-Laurent et des régions adjacentes (Ottawa à Québec)*. Geological Survey of Canada (In Review).

Parisi, M. A., Chesi, C., & Sferrazza Papa, G. (2018, 18-21 juin 2018). *Damage evolution in churches due to repeated earthquake shocks* présentée à 16th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE), Thessalonique, Grèce.

Pastor, M., Binda, M., & Harčarik, T. (2012). Modal Assurance Criterion. *Procedia Engineering, 48*, pages 543-548.

Paultre, P. (2013). *Dynamics of Structures*. John Wiley & Sons, Inc.

Paultre, P., Lefebvre, G., Devic, J.-P., & Côté, G. (1993). Statistical analyses of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering, 20*, pages 988-998.

Penna, A. (2015). Seismic assessment of existing and strenghened stone-masonry buildings: critical issues and possible strategies *Bulletin of Earthquake Engineering, 13*, pages 1051-1071. doi: DOI 10.1007/s10518-014-9659-0

Pough, F. H. (1988). *Rocks and Minerals* (5th éd.). United States of America: Houghton Mifflin Company.

Québec. (2013). Répertoire du patrimoine culturel du Québec. Repéré à http://www.patrimoine-culturel.gouv.qc.ca/rpcq/rechercheMotCle.do?methode=rechercher&motCle=%C3%A9glise&type=IMMOB&reset=1

Ramos, L. F., Aguilar, R., Lourenço, P. B., & Moreira, S. (2013). Dynamic structural health monitoring of Saint Torcato church. *Mechanical Systems and Signal Processing, 35*(1-2), 1-15.

Ramos, L. F., Marques, L., Lourenço, P. B., de Roeck, G., Campos-Costa, A., & Roque, J. C. (2010). Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies. *Mechanical Systems and Signal Processing, 24*(5), Pages 1291-1305.

RNC. (2015). Carte simplifiée de l'aléa sismique du Canada, les provinces et les territoires. Repéré le 5 mai 2020 à https://seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fr.php

RNC. (2019a). *Dommages du séisme de Charlevoix-Kamouraska en 1925*. Gouvernement du Canada. Repéré à https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/events/19250301-dam-fr.php

RNC. (2019b). Séismes canadien importants. Repéré le 30 juin 2020 à https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/map-carte-fr.php

Salameh, C., Bard, P.-Y., Guillier, B., Harb, J., Cornou, C., Gérard, J., & Almakari, M. (2017). Using ambient vibration measurements for risk assessment at an urban scale: from numerical proof of concept to Beirut case study (Lebanon). *Earth, Planets and Space, 69*(60), 17 pages.

Schumann, W. (1993). *Handbook of rocks minerals & gemstones*. HarperCollins & Houghton Mifflin Company.

SESAME. (2004). *Guidelines for the Implementation of the H/V Spectral Ratio Technique on Ambient Vibrations Measurements, Processing and Interpretation*. SESAME European Research Project WP12-Deliverable D.

Sferrazza Papa, G. (2020). *Seismic vulnerability of churches: a territorial approach* (Thèse de doctorat, Politecnico di Milano, Milan, Italie).

Sferrazza Papa, G., & Silva, B. (2018). Assessment of Post-Earthquake Dagae : St. Salvatore Church in Acquapagana, Central Italy. *Buildings, 8*(45).

Sisti, R., Borri, A., Corradi, M., Castori, G., & De Maria, A. (2018, 18-21 juin 2018). *Analysis of the collapse mechanisms of religious structures* présentée à 16th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE), Thessalonique, Grèce.

Takewaki, I. (1998). Remarkable response amplification of building frames due to resonance with the surface ground. *Soil Dynamics and Eartquake Engineering, 17*(4), Pages 211-218.

Tinawi, R., Mitchell, D., & Law, T. (1990). Les dommages dus au tremblement de terre du Saguenay du 25 novembre 1988. *Canadian Journal of Civil Engineering, 17*, pages 336-394.

Tischer, H. (2012). *Rapid seismic vulnerability assessment of school buildings in Quebec* (Thèse de doctorat, McGill University, Montréal, Canada).

Tzamtzis, A. D., & Asteris, P. G. (2003). *Finite element analysis of masonry structure: Part I - Review of previous work* présentée à 9th North American Masonry Conference, Caroline du Sud, États-Unis.

Valente, M., Barbieri, G., & Biolzi, L. (2017). Seismic assessment of two masonry Baroque churches damaged by the 2012 Emilia earthquake. *Engineering Failure Analysis, 79*, Pages 773-802.

Wood, H. O., & Neumann, F. (1931). Modified Mercalli intensity scale of 1931. *Bulletin of the Seismological Society of America, 21*(4), pages 277-283.

Youance, S. (2010). *Une évaluation de la vulnérabilité sismique des églises du Québec* (Mémoire de maîtrise, École de technologie supérieure, Université du Québec, Montréal, Canada).