

Évaluation de la vulnérabilité sismique des casernes de pompiers de Montréal

par

Thomas LESSAULT

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.

MONTREAL, LE 24 NOVEMBRE 2023

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Thomas Lessault, 2023



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) 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 :

M. Ahmad Abo El Ezz, directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

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

M. Georges El-Saikaly, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

LE 16 NOVEMBRE 2023

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche Monsieur Abo El Ezz pour son encadrement et les opportunités d'enseignement qu'il m'a offertes à l'ÉTS. Je remercie également ma codirectrice Madame Nollet pour ses commentaires. Je les remercie tous les deux pour le soutien financier qu'ils m'ont octroyé.

Je remercie ensuite les chefs de division du Service Incendie de Montréal de m'avoir autorisé à visiter les casernes, ainsi que les pompiers qui m'ont accueilli avec bienveillance dans leur lieu de vie et de travail et avec qui j'ai eu des échanges enrichissants. Je remercie également le personnel du Service de la gestion et de la planification des immeubles de Montréal de m'avoir transmis les documents relatifs à chaque bâtiment.

Enfin, je souhaite remercier ma famille et mes amis pour leur soutien, mention spéciale à Ambroise et Simon.

Évaluation de la vulnérabilité sismique des casernes de pompiers de Montréal

Thomas LESSAULT

RÉSUMÉ

Le risque sismique est une notion connue au Québec mais ce ne sont pas les secousses qui provoqueraient le plus de dégâts en cas de séisme majeur à Montréal. C'est le constat que fait une étude récente pour l'Institut de Prévention des Sinistres Catastrophiques. Cette étude met effectivement en lumière le risque élevé d'incendie après un événement sismique, à cause du fort potentiel de départ de feu et de propagation, notamment dû à une utilisation importante du bois dans les constructions montréalaises. Les pompiers doivent donc impérativement être protégés pendant les secousses et opérationnels après les secousses étant donné la sollicitation importante à laquelle ils devront répondre. C'est dans cet objectif que les casernes de Montréal font l'objet d'une évaluation sismique dans le présent projet. L'inventaire des casernes est d'abord établi, et comprend les informations d'identification, les données structurales, non structurales ainsi que les conditions de sol à l'échelle locale. L'étude révèle que 71,2% des casernes ont été construites avant 1975, soit l'introduction de l'analyse dynamique pour déterminer les forces sismiques de conception dans le Code National du Bâtiment du Canada, dont 39% avant 1953. Les types structuraux les plus représentés sont les ossatures en béton résistant aux moment (32%), les ossatures contreventées en acier (17%), les ossatures en acier résistant aux moments (15%) et les murs porteurs de maçonnerie non armée (14%). De plus, la plupart des casernes contiennent des murs en maçonnerie non armée, que ce soit en tant que partie du système structurel porteur ou en tant que façade ou mur de séparation non structurel. Les éléments architecturaux spécifiques aux casernes sont identifiés, comme les tours à boyaux et les portes de garage. Une typologie est ensuite identifiée à partir des caractéristiques structurelles et géométriques. Ce processus définit six types de casernes sur l'île de Montréal. À partir des informations de l'inventaire et des visites de 25 casernes, les bâtiments sont évalués avec une méthode d'évaluation rapide indiciaire. Chaque caserne se voit attribuer un indice structural et un indice non structural, et un classement par priorité est établi en vue d'une évaluation détaillée, sauf exemption. À l'issue de l'évaluation indiciaire, 82% des casernes nécessitent une évaluation plus poussée avec une priorité première. Les structures avec les indices les plus défavorables sont les murs porteurs en maçonnerie non armée. Enfin, les casernes sont évaluées par simulation de scénarios de séismes. Un outil numérique d'évaluation est développé pour les casernes. Un modèle d'aléa sismique, d'inventaire, de fragilité et d'impact sont définis. Des données de fragilité prédéfinies sont utilisées pour le modèle de fragilité. Un séisme dont l'épicentre est situé au centre de l'île et trois magnitudes sont choisies. Pour chaque scénario, les probabilités de dommages sur chaque caserne sont calculées. Pour un séisme de magnitude 6 et un niveau médian de mouvement du sol, 74% des casernes sont dans un état de dommage « Modéré » et le reste dans un état de dommage « Léger ». Un facteur d'endommagement moyen permet de déterminer l'état de dommage de chaque caserne et un classement par priorité d'inspection est établi. L'évaluation détaillée des casernes les plus critiques et des analyses sur les 6 modèles définis pourront être réalisés.

Mots-clés : casernes, risque sismique, évaluation sismique, scénarios

Evaluation of seismic vulnerability of Montreal fire stations

Thomas LESSAULT

ABSTRACT

Seismic risk is a well-known issue in Quebec, but it is not only the shaking that would cause the most damage in the event of a major earthquake in Montreal. This is the observation of a recent study for the Institute for Catastrophic Loss Reduction. The study highlights the significant risk of fire following a seismic event, due to the high potential for fires to start and spread, particularly given the extensive use of wood in Montreal building construction. It is therefore essential that firefighters are safe during earthquakes and operational afterwards, as they will have to cope with a lot of demands. It is for this reason that Montreal's fire stations are being seismically assessed in this project. The first step is to establish an inventory of the fire stations, including identification information, structural and non-structural data and local soil conditions. The study reveals that 71.2% of the fire stations were built before 1975, when dynamic analysis and ductility considerations was introduced to determine seismic design forces in the National Building Code of Canada, and 39% before 1953. The most common structural types are concrete moment frames (32%), steel braced frames (17%), steel moment frames (15%) and unreinforced masonry bearing walls (14%). In addition, most of the fire stations contain unreinforced masonry walls, either as part of the structural load-bearing system or as a façade or non-structural partition wall. Specific architectural features of the fire stations are identified, such as hose towers and garage doors. Typologies are then identified based on the structural and geometric characteristics. This process defines six types of fire station on the island of Montreal. Based on the inventory information and the visit of 25 fire stations, buildings are assessed using a rapid index evaluation method. Each fire station is assigned a structural and a non-structural index, and a priority ranking is established with a view to a detailed assessment, unless exempted. At the end of the rapid assessment, 82% of the fire stations require further assessment, with the highest priority. The structures with the worst ratings are unreinforced masonry load-bearing walls. Finally, the fire stations are assessed by simulating earthquake scenarios. A numerical assessment tool has been developed for fire stations. A seismic hazard, inventory, fragility and impact model are defined. Precalculated fragility data are used for the model. An earthquake whose epicentre is located in the centre of the island and three magnitudes are chosen. For each scenario, the probability of damage to each fire station is calculated. The simulation for a magnitude 6 earthquake and a median level of ground motion, it is found that 74% of fire stations are in a « Moderate » damage state and the rest is in a « Slight » damage state. A mean damage factor is used to determine the state of damage to each fire station, and a ranking by inspection priority is established. A detailed assessment of the most critical fire stations and analyses of the 6 models defined could be done.

Keywords: fire stations, seismic risk, seismic assessment, scenario

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	7
1.1 Histoire de Montréal et de son service incendie	7
1.2 Risque et vulnérabilité sismique	16
1.3 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique indicielles	19
1.3.1 OSP – Niveau 1	20
1.3.2 OSSQ – Niveau 2	22
1.4 Travaux antérieurs et similaires	28
1.5 Casernes dans le CNBC et spécificités pour les bâtiments de protection civile	29
1.6 Dommages observés et réhabilitation sismique	31
1.6.1 Dommages observés	31
1.6.2 Réhabilitation sismique des casernes	33
1.7 Courbe de fragilité et de vulnérabilité	34
1.8 Application d'évaluation rapide ER ²	35
CHAPITRE 2 INVENTAIRE DES CASERNES DE POMPIERS DE L'ÎLE DE MONTRÉAL	37
2.1 Sources d'information de l'inventaire	37
2.2 Organisation des données	38
2.3 Les casernes de pompiers de Montréal	39
2.4 Caractérisation structurale	43
2.5 Éléments architecturaux vulnérables	46
2.5.1 Tours à boyaux	46
2.5.2 Autres éléments	47
2.6 Typologie géométrique et structurale des casernes de l'inventaire	47
2.7 Éléments non structuraux	53
2.7.1 Éléments non structuraux architecturaux	53
2.7.2 Éléments non structuraux mécaniques et électriques	54
2.7.3 Éléments non structuraux mobiliers	59
2.8 Conditions des sols	60
2.9 Synthèse de l'inventaire	62
CHAPITRE 3 ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ PAR LA MÉTHODE INDICIELLE	65
3.1 Application de l'évaluation OSSQ – Niveau 2	66
3.1.1 Choix du formulaire en fonction de la sismicité de la zone	66
3.1.2 Collecte de données	66
3.1.3 Calcul des scores et décision	67
3.1.4 Résultats et classification	71
3.2 Discussion	74

CHAPITRE 4	ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE PAR SCÉNARIOS	77
4.1	Outil d'évaluation	77
4.1.1	Modèle d'aléa sismique	78
4.1.2	Modèle d'inventaire	81
4.1.3	Modèle de fragilité	82
4.1.4	Modèle d'impact	87
4.1.5	Représentation des résultats	89
4.2	Simulations	90
4.2.1	Scénarios	90
4.2.2	Résultats	91
4.3	Synthèse des simulations par scénario	98
CONCLUSION	101
RECOMMANDATIONS	105
ANNEXE I	TYPES STRUCTURAUX – DESCRIPTION	107
ANNEXE II	EXEMPLE DE SCHÉMAS DE RELEVÉ	109
ANNEXE III	DIMENSIONS CARACTÉRISTIQUES DE CHAQUE TYPES DE CASERNE	111
ANNEXE IV	EXEMPLE DE FORMULAIRE DE OSSQ – NIVEAU 2	117
ANNEXE V	SÉISMES $M > 5$ À 500 KM AUTOUR DE MONTRÉAL DE 1890 À 2022	123
ANNEXE VI	CALCUL DES FONCTIONS DE RÉGRESSION DES GMPE	125
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		131

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1 Catégories d'emplacement Adapté de CCCBPI (2015).....	17
Tableau 1.2 Données nécessaires à l'évaluation selon l'OSP – Niveau 1	21
Tableau 1.3 Zones sismiques et seuils d'accélération spectrale correspondants Tiré de OSSQ – Niveau 2.....	23
Tableau 1.4 Données nécessaires à l'évaluation selon OSSQ – Niveau 2.....	24
Tableau 1.5 Évolution des provisions sismiques du CNBC Adapté de Mitchell et al. (2010)	30
Tableau 2.1 Champs de la base de données.....	39
Tableau 3.1 Valeurs minimum et maximum de $\max[Sa(0,2), Sa(0,5)]$ et $Sa(1,0)$ pour tout le parc de casernes	66
Tableau 3.2 Synthèse des scores structuraux du bâtiment exemple	68
Tableau 3.3 Synthèse des scores des composants non structuraux du bâtiment exemple.....	69
Tableau 3.4 Critères éliminatoires structuraux et non structuraux	71
Tableau 3.5 Indices structuraux (<i>IPS</i>) et non structuraux (<i>IPNS</i>) des structures évaluées	72
Tableau 4.1 Facteurs de conversions d'un sol de classe B/C à un sol de classe C Tiré de Halchuk et al. (2014)	79
Tableau 4.2 Valeurs de $F(0,2)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} Tiré de CCCBPI (2015)	79
Tableau 4.3 Valeurs de $F(0,3)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} (Obtenu par interpolation linéaire avec les valeurs de $F(0,2)$ et $F(0,5)$)	80
Tableau 4.4 Valeurs de $F(0,5)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} Tiré de CCCBPI (2015)	80
Tableau 4.5 Valeurs de $F(1,0)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} Tiré de CCCBPI (2015)	80

Tableau 4.6 Valeurs de $F(PGA)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} Tiré de CCCBPI (2015)	81
Tableau 4.7 Définition des états de dommages Adapté de HAZUS et Bai et al. (2009)	83
Tableau 4.8 Paramètres des fonctions de fragilité pour les classes de casernes	85
Tableau 4.9 Définition statistique de D_i Adapté de Bai et al. (2009).....	88
Tableau 4.10 Données de sorties de la feuille de calcul	90
Tableau 4.11 Définition des scénarios de séismes.....	90
Tableau 4.12 États de dommage pour le scénario $M = 5$	92
Tableau 4.13 États de dommage pour le scénario $M = 6$	92
Tableau 4.14 États de dommages pour le scénario $M = 7$	96

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1 Évolution de la population de l'île de Montréal (Statistiques Canada).....	10
Figure 1.2 Évolution du nombre de casernes du SIM.....	10
Figure 1.3 Tour à boyaux.....	12
Figure 1.4 Caserne de style « Storefront ».....	16
Figure 1.5 Carte de l'aléa sismique 2015 Tirée de Séismes Canada (2015).....	18
Figure 1.6 Exemple d'une courbe de fragilité	35
Figure 1.7 Application de ER^2 Tirée de Abo El Ezz et al. (2019).....	36
Figure 2.1 Nombre de casernes construites à Montréal par périodes	41
Figure 2.2 Usage du CNBC pour les casernes de pompiers	42
Figure 2.3 Répartition des casernes par nombre d'étages.....	43
Figure 2.4 Matériaux des structures des casernes selon la période.....	44
Figure 2.5 Types structuraux des casernes de pompiers de Montréal	44
Figure 2.6 Types structuraux des tours à boyaux	46
Figure 2.7 Caserne de type 1.....	48
Figure 2.8 Caserne de type 2.....	49
Figure 2.9 Caserne de type 3.....	50
Figure 2.10 Caserne de type 4.....	50
Figure 2.11 Caserne de type 5.....	51
Figure 2.12 Caserne de type 6.....	52
Figure 2.13 Caserne unique sans typologie	52
Figure 2.14 Portes sectionnelles dans une caserne	55
Figure 2.15 Système de ventilation et de conduits d'aération	56

Figure 2.16 Radiateur en fonte dans une tour à boyaux	57
Figure 2.17 Système de captation des gaz d'échappement (conduite mobile + rail).....	58
Figure 2.18 Séchoir à boyaux mécanique	58
Figure 2.19 Types de sol des casernes de pompiers	61
Figure 2.20 Risque de liquéfaction des casernes de pompiers.....	62
Figure 2.21 Risque de glissement de terrain des casernes de pompiers	62
Figure 3.1 Indices de priorité structuraux et non structuraux en fonction du nombre de structures.....	73
Figure 4.1 Classes de fragilité des casernes.....	82
Figure 4.2 Courbe de fragilité pour la classe URML-p	86
Figure 4.3 Interface de la feuille de calcul.....	89
Figure 4.4 Position des casernes (points rouges) et de l'épicentre (carré bleu).....	91
Figure 4.5 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-Low$	93
Figure 4.6 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-Medium$	93
Figure 4.7 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-High$	94
Figure 4.8 Carte des casernes et de leur endommagement pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-High$	95
Figure 4.9 États de dommage / Classe pour $M = 7$ et $GMPE=ENA-Low$	96
Figure 4.10 États de dommage / Classe pour $M = 7$ et $GMPE=ENA-Medium$	97
Figure 4.11 États de dommages / Classe pour $M = 7$ et $GMPE=ENA-High$	97
Figure 4.12 Carte des casernes et de leur endommagement pour $M = 7$ et $GMPE=ENA-High$	98

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

ATC	Applied Technology Council
BDD	Base De Données
BSSC	Building Seismic Safety Council
CCCBPI	Commission Canadienne des Codes du Bâtiment et de Prévention des Incendies
CSE	Catégorie Sismique de l'Emplacement
CNBC	Code National du Bâtiment du Canada
CNRC	Conseil National Recherche Canada
CTI	Conséquences Très Importantes
DHS	Department of Homeland Security (US)
DS	Damage State
ENA	Eastern North America (GMPE)
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GMPE	Ground Motion Prediction Equations
HAZUS	Hazards United States loss estimation method
IM	Intensity Measure
IRC	Institut de Recherche en Construction
LDEP	Lignes Directrices pour l'Évaluation Parasismique
MDF	Mean Damage Factor
NIST	National Institute of Standards and Technology
OCFA	Orange County Fire Agency
PGA	Peak Ground Acceleration
RDC	Rez-De-Chaussée
SPC	Séisme Prévu par le Code
SIM	Service de sécurité Incendie de Montréal
SCGC	Société Canadienne de Génie Civil
SRFS	Système Résistant aux Forces Sismiques

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

CF	Facteur d'effondrement empirique
D_i	Facteur de dommage i
$F(T)$	Facteur modificateur de IM en fonction de la période T
g	Accélération gravitationnelle
I, I_E	Facteur d'importance
IP_{NS}	Indice de priorité non structural
IP_S	Indice de priorité structural
M_i	Modificateur de score structural i
M_w	Magnitude du moment sismique
NM_i	Modificateur de score non structural i
N_S	Score non structural
NS_B	Score non structural de base
NS_S	Score non structural seuil
$P(DS_i)$	Probabilités d'être dans l'état de dommage (DS_i)
$P_A(DS_i)$	Probabilités d'atteindre l'état de dommage (DS_i)
$R_{épi}$	Distance à l'épicentre (en km)
S	Score structural
$S_a(T)$	Accélération spectrale horizontale à la période T (en g)
S_B	Score structural de base
$S_{d,m}$	Valeur médiane du déplacement spectral
S_{min}	Score structural minimal
S_S	Score structural seuil
V_{s30}	Vitesse moyenne l'onde de cisaillement dans les 30 premiers mètres du site
Z	Variable aléatoire associée à DS_i
β_0, β_1	Paramètres des équations de régression
δ_p	Déplacement spectral de pointe
μ	Valeur médiane de la loi de probabilité
β, σ	Écart type de la loi de probabilité

INTRODUCTION

0.1 Contexte et problématique

Le risque sismique dans l'Est canadien est bien connu du fait de la sismicité modérée de la région, de la typologie des bâtiments et de la population importante dans les zones urbaines. En particulier, l'île de Montréal est au croisement de deux zones sismiques relativement actives, à savoir la vallée du St-Laurent et la vallée de l'Outaouais. L'île de Montréal est un territoire de 50 km de long et d'une surface de 465 km² (Boyer et al., 1985). Au recensement de 2021, 2 004 265 personnes habitaient sur l'île (Statistique Canada, 2022), soit 5,4% de la population canadienne. L'île de Montréal est donc un grand centre urbain et un pôle économique important du pays.

Dans une étude pour l'Institut de Prévention des Sinistres Catastrophiques commandité par les assureurs pour estimer les pertes en cas de séisme majeur à Montréal, Scawthorn (2019) met en évidence que les incendies déclenchés par un événement sismique majeur seraient plus dommageables que les secousses elles-mêmes. Les incendies seraient causés par des incidents sur les réseaux électriques et gazifères, et étant donné qu'une grande part des édifices d'habitation est en bois, le feu aurait une bonne capacité à se développer et à se propager. En termes de chiffres, de tels événements causeraient des pertes entre 10 milliards \$CA et 30 milliards \$CA selon les scénarios (Scawthorn, 2019).

Bien que le Service de sécurité Incendie de Montréal (SIM) soit le deuxième plus important service incendie du Canada, avec 2 395 pompiers répartis dans 66 casernes dont une caserne estivale (Service de sécurité incendie de Montréal, 2023), un séisme majeur causerait des centaines de départ de feux sur toute l'île et les pompiers se retrouveraient sous une demande importante d'intervention. Scawthorn souligne le fait que les services de secours devront affronter les saturations des réseaux téléphoniques et routiers, les chutes de pression dans le réseau d'aqueducs ou encore les fuites de gaz fournissant davantage de carburant à l'incendie.

Ayant une zone à couvrir de près de 500 km², il est primordial et essentiel que les pompiers aient la capacité d'intervenir. Les pompiers et leurs matériels doivent donc être en sécurité pendant les secousses sismiques et fonctionnels après. C'est précisément le rôle des casernes d'accomplir cette tâche. Comme le recommande Scawthorn, une étude de vulnérabilité sismique des casernes de Montréal devrait être faite. C'est ce qui motive le présent projet.

Il est intéressant de noter que LeBoeuf et Nollet (2006) avaient déjà procédé à l'évaluation sismique des bâtiments prioritaires de Québec, et avaient recommandé d'en faire de même avec les bâtiments prioritaires de Montréal. Brayard (2008) a évalué les écoles typiques du Québec et Youance (2015) a étudié les hôpitaux. Ils émettaient le même type de recommandation pour les bâtiments.

0.2 Objectifs du projet

L'objectif principal du projet est d'évaluer la vulnérabilité sismique des casernes de pompiers de Montréal. Afin de répondre à cet objectif principal, plusieurs objectifs spécifiques ont été définis.

- 1) Faire l'inventaire des casernes de pompiers et identifier les types structuraux et les composants non structuraux ;
- 2) Définir une typologie de casernes grâce à la caractérisation géométrique et structurale ;
- 3) Faire l'évaluation du parc de casernes avec une méthode indiciaire pour classer les bâtiments par priorité pour une évaluation détaillée ;
- 4) Estimer la vulnérabilité des casernes avec différents modèles de scénarios sismiques.

Le projet se concentre sur l'évaluation sismique des casernes, les bâtiments administratifs et le quartier général du SIM ne sont donc pas inclus dans l'étude. Le projet ne traite pas non plus de la résistance des casernes au feu.

0.3 Méthodologie

La méthodologie utilisée pour satisfaire les objectifs est la suivante :

- 1) Collecte de données : avant de commencer toute analyse il est nécessaire de rassembler toutes les données sur les casernes à l'aide de l'information en ligne, des documents d'archives, des plans de construction et de rénovation ainsi que des visites virtuelles et in situ pour observer le bâtiment et échanger avec les pompiers. Ces informations n'ont à priori jamais été rassemblées auparavant. Les informations principales collectées, entre autres, sont l'année et le code de construction, les caractéristiques structurales comprenant les matériaux, le type de bâtiment et les irrégularités géométriques. Les conditions locales de sol sont répertoriées. Étant donné l'usage de protection civile, les éléments non structuraux font partie intégrante de l'étude. Les portes de garage, les camions ou encore les systèmes de communication sont pris en compte. Les informations sont répertoriées sur des formulaires individuels et un tableur Excel.
- 2) Typologie : en recoupant les données structurales et géométriques, il est possible de créer une typologie de casernes à Montréal. La littérature définit une typologie des casernes d'Amérique du Nord et certaines casernes de Montréal peuvent s'y inscrire. Les différents bâtiments d'un même type datent souvent de la même époque, et ont par conséquent été construits avec des codes de construction similaires fournissant un certain niveau de provisions sismiques. Les types sont modélisés en trois dimensions.
- 3) Évaluation par méthode indicielle : l'application de la procédure d'évaluation indicielle permet de classer les casernes par priorité structurale et non structurale. La procédure utilisée est celle du CNRC « Niveau 2 : Outil de sélection semi-quantitatif (OSSQ) en fonction des risques sismiques pour les bâtiments existants. » (Fathi Fazl et al., 2020b), appelée OSSQ – Niveau 2 ci-après. L'évaluation est directement réalisée avec les informations récoltées à l'étape 1.
- 4) Évaluation par scénarios : un modèle d'aléa, d'inventaire, de fragilité et d'impact doivent être définis pour simuler un séisme dans la région de Montréal. Les équations de propagation pour l'Amérique du Nord sont utilisées pour déterminer l'accélération

spectrale au site de chaque caserne, l'outil ER² (Abo El Ezz et al., 2019) est utilisé pour définir les fonctions de fragilité pour chacune des classes de casernes. Les modèles sont combinés pour fournir une probabilité de dommage et un ordre de priorité d'inspection dépendamment du scénario sismique magnitude-distance choisi.

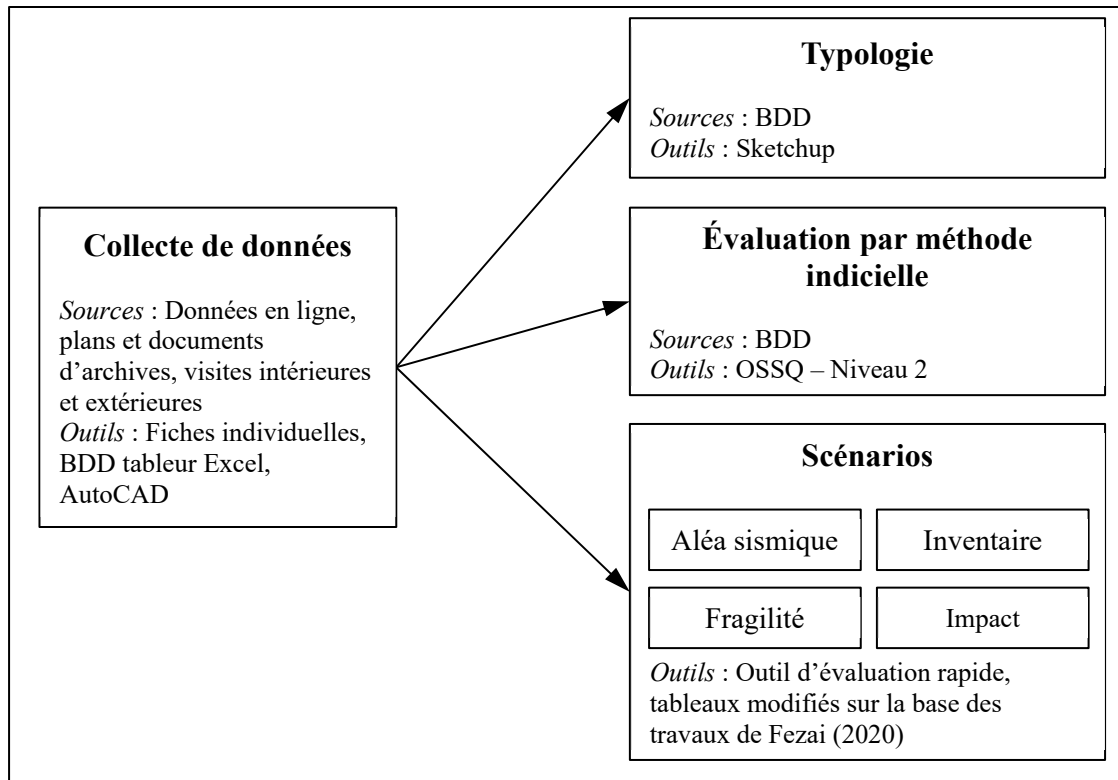


Figure 0.1 Méthodologie

0.4 Organisation et contenu du mémoire

Le mémoire se compose de quatre chapitres. Le premier chapitre présente une revue de littérature incluant un historique de Montréal et de son service incendie et une définition du risque sismique. Une présentation des différentes méthodes d'évaluation rapide de la vulnérabilité sismique est faite et les travaux déjà réalisés sur les casernes de Montréal sont décrits. La réponse sismique des casernes en Amérique du Nord est étudiée. Les courbes de fragilité sont décrites en vue d'une évaluation de dommages par scénarios.

Le second chapitre décrit l'inventaire des casernes de pompiers de Montréal. Les sources d'informations et les supports de collecte de données sont donnés. La caractérisation structurale est déterminée et les éléments spécifiques aux casernes identifiés, permettant de définir une typologie géométrique et structurale. Le caractère fonctionnel essentiel de ces bâtiments de protection civil implique d'étudier les composants non structuraux. Enfin, les conditions locales de sols sont explicitées.

Le troisième chapitre décrit l'évaluation du parc de casernes avec une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique indiciaire, à partir des données récoltées lors de l'inventaire. Les étapes de l'évaluation et les différents résultats sont donnés et discutés. Un classement des casernes par ordre de priorité est obtenu.

Le quatrième chapitre s'attèle à l'évaluation des casernes par scénarios. L'outil développé par Fezai (2020) pour l'évaluation des ponts de Québec par scénario est modifié pour ce projet. Les modèles d'aléa sismique, d'inventaire, de fragilité et d'impact sont redéfinis pour l'évaluation par scénario des casernes de Montréal. Pour chaque simulation d'un séisme, un ordre de priorité d'inspection et les probabilités de dommages sont obtenus.

0.5 Contributions

À notre connaissance, ce travail est le premier à s'intéresser spécifiquement à la vulnérabilité sismique des casernes de pompier de Montréal en prenant en compte leurs spécificités structurales. La méthodologie et les typologies définies pourront être appliquées dans d'autres municipalités du Québec dont les casernes présentent des similarités avec celles de l'île de Montréal.

Les résultats, notamment le classement par priorité, pourront aider les autorités dans la prise de décision de la gestion du parc de casernes.

La première partie du projet, à savoir l'inventaire et la définition typologique des casernes a fait l'objet d'un article et d'une présentation à la conférence annuelle de la Société Canadienne de Génie Civil (SCGC) en mai 2023 à Moncton, NB.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, on présente une revue de littérature sur la vulnérabilité des bâtiments de protection civile tels que les casernes de pompier. Pour ce faire, il convient d'abord de présenter un bref historique du service incendie de la Ville de Montréal pour bien comprendre l'évolution des types de systèmes structuraux utilisés pour la construction des casernes, considérant les évolutions technologiques (tours à boyaux, chevaux puis engins à moteur...) et leur influence sur la conception des casernes. Le risque sismique est défini et les méthodes d'évaluation rapide récentes sont passées en revue. Les spécificités des bâtiments de protection civile dans le CNBC sont explicitées. Un inventaire des dommages sur les casernes en Amérique du Nord et des cas de réhabilitation sismique sont mis en lumière. Enfin, les notions de courbes de fragilité sont présentées en vue d'une évaluation par scénarios.

1.1 Histoire de Montréal et de son service incendie

En 1642, Montréal n'est qu'un petit village. Les incendies et départs de feu sont pris en charge par les militaires de la cité, souvent aidés par les habitants proches du sinistre (Courtemanche, 2005). En 1678, des outils rudimentaires (seaux, pioches...) sont entreposés dans l'église Notre-Dame pour combattre le feu dans les rues alentour. Pour se protéger des envahisseurs, la ville se munis de remparts, d'abord en bois, puis en pierre à partir de 1717 (Courtemanche et al., 2005). Les fortifications entraînent une densification des habitations à l'intérieur de l'enceinte et accentue le risque de propagation des incendies. À la suite de la propagation de plusieurs incendies, des ordonnances voient le jour pour la protection contre le feu. Ainsi, l'obligation de ramoner les cheminées, le bannissement du bois pour les nouvelles construction et l'instauration des murs pignons coupe-feu sont des mesures prises en 1726-1727 (Courtemanche, 2005). Ces mesures ont un effet architectural certain sur la ville. Les pauvres n'ayant pas les moyens de construire en pierre sont contraints à habiter en dehors de la ville dans des constructions en bois, évidemment sujettes à un risque d'incendie important. Jusque

dans les années 1770, ce sont les artisans du bâtiment comme les charpentiers qui sont les pompiers désignés. Ayant une bonne connaissance des structures et de leurs faiblesses, ces hommes sont priés d'arriver au plus vite sur le lieu de l'incendie équipés de leurs outils d'extinction sous peine d'une amende. Dans les années 1770, des « clubs » privés de combat contre le feu sont constitués. Leurs membres sont des marchands ayant passé un accord pour se protéger mutuellement. Ils n'ont pas pour but d'aider les autres commerçants ni les habitants (Courtemanche et al., 2005).

Le début du 19^e siècle apporte avec lui des évolutions majeures. En 1833, la « société du feu » est créée et comporte 60 hommes volontaires équipés d'une pompe à bras, cette dernière étant utilisée dans la ville depuis 1804 (Courtemanche et al., 2005). La démolition des remparts en 1812 et l'inauguration du 1^e aqueduc ayant un débit satisfaisant en 1818 sont des avancées pour le combat contre le feu.

Le service de protection incendie est réorganisé en 1841. Désormais, la « brigade du feu » est formée des mêmes volontaires que par le passé, mais un ingénieur permanent les dirige. C'est à cette même époque que l'on construit les premières casernes rudimentaires appelées « maison des pompes », servant à entreposer le matériel, qui est de plus en plus adapté. Comme beaucoup de casernes par la suite, ces bâtiments ont une vocation purement fonctionnelle, avec une architecture simple et modeste, sans libertés ou expériences architecturale de la part de l'architecte (Zurier, 1982).

Le service est à nouveau réorganisé en 1849 (Courtemanche et al., 2005). Ce sont 284 pompiers volontaires qui sont dirigés par un chef permanent qui est le seul à recevoir un salaire pour cette entreprise. Les hommes combattant le feu sont avertis par les habitants et les veilleurs de nuit lors d'un incendie. Ils doivent transporter tout leur matériel (pompes à bras, boyaux, seaux...) à la main et en courant. Le temps entre le départ du feu, l'avertissement, la préparation et le déplacement des pompiers peut être si long que quelquefois le bâtiment incendié n'est plus qu'un tas de ruines fumantes à l'arrivée des pompiers. L'introduction du

cheval en 1850 pour le transport du matériel est une aide considérable qui va remédier en partie à ce problème : les pompiers arrivent plus vite sur les lieux et moins fatigués.

L'année 1852 est une année marquée d'une croix blanche pour la ville de Montréal. C'est cette année que Montréal connaît la plus grande conflagration de son histoire. Un premier grand incendie se déclare le 7 juin, un second le 8 juillet et un troisième le 9 juillet. Au total, 1/5^e de la ville est détruit et 15 000 personnes sont sans abris (Courtemanche et al., 2005). Des mesures sont prises à la suite de cette catastrophe. Entre autres, l'interdiction d'utiliser du bois pour construire est renforcée et le tracé des rues est réglementé, notamment pour élargir les rues, permettant aux pompiers de mieux circuler et de ralentir le feu dans sa progression. La seconde moitié du 19^e siècle est une période de prospérité pour Montréal. Le développement industriel amène à une densification et à une urbanisation de la ville. Grâce à son port et à son réseau ferroviaire, qui font la liaison des marchandises entre l'Europe et l'Ouest canadien, Montréal s'affirme comme étant une grande métropole (Courcy-Legros, 1987). Le nombre d'habitants explose : l'île de Montréal compte 118 015 habitants en 1861 contre 360 838 en 1901, soit une augmentation de 205% (Figure 1.1). Les quartiers résidentiels se développent et les casernes se multiplient pour pouvoir protéger une surface plus importante (Figure 1.2). La ville étant en expansion constante, elle ne tarde pas à déborder sur les municipalités voisines. Ainsi, plusieurs municipalités sont annexées au cours de l'histoire de Montréal.

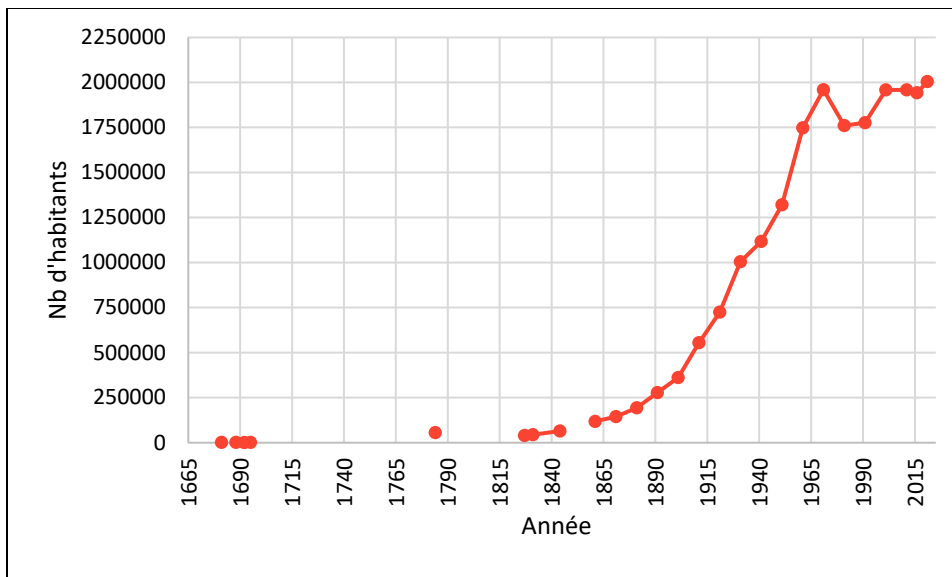


Figure 1.1 Évolution de la population de l'île de Montréal
(Statistiques Canada)

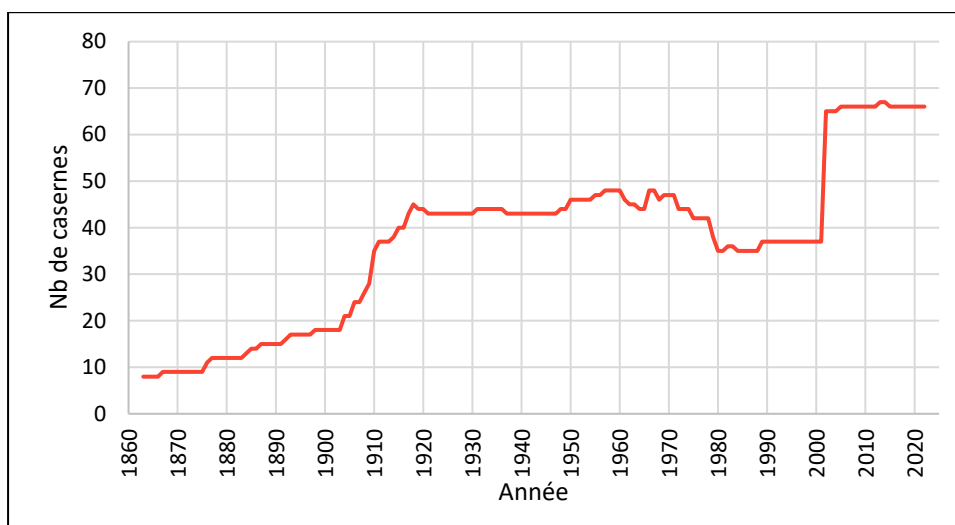


Figure 1.2 Évolution du nombre de casernes du SIM

C'est en 1863 que naît le premier service de pompiers professionnels. Le « département du feu » de Montréal est formé de 24 pompiers et 3 officiers permanents, aidés de pompiers volontaires. Avec l'apparition des pompiers permanents, des casernes sont construites pour loger les hommes, les chevaux et le matériel. Les « casernes » remplacent les « maisons des pompes ». La même année est inauguré le premier télégraphe d'alarme de la ville

(Courtemanche, 2005). Les 52 avertisseurs de rues permettent de prévenir le central d'alarme qui peut à son tour prévenir les pompiers dans les casernes. En 1863, les pompiers sont répartis dans 8 casernes et ont à leur disposition 11 chevaux, 6 pompes à bras, 7200 pieds de boyaux, 20 dévidoirs à boyaux, 3 voitures d'échelles et 35 bornes fontaines reliées à l'aqueduc (Courcy-Legros, 1987).

Les casernes construites entre 1852 et 1870 sont de forme rectangulaire avec de petites dimensions, en brique, avec des murs pignons coupe-feu et un toit à deux versants (Courcy-Legros, 1987). Des écuries et un grenier à foin sont intégrés directement dans les casernes neuves avec l'utilisation croissante du cheval, ou en annexe pour les casernes existantes. Les écuries sont au rez-de-chaussée et les hommes, qui vivaient au rez-de-chaussée auparavant, vivent à l'étage. La cohabitation entre les hommes et les chevaux n'est pas toujours évidente et plusieurs pompiers ont témoigné de l'insalubrité des casernes et des rats attirés par les écuries. Une solution adoptée pour les problèmes de salubrité sont l'utilisation de matériaux intérieurs lavables de couleurs claires comme le marbre, la brique émaillées et le béton.

Les évolutions technologiques étant au service de la communauté, la première pompe à vapeur est acquise en 1871 (Courtemanche, 2005). Là encore c'est un grand pas en avant dans le combat contre le feu. La pompe à vapeur est plus puissante que la pompe à bras et plus efficace. Elle demande néanmoins une logistique importante pour l'alimenter en charbon et en eau. C'est aussi un élément très lourd avec beaucoup d'inertie quand elle est transportée à vive allure dans les rues de la ville. Plusieurs pertes humaines et matérielles sont survenues à cause d'accidents de la route. Ses dimensions importantes ont une influence sur l'aménagement, et donc les dimensions des casernes. La hauteur des pompes et les installations d'harnachement des chevaux demandent une hauteur sous plafond conséquente. La dernière pompe à bras a été mise hors service en 1877 (Courtemanche et al., 2005).

Les tours à boyaux (Figure 1.3) font leur apparition dans les casernes vers 1890. Ces tours sont utilisées pour faire sécher les boyaux après utilisation afin qu'ils ne pourrissent pas. La tour devient un élément caractéristique des casernes de pompier et en 1902 toutes les casernes

possèdent une tour à boyaux (une tour est construite pour les casernes qui n'en avaient pas) (Courcy-Legros, 1987). La protection incendie par la prévention est un concept qui a été compris assez tôt et qui a donné lieu à des ordonnances comme celles de 1852. Jusqu'au début du 20^e siècle, les incendies sont fréquents mais de faible ampleur. Dans de nombreux cas, la catastrophe aurait pu être évitée si les recommandations de prévention des pompiers avaient été respectées. En effet, les pompiers ont commencé assez tôt à visiter des édifices pour repérer les lieux et la structure et être plus efficace en cas d'incendie. Les choses s'améliorent au 20^e siècle et les règles de prévention sont de plus en plus respectées.



Figure 1.3 Tour à boyaux

Les casernes datant de 1870-1900 sont des bâtiments de 3 étages avec une surface au sol rectangulaire de 35 x 56 pieds et situées à l'angle des rues. Il y a entre 2 et 3 grandes portes d'accès et beaucoup de fenêtres. Les matériaux utilisés sont la pierre, la brique et le bois. Le toit est de type mansard ou faux-mansard. Les casernes s'agrandissent petit à petit pour accueillir plus de pompiers, la fonction résidentielle des bâtiments se développe et certains pompiers y logent de manière permanente (Courcy-Legros, 1987). C'est généralement le cas du capitaine et sa famille, et parfois le réparateur de boyaux ou le palefrenier.

Le développement industriel se poursuit les quinze années précédant la 1^e guerre mondiale. Entre 1900 et 1918, 32 casernes sont ajoutées au parc de Montréal, dont 22 construites par la ville et 10 acquises par annexion. Pendant la même période, Montréal a doublé de superficie (Courcy-Legros, 1987). Les premiers engins motorisés apparaissent à partir de 1910, avec l'acquisition de la première voiture automobile pour le chef du département. Les premiers engins d'interventions motorisés seront utilisés peu après, en 1912 (Courtemanche, 2005). L'apparition de cette nouvelle technologie a des conséquences directes sur la conception des casernes. Les casernes 3 et 25, construites en 1913 sont les premières casernes construites pour accueillir des véhicules motorisés uniquement (Courcy-Legros, 1987). Les écuries et greniers à foin disparaissent de la conception des casernes. Bien que les véhicules à moteur se développent, le nombre de chevaux utilisés dans le service atteint son maximum en 1919, avec 268 bêtes. On compte également 15 pompes à vapeur la même année.

Durant la période 1900-1918, 31 casernes sont construites (Courcy-Legros, 1987). La fonction résidentielle permanente disparaît et seuls les pompiers de garde sont logés durant leur service. Ainsi les casernes passent de 3 à 2 étages. Les bâtiments sont plus grands, en moyenne 40 x 100 pieds et une tour à boyaux est systématiquement construite. Les portes s'agrandissent avec l'apparition des engins à moteurs, et il y a beaucoup de fenêtres. La brique devient le matériau privilégié à la pierre structurale. La majorité des casernes ont un toit en terrasse.

La crise financière initiée par le Krach boursier de Wall Street en 1929 touche également Montréal. Le début des années 30 voit le taux de chômage exploser. Pour contrer la crise et employer un maximum de citoyens, la ville de Montréal entreprend la construction de plusieurs bâtiments municipaux, dont des casernes de pompiers (Déom, 1995). Ces bâtiments sont de grandes tailles et abritent généralement la caserne de pompiers, le poste de police et des locaux municipaux. Malgré la crise, le remplacement des pompes à vapeur par des véhicules motorisés se poursuit, la dernière pompe à vapeur est mise hors service en 1931, et les deux derniers chevaux sont mis à la retraite au début de l'année 1936. La même année, le bâtiment du central d'alarme sur le flanc du Mont Royal est construit. Ce bâtiment a conservé ses fonctions jusqu'à aujourd'hui (Courtemanche, 2005).

Avec l'augmentation de la population, la densification démographique et l'urbanisation rapide, Montréal doit faire face à de nombreux enjeux municipaux comme le réseau routier, les logements, l'hygiène ou encore la protection policière et incendie. Plusieurs fois au cours de son histoire la ville sera mise sous tutelle pour mauvaise gestion des services municipaux, qui engendrera à plusieurs reprises une réorganisation du service incendie (Déom, 1995). Malgré les différentes interdictions d'utiliser le bois dans les constructions, un grand nombre de bâtiments montréalais sont faits d'ossatures en bois encore au 21^e siècle. Plusieurs types de bâtiments, résidentiels notamment, sont construits selon des techniques et ont des configurations particulières posant des défis spécifiques en cas d'incendies (Auger & Roquet, 1998). Cela augmente le risque de propagation et la nécessité d'avoir un service incendie opérationnel et efficace.

La fin du 20^e siècle connaît de grandes avancées en termes de télécommunications. Le premier système de radiocommunication a été inauguré en 1946, c'était alors le premier du type au Canada. Les derniers avertisseurs de rue sont mis hors service en 1981. Les incendies sont déclarés par téléphone, avec l'instauration du numéro d'urgence 911 en 1985. Le service se dotent d'ordinateur d'abord dans les casernes en 1991 puis dans tous les véhicules en 1996 (Courtemanche, 2005).

En 2002, tous les services incendie de l'île de Montréal fusionnent pour former le « Service de sécurité Incendie de Montréal ». Le service est ainsi totalement réorganisé, et des services de pompiers volontaires municipaux deviennent professionnels. Ce ne sont pas moins de 2271 pompiers répartis dans 65 casernes. Le SIM devient alors le service incendie le plus important du Québec, le second au Canada et le 6^e en Amérique du Nord. Cette fusion a lieu en même temps que celle de toutes les municipalités de l'île. Le SIM restera tel quel malgré la défusion des municipalités en 2006 (Courtemanche, 2005). Comme montré sur la Figure 1.2, 28 casernes ont rejoint le SIM lors de l'unification en 2002.

Bien que la vision des pompiers par la population ait fluctué selon les époques, les pompiers sont généralement vus comme des héros par les habitants. C'est pourquoi la caserne jouait un rôle essentiel dans les quartiers : les retraités allaient jouer aux cartes, les habitants pouvaient discuter avec les pompiers, consulter les journaux, ou encore admirer les machines (Zurier, 1982). Les églises, les écoles et les casernes étaient des lieux de rencontre dans les quartiers. Les casernes ont longtemps été d'une architecture simple et fonctionnelle, mais les municipalités les ont peu à peu intégrées à l'image qu'ils voulaient renvoyer de leur administration. En conséquence, les architectes ont pu davantage s'exprimer sur ces bâtiments, en intégrant des éléments décoratifs de différents styles selon l'époque et en adoptant les dernières technologies de construction.

Le style « Storefront » (Figure 1.4) est un style de caserne très courant en Amérique du Nord qui s'est étendu des années 1830 aux années 1930 (Zurier, 1982). Ce style se caractérise par des bâtiments en longueur de 2 ou 3 étages et coincés entre deux bâtiments, avec généralement 2 portes de garage sur une petite façade. Les éléments décoratifs sont très variables et les systèmes structuraux aussi selon l'époque, mais c'est une configuration qui a été utilisée pendant de nombreuses années. Elle a été délaissée au profit de bâtiment plus grands pouvant accueillir plus de camions.

Dans les années 1950, l'opinion publique n'est pas très favorable aux pompiers en Amérique du Nord de manière générale. Les décors sur les nouvelles casernes sont vus comme de l'argent du contribuable gaspillé, les pompiers ne font rien d'autre qu'attendre les incendies etc. (ce qui mènera d'ailleurs à l'aménagement des pièces de vie plutôt à l'arrière des bâtiments pour que les passants ne voient pas les pompiers « attendre les incendies »). Le coût est évidemment un point central pour la construction des casernes : d'un côté les municipalités ne veulent pas payer cher, et d'un autre côté les pompiers veulent des casernes simples pour ne pas être stigmatisés de mobiliser l'argent public. Le style « International » relèvera tout à fait le défi dans les années 60 (Zurier, 1982). L'image des pompiers change également peu après quand ils passent à un horaire de travail de 40h/semaine. Ils sont considérés comme des ouvriers et les casernes ne sont plus que des « lieux de travail ».



Figure 1.4 Caserne de style « Storefront »

Depuis la fin du 20^e siècle, le centre-ville gagne les anciens quartiers résidentiels, la population se répartit et la caserne de quartier est progressivement obsolète. En raison des évolutions technologiques des équipements, des matériaux de construction, et des modes de chauffage certaines casernes ferment (Courcy-Legros et al., 1985). Ces casernes sont recyclées souvent maintenant avec d'autres fonctions (musées, théâtres, ateliers, bibliothèques, résidences).

1.2 Risque et vulnérabilité sismique

Le risque sismique est une notion importante du génie parasismique puisqu'il définit dans quelle mesure une région peut être affectée par un événement sismique. Le risque est défini tel que :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa} \times \text{Inventaire} \times \text{Vulnérabilité}$$

L'aléa est la probabilité qu'un événement sismique survienne à un endroit donné. Cette probabilité dépend de l'emplacement géographique sur le globe et peut être quantifiée par

l'accélération spectrale S_a . La Figure 1.5 illustre l'aléa sismique canadien suivant $S_a(0,2)$ pour une probabilité de 2% sur 50 ans (soit une période de retour de 2475 ans) sur un sol de classe C. En plus de la sismicité, les effets de site peuvent être inclus dans l'aléa. En effet l'environnement proche du bâti peut influencer son comportement. Parmi les effets de site, peuvent être comptés l'amplification et la liquéfaction dues aux conditions de sol, les glissements de terrain ou encore la chute de blocs et la rupture d'une faille de surface (aussi appelés dangers géologiques). Le Tableau 1.1 définit les catégories d'emplacement sismique en fonction du profil de sol selon CNBC 2015.

Tableau 1.1 Catégories d'emplacement
Adapté de CCCBPI (2015)

Catégorie d'emplacement	Profil du sol
A	Roche dure
B	Roche
C	Sol très dense et roche tendre
D	Sol consistant
E	Sol meuble
F	Autres sols (argiles, tourbe...)

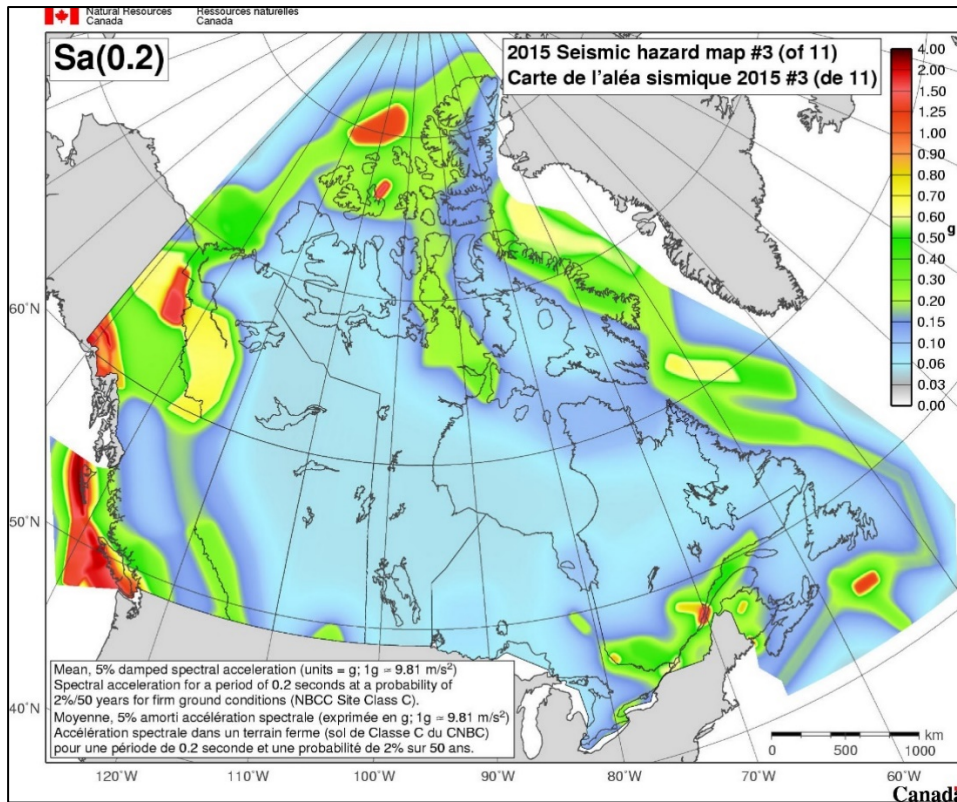


Figure 1.5 Carte de l'aléa sismique 2015
Tirée de Séismes Canada (2015)

L'inventaire représente les éléments bâtis exposés au risque. Le type d'installation, le nombre de bâtiments et leurs caractéristiques structurales, leur code de construction, ou encore le temps d'occupation restant (temps avant la désaffectation du bâtiment).

La vulnérabilité peut être définie comme :

$$\text{Vulnérabilité} = \text{Fragilité} \times \text{Valeur des biens exposés}$$

La fragilité fait référence à la probabilité de dommages que peut subir un type d'édifice pour un séisme donné. La valeur des biens exposés prend en compte les valeurs matérielles, humaines et socio-économique rattachés aux bâtiments évalués.

Le risque sismique s'exprime donc normalement de façon quantitative, soit des pertes matérielles, économiques ou humaines. On utilise aussi l'expression de la vulnérabilité sismique dans un contexte d'appréciation du risque. Cette évaluation prend alors en compte l'aléa, l'inventaire et la vulnérabilité (souvent de manière qualitative). Les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique présentées dans la section suivante sont de cette nature.

1.3 Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique indicielles

L'une des approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments est l'attribution de pointage ou d'indice dans le but d'identifier les bâtiments les plus vulnérables. Plusieurs procédures basées sur cette approche ont été développées. Ces méthodes rapides permettent d'évaluer un ensemble de bâtiments à partir d'un nombre limité d'informations. Elles consistent à calculer un indice pour chaque bâtiment avec les informations générales, les données sismiques de la zone, les données structurelles et les données non structurelles. Un indice structural et non structural est attribué au bâtiment à l'issue de l'évaluation. La classification par les scores permet de comparer les bâtiments entre eux, autrement dit de faire une évaluation relative du parc. Les bâtiments les plus critiques sont ainsi mis en lumière et une évaluation plus approfondie peut être mise en place. Parmi les méthodes d'évaluation visuelle rapide des bâtiments existants, les procédures les plus connues en Amérique du Nord sont celle du CNRC et celle du FEMA.

Le document de référence du CNRC pour le calcul indiciel était encore il y a peu de temps le « Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique » (Rainer et al., 1992). La procédure permet de calculer un indice structural, un indice non structural et un indice de priorité qui représente le niveau de conformité sismique du bâtiment évalué par rapport aux exigences du CNBC 1990. L'indice de priorité permet de classer les bâtiments avec une priorité faible, moyenne ou élevée.

Aux États-Unis, le document FEMA 154 « Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards » (ATC, 2015) permet également de calculer un indice structural, un indice non structural et un indice de priorité, qui est lié à la probabilité d'effondrement du bâtiment et donc à un état de dommage complet. L'application de cette procédure au Québec n'est pas recommandée, puisqu'elle est basée sur l'aléa sismique américain et sur la typologie californienne et les différences de contexte entre la Californie et le Québec augmentent l'erreur des résultats (Karbassi & Nollet, 2008). Ces indices peuvent cependant être corrigés pour tenir compte du contexte. Karbassi et Nollet (2008) ont d'ailleurs proposé une série d'indices de vulnérabilité sismique pour les différentes villes du Québec, tout comme l'a fait Tischer pour les bâtiments scolaires au Québec (Tischer, 2012).

Le CNRC a publié en 2020 les 2 premières procédures d'une série de 3, sur l'évaluation sismique des bâtiments existants. Le premier document est intitulé « Niveau 1 : Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) pour les bâtiments existants. » (Fathi Fazl et al., 2020a), appelé OSP – Niveau 1 ci-après, et le second « Niveau 2 : Outil de sélection semi-quantitatif (OSSQ) en fonction des risques sismiques pour les bâtiments existants. » (Fathi Fazl et al., 2020b). Chacune des deux procédures comportent 2 parties : le guide d'utilisation et la documentation technique à l'appui. L'évaluation ne peut s'appliquer qu'aux bâtiments couverts par la partie 4 du CNBC. Les deux procédures sont présentées ci-après.

1.3.1 OSP – Niveau 1

La procédure OSP – Niveau 1 s'appuie sur le document du National Institute of Standards and Technology (NIST) « Standards of Seismic Safety for Existing Federally Owned and Leased Buildings » et a été adapté au contexte canadien (Stephen & Hai, 2002). Elle « présente une procédure de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques pour déterminer rapidement les bâtiments existants présentant un risque sismique potentiellement inacceptable » (Fathi Fazl et al., 2020a). À partir d'une série de renseignements sur le bâtiment à évaluer, un formulaire indique si le bâtiment respecte les critères sismiques, ou si ou

évaluation de niveau 2 est nécessaire. L'OSP – Niveau 1 ne requiert pas de visite des lieux et « traite des critères de sécurité des personnes, conformément au CNBC 2015, et ne traite pas d'autres critères plus stricts » (Fathi Fazl et al., 2020a), il est tout de même utilisable pour les bâtiments de protection civile mais seulement pour évaluer le critère de sécurité des personnes et non pas la fonctionnalité. Dans le cas particulier des structures séparées par un joint de dilatation, chaque partie doit faire l'objet d'une évaluation distincte. En revanche si un agrandissement est clairement rattaché à la structure d'origine, le bâtiment peut être traité comme une structure unique. Ceci est valable pour l'OSP – Niveau 1 et l'OSSQ – Niveau 2.

Le formulaire est divisé en 3 parties : la collecte de données, les critères d'acceptation des risques sismiques et les éléments à l'appui de la décision. Dans la partie « collecte de données », sont rassemblées les renseignements sur le bâtiment et les données sismiques du site donnés au Tableau 1.2. Le CNBC de mise à niveau parasismique complète est l'édition du code avec lequel le bâtiment a été réhabilité pour satisfaire totalement aux exigences parasismiques. L'édition du CNBC de référence est le code pour lequel les exigences parasismiques sont relativement élevées. L'édition de référence est celle de 2005 ou après selon le type de bâtiment. La catégorie sismique de l'emplacement « fait référence à une zone géographique définie par les valeurs seuils » des accélérations spectrales $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$.

Tableau 1.2 Données nécessaires à l'évaluation selon l'OSP – Niveau 1

Nom du bâtiment	Superficie totale de plancher
Désignation patrimoniale fédérale	Usage du bâtiment
Adresse du bâtiment	Conséquences d'une défaillance
Année de construction	Temps d'occupation restant
CNBC de conception original	Relevés de dommages ou de détérioration du bâtiment
CNBC de mise à niveau parasismique complète	Catégorie d'emplacement
Type de bâtiment modèle	Catégorie sismique de l'emplacement
Édition du CNBC de référence	Dangers géologiques
Nombre d'étages	

La partie « critères d'acceptation des risques sismiques » permet d'évaluer si les risques sismiques sont acceptables. À partir de la catégorie sismique de l'emplacement et de la version du Code national du bâtiment (CNBC) de conception, les composants structuraux et non structuraux sont jugés conformes ou non conformes en fonction des conséquences d'une défaillance et du temps d'occupation restant. La partie « éléments à l'appui de la décision » permet de prendre une décision quant à l'évaluation du bâtiment. D'après le CNBC de conception, soit le risque sismique ne dépasse pas le risque sismique acceptable, soit certains critères inacceptables nécessitent que le bâtiment fasse l'objet d'une évaluation de niveau 2, voire de niveau 3.

1.3.2 OSSQ – Niveau 2

La procédure d'évaluation OSSQ – Niveau 2 s'appuie sur le document du FEMA 154 « Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook » (ATC, 2015), a été adaptée pour le contexte canadien et se réfère au CNBC 2015. Ce document présente une « Procédure rapide de sélection en fonction des risques sismiques pour exempter les bâtiments existants présentant un risque sismique acceptable des Lignes directrices pour l'évaluation parasismique (LDEP) de niveau 3 et pour établir la priorité des bâtiments existants présentant un risque sismique potentiellement inacceptable pour les LDEP de niveau 3 » (Fathi Fazl et al., 2020b). Comme l'OSP – Niveau 1, le risque sismique du bâtiment est comparé au risque sismique acceptable. De plus, un indice structural quantitatif et un indice non structural qualitatif sont calculés et comparés à des seuils acceptables. Ces indices permettent de faire une évaluation relative sur un parc de bâtiment et de classer les bâtiments selon un ordre de priorité pour l'évaluation de niveau 3. Certains critères inacceptables conduisent directement à une évaluation de niveau 3. La procédure évalue le critère de sécurité des personnes, et les bâtiments de protection civile peuvent être évalués mais pas pour un critère plus élevé comme la fonctionnalité. La visite des lieux est essentielle pour vérifier les informations récoltées préliminairement et pour constater des dommages et détériorations.

Le processus d'évaluation adopté est le suivant :

- Choix du formulaire en fonction de la sismicité de l'emplacement ;
- Collecte de données préliminaires avant la visite ;
- Visites extérieure et intérieure + croquis et photos ;
- Remplissage du formulaire et calcul des indices ;
- Prise de décision.

Le formulaire de collecte d'informations et de décision est constitué de 4 parties : « Partie A : collecte de données », « Partie B : notation structurale », « Partie C : notation des composants non structuraux » et « Partie D : éléments à l'appui de la décision ».

Choix du formulaire en fonction de la sismicité de la zone

La première étape de l'évaluation est le choix du formulaire, qui dépend de la sismicité de la zone de construction. La sismicité est définie par les valeurs de $S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$ et $S_a(1,0)$ pour le site considéré, comme montré au Tableau 1.3.

Tableau 1.3 Zones sismiques et seuils d'accélération spectrale correspondants
Tiré de OSSQ – Niveau 2

Sismicité de la zone		Max[$S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$]		$S_a(1,0)$	
		>	≤	>	≤
TF	Très faible		0,10 g		0,05 g
F	Faible	0,10 g	0,20 g	0,05 g	0,10 g
M	Modérée	0,20 g	0,35 g	0,10 g	0,15 g
ME	Modérément élevée	0,35 g	0,75 g	0,15 g	0,30 g
E	Élevée	0,75 g	1,15 g	0,30 g	0,50 g
TE	Très élevée	1,15 g		0,50 g	

Partie A : collecte de données

La partie A reprend une partie des données utilisée dans le niveau 1, en plus d'informations plus précises détaillées au Tableau 1.4.

Tableau 1.4 Données nécessaires à l'évaluation selon OSSQ – Niveau 2

Nom du bâtiment	Catégorie de risque du bâtiment
Désignation patrimoniale fédérale	Catégorie d'emplacement
Adresse du bâtiment	Configuration de la hauteur du bâtiment
Données sismiques ($S_a(0,2)$; $S_a(0,5)$; $S_a(1,0)$; PGA)	Détérioration et l'âge du bâtiment
Type de bâtiment modèle	Redondance
Année de construction	Martèlement
CNBC de conception original	Mise à niveau parasismique
Edition du CNBC d'avant code	Temps d'occupation restant
Edition du CNBC de référence	Dangers géologiques
Nombre d'étages	Domages au bâtiment
Superficie totale du plancher	Dangers de chute
Usage du bâtiment et conséquences d'une défaillance	Matières dangereuses
Irrégularités du bâtiment	Photos et croquis

Partie B : notation structurale

Dans la « Partie B : notation structurale », l'indice de priorité structural du bâtiment est déterminé. Le score structural de base S_B s'appuie sur le type structural du bâtiment ; il y a 16 types structuraux définis par les matériaux de construction et le système de résistance aux charges latérales. Des modificateurs de scores M_i augmentent ou diminuent le score de base. Les irrégularités, l'usage, l'emplacement ou encore l'état de la structure sont des facteurs modificateurs importants. Le score S obtenu est limité par un score minimal S_{min} . Le score structural final est comparé à un seuil structural S_S qui dépend des conséquences d'une défaillance. L'indice de priorité structural est calculé et permet de conclure sur l'état structural du bâtiment.

Pour chaque type structural, une courbe de capacité représentant l'accélération spectrale en fonction du déplacement est établie. L'intersection de la courbe de capacité et du spectre de demande sismique, défini avec $S_a(0,2)$ et $S_a(1,0)$, permet de déterminer le point de rendement

au déplacement spectral de pointe δ_p . La probabilité que la structure soit dans un état d'endommagement complet à δ_p est donnée par :

$$P[\text{endommagement complet} | \delta_p] = \phi \left[\frac{1}{\beta_d} \ln \left(\frac{\delta_p}{S_{d,m}} \right) \right] \quad (1.1)$$

β_d est l'écart type logarithmique de la variabilité globale associée à l'état d'endommagement structural complet et $S_{d,m}$ est la valeur médiane du déplacement spectral correspondant au seuil de l'état d'endommagement complet. La probabilité d'effondrement pour le séisme prévu par le code (SPC) et la probabilité d'endommagement complet à δ_p sont liées par le facteur d'effondrement empirique CF , qui dépend du type de bâtiment et des irrégularités.

$$P[COL | SPC] = P[\text{endommagement complet} | \delta_p] * CF \quad (1.2)$$

Le score structural de base S_B est le score structural attendu pour un type de bâtiment modèle générique correspondant à une zone sismique spécifiée. Plus S_B est élevé, plus la probabilité d'effondrement est faible. Il est calculé tel que :

$$S_B = -\log_{10}(P[COL | SPC]) \quad (1.3)$$

Les modificateurs de score structuraux sont déterminés étant donné un état i du bâtiment. L'état i peut représenter des irrégularités, l'emplacement ou encore une conception d'avant référence. Le score structural sachant l'état i est calculé tel que :

$$S_{\text{état } i} = -\log_{10}(P[COL | SPC, \text{état } i]) \quad (1.4)$$

Le modificateur de score M_i correspondant à l'état i est alors calculé. Si $M_i > 0$, l'état i est bénéfique, si $M_i < 0$ l'état i est défavorable.

$$M_i = S_{\text{état } i} - S_B \quad (1.5)$$

Le score structural est obtenu par la somme de S_B et des M_i . Pour éviter $S < 0$, ce qui correspondrait à une probabilité d'effondrement supérieure à 1, un score minimal S_{min} est introduit.

$$S = S_B + \sum M_i \geq S_{min} \quad (1.6)$$

Le score structural S est ensuite comparé à un seuil structural acceptable S_S . Ce seuil est déterminé en fonction des conséquences d'une défaillance. L'indice de priorité structural IP_S est enfin calculé. Il prend une valeur allant de 0 à 200.

$$IP_S = 10^{(S_S - S)} \quad (1.7)$$

Partie C : notation des composants non structuraux

La notation des composants non structuraux se fait de la même manière dans la « Partie B : notation structurale ». Le score non structural de base pour les composants non structuraux NS_B est calculé puis ajusté avec des modificateurs de scores NM_i . Le score des composants non structuraux NS est obtenu par somme de NS_B et des NM_i . Le score obtenu est comparé à un seuil NS_S et l'indice de priorité des composants non structuraux IP_{NS} est calculé.

Le score non structural de base NS_B est calculé selon la sismicité de l'emplacement ($S_a(0,2)$). NS_B diminue avec la sismicité.

$$NS_B = 26(-\log_{10}(0,3 * S_a(0,2))) + 1,26 \quad (1.8)$$

Les modificateurs de score des composants non structuraux incluent la catégorie d'emplacement, la réponse structurale, la réponse des composants non structuraux, la période de conception et le temps d'occupation restant. Les modificateurs sont calculés tel que :

$$NM_i = 26(-\log_{10}(F_i)) \quad (1.9)$$

F_i est un facteur influant sur la demande sismique associé à l'état i . Si $NM_i > 0$ l'état i est bénéfique, et si $NM_i < 0$ l'état i est défavorable. Le score des composants non structuraux NS est ensuite calculé et comparé à un seuil non structural NS_S . Le score seuil NS_S est défini en fonction de la dangerosité des composants et des conséquences d'une défaillance.

$$NS = NS_B + \sum NM_i \quad (1.10)$$

Enfin, l'indice de priorité non structural IP_{NS} est calculé. IP_{NS} varie de 0 à 200.

$$IP_{NS} = 10^{(NS_S - NS)/25} \quad (1.11)$$

Partie D : éléments à l'appui de la décision

La « Partie D : éléments à l'appui de la décision » permet de conclure sur la situation du bâtiment. Certains paramètres comme la désignation patrimoniale fédérale, une catégorie d'emplacement F ou une détérioration importante du bâtiment mènent directement à une évaluation de niveau 3. Si aucun de ces paramètres n'est éliminatoire, les indices de priorité structural et non structural permettent de décider. Si un indice de priorité est inférieur à 1, le bâtiment est exempté d'évaluation de niveau 3. Plus un indice est élevé, plus le risque sismique est important. Il y a donc 3 niveaux de classement : priorité première ($IP_S > 1$ et $IP_{NS} > 1$), priorité secondaire ($IP_S < 1$ et $IP_{NS} > 1$), et exemption d'une évaluation de niveau 3 ($IP_S < 1$ et $IP_{NS} < 1$). Pour des valeurs d' IP_S identiques, le classement se fait par l' IP_{NS} (Fathi Fazl et al., 2020b). La classification par priorité d'un ensemble de bâtiment peut ainsi être faite.

1.4 Travaux antérieurs et similaires

Peu d'études ont été réalisées sur les casernes de pompiers de Montréal. À la connaissance de l'auteur, aucune étude du parc de casernes d'un point de vue structurel n'a été réalisée, ou en tout cas publiée. Cependant certains travaux d'architecture et d'urbanisme se sont intéressés à ces bâtiments. Courcy-Legros (1987) a été la première à porter un intérêt aux casernes de Montréal. Dans le cadre de ses travaux de maîtrise, un inventaire des casernes construites entre 1852 et 1918 a été établi. L'histoire de la construction ainsi que l'architecture des bâtiments sont décrits. Une observation de l'évolution des casernes est faite, y compris « le plan au sol, le gabarit, le matériau, le mode d'accès, la forme de toit, la répartition et la dimension des espaces intérieurs » (Courcy-Legros, 1987). C'est l'aspect architectural et artistique qui prime dans cette étude, l'aspect structurel n'étant pas abordé. Parmi les casernes comprises dans ces travaux, 10 sont toujours en activité en 2022.

Déom (1995) a également travaillé sur les casernes de pompiers de Montréal dans le cadre de ses travaux de maîtrise en étude des arts. L'étude s'intéresse à l'urbanisme et aux bâtiments municipaux de Montréal de 1929 à 1939. Le développement économique et démographique de la ville, de ses services municipaux, et de la planification urbaine sont étudiés. Les styles architecturaux des bâtiments municipaux sont étudiés, sans prise en compte de l'aspect structurel. Parmi les bâtiments municipaux abordés dans l'étude, 7 casernes sont toujours en activité en 2022. Des fiches individuelles rudimentaires sur chaque bâtiment ont été constituées pour cette étude, avec notamment l'adresse, les personnes impliquées et les coûts de construction.

Bien qu'aucune étude structurelle n'était menée sur les casernes de Montréal, LeBoeuf et Nollet (2006) ont procédé à l'évaluation sismique d'un ensemble de bâtiments prioritaires de la Ville de Québec (105 bâtiments). Le projet visait à caractériser les effets de sols (microzonage) d'une part, et à évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments sélectionnés d'autre part. Pour l'évaluation des bâtiments, deux procédures d'évaluation rapides ont été utilisées et comparées : le « Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation

sismique » (Institut de Recherche en Construction, 1992) et le « Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards » (BSSC, 2002) adapté à la sismicité du Québec.

Les deux méthodes utilisent un système indiciel pour établir un classement de priorité et d'exemption pour l'analyse détaillée. Un inventaire des bâtiments prioritaires, incluant entre autres les casernes de pompiers et les postes de police de Québec, a été réalisé. Des études documentaires et des visites sur place ont permis de récolter l'information et une base de données a été constituée. Les différents indices ont été calculés selon chacune des méthodes et le classement structural a été établi par priorité.

1.5 Casernes dans le CNBC et spécificités pour les bâtiments de protection civile

Les bâtiments de protection civile sont définis comme des « bâtiment[s] où sont fournis des services essentiels en cas de catastrophe; comprend : [...] les postes de pompiers, les postes de sauvetage et les postes de police ainsi que les installations qui abritent les véhicules, les aéronefs et les embarcations utilisées à ces fins [...] » (CCCBPI, 2015). Depuis l'apparition du code de construction canadien en 1941, les provisions pour les bâtiments de protection civile en matière de résistance sismique ont évolué. Pour la période avant 1941, la comparaison entre un bâtiment de protection civile et un bâtiment quelconque de la même époque de construction ne permet pas de mettre en évidence la mise en œuvre de mesures spécifiques pour une meilleure résistance pour le bâtiment de protection civile. L'importance de l'usage n'était donc a priori pas prise en compte dans la construction des bâtiments. Avec l'apparition du code en 1941, des provisions rudimentaires pour la résistance sismique sont énoncées, notamment avec la méthode statique équivalente qui donne une formule de force latérale (Mitchell et al., 2010). Ce n'est que dans l'édition de 1965 que la formule du cisaillement minimum à la base fait intervenir le facteur d'importance I . Ce facteur prend les valeurs 1,0 pour les bâtiments classiques et 1,3 pour les bâtiments « qui sert de lieu d'assemblage à un grand nombre de personnes ou qui pourvoit spécialement au bien-être du public » (IRC-CNRC, 1966). Les valeurs du facteur d'importance restent inchangées jusqu'à l'édition de 1985 comprise (Tableau 1.5).

Tableau 1.5 Évolution des provisions sismiques du CNBC
Adapté de Mitchell et al. (2010)

Édition CNBC	Cisaillement à la base V	Commentaires	Période de retour
1941	$V = CW$	Coefficient de force sismique $0,02 < C < 0,05$ selon conditions de sol	
1953 1960	$V = CW$	$C = 0,15R/(N + 4,5)$; Facteur de régionalisation sismique $R = 0; 1; 2; 4$ pour les zones 0; 1; 2; 3 respectivement ; N est le nombre d'étages	100 ans
1965	$V = RCIFSW$	Facteur de type structural $C = 0,75$ pour ossature résistant en moment et murs de cisaillement, 1,25 sinon ; Facteur d'importance $I = 1$ ou 1,3 ; Facteur de fondation $F = 1$ ou 1,5 ; Facteur de flexibilité structural $S = 0,25/(N + 9)$	
1970	$V = \frac{1}{4}R(KCIFW)$	Facteur de type structural $0,67 < K < 1,33$; Facteur de flexibilité structurale $C = 0,1$ si $N = 1$ ou 2, $C = 0,05/(T)^{1/3} < 0,1$ sinon ; Période fondamentale $T = 0,1N$ pour ossature résistant en moment, $T = 0,05h_n/(D)^{1/2}$ sinon ; h_n la hauteur en pieds ; D la longueur parallèle à la force sismique	100 ans
1975	$V = ASKIFW$	Accélération au sol horizontale de dimensionnement $A = 0; 0,02; 0,04$ ou 0,08 pour les zones 0; 1; 2; 3 respectivement ; $0,7 < K < 2$; $F = 1; 1,3$ ou 1,5 ; Facteur de réponse sismique $S = 0,5/(T)^{1/3} \leq 1$; Analyse dynamique permise pour déterminer les forces sismiques de dimensionnement	
1977	$V = ASKIFW$	Identique à 1975 ; Le cisaillement à la base minimum obtenu par analyse dynamique est limité à 90% de celui obtenu par méthode statique	
1980	$V = ASKIFW$	Identique à 1977 sauf $S = 0,5/(T)^{1/2} \leq 1$	
1985	$V = vSKIFW$	Nouvelle carte d'aléa sismique définissant 7 zones d'accélération spectrale Z_a et de vitesse spectrale Z_v ; Rapport de zone de vitesse v ; Pour $T \leq 0,25$, $S = 0,62; 0,44; 0,31$ pour Z_a/Z_v supérieur, égal ou inférieur à 1 respectivement ; Pour $T \geq 0,5$, $S = 0,22/(T)^{1/2}$; Pour $0,25 < T < 0,5$, interpolation linéaire ; $T = 0,09h_n/(D_s)^{1/2}$ sauf pour les ossatures résistant en moment $T = 0,1N$; D_s la longueur du SRFS	475 ans
1990	$V = U(vSIFW)/R$	Facteur de calibration $U = 0,6$; Pour $T \leq 0,25$, $S = 4,2; 3,0; 2,1$ pour Z_a/Z_v supérieur, égal ou inférieur à 1 respectivement ; Pour $T > 0,5$, $S = 1,5/(T)^{1/2}$; $I = 1,0; 1,3$ ou 1,5 ; $F = 1; 1,3; 1,5$ ou 2 ; Facteur de modification de force $1 \leq R \leq 4$	
1995	$V = U(vSIFW)/R$	Ajout de facteurs R et précisions sur les périodes fondamentales	
2005	$V = \frac{S(T_a)M_v I_E W}{R_d R_0}$ $S(T) = F_a S_a(T)$ ou $F_v S_a(T)$ $V \leq \frac{2 S(0,2) I_E W}{3 R_d R_0}$ pour $R_d \geq 1,5$	Accélération spectrale de dimensionnement à la période fondamentale $S(T_a)$; Facteur de mode supérieur $1,0 \leq M_v \leq 2,5$; Facteur d'importance sismique $I_E = 1,0; 1,3$ ou 1,5 ; Facteur de ductilité $1 \leq R_d \leq 5$; Facteur de réserve de résistance $1 \leq R_0 \leq 1,7$	2475 ans

Les formules de cisaillement à la base sont quasi similaires pour toutes les éditions du code entre 1965 et 1985. Dans l'édition de 1990, « le coefficient de priorité parasismique I doit être 1,5 pour les bâtiments de protection civile, 1,3 pour les écoles et 1,0 pour tous les autres bâtiments. » (IRC-CNRC, 1992). Idem pour l'édition de 1995, pour laquelle la formule du cisaillement à la base est identique à 1990. L'édition 2005 introduit des changements dans la formule du cisaillement à la base, et le facteur d'importance évolue : il est remplacé par le coefficient de risque parasismique I_E , qui prend les valeurs 0,8 ; 1,0 ; 1,3 ; 1,5 pour les bâtiments avec une catégorie de risque faible, normal, élevé, protection civile respectivement et pour l'état limite ultime (CCCBPI, 2008). Les formules du cisaillement et les valeurs de I_E sont les mêmes pour les éditions de 2010 et 2015. L'importance de l'usage du bâtiment n'est pas seulement prise en compte dans le calcul des charges dues aux séismes, mais aussi dans les charges dues au vent et à la neige. Les valeurs du coefficient d'importance dans ces calculs ont évolué de la même manière que ceux pour le risque sismique.

Les bâtiments de protection civile sont également soumis à d'autres contraintes de conception. L'article 4.1.8.1.11 du CNBC 2015 contraint les déformations entre étages pour les bâtiments de protection civile. L'article 4.1.8.10.2 du CNBC 2015 donne des provisions sur les irrégularités, le SFRS et la rigidité (CCCBPI, 2015). La partie 5 du CNBC contient également des recommandations concernant les éléments non structuraux dans ce type de bâtiment.

1.6 Dommages observés et réhabilitation sismique

1.6.1 Dommages observés

De manière générale, les observations des dommages dus à des événements sismiques passés peuvent être un bon indicateur des faiblesses d'un type de bâti. Du fait de la rareté des séismes majeurs au Québec, il est difficile d'interpréter d'une manière systématique ce genre de dommage. Les casernes ne dérogent pas à cette constatation, et peu de signalements de dommages sur les casernes de pompiers québécoises ont été rapportés. Un cas connu est celui de l'édifice municipal de l'arrondissement de La Baie au Saguenay, qui a subi des dommages

lors du séisme du Saguenay en 1988. Le bâtiment de quatre étages en maçonnerie, qui abrite la caserne de pompiers et le poste de police, date de 1935 et ses extensions datent de 1986 et 1988. Les dommages constatés étaient des fissures dans les murs de maçonnerie pleine dans l'extension au-dessus du garage des pompiers. Le bâtiment est resté fonctionnel malgré une coupure d'électricité (Mitchell et al., 1989).

Des dommages sur les casernes de pompiers ont tout de même été rapportés dans les régions avec une forte activité sismique, menant parfois à leur fermeture. La caserne de Kodiak en Alaska, US dont la partie la plus récente date de 1970, a subi un séisme d'une magnitude de 7,9 sur l'échelle de Richter en 2018. De nombreuses fissures dans les murs ont été observées, mais la caserne a été jugée stable. Le type structural est inconnu (Borden, 2018). La caserne 102 de Magna en Utah, US a subi un séisme d'une magnitude de 5,7 et plusieurs répliques en 2020. La caserne a fermé ses portes suite à l'évènement à cause de dommages compromettant la sécurité des pompiers. Une évaluation sismique avait jugé que le bâtiment devait être remplacé deux ans plus tôt (Walker, 2020).

Mis à part les dommages structuraux, les casernes peuvent évidemment subir des dommages sur les éléments non structuraux. Les portes de garage sont des éléments non structuraux critiques puisqu'ils contrôlent la capacité des camions et des pompiers à sortir de la caserne. Plusieurs dommages sur les portes ont été rapportés après des secousses. Les dommages dépendent du type de porte, mais les principaux sont la déformation des rails de guidage, le délogement ou le coincement des roues de guidage, le coincement ou le désassemblage des sections de porte. Peuvent être ajoutés la casse du ressort de rétractation et le déplacement du camion dans la porte s'il est garé trop près. Les portes générant leur propre charge d'inertie, les ancrages au plafond notamment doivent être adaptés.

Turner (1999) a réalisé une enquête en envoyant un formulaire aux pompiers de toute la Californie pour recueillir les informations sur les dégâts survenus à cause de séismes entre 1969 et 1999. Il a obtenu une réponse d'environ 500 casernes. Parmi elles, 28 ont reporté des dommages sur les portes de garage, allant de négligeable à étendu. Bien que la majorité des

casernes de l'étude aient des portes sectionnelles, rien n'indique quel type de porte a la meilleure résistance. De la même manière d'après Turner (1999), les casernes subissant des dommages semblent isolées et aucun dommage systématique n'a pu être défini après des secousses. L'usage normal et les petits incidents répétés que subit la porte lors de son utilisation peuvent aggraver les dégâts dus à un séisme, a contrario du fait de leur utilisation quotidienne les portes sont souvent révisées.

Turner souligne le fait que les portes sont généralement des éléments standards que les architectes et les concepteurs choisissent sans préavis d'un ingénieur en structure. Le coût, le design ou encore l'efficacité énergétique priment sur les tolérances de déplacement, souvent pour la simple raison que les concepteurs ne sont pas avertis du risque de déformation lié aux séismes. Pour des portes de 12 pieds de hauteur, on peut s'attendre à des déplacements de 1,5 pouces, et plus pour des portes plus grandes, notamment dans les bâtiments flexibles. En 1991, la ville d'Oakland a reçu 50 millions de dollars pour faire la réhabilitation sismique des casernes, les ingénieurs ont recommandé les portes adaptées, mais ce sont des portes sectionnelles télescopiques standards qui ont été installées car 3 à 4 fois moins chères à l'achat. Le coût des équipements adaptés est souvent le frein principal à un remplacement (Turner, 1999).

1.6.2 Réhabilitation sismique des casernes

Il existe de nombreux cas de réhabilitations sismiques de casernes de pompiers, car une caserne qui fait l'objet d'une rénovation doit respecter les nouvelles normes du code et cela passe par une réhabilitation sismique. Beaucoup de casernes font l'objet de travaux dans les zones sismiques très actives comme la Californie. Par exemple, le « Orange County Fire Authority (OCFA) », le service incendie du comté d'Orange en Californie, qui compte un total de 78 casernes sur son territoire, a procédé à la réhabilitation sismique structurale et non structurale de toutes les casernes à partir de 1997 (FEMA, 2021). Les travaux concernaient notamment l'installation de murs de refend en bois, l'ancrage des fondations et des murs existants ou encore la consolidation des encadrements de portes de garage.

La presse rapporte de nombreux cas de réhabilitation sismique de casernes en Amérique de l'Ouest ces dernières années, y compris des casernes qui n'ont que 30 ans comme la caserne de Seaside, OR aux États-Unis (Marx R.J., 2022). Des administrations mettent en place des programmes de réhabilitation de leur parc de casernes comme la ville de San Francisco. Le programme de fonds « Earthquake Safety and Emergency Response » a permis de financer la rénovation de plusieurs casernes de quartiers de San Francisco. Les fonds de 2010, 2014, et 2020 financent l'analyse et la réfection de la structure ainsi que la modernisation architecturale dépendamment des besoins de chaque bâtiment. Ces 10 dernières années, la majorité des 45 casernes du service incendie ont fait l'objet de travaux d'amélioration (Higuera, 2022). Dans la plupart des projets, la mise à niveau est faite par l'ajout de murs de refend et par le renforcement des diaphragmes. Le remplacement du toit est également commun, et dans certains cas le remplacement complet est recommandé.

Certaines casernes de Montréal ont fait l'objet de travaux visant à améliorer la performance sismique. C'est le cas de la caserne 16 en 2005, sous laquelle des micropieux ont été installés pour consolider les fondations et des murs de refend en béton ajoutés à la structure existante (NCK, 2005). Une réhabilitation complète de la caserne 63 a également été entreprise de 2013 à 2017.

1.7 Courbe de fragilité et de vulnérabilité

La fragilité d'un bâtiment est exprimée en termes de probabilités d'atteindre un niveau de dommage (aucun, faible, modéré, étendu, complet) pour un événement sismique donné. Les courbes de fragilité représentent donc la probabilité d'atteindre un niveau de dommage « DS » en fonction d'une mesure d'intensité « IM ». La mesure d'intensité peut prendre les valeurs de S_a , S_d ou encore PGA . Plusieurs méthodes permettent d'obtenir des courbes de fragilité : à partir de données empiriques, de jugement d'experts, d'analyses analytiques ou encore par hybridation. À l'Est du Canada la méthode analytique est privilégiée à cause du faible retour d'expérience d'événements sismiques majeurs. La fragilité suit une loi de probabilité log-

normale. Les paramètres de cette loi sont déterminés avec les courbes de capacité et de demande sismique. La Figure 1.6 illustre une courbe de fragilité.

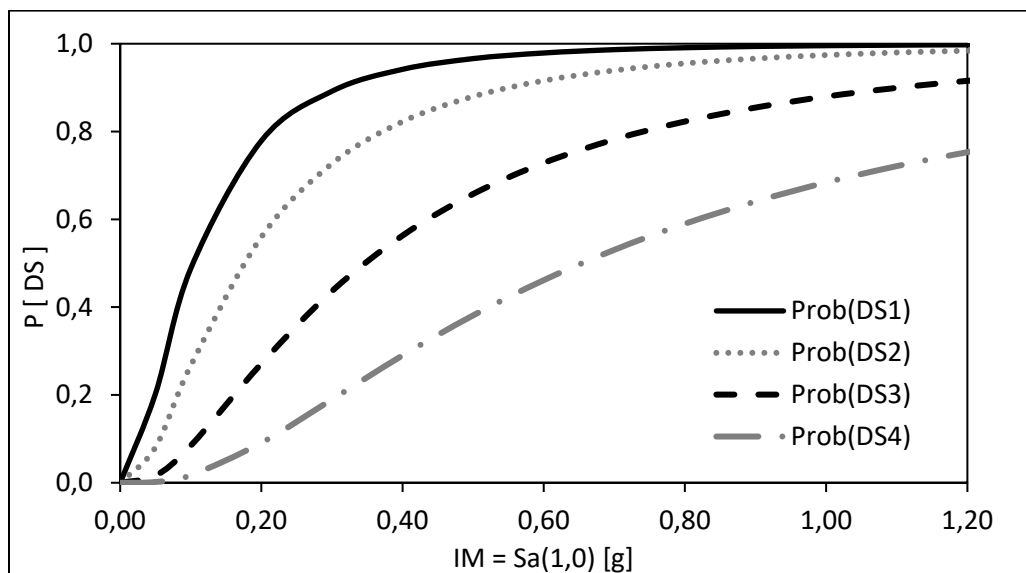


Figure 1.6 Exemple d'une courbe de fragilité

Comme définie à la partie 1.2, la vulnérabilité est le produit de la fragilité et de la valeur des biens évalués, elle est donc de nature qualitative. Les courbes de vulnérabilité peuvent ainsi être déduites des courbes de fragilité en introduisant un facteur de dommage moyen (MDF) pour estimer les pertes économiques. Ce facteur est le rapport du coût de réparation sur le coût de remplacement du bâtiment. Le MDF peut être déduit des valeurs de probabilités de dommages. La courbe de vulnérabilité représentant MDF en fonction de IM peut donc être tracée.

1.8 Application d'évaluation rapide ER²

Abo El Ezz et al. (2019) ont développé une application web permettant évaluation rapide du risque sismique à l'échelle urbaine. L'application est basée sur trois modèles : le modèle de risque, le modèle d'inventaire et le modèle de vulnérabilité. Le modèle de risque calcule la distribution spatiale des secousses d'après les spécifications du CNBC 2015. Le modèle d'inventaire tient compte du type de bâtiment, de ses caractéristiques et de la population

touchée. Le modèle de vulnérabilité regroupe les courbes de fragilité en fonction d'une mesure d'intensité du séisme (Abo El Ezz et al., 2019). Les courbes de fragilité sont précalculées pour des bâtiments types et stockées dans une base de données, réduisant le temps de calcul. L'objectif principal de cette application est d'établir rapidement la probabilité d'excéder un état de dommage structural et non structural, de chiffrer les dommages économiques et d'estimer les pertes humaines. La Figure 1.7 illustre un exemple d'application de ER² pour un bâtiment en maçonnerie non armée (MNA) résidentiel. Les résultats obtenus par ER² peuvent aussi être présentées sous forme graphique ou mis en carte.

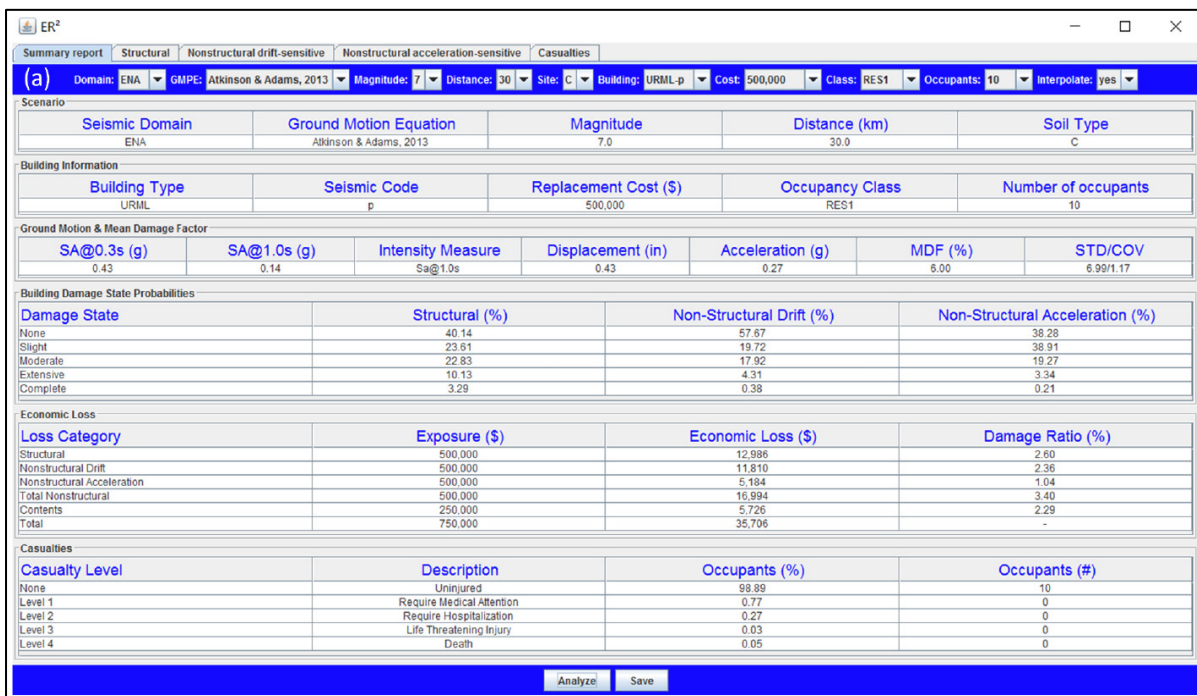


Figure 1.7 Application de ER²
Tirée de Abo El Ezz et al. (2019)

CHAPITRE 2

INVENTAIRE DES CASERNES DE POMPIERS DE L'ÎLE DE MONTRÉAL

La présente étude vise à réaliser l'évaluation sismique d'un ensemble bâti : les casernes de pompiers de l'île de Montréal. L'inventaire des bâtiments est donc la première étape du processus d'évaluation. Ce chapitre présente les sources d'information qui a permis d'établir une base de données. Un historique des casernes est ensuite donné pour assimiler les techniques de construction par période. L'identification des types structuraux est présentée ainsi qu'une discussion sur l'incertitude liée à une identification du type structural sur la base d'information limitée. Grâce à l'information recueillie, les casernes sont classées en 6 types géométriques et structuraux, bien que certaines soient exclues de la classification du fait de leur unicité. Les éléments non-structuraux majeurs et génériques sont présentés conjointement aux risques qui leur sont associés. Enfin, les conditions de sols sur lesquels sont construits les bâtiments de l'inventaire sont analysées.

2.1 Sources d'information de l'inventaire

La collecte de données a commencé par l'information disponible facilement, c'est-à-dire les informations en ligne. Le site web « Données Québec » (Données Québec, 2020), contient une base de données avec la liste des casernes et quelques informations de base. Le site web du SIM (Ville de Montréal, 2021) regroupe quelques informations primaires sur les casernes en activité sur l'île de Montréal, comme la localisation et la date de construction. L'outil Google Maps® a également permis de faire des visites extérieures virtuelles, utiles à l'identification initiale des géométries, des irrégularités et des matériaux de l'enveloppe extérieure.

Dans le but de préciser les informations de chaque bâtiment, les plans de construction et de travaux disponibles ont été consultés aux archives de la ville de Montréal. Cependant trop peu de plans étaient disponibles pour couvrir toutes les casernes. Les gestionnaires immobiliers du Service de la gestion et de la planification des immeubles de Montréal ont donc aimablement donné accès à tous les plans architecturaux, structuraux et mécaniques des casernes qu'ils

possédaient dans leur base de données. Ces plans ont permis de raffiner les informations sur les matériaux de construction, les systèmes de résistance aux efforts verticaux et latéraux, ainsi que les irrégularités géométriques et structurelles.

Durant les mois de novembre et décembre 2022, 25 casernes construites avant 1970 ont été visitées afin de confirmer les types structuraux (résumés à l'ANNEXE I) et les travaux identifiés sur les plans, d'évaluer rapidement l'état de la structure, d'identifier la source des désordres par vérification visuelle le cas échéant et d'échanger avec les pompiers pour mieux comprendre leurs attentes et l'utilisation du bâtiment.

2.2 Organisation des données

Les données générales à toutes les casernes ont été rassemblées sous forme de base de données dans un tableur Excel avec les champs identifiés au Tableau 2.1. Chaque bâtiment évalué a une fiche individuelle compilant toutes les informations le concernant. Les fiches ont été construites à partir des formulaires d'évaluation du document OSSQ – Niveau 2 (Fathi Fazl et al., 2020b), et modifiés pour les casernes.

Les observations faites lors des visites et les éléments non structuraux identifiés ont été reportés sur des schémas construits à partir des plans du bâtiment à l'aide d'AutoCAD®. Les modèles AutoCAD® sont à l'échelle et permettent d'obtenir les mesures aisément. Pour chaque édifice, les schémas de chaque étage ont été produits ainsi que les schémas du toit comportant l'environnement extérieur à la caserne (terrain et bâtiments adjacents). Un exemple est fourni en ANNEXE IV. Des photographies ont été prises lors des visites et certaines sont insérées dans la fiche pour plus compléter l'information.

Tableau 2.1 Champs de la base de données

N°		Matériaux tour	
Adresse	N° civique	Risque de glissement de terrain	
	Rue	Risque de liquéfaction	
	Code postal	Catégorie d'emplacement	
	Arrondissement	Type géométrique	
	Ville	Indice structural OSSQ – Niveau 2	
Coordonnées	Latitude	Indice non structural OSSQ – Niveau 2	
	Longitude	Valeur d'aléa sismique (2% sur 50 ans) à d=0 (CNBC 2015)	$S_a(0,05)$
	MTM8_X		$S_a(0,1)$
	MTM8_Y		$S_a(0,2)$
Division	$S_a(0,3)$		
#Ouvrage ville	$S_a(0,5)$		
Valeur Stratégique	$S_a(1,0)$		
Année de construction	$S_a(2,0)$		
Dernière année de travaux structuraux sismiques	$S_a(5,0)$		
Année de travaux	$S_a(10,0)$		
Travaux	PGA (g)		
Type structural CNRC	PGV (m/s)		
Type structural HAZUS	max[$S_a(0,2)$; $S_a(0,5)$]		
CNBC de conception	Zone sismique selon OSSQ – Niveau 2		
CNBC mise à niveau sismique	Possibilité d'accueil d'une équipe supplémentaire		
Matériaux de façade	Autres usage		
Superficie (m ²)	Bâtiment patrimoine		
Nb d'étage (RDC compris)	Propriété municipale d'intérêt patrimonial		
Nb de portes de garage			

2.3 Les casernes de pompiers de Montréal

Les casernes les plus anciennes datent de la fin du 19^e/début du 20^e siècle, une période de grande expansion pour Montréal. Entre 1900 et 1918, 31 casernes ont été construites (Courcy-Legros, 1987), la majorité en MNA. Dix (10) de ces casernes sont toujours en activité.

Plusieurs bâtiments du début des années 30 sont issus des travaux municipaux pour contrer la crise économique de 1929. À travers certains travaux de réaménagement urbains, de modernisation et d'évolution technologique, de nombreuses casernes ont fermé pour être remplacées par de nouvelles au cours du 20^e siècle (Courcy-Legros et al., 1985). La majorité des casernes datant de la seconde moitié du 20^e siècle sont situées en dehors du centre-ville et leur construction étaient gérée par chaque municipalité. Elles ont ensuite été incorporées à Montréal lors de diverses périodes d'annexions.

L'année moyenne de construction des casernes de Montréal est 1958 soit un âge moyen de 65 ans. L'année médiane est 1963. Le parc de bâtiment est donc vieillissant et mérite d'être étudié. 27 casernes ont été construites pendant la période 1950-1979 (Figure 2.1). Ces bâtiments ayant entre 44 et 73 ans peuvent commencer à montrer des signes de vieillissement qui pourraient nuire à leur performance. La dégradation des matériaux et l'usure des dalles de garage sont les signes les plus fréquents. Les dalles sont soumises au poids important des camions et à cela s'ajoute l'utilisation fréquente d'eau dans le garage pour laver les engins. Il est également important de souligner que 12 casernes construites avant 1920 sont toujours en activité. Ces casernes, en plus de potentiellement présenter des signes d'usure, sont généralement construites en maçonnerie non armée, un type structural particulièrement vulnérable aux secousses sismiques.

Pendant de nombreuses années, les postes de pompiers furent jumelés avec les postes de police. Bien que cela ne soit plus le cas aujourd'hui, certaines casernes de pompiers partagent le bâtiment avec d'autres usagers. Plusieurs bâtiments accueillent des bureaux administratifs du SIM. Les autres usages les plus fréquents sont des centres communautaires, des bibliothèques ou des commerces. Parmi les 66 bâtiments abritant des casernes, 28 sont partagés.

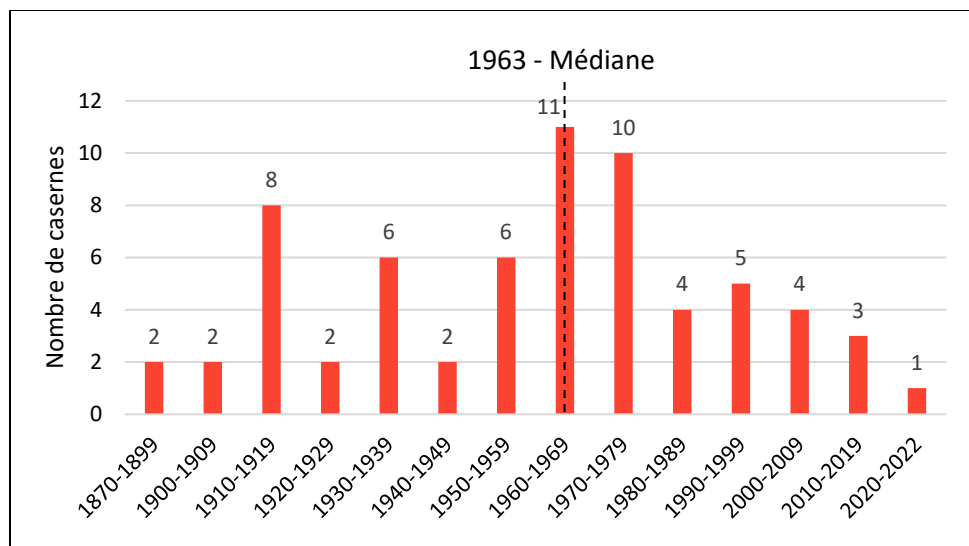


Figure 2.1 Nombre de casernes construites à Montréal par périodes

Code de construction

Les casernes de pompiers étant des bâtiments de protection civile, ils sont aujourd’hui soumis à une réglementation particulière quant à leur conception sismique avec le CNBC (CCCBPI, 2015). Cependant cela n’a pas toujours été le cas et le code a évolué dans ses recommandations pour la conception sous charges sismiques (Mitchell et al., 2010). Ces évolutions sont détaillées à la partie 1.5. L’édition du code et les normes de conception utilisées sont déterminées à partir de l’année de construction du bâtiment. Un niveau de conception sismique, ou « code level » peut alors être attribué. Quatre niveaux sont définis pour le code canadien : « Pre-code » ou pré-code pour les bâtiments construits avant le code de 1941 inclus, « Low code » ou niveau faible pour ceux construits avec les éditions entre 1953 et 1970 inclus, « Medium code » ou niveau moyen pour ceux construits avec les éditions entre 1975 et 1995 inclus, et « High code » ou niveau fort pour ceux construits avec les éditions depuis 2005 inclus. La Figure 2.2 représente le nombre de casernes construites en fonction de l’édition du CNBC ainsi que la catégorie du niveau de conception sismique (ou « code level ») à laquelle elles appartiennent. Sur les 66 casernes de Montréal, 39,4% sont de catégorie « Pre-code », 31,8% de catégorie « Low-code », 22,7% de catégorie « Medium code » et 6,1% de catégorie « High code ».

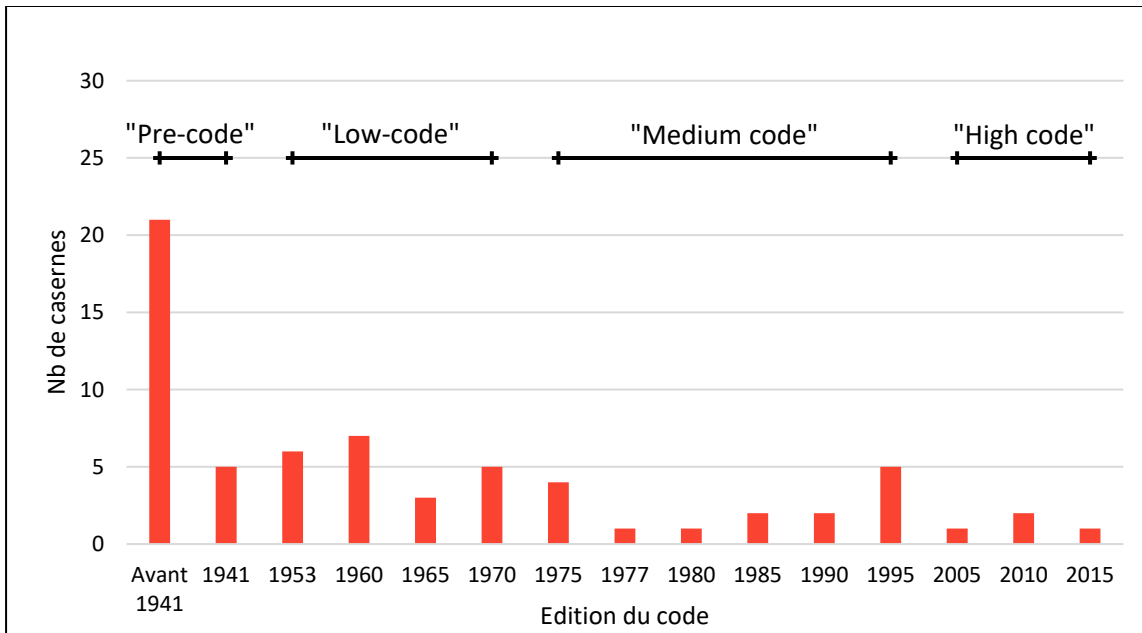


Figure 2.2 Usage du CNBC pour les casernes de pompiers

La majorité des casernes de l'île de Montréal a été construite avec les codes de construction antérieurs à 1975 (71,2%), soit avant l'apparition des analyses dynamiques pour déterminer les forces sismiques de conception dans le code canadien (Mitchell et al., 2010) et sont donc minimalement de niveau « Low code ». Par ailleurs, dont 39,4% de ces casernes ont été construites avant 1953, année de l'introduction de la première carte de zonage sismique dans le code canadien, et elles sont de niveau « Pre-code ».

Hauteur des bâtiments

La hauteur des bâtiments étant un paramètre important dans la réponse sismique, il est judicieux d'analyser la hauteur des casernes de Montréal. La Figure 2.3 illustre le nombre de casernes en fonction du nombre d'étage. Le rez-de-chaussée est inclus dans le nombre d'étage. Les bâtiments étudiés sont en grande partie de faible hauteur : 69,7% font 2 étages ou moins, 25,8 % ont 3 étages et 4,5% ont 4 étages.

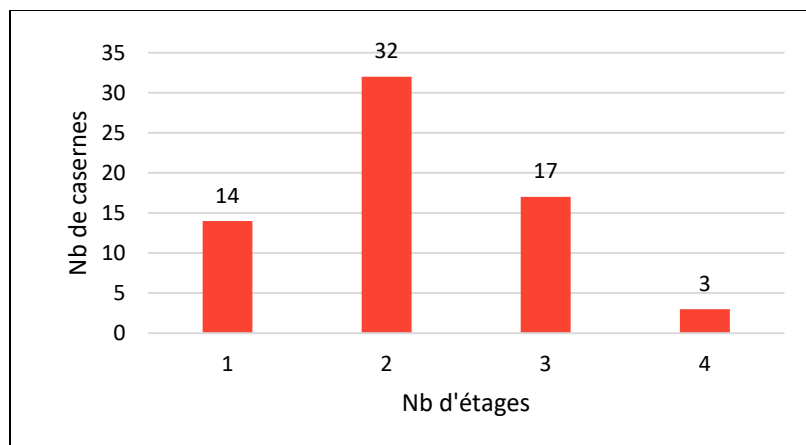


Figure 2.3 Répartition des casernes par nombre d'étages

2.4 Caractérisation structurale

Types structuraux

L'identification de la structure est nécessaire à toute évaluation sismique. Les structures des casernes de Montréal sont en maçonnerie, en acier ou en béton armé. Aucune caserne à structure de bois n'a été relevée, bien que ce type de construction soit de plus en plus fréquent dans les nouveaux bâtiments. L'utilisation de ces trois matériaux dépend largement de la période et des méthodes de construction utilisées (Figure 2.4).

Les casernes de Montréal les plus anciennes sont construites en maçonnerie et en acier. Les bâtiments en maçonnerie ont des structures à murs porteurs en maçonnerie non armée et les bâtiments en acier sont des ossatures en acier avec murs de remplissages en maçonnerie non armée. L'utilisation du béton devient commune dans les années 30, et cela jusqu'à la fin des années 70. Les trois casernes classées en maçonnerie entre 1960 et 1989 sont des bâtiments de maçonnerie armée de blocs de béton d'un étage, abritant une seule équipe de pompiers. Les années 70 sont une période de transition dans les matériaux utilisés. L'acier devient le matériau privilégié pour la construction des casernes et ce jusqu'à aujourd'hui. L'étude des plans et les visites ont permis d'identifier les types structuraux des casernes. Les types structuraux utilisés pour cette étude sont ceux définis dans le document OSSQ – Niveau 2 (Fathi Fazl et al., 2020b).

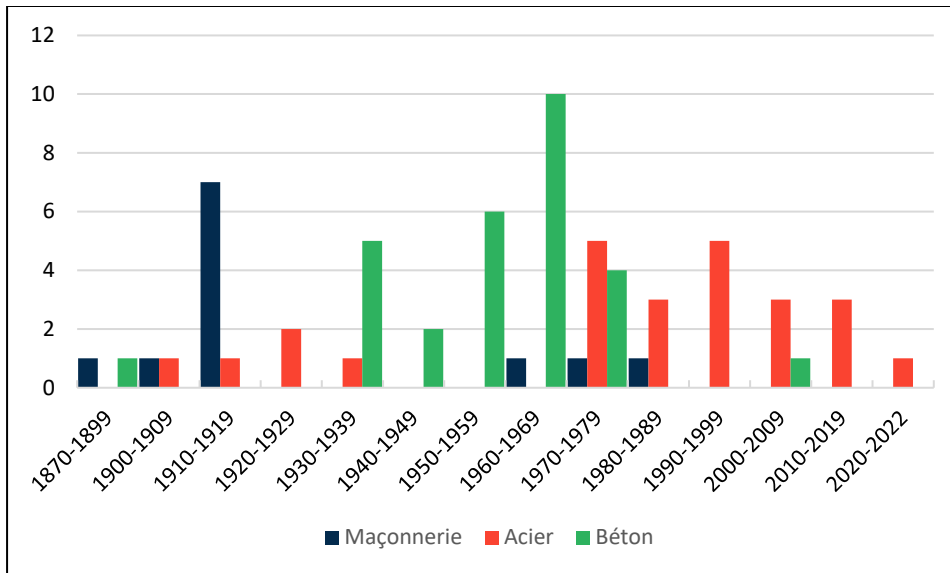


Figure 2.4 Matériaux des structures des casernes selon la période

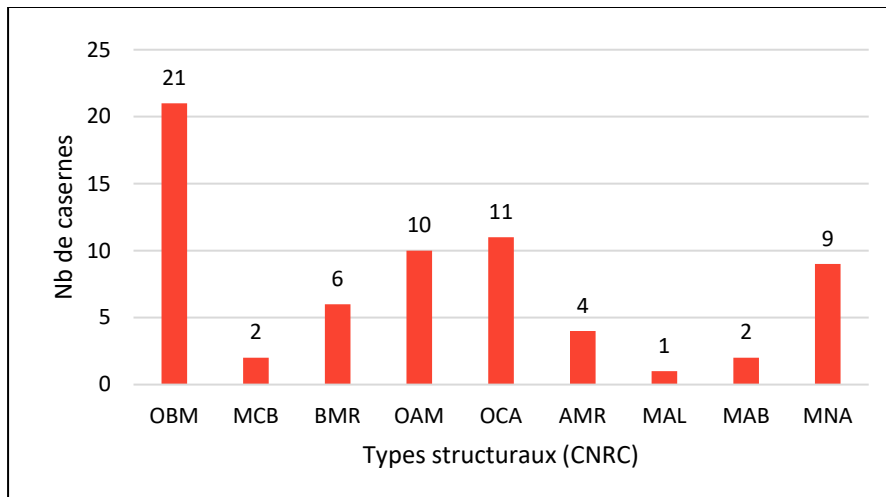


Figure 2.5 Types structureux des casernes de pompiers de Montréal

Les structures les plus fréquentes sont les ossatures en béton résistant en moment (OBM) (32%), les ossatures en acier contreventées (OCA) (17%), les ossatures en acier résistant en moment (OAM) (15%) et les murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) (14%) (Figure 2.5).

Commentaires sur les bâtiments avec plusieurs types.

La majorité des casernes ne présentent qu'un seul type de structure. Néanmoins 10 bâtiments sur les 66 semblent avoir plusieurs types structuraux. C'est notamment le cas lorsque des travaux de réfection ou d'agrandissement ont été réalisés. Le garage peut avoir été conçu avec une structure différente de celle de l'espace de vie. Il a été observé des casernes où le toit du garage était en poutres de béton préfabriquées en T ou double T, permettant de grandes portées pour laisser l'espace aux camions, tandis que le reste de la structure était une ossature en béton coulé en place. Il peut être difficile de détecter et d'évaluer les joints de construction pour le risque sismique, notamment à cause des finitions et des plans souvent peu lisibles. Les données fournies précédemment donnent le type structural majoritaire dans le cas où plusieurs types structuraux ont été identifiés. De la même manière, les données précédentes tiennent compte des travaux de rénovation structuraux majeurs, qui ont pu changer le type structural du bâtiment initial.

Discussion sur l'incertitude d'identification du type structural

Malgré tous les efforts déployés, il n'a pas été possible de déterminer le type structural de quelques bâtiments avec précision et le type structural a dû être supposé au meilleur du jugement de l'examineur. En effet, les plans de construction ou de travaux étant parfois incomplets ou difficilement lisibles, seuls les matériaux peuvent être déduits, sans information sur les connexions entre les poutres et les colonnes par exemple. De la même manière, les revêtements et les murs intérieurs ou les faux plafonds empêchent une vision claire de la structure lors d'une visite. Il est tout à fait possible que les types structuraux diffèrent dans plusieurs parties ou selon les directions du bâtiment, mais qu'un seul type structural ait pu être défini précisément.

Nollet et al. (2018) ont démontré que l'identification du type structural précis, parmi les types structuraux d'un même matériau, résultait en une faible variation de l'estimation des dommages. En effet, pour un bâtiment avec une hauteur et un niveau de conception sismique (« code level ») donnés, l'écart type de l'ajustement des courbes de fragilité pour différents types structuraux utilisant un même matériau est inférieur à 3,6%. Ainsi, les paramètres

d'identification les plus importants pour l'estimation des dommages sont les matériaux utilisés, la hauteur et le niveau de code ou de conception sismique. L'identification précise du type structural a en revanche une importance pour la méthode d'attribution de score OSSQ – Niveau 2.

2.5 Eléments architecturaux vulnérables

2.5.1 Tours à boyaux

Les tours à boyaux sont des éléments spécifiques propres aux casernes de pompiers. Elles ont fait leur apparition dans les années 1890 (Courcy-Legros, 1987) avec pour objectif de faire sécher les boyaux après leur utilisation. Tout comme les bâtiments de cette époque, elles sont en MNA. Plusieurs sont toujours en activité aujourd'hui. Il a été constaté que malgré l'évolution des types structuraux, certaines tours sont en ossature de béton jusqu'au toit du bâtiment puis en MNA au-dessus, ce qui cause des problèmes de fragilité dans les tours et un risque important d'effondrement sur le reste de la caserne en cas de séisme, même si cette dernière a une structure adéquate pour résister aux secousses. Sur les 66 casernes de l'île de Montréal, 30 possèdent une tour (Figure 2.6). Notamment, 57% sont en MNA et 23% sont en BMR. Quelques tours visitées présentaient des signes de vieillissement et la maçonnerie était abîmée. Certaines tours ont d'ailleurs des filets de rétention à l'extérieur pour éviter que des éléments ne tombent sur les voies piétonnes.

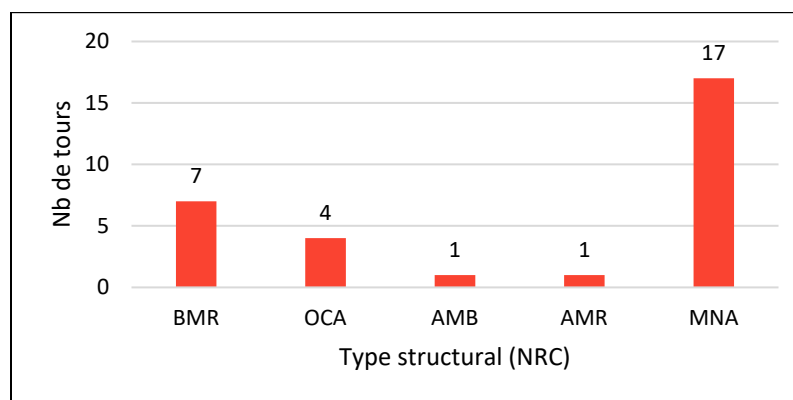


Figure 2.6 Types structuraux des tours à boyaux

2.5.2 Autres éléments

Les cheminées en MNA sont des éléments fragiles vulnérables qui présentent les mêmes dangers que les tours. Plusieurs éléments structuraux sont communs à de nombreuses casernes. Les barres de descente permettent aux pompiers d'accéder très rapidement au rez-de-chaussée à partir des étages supérieurs. Concrètement, cette installation est un trou circulaire d'environ 1 mètre de diamètre dans le plancher avec une barre métallique sur laquelle les pompiers glissent pour descendre rapidement au garage. Certains escaliers dans les casernes visitées étaient en mauvais état, notamment les escaliers en fonte. Il a été constaté que plusieurs casernes ont des puits de lumière au dernier étage. Ces éléments d'éclairage naturel peuvent avoir une surface de plusieurs mètres carrés et sont des trous rectangulaires dans le toit. Le danger direct est le bris et la chute des vitres lors de secousses. Certains éléments mécaniques nécessitent également un percement de la dalle de toit. Tous ces éléments peuvent causer des faiblesses dans le système de diaphragme du toit et des planchers.

2.6 Typologie géométrique et structurale des casernes de l'inventaire

L'analyse géométrique et structurale a permis de classer les casernes de Montréal en 6 types géométriques et structuraux. Les dimensions caractéristiques sont données à l'ANNEXE III.

Type 1 : Plan au sol petit rectangle, avec 2 portes sur la largeur ;

Type 2 : Grand bâtiment de style art déco ;

Type 3 : Garage et habitat de plain-pied ;

Type 4 : Grand garage de plain-pied et habitat de 2 étages ;

Type 5 : Plan au sol grand rectangle avec 5 portes sur la longueur ;

Type 6 : Plan au sol carré.

Type 1

Les bâtiments du type 1 (17%) ont un plan au sol rectangulaire de 27,5m x 14m en moyenne, avec 2 portes de garage sur une petite largeur et illustrés par la représentation 3D de la Figure

2.7. Ils ont été construits jusque dans les années 50. On retrouve principalement des structures en ossatures béton résistant en moment (OBM) mais certaines ont une structure en ossature d'acier avec remplissage de maçonnerie (AMR). L'ossature est généralement remplie de terracotta et les façades sont recouvertes de brique. Il y a un sous-sol sur la partie avant du bâtiment. Le rez-de-chaussée est de grande hauteur pour le garage et cause un étage souple. Les ouvertures de portes de garage étant disposées sur la petite largeur, elles causent une sensibilité à la torsion. La tour d'environ 20m est en MNA au-dessus du toit.

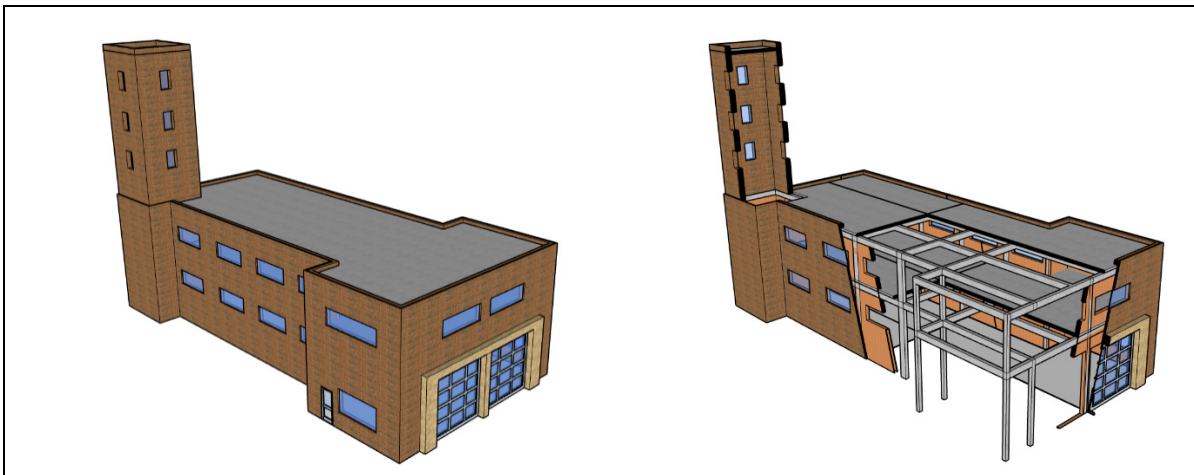


Figure 2.7 Caserne de type 1

Type 2

Les casernes du type 2 datent du début des années 30 et représentent 6 % des casernes. Ces bâtiments rectangulaires de 40m x 21m en moyenne, avec une structure en ossature de béton remplie de maçonnerie (BMR) ont 3 étages. Elles sont représentées à la Figure 2.8. L'ossature est remplie de terracotta. La façade est recouverte de brique avec des ornements décoratives. La charpente du toit est faite de poutres et d'arches en béton. Un sous-sol couvre toute la surface du bâtiment. Il y a généralement 4 portes de garage. Le rez-de-chaussée et le 2e étage sont de grande hauteur : le rez-de-chaussée contient le garage et le 2e étage contenait à l'origine une salle municipale avec une scène de spectacle et une mezzanine. Le garage cause un étage souple au RDC. La tour de 25m en moyenne est en BMR.

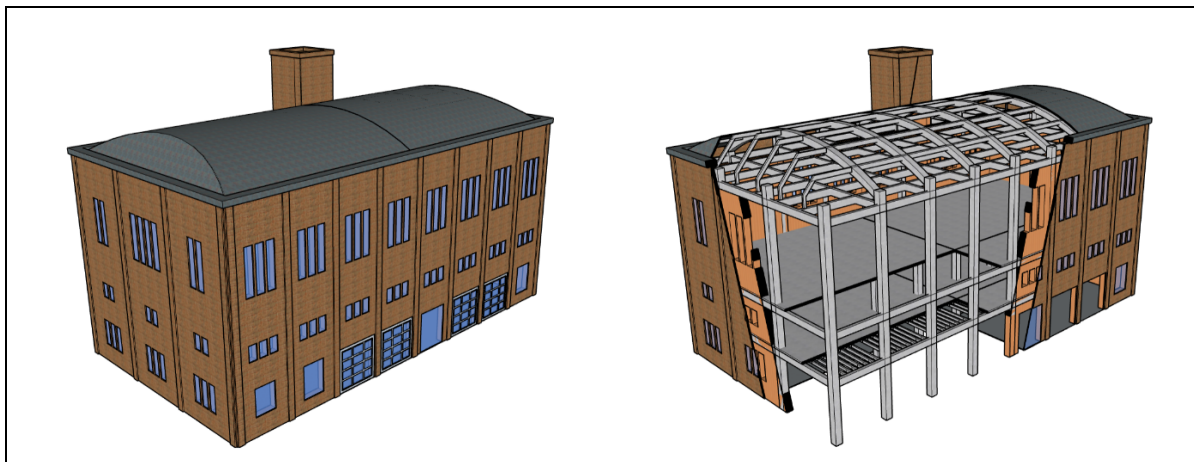


Figure 2.8 Caserne de type 2

Type 3

Les bâtiments du type 3 (17%), représentés à la Figure 2.9, ont été construits durant les années 70. Leur structure sont majoritairement des ossatures en acier résistant en moment (OAM), mais certaines sont en ossature de béton (OBM). La disposition de ces casernes est un garage de 25m x 17,5m avec 3 portes en moyenne, jouté à une partie habitat de 25m x 17,5m à 1 étage, d'une part, et à un atelier de 25m x 5,5m, d'autre part. Les murs extérieurs et intérieurs sont en blocs de béton et un placage de brique recouvre la façade. Il n'y a pas de sous-sol. Le diaphragme du toit de l'habitat n'est généralement pas aligné avec celui du garage, ce qui cause une irrégularité de décalage latéral. Le garage peut également être traversant (portes de part et d'autre), il y a donc une faiblesse du SRFS du garage dans une direction.

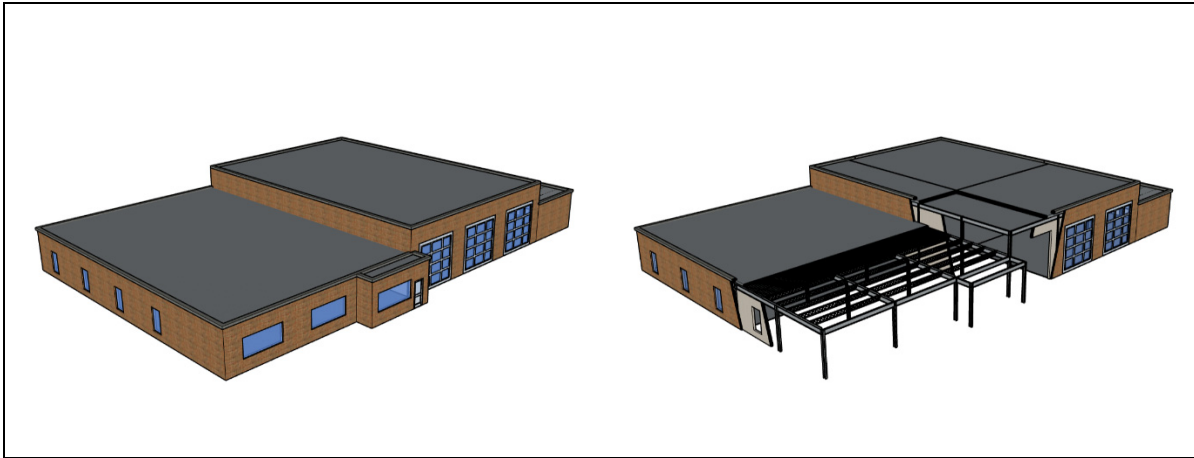


Figure 2.9 Caserne de type 3

Type 4

Les bâtiments du type 4 sont les plus récents et datent des années 1990-2000. Ils sont représentés à la Figure 2.10 et représentent 18% des casernes. La structure est une ossature en acier contreventée (OCA). Ces bâtiments sont composés d'une partie habitat de 25m x 17m de 2 étages collée au garage de 25m x 18m avec 3 portes en moyenne. Les murs extérieurs et intérieurs sont en blocs de béton et un placage de brique recouvre la façade. Il n'y a pas de sous-sol. Les diaphragmes du toit du garage et du 1^e plancher ne s'alignent généralement pas, causant une irrégularité de décalage latéral.

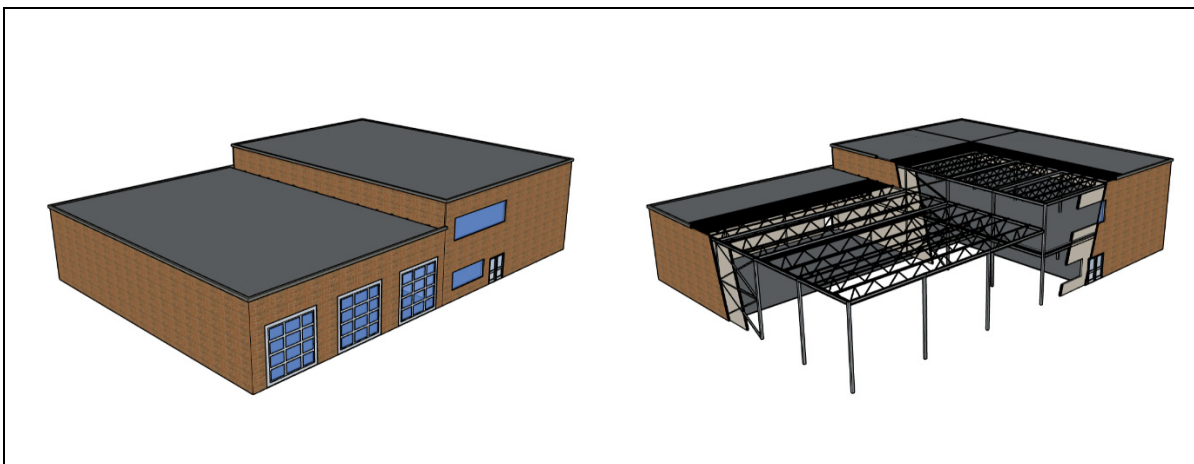


Figure 2.10 Caserne de type 4

Type 5

Les bâtiments du type 5 (15%) ont été construits dans les années 60. Ils se caractérisent par leur forme rectangulaire de 23m x 35m avec les portes de garage sur la grande longueur. La structure, représentée à la Figure 2.11, est une ossature acier ou béton résistant en moment (OAM ou OBM). Au rez-de-chaussée, on retrouve un grand garage avec 5 portes en moyenne, ainsi que le poste de garde et l'atelier. Au 1^e étage se trouve la partie habitat. Les murs extérieurs et intérieurs sont en blocs de béton et un placage de brique ou de carreaux de ciment recouvrent la façade. Il n'y a pas de sous-sol. La grande hauteur du RDC cause une irrégularité d'étage souple.

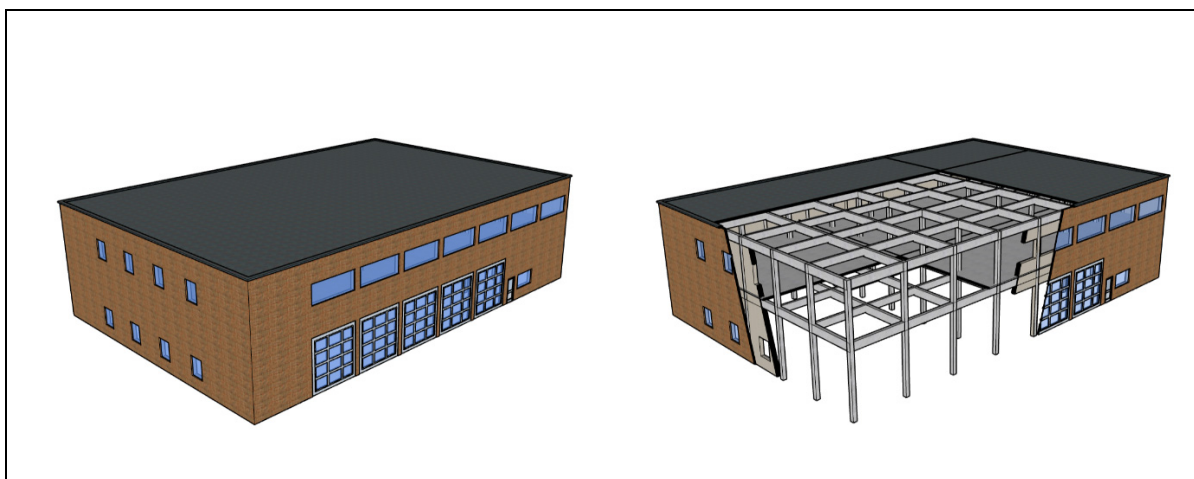


Figure 2.11 Caserne de type 5

Type 6

Les bâtiments du type 6 (9%) datent du début du 20^e siècle. Ils sont représentés à la Figure 2.12. Ils ont une structure en maçonnerie de brique non armée de 2 étages, de plan au sol carré de 23m de côté en moyenne avec un mur de MNA central. Les planchers sont constitués de poutres en acier ou en bois posées sur la maçonnerie, avec des solives en bois et des planchers bois. La dalle du rez-de-chaussée est en béton et il y a généralement un sous-sol qui contient la chaufferie. Il y a généralement 2 portes de garage et une tour en MNA.

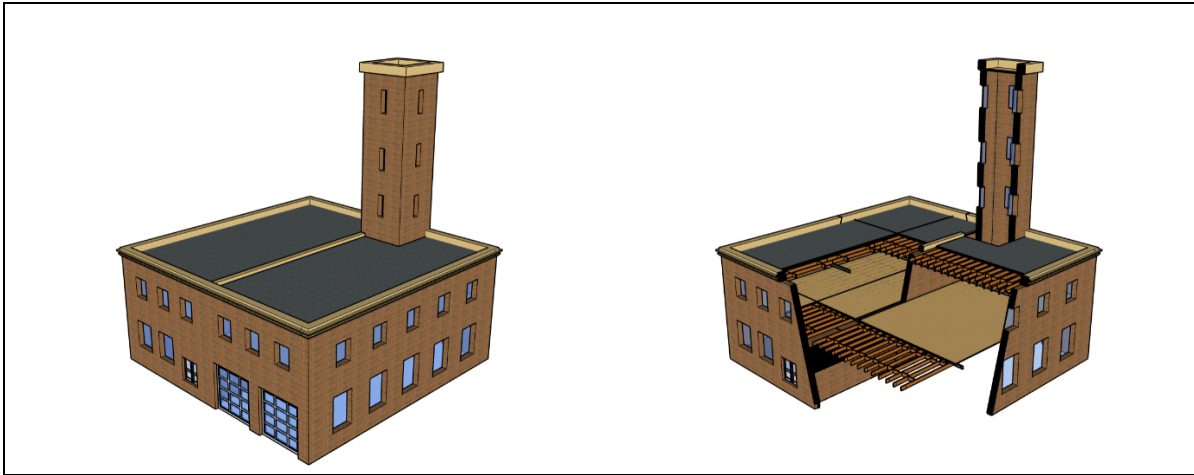


Figure 2.12 Caserne de type 6

Casernes sans types

12 des 66 casernes (18%) de l'île de Montréal ne correspondent pas aux types précédents. Ces bâtiments de toute période de construction sont des projets architecturaux uniques, dont plusieurs ont été construits par les municipalités éloignées du centre-ville puis intégrées au parc de casernes par annexion. La Figure 2.13 représente une caserne de style château. Bien qu'ils puissent avoir des types structuraux communs, leur géométrie particulière ne permet pas de les classer dans la typologie précédente. Leur analyse relève de l'étude de cas.



Figure 2.13 Caserne unique sans typologie

2.7 Eléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont difficiles à expliciter clairement car la plupart ne sont descriptibles qu'au cas par cas pour chaque caserne. Néanmoins, les éléments génériques peuvent être présentés.

2.7.1 Eléments non structuraux architecturaux

Les éléments extérieurs ont pu être observés grâce aux visites extérieures virtuelles. La plupart des casernes ont un parapet sur tout le pourtour du toit. Les matériaux, la masse et les dimensions dépendant de l'époque de construction. De manière générale, les plus anciens bâtiments ont un parapet de brique allant de 1 à 3 pieds de hauteur. Ce type de parapet peut être dangereux s'il n'est pas ancré correctement car il cause un risque de chute sur les voies de garage et les voies piétonnes. Les bâtiments plus récents ont des parapets de faible hauteur, d'environ 1,5 pieds, en bois recouvert de tôle. Ce type de parapet pose moins de risque de chute étant donné sa masse faible. Peu de casernes intègrent des éléments en porte-à-faux comme des auvents dans leur architecture. Certaines casernes ont quelques éléments décoratifs sur la façade, comme des sculptures en bas-relief, mais ils ne présentent pas de dangers de chute *a priori*.

La majorité des casernes sont construites en ossatures de béton ou d'acier. Pour des raisons esthétiques, elles sont recouvertes d'un placage de brique. Les parements de brique semblaient en bon état lors des observations, mais une vérification de l'ancrage pourrait être faite afin de confirmer leur résistance. Il est important de noter que certaines casernes sont recouvertes de carreaux de béton lourds et ce parement semble ne pas résister au vieillissement aussi bien que la brique. En effet, l'état général est plutôt mauvais et certains carreaux se désagrègent et menacent de tomber, ce qui ne manquerait pas d'être le cas en cas de secousses. Afin de préserver les passants de chutes, des filets de rétention temporaires ont été observés sur certains édifices.

Les éléments intérieurs ont été identifiés à partir des casernes visitées. En effet, les éléments non structuraux n'ont pas pu être déterminés clairement et ni précisément grâce aux plans. Les visites in situ sont beaucoup plus adaptées pour l'identification.

Les cloisons et murs non porteurs sont souvent faits de blocs de béton, ou de plaques de gypse sur rails. Les cloisons observées semblaient en bon état et bien ancrées. Il est à noter que pour les casernes récentes, les ancrages des murs non porteurs étaient clairement identifiables sur les plans par des cornières en acier. Dans les casernes les plus anciennes, les salles d'eau et de toilettes sont couvertes de plaques de marbre sur les murs ainsi que de cloisons séparatrices en marbre. Ces plaques sont lourdes et peuvent représenter un danger certain pour le personnel s'il se trouve dans ces pièces au moment des secousses. Les faux-plafonds sont des éléments plus critiques. Dans certains garages, les faux-plafonds en gypse semblent lourds et en mauvais état. C'est un risque de chute direct sur les camions et les pompiers en cas de secousses.

2.7.2 Eléments non structuraux mécaniques et électriques

Portes de garage

Les portes de garage sont des éléments non structuraux qui peuvent se révéler décisifs quant à la capacité et au temps de réponse des pompiers lors d'un séisme. En cas de secousses, le principal problème est la déformation des encadrements qui pourrait empêcher de remonter les portes, même manuellement, à cause du désalignement des guidages et de la sortie des roues de leurs rails. D'après les pompiers, il n'y a pas de procédure spécifique à l'ouverture des portes de garage bloquées. D'après les discussions, ils analyseront la situation en direct pour trouver une solution adaptée. Premièrement, les pompiers pourraient être amenés à ouvrir les portes, voire à sortir les camions, à l'annonce ou au début du séisme pour s'assurer de ne pas rester coincés dans la caserne, à condition qu'il y ait au moins un conducteur à proximité et que le personnel soit extrêmement réactif. Cette solution semble possible mais potentiellement irréalisable si les conditions ne sont pas réunies. Il peut être judicieux de préciser que certains pompiers sont alertes et habitués des séismes comme en Californie par exemple, ce qui n'est pas vraiment le cas des pompiers Québécois étant donné la rareté de leur intervention pour ce

type d'évènement. Deuxièmement, si toutes les portes sont coincées, les pompiers pourraient utiliser les pinces de désincarcération et les tronçonneuses pour découper la porte et ouvrir le passage. Cette solution semble possible mais est très coûteuse en temps d'opération et donc en temps de réponse des secours. Des retours d'expériences après un séisme reportent des délais allant de 3 à 30 minutes (Turner, 1999), mais certaines situations peuvent demander plus de temps. Les pompiers ne devraient pas ouvrir les portes en forçant le passage avec le camion. Cela pourrait avoir de terribles conséquences et endommager davantage le bâtiment, accidenter le camion et ses fonctionnalités, et blesser le conducteur. Il est donc préférable et essentiel que les portes restent fonctionnelles malgré les secousses.

Sur les 66 casernes, deux ont des portes battantes en bois, un a des portes pliantes en bois et les autres ont des portes sectionnelles en métal qui se logent au plafond (Figure 2.14). Toutes sont motorisées et contiennent un système d'ouverture manuelle en cas de coupure d'alimentation électrique.



Figure 2.14 Portes sectionnelles dans une caserne

Plusieurs solutions de portes pouvant résister aux secousses sismiques existent, comme les cadres de portes indépendants de la structure du bâtiment ou les systèmes d'ouverture de porte automatiques dès la détection des premières ondes-P (Bello et al., 2006).

Outre leur aspect fonctionnel, les ouvertures des portes de garage causent des irrégularités géométriques verticales et horizontales. Dans les bâtiments d'au moins 2 étages, la grande hauteur du rez-de-chaussée (le garage) cause un étage souple. Les portes de garage causent également une sensibilité à la torsion quand elles sont d'un seul côté du garage et crée une faiblesse dans le SFRS quand elles sont de part et d'autre du garage (quand le garage est traversant).

Ventilation et chauffage

Plusieurs casernes visitées contenaient d'importants systèmes de ventilation (Figure 2.15). L'installation comprend d'une part les turbines d'aspiration lourde, et d'autres parts les conduites qui passent aux plafonds. La ventilation est utilisée pour le confort de la partie habitation mais également pour faire sécher les boyaux. Ces éléments sont vulnérables aux secousses et devraient faire l'objet d'une attention particulière quant à leurs ancrages.



Figure 2.15 Système de ventilation et de conduits d'aération

Le système de chauffage peut présenter certains risques. Les chaudières fonctionnent au gaz et sont situées au sous-sol, elles ne présentent pas de risque de chute. Il y a cependant un risque de fuite de gaz si les conduites venaient à céder. Le risque le plus important vient des radiateurs

en fonte suspendus. Dans plusieurs garages et/ou tours de séchage, des radiateurs lourds en fonte, et par extension remplis d'eau, sont fixés en hauteur (Figure 2.16). Ces masses représentent un risque de chute très élevé si les ancrages sont inadaptés. Il s'avère que les ancrages des radiateurs observés ne semblaient pas dimensionnés pour résister à des secousses sismiques.



Figure 2.16 Radiateur en fonte dans une tour à boyaux

Le système de captation des gaz d'échappement est un élément spécifique aux casernes de pompiers. Ce mécanisme consiste en une conduite mobile souple positionnée sur la sortie du tuyau d'échappement du camion. La conduite mobile est maintenue sur un rail et reliée à une turbine située à l'arrière du garage (Figure 2.17). Lorsque le camion roule dans le garage, la conduite reste accrochée au tuyau d'échappement jusqu'au moment où le camion franchi la porte, la conduite se libère alors d'elle-même étant retenue par le rail. Le principal objectif de ce dispositif est de ne pas émettre de gaz toxique dans l'enceinte de la caserne.

Bien que 30 casernes possèdent une tour à boyaux, certaines ne sont plus utilisées pour leur usage d'origine. Le moyen de séchage moderne des boyaux est une étuve appelée séchoir (Figure 2.18). Cet élément mécanique est présent dans un grand nombre de casernes.



Figure 2.17 Système de captation des gaz d'échappement (conduite mobile + rail)



Figure 2.18 Séchoir à boyaux mécanique

Systèmes de communication

Les systèmes de communication sont essentiels dans un bâtiment de protection civile comme une caserne de pompiers. Il est indispensable que les éléments de communication puissent être fonctionnels après un séisme, pour la bonne coordination des secours. La fonctionnalité des équipements commence par un ancrage adapté. Dans la plupart des casernes visitées, les outils de communication ne semblaient pas faire l'objet de mesures de protections spéciales. Il est judicieux de préciser que les camions de pompiers sont équipés de leur propre système de communication. La liaison entre les pompiers et le quartier général peut donc être assurée comme telle. En revanche, le quartier général doit pouvoir joindre la caserne avec la liaison fixe lorsque les camions sont en intervention. Lors d'une catastrophe, la caserne peut être un point de repère pour les habitants ou faire office d'abri pour prodiguer les premiers soins, donc idéalement les communications doivent rester opérationnelles.

Alimentation auxiliaire

La majeure partie des casernes n'ont pas de génératrice auxiliaire. Néanmoins, pour celles qui en possèdent, les ancrages devraient faire l'objet d'une attention particulière. La citerne de carburant servant à alimenter le générateur (généralement du gaz naturel ou de l'essence) doit également être protégée contre tout danger, auquel cas elle pourrait causer plus de dégât que les secousses elles-mêmes en cas de fuite notamment.

2.7.3 Eléments non structuraux mobiliers

Les éléments de mobilier exposés ici ont été identifiés pendant les visites et sont communs à toutes les casernes. On peut distinguer le garage/atelier du lieu de vie des pompiers.

Dans le garage et l'atelier, on retrouve les supports à boyaux mobiles, qui sont des éléments lourds sur roulettes, vulnérables aux secousses sismiques. Les produits dangereux sont rares, généralement une armoire fermée contient des solvants basiques et des pots de peinture. Cette armoire devrait néanmoins faire l'objet d'un ancrage adapté, ce qui n'était pas le cas dans les

casernes visitées. Les casiers individuels à équipement pour le feu, souvent lourds et hauts, sont typiquement situés dans le garage. Il y a un risque direct de chute sur les camions, ce qui rendrait l'accès compliqué. Il a été observé que les ancrages étaient souvent adaptés mais pas dans toutes les casernes.

Dans les espaces de vie, les principales pièces vulnérables sont la cuisine, les vestiaires et le bureau des officiers. La cuisine contient des meubles suspendus, des réfrigérateurs, des conduites ou bouteilles de gaz pour la cuisinière. Les vestiaires accueillent les casiers, pouvant être de grande hauteur et pas ou mal ancrés. Des casiers peuvent être présents également dans les chambres d'officiers et dans le dortoir. Il est à noter également que chaque caserne abrite un espace de sport, avec des poids pour la musculation. Cet espace est généralement isolé des espaces de vie mais souvent situé à l'étage. Leur chute peut toutefois avoir des conséquences sur le personnel. Il a été observé, pour la quasi-totalité des casernes visitées, que le bureau des officiers contenait de lourdes armoires et/ou meubles suspendus remplis de dossiers papiers lourds. Ces meubles et dossiers présentent un risque de chute très important, d'autant plus que le bureau des officiers contient des moyens de communications.

Précisions sur les casernes avec des spécialités

Les éléments structuraux décrit précédemment sont des éléments génériques à toutes les casernes. Des éléments structuraux spécifiques sont présents dans les casernes qui accueillent des équipes d'intervention spécialisées, comme les sauveteurs en milieux aquatiques ou les pompiers spécialistes des accidents chimiques. Dans ce dernier cas par exemple, les produits chimiques potentiellement dangereux sont présents en plus grande quantité dans la caserne et devraient faire l'objet d'une attention spéciale de protection contre le risque sismique.

2.8 Conditions des sols

De précédentes études menées par Chouinard et Rosset (2011) sur le microzonage de l'île de Montréal ont permis d'établir les conditions de sol pour chaque caserne. Yu (2011) a également produit les cartes de risque de liquéfaction et de glissement de terrain. La nomenclature utilisée pour le type de sol se réfère aux vitesses moyennes des ondes de cisaillement dans les premiers

30 mètres de sol, celle pour le risque de liquéfaction et pour le risque de glissement de terrain est celle des recommandations de HAZUS (DHS & FEMA, 2011c).

Cinquante-huit (58) casernes sont construites sur un sol de type A, B ou C. Les 8 autres casernes sont construites sur des sols de catégorie D (Figure 2.19). Le risque de liquéfaction est plutôt moindre : 51 casernes se trouvent dans des zones à risque faible ou sans risque, 13 sont dans des zones modérées de risque et 2 sont dans des zones à risque de liquéfaction très élevé (Figure 2.20). Le niveau de risque de glissement de terrain est plutôt bon également : 59 de 66 casernes sont de niveau 5 ou moins sur l'échelle HAZUS, et 7 casernes sont de niveau 7 (Figure 2.21). Les conditions de sols sur lesquels sont bâtis les casernes de Montréal sont globalement bonnes.

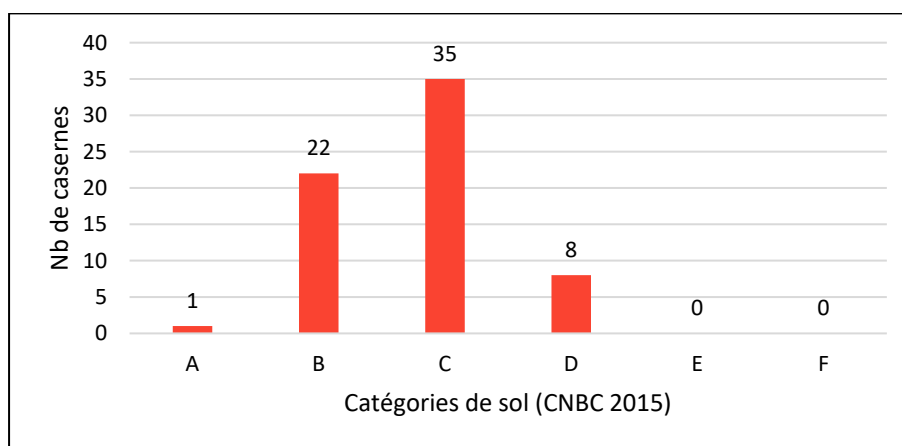


Figure 2.19 Types de sol des casernes de pompiers

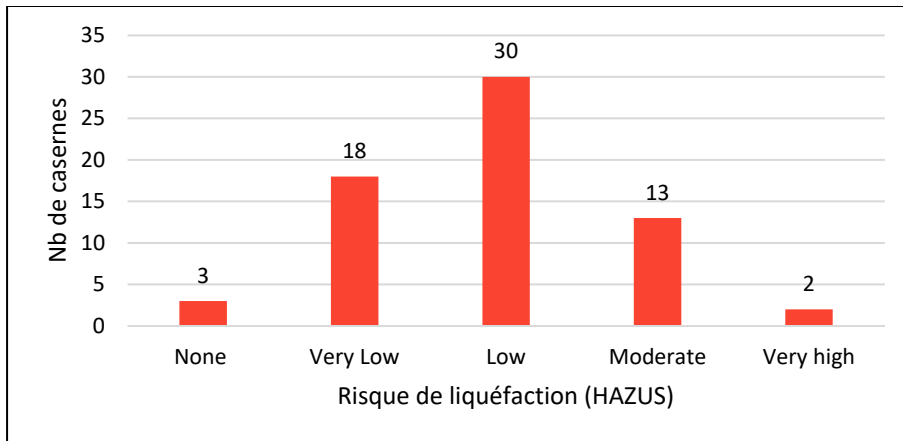


Figure 2.20 Risque de liquéfaction des casernes de pompiers

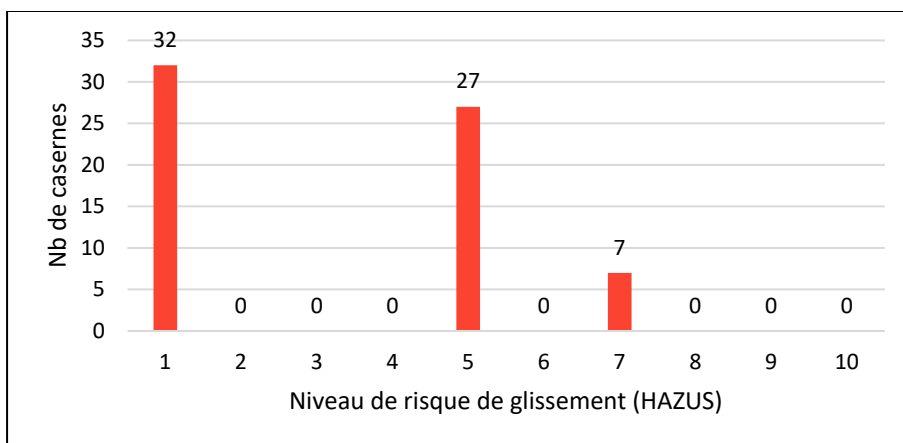


Figure 2.21 Risque de glissement de terrain des casernes de pompiers

2.9 Synthèse de l'inventaire

Depuis la fin du 19^e siècle, les casernes ont évoluées pour s'adapter au contexte de population et aux nouvelles technologies, en matière de protection incendie et en matière de méthode de construction du bâti. Grâce à l'analyse des plans, aux visites et en regroupant les bâtiments par leur époque de construction, leurs types structuraux et leur géométrie, une classification typologique a permis de dégager 6 modèles types de casernes. Parmi ces 6 types géométriques, on retrouve plusieurs types de structures, principalement des bâtiments de type OBM, OCA, OAM et MNA.

L'inventaire a permis d'identifier les éléments architecturaux qui pouvait mettre en danger la caserne et ses occupants en cas de séisme. Les tours à boyaux et les cheminées sont des éléments préoccupant car la plupart sont en MNA et de grande hauteur, donc menacent de tomber directement sur la caserne en cas d'effondrement. Les portes de garage sont également des éléments critiques puisque d'une part, leurs ouvertures causent des irrégularités dans le SRFS, et d'autre part peuvent empêcher les pompiers d'intervenir si elles se bloquent durant les secousses. Les éléments non structuraux principaux ont pu être répertoriés grâce à l'inventaire. Les systèmes de captation des gaz dans le garage, les casiers et les systèmes de communications sont les éléments réclamant le plus d'attention dans la mitigation des risques dus aux séismes.

CHAPITRE 3

ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ PAR LA MÉTHODE INDICIELLE

Le parc de casernes de pompiers de Montréal compte 66 bâtiments en 2022. Réaliser une évaluation détaillée avec analyses sismique et dynamique pour chacune des structures prendrait beaucoup de temps. C'est pourquoi il a été décidé d'expertiser les bâtiments à l'aide de méthodes visuelles d'évaluation rapide d'un ensemble de bâtis, qui sont plus adaptées que des évaluations détaillées pour donner un premier aperçu de l'état des structures, en utilisant les données récoltées lors de l'inventaire. Dans cette partie, les casernes de pompiers sont évaluées avec la procédure OSSQ – Niveau 2 (Fathi Fazl et al., 2020b). Aucune analyse dynamique détaillée n'a été menée dans ce projet, quelle que soit la structure.

Dans les faits, l'évaluation de niveau 1 n'était pas pertinente puisque pour la quasi-totalité des bâtiments une évaluation de niveau 2 était requise. En effet pour les bâtiments de protection civile, une défaillance a des conséquences « Très Importantes (CTI) » (Fathi Fazl et al., 2020b). De plus, toutes les casernes sont construites sur des sols de catégorie sismique d'emplacement « CSE-3 Modérément élevée », soit avec des accélérations spectrales $0,35g < S_a(0,2) \leq 0,75g$ et/ou $0,15g < S_a(1,0) \leq 0,30g$. Or le formulaire stipule, dans la partie « critères d'acceptation des risques sismiques », qu'un bâtiment qui n'est pas d'après référence (la majorité des casernes) et de catégorie « CSE-3 » est jugé non conforme si les conséquences d'une défaillance sont très importantes. À noter qu'un *bâtiment d'après référence* « désigne un bâtiment qui a été conçu à l'origine selon l'édition du CNBC de référence applicable ou une version plus récente » (Fathi Fazl et al., 2020b). L'édition du CNBC de référence dépend du type de bâtiment. Pour les bâtiments d'après référence, les composants non structuraux sont jugés non conformes en suivant le même raisonnement, tandis que la structure peut être jugée conforme. Tout bâtiment non conforme doit faire l'objet d'une étude complémentaire. Étant donné que la majorité des casernes sont d'avant référence, il a été décidé de ne pas conduire l'évaluation de niveau 1, et de directement faire l'évaluation des casernes selon la procédure OSSQ – Niveau 2.

3.1 Application de l'évaluation OSSQ – Niveau 2

L'objectif de l'évaluation de niveau 2 est de déterminer si le risque sismique est acceptable ou si une évaluation de niveau 3 est nécessaire. À l'issue de cette procédure les bâtiments peuvent être classés par priorité structurale et non structurale selon des indices obtenus.

3.1.1 Choix du formulaire en fonction de la sismicité de la zone

Les valeurs de $S_a(0,2)$, $S_a(0,5)$ et $S_a(1,0)$ ont été identifiées pour chaque bâtiment grâce au calculateur de valeurs d'aléa sismique de Ressources naturelles Canada (Ressources Naturelles Canada, 2015), et comparées aux valeurs limites définies par la procédure au Tableau 1.3.

Tableau 3.1 Valeurs minimum et maximum de $\max[S_a(0,2), S_a(0,5)]$ et $S_a(1,0)$ pour tout le parc de casernes

	$\max[S_a(0,2), S_a(0,5)]$	$S_a(1,0)$
Valeur min	0,571	0,141
Valeur max	0,602	0,151

Les valeurs de $S_a(1,0)$ (Tableau 3.1) indiquent des zones à sismicité modérée et modérément élevée tandis que les valeurs de $\max[S_a(0,2), S_a(0,5)]$ indiquent des zones à sismicité modérément élevée. La zone la plus critique est retenue. Les valeurs de S_a sont donc plutôt uniformes sur l'île de Montréal et toutes les casernes se trouvent donc dans une zone à sismicité modérément élevée (ME). Le formulaire correspondant est choisi.

3.1.2 Collecte de données

L'étape suivante est la collecte de données. Toutes les données administratives, sismiques, structurelles et non structurelles, décrites à la partie 1.3.2, sont répertoriées dans la partie A du formulaire. Un exemple de formulaire complété est donné en ANNEXE IV et la synthèse de l'évaluation du bâtiment exemple est présentée plus loin. Pour des raisons de sécurité, des

informations ont été changées dans l'exemple, le bâtiment n'est donc pas une caserne en service au moment de l'étude. Le type structural du bâtiment d'exemple est une ossature en béton avec murs de remplissage en maçonnerie (BMR).

Les données structurales ont pu être décrites précisément grâce aux plans de construction et/ou de rénovation fournis par la ville. Ils ont permis de certifier les matériaux de construction et les irrégularités, bien que la plupart du temps les connexions entre éléments n'étaient pas clairement identifiables. Les superficies ont été fournies par les gestionnaires immobiliers de la ville et sont les surfaces brutes. Les casernes étant des bâtiments de protection civile, les conséquences d'une défaillance sont « Très Importantes (CTI) » (Fathi Fazl et al., 2020b).

Les détériorations du bâtiment et le risque de martèlement ont été jugés à partir des visites in situ ou des visites extérieures virtuelles pour les casernes qui n'ont pas été visitées. Un nombre limité de casernes ont subi une mise à niveau sismique. Comme précisé dans le chapitre précédent, certains éléments non structuraux posent un risque de chutes, à l'extérieur comme à l'intérieur. Bien que ces éléments puissent différer d'une caserne à l'autre, il a été supposé qu'il y avait un danger de chute à l'intérieur pour les casernes qui n'ont pas été visitées. Il n'y a généralement pas de matières dangereuses importantes dans les casernes.

La section « Commentaires » permet de renseigner des compléments d'informations comme le détail des matériaux, les surfaces par étages ou encore les années de travaux et leurs portées respectives.

3.1.3 Calcul des scores et décision

Indice de priorité structural

Les informations récoltées dans la partie A permettent de calculer les scores structuraux et non structuraux dans les parties B et C. Ils sont présentés aux Tableau 3.2 et Tableau 3.3. Le score de base est défini en fonction du type structural puis les modificateurs de scores sont

déterminés grâce aux grilles dans les parties B et C. Les scores de base et les modificateurs sont donc déjà précalculés pour tous les types structuraux.

Tableau 3.2 Synthèse des scores structuraux du bâtiment exemple

Élément évalué	Observations	Score
Score structural de base S_B	BMR	3,0
1.Irrégularités du bâtiment	Verticales Graves	-1,4
	Horizontales	-1,1
2.Code de conception	Avant code	-0,3
3.Catégorie de risque du bâtiment d'origine	Normale	0
4.Catégorie d'emplacement	C	0
5.Configuration de la hauteur du bâtiment	Faible hauteur (1 à 3 étages)	0
6.Détérioration et âge du bâtiment	Négligeable + âge > 30 ans	-0,5
7.Redondance	Aucune	0
8.Martèlement	Aucun	0
9.Mise à niveau parasismique	Aucune	0
10.Temps d'occupation restant	>10	0

Le score structural S est calculé avec l'équation (1.6) et limité par une valeur minimale S_{min} propre au type structural. On a donc :

$$S = 3,0 + [-1,4 - 1,1 - 0,3 - 0,5] = -0,3 \geq S_{min} = 0,4 \quad (3.1)$$

Ainsi, le score structural final vaut :

$$S = 0,4 \quad (3.2)$$

Le seuil structural S_S est déduit sachant que les conséquences d'une défaillance sont « très importantes ». Si le score structural est inférieur au seuil structural, le bâtiment doit faire l'objet d'une évaluation plus approfondie. L'indice de priorité structural est calculé pour mettre en relief les besoins de l'ensemble des bâtiments évalués et de les classer par ordre de priorité. Dans le cas de l'exemple, on a :

$$S = 0,4 < S_s = 2,6 \quad (3.3)$$

$$IP_S = 10^{(S_s - S)} = 10^{2,6 - 0,4} = 158,49 \quad (3.4)$$

Le score structural du bâtiment exemple ne satisfait pas la condition de supériorité au seuil. L'indice de priorité est calculé pour classer le bâtiment relativement aux bâtiments du parc. L'indice de priorité varie de 0 à 200, donc un score de 158,49 est relativement élevé.

Indice de priorité non structural

Le score de base des composants non structuraux est calculé avec l'équation (1.8) qui dépend de la sismicité de l'emplacement. Ce score ne dépend pas du type structural et n'est donc pas précalculé.

$$S_a(0,2) = 0,601 \quad (3.5)$$

$$NS_B = 26(-\log_{10}(0,3 * 0,601) + 1,26) = 52 \quad (3.6)$$

Le score non structural de base est ensuite ajusté avec les modificateurs de score pour obtenir le score des composants non structuraux.

Tableau 3.3 Synthèse des scores des composants non structuraux du bâtiment exemple

Élément évalué	Observations	Score
Catégorie d'emplacement	Catégorie C	0
	$PGA_{ref} < 0,4g$	
Type de bâtiment modèle	Autre type de bâtiment modèle	0
	Faible hauteur (1 à 3 étages)	
Irrégularités	Verticales graves	-8
	Horizontales	-8
Martèlement	Aucun	0
Détérioration et âge du bâtiment	Négligeable + âge > 30 ans	-3
Réponse des composants (ductilité)	CNBC de conception < 2005	0
Facteur de force horizontale	CNBC de conception < 1953	-5
Temps d'occupation restant	> 10	0

Le score structural NS est calculé avec l'équation (1.10) :

$$NS = 52 + [-8 - 8 - 3 - 5] = 28 \quad (3.7)$$

Le seuil non structural NS_S est également déduit des conséquences d'une défaillance, qui sont « très importantes », et de la dangerosité des composants, qui sont considérés « dangereux » ici. La procédure fournit les seuils non structuraux directement. À nouveau, si le score non structural est inférieur au seuil non structural, le bâtiment doit faire l'objet d'une évaluation plus approfondie pour les composants non structuraux. L'indice de priorité non structural est également calculé.

$$NS = 28 < NS_S = 45 \quad (3.8)$$

$$IP_{NS} = 10^{(NS_S - NS)/25} = 10^{(45 - 28)/25} = 4,79 \quad (3.9)$$

Comme pour le score structural, le score non structural du bâtiment exemple ne satisfait pas la condition de supériorité au seuil. L'indice de priorité est calculé pour classer le bâtiment relativement aux bâtiments du parc pour les composants non structuraux. L'indice de priorité non structural varie également de 0 à 200, donc un score de 4,79 est relativement bas.

La partie D permet de prendre une décision quant à l'évaluation du bâtiment. L'évaluation structurale et non structurale sont dissociées. Certains critères sont « éliminatoires » et obligent une évaluation de niveau 3 directement. Ces critères éliminatoires structuraux et non structuraux sont détaillés au Tableau 3.4.

Comme montré à l'ANNEXE IV, le bâtiment exemple n'est pas concerné par l'un des critères éliminatoires : la présence d'un danger géologique puisque la collecte de donnée a révélé que le bâtiment se trouvait sur un site avec un risque de liquéfaction. Cependant, que ce soit pour le score structural ou le score non structural, les deux scores sont inférieurs à leurs seuils respectifs. La prise de décision concernant le bâtiment exemple est donc la réquisition d'une évaluation parasismique structurale et non structurale de niveau 3.

Tableau 3.4 Critères éliminatoires structuraux et non structuraux

Structural
Ne sais pas (NSP) (type de bâtiment modèle inconnu)
Désignation patrimoniale fédérale
Le changement d'occupation augmente les charges structurelles
Conséquences de défaillance supérieures aux conséquences de défaillance initiales
Catégorie d'emplacement F
Présence d'un danger géologique
Détérioration/dommages importants au bâtiment
Score structural inférieur au seuil structural
Non structural
Détérioration ou dommages importants à des composants non structuraux qui peuvent présenter des risques pour la sécurité des personnes
Score des composants non structuraux inférieur au seuil des composants non structuraux

Une page de détails supplémentaire a été ajoutée par l'auteur afin de récolter des informations plus précises sur le bâtiment. Les informations comme les plans consultés, les détails de la tour et les détails des composants non structuraux peuvent être spécifiés (ANNEXE IV).

3.1.4 Résultats et classification

Tout le parc de caserne a été évalué de la même manière que dans l'exemple précédent. Plusieurs casernes ont été jugées comme étant composées de plusieurs structures indépendantes, à cause d'agrandissement ou à cause de différents types structuraux dans la construction d'origine. Dans la plupart de ces cas, le garage, la zone de vie et un agrandissement sont distingués. Ainsi, les 66 casernes de Montréal peuvent être distinguées en 78 structures indépendantes, dont une structure qui a des systèmes de résistance aux forces sismiques différents dans les deux axes. Il y a donc un total de 79 évaluations. Le Tableau 3.5

donne les indices de priorité structuraux et non structuraux obtenus en procédant à l'évaluation des casernes de Montréal.

Tableau 3.5 Indices structuraux (IP_S) et non structuraux (IP_{NS}) des structures évaluées

IP_S	IP_{NS}		IP_S	IP_{NS}		IP_S	IP_{NS}
0	0,13		12,59	3,31		158,49	3,31
0	0,21		12,59	4,37		158,49	3,31
0	0,52		15,85	2,29		158,49	3,98
0,02	1,1		15,85	3,02		158,49	3,98
0,08	0,44		15,85	3,63		158,49	3,98
0,08	0,44		25,12	3,02		158,49	4,37
0,08	0,44		25,12	3,31		158,49	4,37
0,08	0,44		25,12	3,31		158,49	4,37
0,25	2,29		25,12	3,31		158,49	4,37
0,25	2,29		31,6	3,63		158,49	4,37
0,25	3,02		31,62	3,98		158,49	4,37
0,32	0,9		39,81	2,29		158,49	4,37
0,5	0,58		39,81	3,31		158,49	4,79
0,5	0,58		50,12	3,02		158,49	4,79
1,26	0,52		50,12	3,31		158,49	5,25
1,58	1,45		50,12	3,98		158,49	5,25
1,58	1,74		63,1	3,31		158,49	5,25
1,58	1,74		63,1	3,63		199,53	3,63
1,58	3,98		63,1	5,25		199,53	3,98
3,98	3,98		79,43	3,31		199,53	3,98
7,94	3,31		79,43	3,31		199,53	4,79
7,94	3,31		79,43	3,31		199,53	4,79
10	2,29		79,43	4,37		199,53	4,79
10	2,29		79,43	4,79		199,53	4,79
10	2,29		79,43	5,25		199,53	5,25
10	3,63		100	3,63			
10	3,98		158,49	2,09			

Du point de vue structurel, 14 structures (18%) sont exemptées de l'évaluation de niveau 3 étant donné leur indice de priorité inférieur à 1 (Figure 3.1). Ce qui signifie que 82 % des casernes nécessitent une évaluation complémentaire. Parmi les 82%, 27 structures (34%) ont

un indice de priorité supérieur à 100, dont 18 avec un indice de priorité de 160 et 8 avec un indice de priorité de 200. Les casernes les plus critiques sont les plus âgées, qui sont généralement celles en maçonnerie non armée.

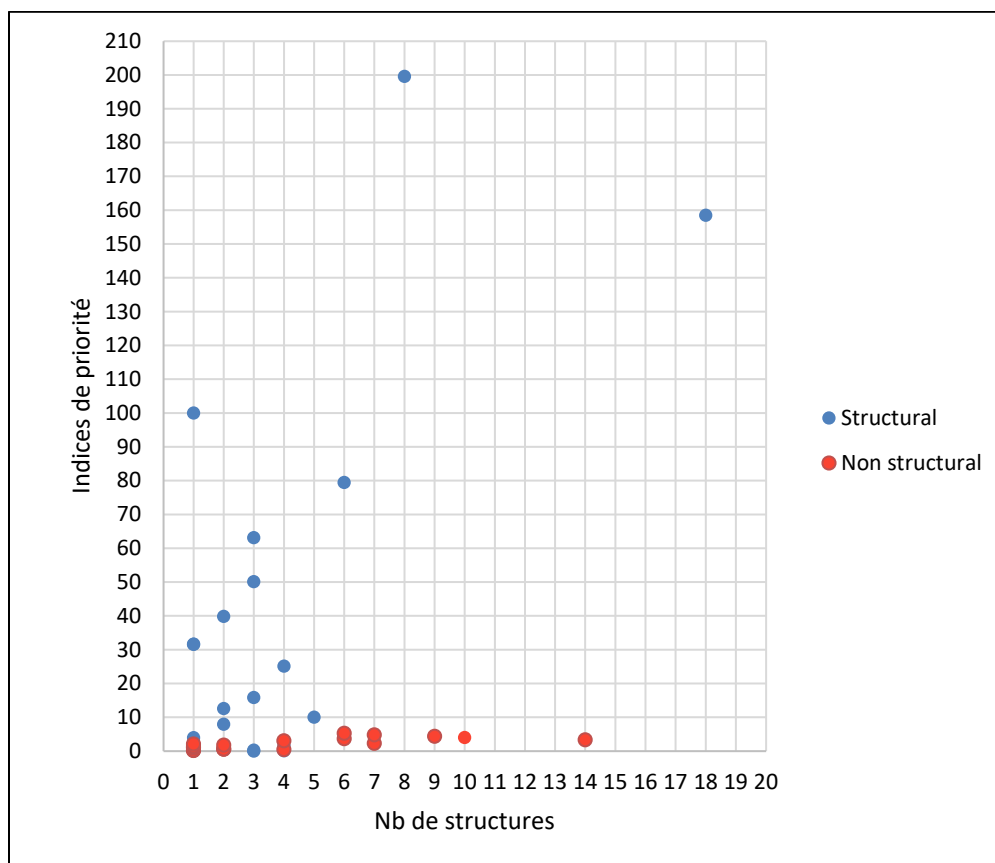


Figure 3.1 Indices de priorité structuraux et non structuraux en fonction du nombre de structures

Du point de vue non structurel, 11 structures (14%) ne nécessitent pas d'investigations supplémentaires. Les indices de priorité non structuraux sont moins élevés que les indices de priorité structuraux, avec un maximum de 5,25. Cela signifie que 86% des casernes nécessitent une évaluation de niveau 3 mais elles ne sont pas critiques. Selon cette évaluation, 65 structures (82%) nécessitent une évaluation de niveau 3 avec une priorité première ($IP_S > 1$ et $IP_{NS} > 1$), 4 structures (5%) nécessitent une évaluation de niveau 3 avec une priorité secondaire ($IP_S < 1$ et $IP_{NS} > 1$), et 10 structures (13%) sont exemptées d'une évaluation de niveau 3 ($IP_S < 1$ et $IP_{NS} < 1$).

3.2 Discussion

La première critique pouvant être faite sur cette évaluation est le nombre de casernes visitées. En effet, sur les 66 casernes seulement 25 ont été visitées. Les formulaires de ces 25 casernes ont donc été remplis avec plus de précision et cela a une influence sur les scores et les indices de priorité résultants. Les dégâts et dommages sont également détectables uniquement lors de la visite, et ceux-ci peuvent mener à une évaluation de niveau 3 d'office et changer la classification par priorité. Parmi les 25 casernes visitées, 2 d'entre elles ont été jugées comme nécessitant une évaluation de niveau 3 en raison de l'observation de dommages importants. À noter que le Tableau 3.5 donne le classement sans prendre en compte les conditions éliminatoires pour l'évaluation de niveau 3.

Dans la procédure initiale, un indice de priorité supérieur à 1 signifie qu'un bâtiment doit ou non être évalué plus précisément. Une décision importante dans le classement peut être d'ajuster cette valeur limite, notamment la rehausser pour exempter plus de bâtiments. Ce changement de valeur de seuil peut être conclu par la concertation d'experts et des gestionnaires du parc de bâtiment.

Cette évaluation propose une classification structurelle et non structurelle pour les casernes en tant que bâtiments. Pour chacune, les conséquences d'une défaillance ont été définies comme très importantes puisque ce sont des bâtiments de protection civile. Cependant il est judicieux de penser qu'un autre classement pourrait être fait, notamment en prenant en compte les conséquences d'une défaillance de la caserne vis-à-vis de son environnement, des infrastructures qui l'entoure et de la population qu'elle protège. Par exemple, les conséquences d'une défaillance d'une caserne dans le sud-ouest de l'île, là où la densité de population est peu élevée, seront différentes par rapport à une caserne du centre-ville. Une classification peut être proposée en fonction de la densité de population, en fonction des installations à risque comme les centrales électriques ou les installations pétrolières ou encore en fonction de la complexité de sauvetage des bâtiments comme les gratte-ciels. Cela impliquerait de prendre

en compte les équipes de spécialisation, comme les sauveteurs en milieu confinés ou les spécialistes d'attaque chimique, et leur casernes respectives.

Les méthodes d'évaluation indicielle permettent de faire une évaluation relative de la vulnérabilité sismique d'un groupe de bâtiments pour établir un classement par priorité en vue d'une analyse détaillée avec des méthodes d'analyse structurelle. Cette évaluation est basée sur le niveau de conception du mouvement du sol de 2% en 50 ans. Cependant pour connaître la réponse sismique des casernes à des accélérations probables, il est nécessaire de soumettre les bâtiments à des scénarios de séismes. En évaluant le risque sismique à différentes intensités de secousses, les états de dommage suivant un séisme donné pourront être communiqués aux gestionnaires des bâtiments et aux autorités. Cette question sera abordée dans le chapitre suivant en développant un outil d'évaluation rapide par scénario.

CHAPITRE 4

ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE PAR SCÉNARIOS

La méthode d'évaluation indicielle a permis de classer les casernes par ordre de priorité d'inspection selon les caractéristiques propres à chaque bâtiment et aux valeurs d'accélération prévues par le code. Il peut être intéressant d'estimer les dommages que subiraient les bâtiments lors de vrais séismes. Bien que certaines casernes de pompiers de Montréal aient déjà subi des secousses sismiques (ANNEXE V), les intensités de ces événements étaient modérées et aucun dommage n'a été signalé ou reporté sur les casernes. L'estimation des dommages est présentée ci-après en soumettant les casernes à divers scénarios de tremblement de terre dans la région de Montréal.

4.1 Outil d'évaluation

L'outil utilisé pour réaliser l'étude des scénarios est celui développé par Fezai (2020) pour l'évaluation rapide par scénarios pour les ponts de Québec. Une feuille de calcul Excel avec une interface simple permet de faire une simulation selon le séisme choisi. Les données sur les ponts sont implémentées au préalable dans la feuille de calcul. L'utilisateur saisit les données du séisme (magnitude + coordonnées de l'épicentre), le type d'équation d'atténuation, la classe de ponts, le modèle de courbe de fragilité et le modèle d'impact. Les résultats retournés sont la liste de ponts de la classe sélectionnée, la valeur de *MDF*, le niveau et le rang de priorité d'inspection ainsi que les pertes économiques directes. L'outil d'évaluation de Fezai (2020) s'appuie sur quatre modèles : le modèle d'aléa, le modèle d'inventaire, le modèle de fragilité et le modèle d'impact. Le modèle d'aléa conditionne la propagation des ondes sismiques entre l'épicentre et le site considéré, il fait donc intervenir les équations d'atténuation des ondes sismiques. Le modèle d'inventaire se reporte aux ponts évalués. Le modèle de fragilité détermine les fonctions de fragilité pour chaque classe de ponts. Le modèle d'impact permet d'interpréter les dommages en termes de coût et de priorité d'inspection. L'outil est adapté ici pour utiliser les données de fragilité par typologie structurale des casernes. Ces informations sur la fragilité sont disponibles dans le logiciel ER² (Abo El Ezz et al., 2019).

4.1.1 Modèle d'aléa sismique

Le modèle d'aléa sismique représente la distribution des secousses sismiques autour de l'épicentre. Fezai (2020) a utilisé les équations de prédiction du mouvement du sol, ou « ground motion prediction equations (GMPE) » développées pour l'Est canadien, à savoir celles de Atkinson et Adams (2013), qui sont utilisées pour établir les cartes d'aléa du CNBC 2015. Pour prendre en compte l'incertitude de la propagation des ondes sismiques, trois niveaux d'équations sont proposés pour une mesure d'intensité donnée : borne inférieure « Low », médiane « Median » et borne supérieure « High ». Les trois niveaux sont définis pour prendre en compte l'incertitude du modèle de prédiction. Les secousses sismiques étant un phénomène naturel aléatoire influencé par une variété de paramètres, les trois niveaux de GMPE permettent de couvrir ces incertitudes.

Les mesures d'intensité IM utilisées dans les fonctions de fragilité explicitées plus loin sont $S_a(1,0)$ et PGA . Les GMPE pour ces mesures d'intensité sont donc retenues. Les GMPE expriment une mesure d'intensité IM_{GMPE} en fonction de la magnitude M_w et de la distance à l'épicentre $R_{épi}$ pour un sol de classe B/C avec une vitesse moyenne de cisaillement à 30m \bar{V}_{S30} égale à 760 m/s. Fezai (2020) réalise une régression sur les GMPE pour exprimer IM en fonction de $R_{épi}$ pour chaque magnitude M5, M6 et M7. Les fonctions de régression des GMPE sont recalculées pour les IM et l'intervalle de $R_{épi}$ correspondants au présent projet. L'ANNEXE VI présente les détails du calcul et les équations résultantes.

Afin de prendre en compte les effets de site, il est nécessaire d'exprimer la mesure d'intensité pour le bon type de sol. Pour ce faire, la mesure d'intensité de référence IM_C est calculée pour un sol de type C en multipliant IM_{GMPE} par un facteur modificateur proposé par Halchuk et al. (2014) pour un sol avec une vitesse moyenne de cisaillement \bar{V}_{S30} égale à 450 m/s. Le Tableau 4.1 présente les facteurs modificateurs en question.

Tableau 4.1 Facteurs de conversions d'un sol de classe B/C à un sol de classe C
Tiré de Halchuk et al. (2014)

Période (s)	10,0	5,0	2,0	1,0	0,5	0,3	0,2	0,1	0,05	0,02 (PGA)	0,01 (PGV)
Facteur	1,406	1,481	1,466	1,443	1,369	1,259	1,176	1,14	1,164	1,208	1,369

Pour obtenir la mesure d'intensité au site considéré IM_{site} , il faut encore prendre en compte le type de sol local. Ceci est possible en multipliant IM_C par un facteur modificateur $F(T)$. Le CNBC 2015 propose des facteurs $F(T)$ dépendant de la valeur de PGA_{ref} et de la catégorie d'emplacement. Le CNBC 2015 donne la valeur de PGA_{ref} selon l'équation (4.1).

$$PGA_{ref} = \begin{cases} 0,8 PGA \text{ si } \frac{S_a(0,2)}{PGA} < 2,0 ; \\ PGA \text{ sinon} \end{cases} \quad (4.1)$$

Les facteurs $F(T)$ peuvent ainsi être déterminés avec les tableaux Tableau 4.2 à Tableau 4.6. Pour des valeurs intermédiaires de PGA_{ref} , les facteurs sont calculés par interpolation linéaire.

Tableau 4.2 Valeurs de $F(0,2)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref}
Tiré de CCCBPI (2015)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de $F(0,2)$				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	0,69	0,69	0,69	0,69	0,69
B	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
C	1	1	1	1	1
D	1,24	1,09	1	0,94	0,9
E	1,64	1,24	1,05	0,93	0,85

Tableau 4.3 Valeurs de $F(0,3)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref} (Obtenu par interpolation linéaire avec les valeurs de $F(0,2)$ et $F(0,5)$)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de $F(0,3)$				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
B	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
C	1	1	1	1	1
D	1,32	1,16	1,07	1,01	0,97
E	1,92	1,43	1,19	1,05	0,96

Tableau 4.4 Valeurs de $F(0,5)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref}
Tiré de CCCBPI (2015)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de $F(0,5)$				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
B	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
C	1	1	1	1	1
D	1,47	1,3	1,2	1,14	1,1
E	2,47	1,8	1,48	1,3	1,17

Tableau 4.5 Valeurs de $F(1,0)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref}
Tiré de CCCBPI (2015)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de $F(1,0)$				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
B	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
C	1	1	1	1	1
D	1,55	1,39	1,31	1,25	1,21
E	2,81	2,08	1,74	1,53	1,39

Tableau 4.6 Valeurs de $F(PGA)$ en fonction de la catégorie d'emplacement et de la valeur de PGA_{ref}
Tiré de CCCBPI (2015)

Catégorie d'emplacement	Valeurs de $F(PGA)$				
	$PGA_{ref} \leq 0,1$	$PGA_{ref} = 0,2$	$PGA_{ref} = 0,3$	$PGA_{ref} = 0,4$	$PGA_{ref} \geq 0,5$
A	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
B	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87
C	1	1	1	1	1
D	1,29	1,1	0,99	0,93	0,88
E	1,81	1,23	0,98	0,83	0,74

En résumé, les GMPE (« Low », « Median », « High ») permettent d'obtenir les valeurs de mesure d'intensité pour un sol B/C, qui sont recalculées pour un sol de classe C. Grâce aux valeurs de PGA_{ref} , les coefficients $F(IM)$ sont déterminés pour chaque mesure d'intensité connaissant les classes de sol des emplacements de chaque caserne. Les effets de site sont ainsi pris en compte et le modèle d'aléa sismique est complété.

4.1.2 Modèle d'inventaire

Le modèle d'inventaire permet de définir une classification des bâtiments pour l'obtention des données de fragilité. Étant donné que l'élaboration de courbes de fragilité spécifiques pour les casernes de pompiers nécessiterait une étude indépendante d'analyse dynamique détaillée qui n'entre pas dans le cadre de cette étude, les casernes de pompiers sont classées conformément aux recommandations de HAZUS (DHS & FEMA, 2011a), c'est-à-dire sur la base du type structural, de la hauteur et du niveau de code identifiés au CHAPITRE 2. Les données de fragilité sont disponibles dans le logiciel ER², qui utilise la même classification. La Figure 4.1 répertorie les différentes classes et leurs proportions respectives.

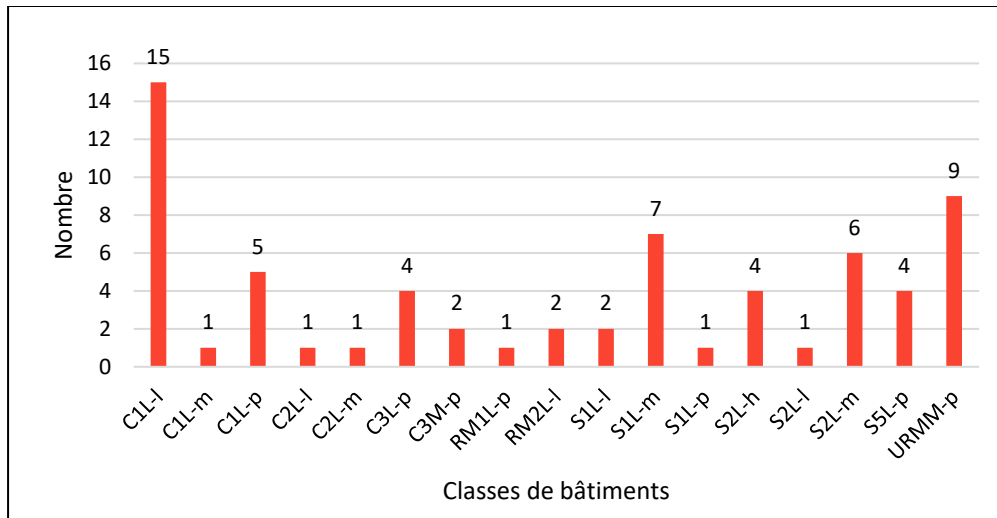


Figure 4.1 Classes de fragilité des casernes

Les trois classes les plus représentées sont les ossatures en béton résistant aux moments de faible hauteur de niveau de code « Low code » (C1L-l) (22,7%), les bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée de hauteur moyenne de niveau de code « Pre-code » (URMM-p) (13,6 %), et les ossatures en acier résistant aux moments de niveau de code « Medium-code » (S1L-m) (10,6 %). Six classes sont représentées par un seul bâtiment.

4.1.3 Modèle de fragilité

Le modèle de fragilité permet d'attribuer à chaque classe de bâtiment des données de fragilité. Pour cette étude, les données de fragilité sont obtenues avec l'application ER². Pour chaque classe de bâtiment, vingt simulations sont effectuées, en faisant varier la magnitude ($M_w = 6$ et $M_w = 7$), la distance à l'épicentre ($R_{épi} = 10 \text{ km}$ et $R_{épi} = 20 \text{ km}$) et le type de sol (A, B, C, D, E). Les simulations sont faites avec les GMPE médianes d'Atkinson et Adams (2013), et avec une classe d'occupation gouvernementale. Un exemple de résultat de ER² est montré à la Figure 1.7.

L'outil ER² retourne pour chaque scénario les valeurs de probabilités d'être dans un état de dommage donné DS_i pour l'état structural, non structural en déplacement et non structural en

accélération. Les états de dommage de ER^2 sont les mêmes que ceux de HAZUS et sont définis pour 5 niveaux (Tableau 4.7). HAZUS donne la description de chaque état de dommage pour chaque type structural, cependant ces descriptions sont subjectives et relativement similaires entre les différents modèles. Le Tableau 4.7 donne une description générale de chaque état de dommage. L'outil ER^2 retourne donc une série de points, à partir de laquelle la fonction continue peut être retrouvée par régression. Sachant que les fonctions de fragilité suivent une loi de probabilité log-normale, il est possible de déterminer les paramètres de la loi de probabilité à partir des séries de valeurs de probabilité de dommage de chaque scénario. Pour les fonctions de fragilité structurales et non structurales en déplacement, la mesure d'intensité la plus adaptée est $S_a(1,0)$, et PGA pour les fonctions de fragilité non structurales en accélération. Ainsi, pour chaque classe de bâtiment, trois jeux de fonctions de fragilité peuvent être établies (structurale, non structurale en déplacement et non structurale en accélération). Dans cette étude de scénario, seule la fonction structurale sera utilisée.

Tableau 4.7 Définition des états de dommages
Adapté de HAZUS et Bai et al. (2009)

État de dommage		DS_i	Description
Aucun	« None »	DS_1	Aucun dommage
Léger	« Slight »	DS_2	Aucun dommage structural, réparations esthétiques potentielles
Modéré	« Moderate »	DS_3	Quelques dommages structuraux réparables sur place, sans besoin de démolition ni de remplacement d'éléments
Étendu	« Extensive »	DS_4	Dommages structuraux importants, réparations majeures nécessitant une démolition partielle et le remplacement d'éléments
Complet	« Complete »	DS_5	Dommages irréversibles, la structure est détruite ou à sa capacité ultime, réparations impossible

IM est une variable aléatoire qui suit une loi de probabilité log-normale, donc $\ln(IM)$ est une variable aléatoire qui suit une loi normale de moyenne μ et d'écart type σ .

$$\ln(IM) \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2) \quad (4.2)$$

Par linéarité de la loi normale, la variable $\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma}$ suit la loi normale standard (centrée réduite).

$$\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma} \sim \mathcal{N}(0,1) \quad (4.3)$$

La variable aléatoire IM et la probabilité d'atteindre un état de dommage i $P_A(DS_i)$ doivent maintenant être liées. Soit Z la variable aléatoire associée à DS_i , suivant la loi normale standard pour être compatible avec IM .

$$Z \sim \mathcal{N}(0,1) \quad (4.4)$$

Connaissant les valeurs des $P_A(Z = DS_i)$ (probabilités d'atteindre DS_i) obtenues avec les résultats de ER^2 , la valeur que prend la variable aléatoire Z peut être retrouvée avec la fonction « LOI.NORMALE.STANDARD.INVERSE » dans Excel. En associant Z à IM :

$$\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma} = Z \quad (4.5)$$

L'équation d'une droite est ainsi obtenue :

$$\ln(IM) = \sigma * Z + \mu \quad (4.6)$$

Pour déterminer μ et σ , et ainsi connaître les paramètres de la loi log-normale, une régression linéaire est effectuée. La distribution continue de IM d'atteindre chaque état de dommage DS_i peut être tracée:

$$IM \sim \text{Log} - \mathcal{N}(\mu, \sigma^2) \quad (4.7)$$

Le Tableau 4.8 donne les paramètres des lois de probabilité log-normale pour chacune des classes de bâtiment et pour chaque état de dommage. Par usage des notations, l'écart-type σ est renommé β . μ est la moyenne ou l'espérance de la loi de probabilité log-normale.

Tableau 4.8 Paramètres des fonctions de fragilité pour les classes de casernes

Classe	DS_1		DS_2		DS_3		DS_4	
	μ	β	μ	β	μ	β	μ	β
C1L-l	0,1664	0,6481	0,2290	0,6206	0,4226	0,5614	0,7582	0,6286
C1L-m	0,2138	0,7556	0,3401	0,7636	0,7636	0,7411	1,4514	0,6672
C1L-p	0,1328	0,6387	0,1800	0,6141	0,3264	0,5863	0,5726	0,5977
C2L-l	0,1649	0,7330	0,2589	0,7187	0,5051	0,6978	0,8836	0,6080
C2L-m	0,2060	0,8017	0,3962	0,8535	0,9572	0,9046	1,7224	0,6571
C3L-p	0,1061	0,7769	0,1666	0,7515	0,3039	0,7520	0,5145	0,5671
C3M-p	0,1171	0,6496	0,1905	0,6077	0,3604	0,6326	0,6364	0,6515
RM1L-p	0,1416	0,8182	0,1937	0,7971	0,3619	0,7965	0,6852	0,6063
RM2L-l	0,1757	0,7531	0,2453	0,7662	0,4730	0,7801	0,8852	0,5978
S1L-l	0,1943	0,5527	0,2709	0,5608	0,4533	0,5287	0,8330	0,6507
S1L-m	0,2489	0,7167	0,4038	0,6722	0,7831	0,6131	1,6097	0,7013
S1L-p	0,1554	0,6095	0,2090	0,5576	0,3486	0,5270	0,6197	0,6080
S2L-h	0,2932	0,8228	0,5909	0,9035	1,7537	0,9417	3,5246	0,7276
S2L-l	0,1897	0,6637	0,2621	0,6148	0,4848	0,5743	0,8351	0,6037
S2L-m	0,2512	0,8060	0,4029	0,7964	0,9172	0,7829	1,7197	0,7063
S4L-h	0,2697	0,8870	0,5366	0,8848	1,5259	0,9518	2,9922	0,7084
S4L-m	0,2176	0,7794	0,3411	0,8112	0,7586	0,8337	1,4385	0,6539
S5L-p	0,1142	0,7619	0,1771	0,7055	0,3156	0,6868	0,5245	0,5668
URMM-p	0,1071	0,7058	0,1761	0,6886	0,3362	0,6388	0,5894	0,5857

La Figure 4.2 représente la distribution de IM d'atteindre chaque état de dommage pour la classe de fragilité URML-p. Les probabilités d'être dans chaque état de dommage $P(DS_i)$ sont déterminées en calculant les différences des probabilités d'atteindre chaque état de dommage, telles que calculées aux équations (4.8) à (4.12) et montrées à la Figure 4.2. Les marques sont les valeurs obtenues avec les vingt simulations ER², et les lignes sont le tracé des courbes de régression pour chaque état de dommage.

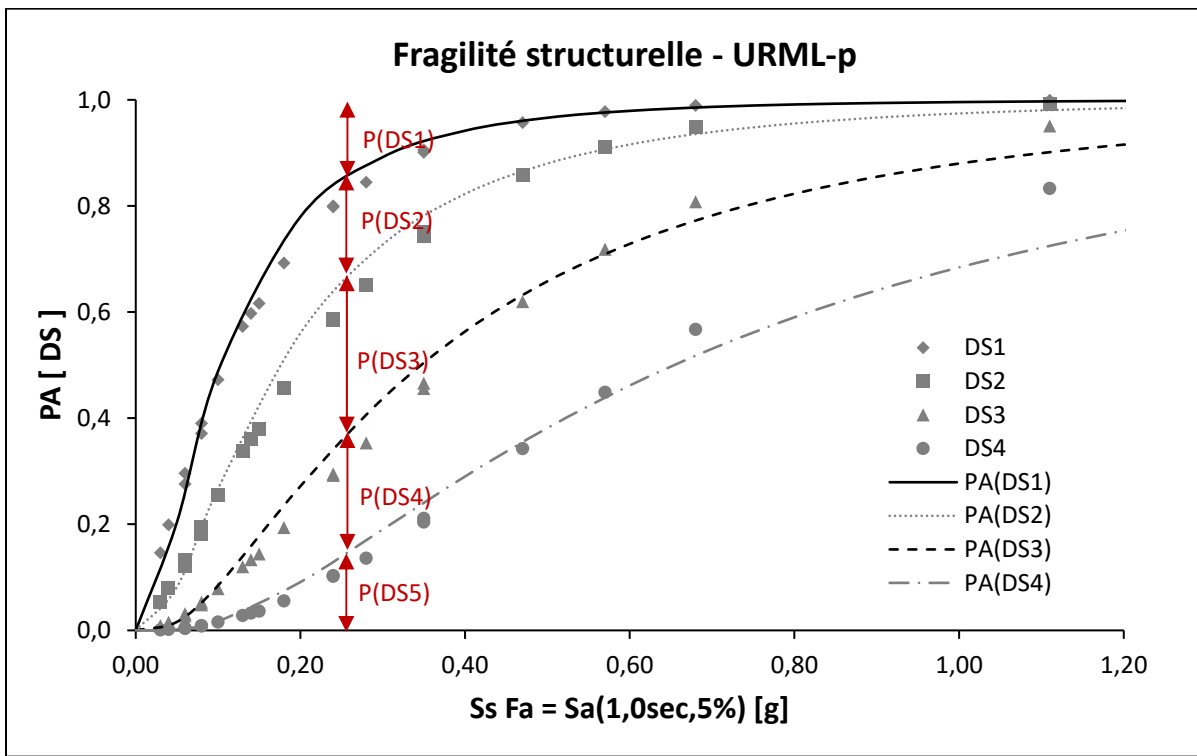


Figure 4.2 Courbe de fragilité pour la classe URML-p

$$P(DS_1) = P(\text{Aucun}) = 1 - P_A(DS_2) \quad (4.8)$$

$$P(DS_2) = P(\text{Léger}) = P_A(DS_2) - P_A(DS_3) \quad (4.9)$$

$$P(DS_3) = P(\text{Modéré}) = P_A(DS_3) - P_A(DS_4) \quad (4.10)$$

$$P(DS_4) = P(\text{Étendu}) = P_A(DS_4) - P_A(DS_5) \quad (4.11)$$

$$P(DS_5) = P(\text{Complet}) = P_A(DS_5) - 0 \quad (4.12)$$

Les probabilités d'être dans chaque état de dommage sont calculées pour chaque classe de fragilité tel que présenté précédemment.

4.1.4 Modèle d'impact

Le modèle d'impact permet d'interpréter les probabilités de dommages en termes plus concrets et communicables aux autorités. Par exemple, Fezai (2020) utilise le facteur de dommage moyen MDF pour exprimer l'état de dommage, déterminer l'état probable du trafic routier, prioriser l'inspection des différents ponts et estimer les pertes financières directes.

Bien que les résultats de ER^2 fournissent des valeurs de MDF , ceux-ci incluent les probabilités de dommages structuraux et non structuraux. Dans ce projet, seules les probabilités de dommages structuraux sont étudiées. Le MDF est calculé avec l'équation (4.13).

$$MDF = \sum D_i * P(DS_i) \quad (4.13)$$

Avec D_i le rapport d'endommagement moyen de l'état de dommage i et $P(DS_i)$ la probabilité d'être dans l'état de dommage i structural.

HAZUS (DHS & FEMA, 2011b) ne permet pas d'interpréter simplement les valeurs de MDF pour déduire l'état de dommage structural. Bai et al. (2009) définissent les rapports d'endommagement et les intervalles associés à partir des rapports ATC-13 (ATC, 1985) et ATC-38 (ATC, 2000). Ils utilisent cependant 4 niveaux de dommages, au lieu des 5 niveaux d'HAZUS. Les états de dommage sont les mêmes, sauf pour les états « Aucun » et « Léger » qui sont fusionnés pour former l'état de dommage « Léger » (Bai et al., 2009). Le Tableau 4.9 définit les rapports d'endommagement moyen et leur distribution.

Tableau 4.9 Définition statistique de D_i
Adapté de Bai et al. (2009)

État de dommage	Rapport d'endommagement moyen D_i	Intervalle de MDF (%)
Léger (DS_2)	0,005	0 – 1
Modéré (DS_3)	0,155	1 – 30
Étendu (DS_4)	0,55	30 – 80
Complet (DS_5)	0,9	80 – 100

Ainsi, en reprenant les probabilités de dommage $P(DS_i)$ obtenues précédemment, le MDF est calculé tel que :

$$MDF = D_2 * [P(DS_1) + P(DS_2)] + \sum_{i=3}^5 D_i * P(DS_i) \quad (4.14)$$

Il est ainsi possible d'interpréter la valeur de MDF pour chaque caserne et de la convertir en termes utiles aux autorités en charge des bâtiments. La première interprétation est la détermination des états de dommage du bâtiment, à partir des intervalles donnés au Tableau 4.9. Rigoureusement, toutes les structures de protection civile devraient être inspectées après un évènement sismique, cependant étant donné les connaissances relatives en structures que possèdent les pompiers, ils pourraient inspecter eux-mêmes les bâtiments dans des états de dommage « Léger » et « Modéré ». Les bâtiments dans des états de dommage « Étendu » et « Complet » devraient quant à eux être inspectés par des experts.

Une deuxième interprétation possible est le classement des bâtiments par rang de priorité d'inspection après le séisme. Pour cela les structures sont classées selon les valeurs de MDF décroissantes. La caserne avec la valeur de MDF la plus élevée devra être inspectée en premier.

4.1.5 Représentation des résultats

Les différents modèles explicités plus haut sont implantés dans une feuille de calcul Excel. L'interface, représentée à la Figure 4.3, est similaire à celle de Fezai (2020). Les menus déroulants permettent de choisir le niveau de GMPE (« Low », « Medium », « High »), une ou toutes les classes de bâtiments, d'afficher toutes les structures, seulement les casernes ou seulement les annexes. Les coordonnées et la magnitude du séisme sont aussi saisis dans l'interface.

Figure 4.3 Interface de la feuille de calcul

Les résultats renvoyés par la feuille de calcul sont résumés dans le Tableau 4.10. Une carte des casernes et leur endommagement est produite. Un fond de carte de l'île est utilisé et les points représentant chaque caserne y sont superposés selon leurs coordonnées géographiques. Deux graphiques montrant la répartition des endommagements selon les classes de fragilité et selon les états de dommages sont également obtenus.

Tableau 4.10 Données de sorties de la feuille de calcul

N° de caserne	N° civique	Rue	Code postal	Nb d'étages	Type de sol	Autres usages	Classe fragilité	Longitude
Latitude	$P(DS_1)$	$P(DS_2)$	$P(DS_3)$	$P(DS_4)$	$P(DS_5)$	État de dommage	Rang de priorité	

Il pourrait être intéressant d'exprimer les résultats des scénarios en termes de secteurs non protégés. Chaque caserne agit dans un secteur prédéfini autour de la caserne pour être le plus efficace en temps de réponse. Ainsi, l'endommagement des casernes pourrait être lié à cette zone et à sa population. Par exemple, une caserne dans un état d'endommagement complet induirait un secteur sans protection incendie, et une population livrée à elle-même.

4.2 Simulations

4.2.1 Scénarios

Pour réaliser les simulations, les scénarios de séisme doivent être définis. L'un des scénarios utilisé par Scawthorn (2019) est un séisme sur l'île de Montréal d'une magnitude $M_w = 6,5$. Les scénarios utilisés ici reprennent le même épicentre mais des magnitudes différentes. Le Tableau 4.11 définit les 3 séismes pour les simulations. La carte représentée à la Figure 4.4 illustre la position des casernes et de l'épicentre.

Tableau 4.11 Définition des scénarios de séismes

Scénario	Magnitude M_w	Épicentre
		Latitude (°) / Longitude (°)
1	5	45,5026 / -73,5944
2	6	
3	7	



Figure 4.4 Position des casernes (points rouges) et de l'épicentre (carré bleu)

4.2.2 Résultats

Les simulations sont effectuées avec les trois magnitudes pour chaque niveau de GMPE. Les résultats sont présentés ci-après. Ceux-ci incluent les casernes selon leur classe de fragilité, et selon leur classe de fragilité principale lorsque le bâtiment est constitué de plusieurs types structuraux. Le nombre total de structures évaluées est donc de 66.

Magnitude $M_w = 5$

Un séisme de magnitude $M = 5$ aurait peu de conséquences sur les casernes. En effet, pour le niveau faible de GMPE, toutes les casernes ont des dommages « Légers », et pour les niveaux médian et élevé de GMPE, 3 et 9 casernes sont dans un état de dommage « Modéré » respectivement (Tableau 4.12).

Tableau 4.12 États de dommage pour le scénario $M = 5$

		État de dommage			
		Léger	Modéré	Étendu	Complet
GMPE	Faible	66	0	0	0
	Médian	63	3	0	0
	Élevé	57	9	0	0

Magnitude $M_w = 6$

Un séisme de magnitude $M = 6$ causerait plus de dommages. Le niveau de GMPE considéré est clairement montré comme décisif dans les probabilités d'état de dommage. Avec un niveau faible de GMPE, 38 (58%) casernes sont dans un état de dommage « Léger », contre 7 (11%) casernes pour un niveau élevé. Les niveaux faible et médian de GMPE prédisent des états de dommage « Léger » et « Modéré », tandis que le niveau élevé de GMPE estime que 12 (18%) casernes sont dans un état d'endommagement « Étendu » (Tableau 4.13).

Tableau 4.13 États de dommage pour le scénario $M = 6$

		État de dommage			
		Léger	Modéré	Étendu	Complet
GMPE	Faible	38	28	0	0
	Médian	17	49	0	0
	Élevé	7	47	12	0

Les Figure 4.5, Figure 4.6 et Figure 4.7 représentent le nombre de caserne en fonction de leur état de dommage et de leur classe de fragilité pour le scénario $M = 6$.

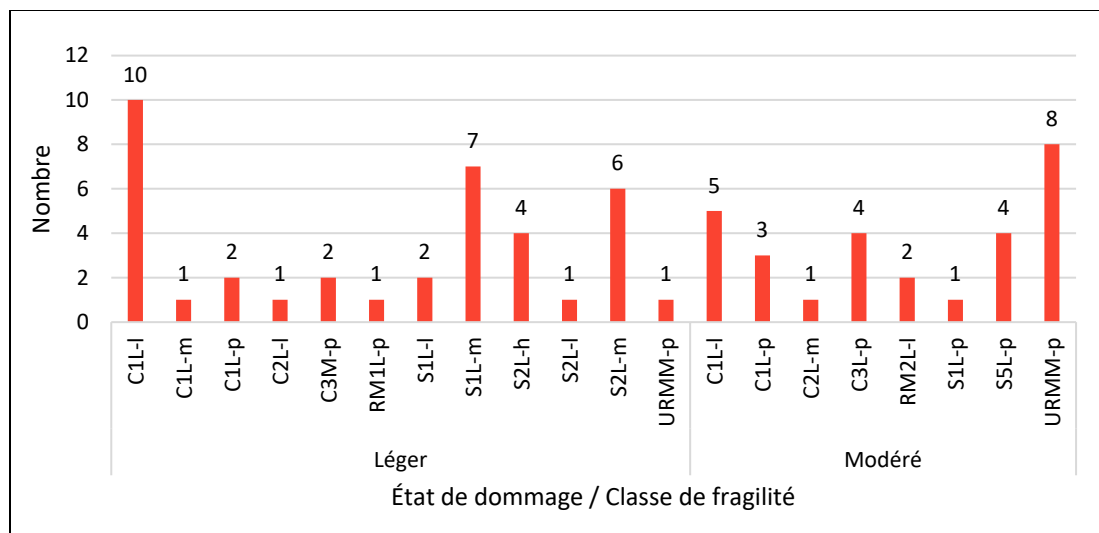


Figure 4.5 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et GMPE=ENA-Low

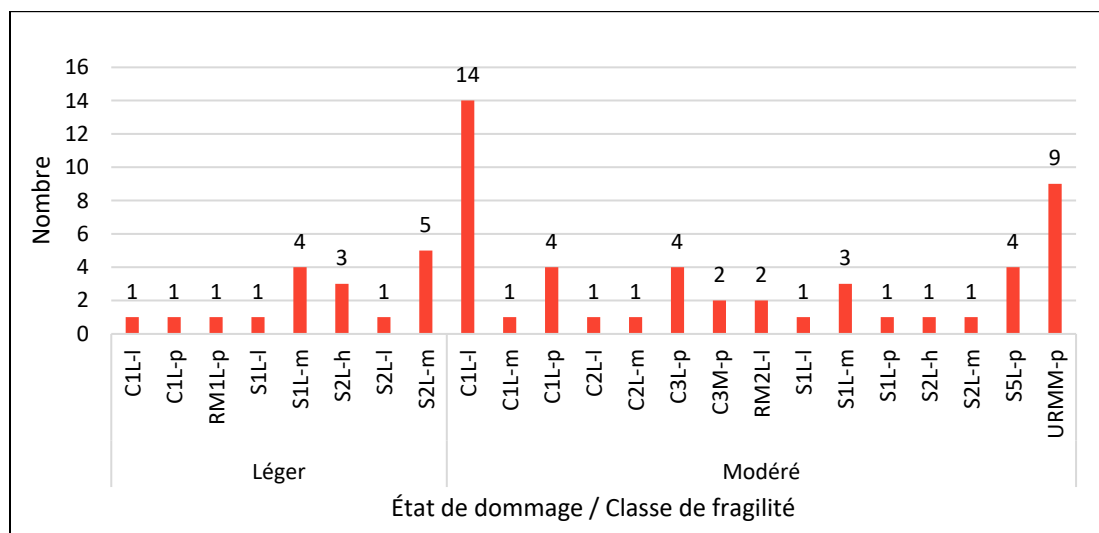


Figure 4.6 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et GMPE=ENA-Medium

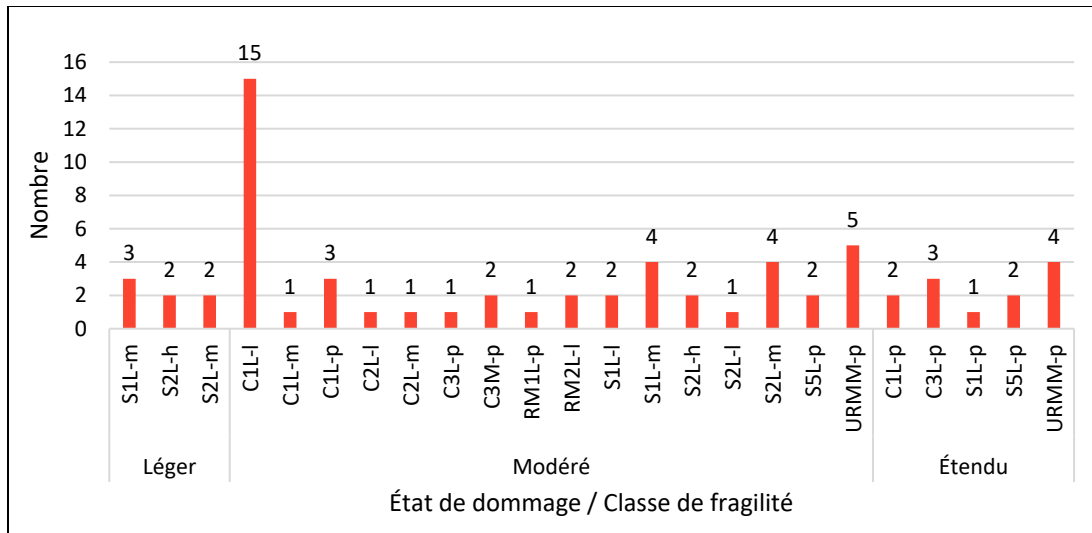


Figure 4.7 États de dommage / Classe pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-High$

Les niveaux faible et médian de GMPE ne permettent pas de mettre clairement en avant les classes de fragilité les plus à risque. Cependant pour le niveau élevé de GMPE, les bâtiments dans un état de dommage « Étendu » sont tous de catégorie « Pre-code » et leurs types structuraux sont réputés parmi les plus fragiles, comme les bâtiments de types MNA (URMM), AMR (S5L) et BMR (C3L). La distance à l'épicentre a évidemment une influence sur l'état de dommage des bâtiments. Comme montré à la Figure 4.8, les bâtiments dans un état de dommage « Étendu » se trouvent près de l'épicentre. Certaines casernes près de l'épicentre sont néanmoins dans un état de dommage « Modéré » car leur type structural est moins fragile.

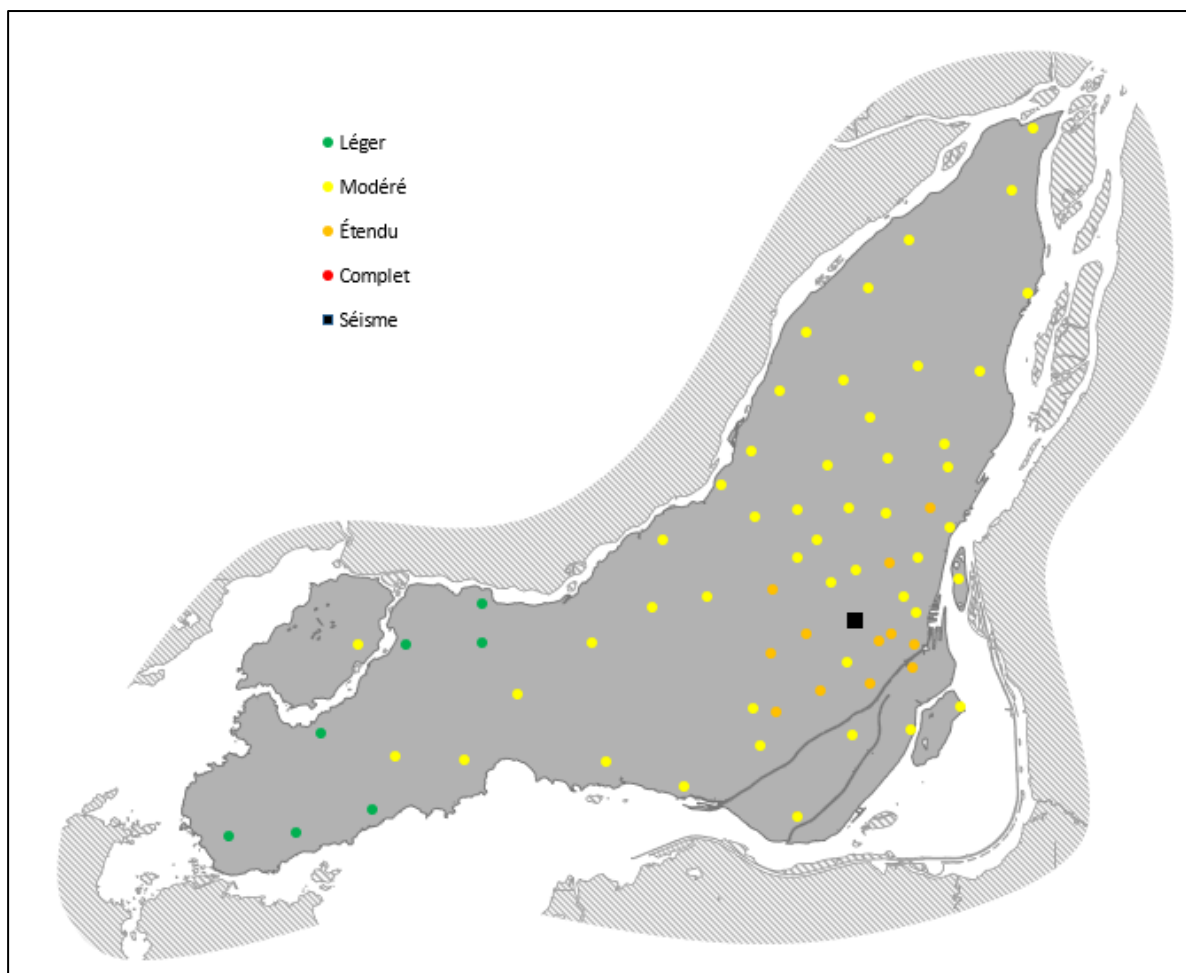


Figure 4.8 Carte des casernes et de leur endommagement pour $M = 6$ et $GMPE=ENA-High$

Magnitude $M_w = 7$

Un séisme de magnitude $M = 7$ au centre de l'île de Montréal serait un évènement avec de lourdes conséquences. Dans le meilleur des cas, c'est-à-dire pour un niveau faible de GMPE, 4 (6%) casernes sont dans un état de dommage « Léger » et 8 (12%) sont dans un état de dommage « Étendu », le reste étant « Modéré ». Le nombre de casernes dans un état de dommage « Étendu » monte à 36 (55%) pour le niveau médian de GMPE, sans pour autant qu'il n'y ait de bâtiment dans un état de dommage « Complet ». Le pire cas est donné avec un niveau de GMPE élevé, pour lequel les états de dommage vont de « Modéré » à « Complet », avec 15 (23%) casernes dans un état de dommage « Complet » (Tableau 4.14).

Tableau 4.14 États de dommages pour le scénario $M = 7$

		État de dommage			
		Léger	Modéré	Étendu	Complet
GMPE	Faible	4	54	8	0
	Médian	0	30	36	0
	Élevé	0	13	38	15

Les Figure 4.9, Figure 4.10 et Figure 4.11 représentent le nombre de caserne en fonction de leur état de dommage et de leur classe de fragilité pour le scénario $M = 7$.

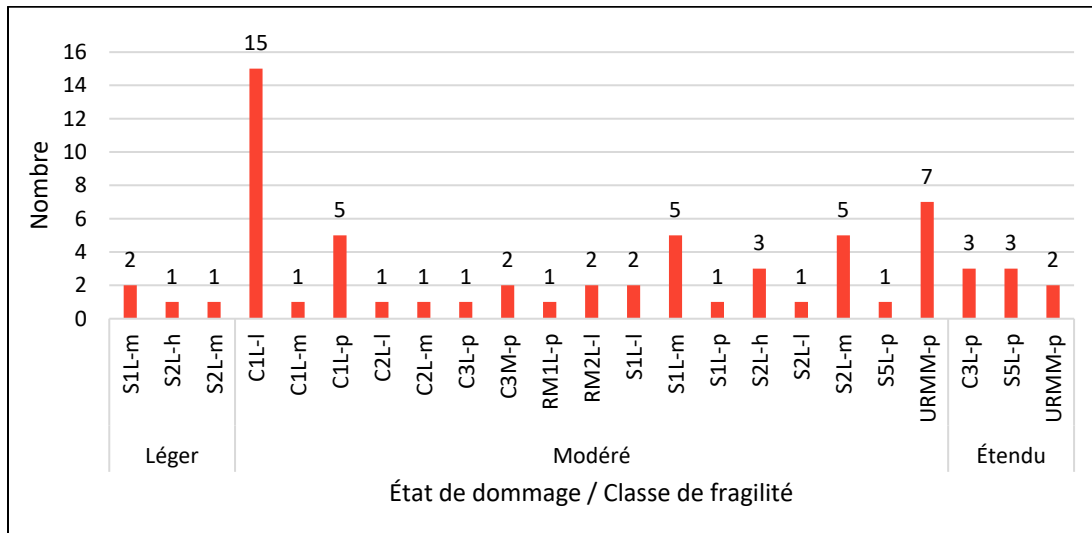


Figure 4.9 États de dommage / Classe pour $M = 7$ et GMPE=ENA-Low

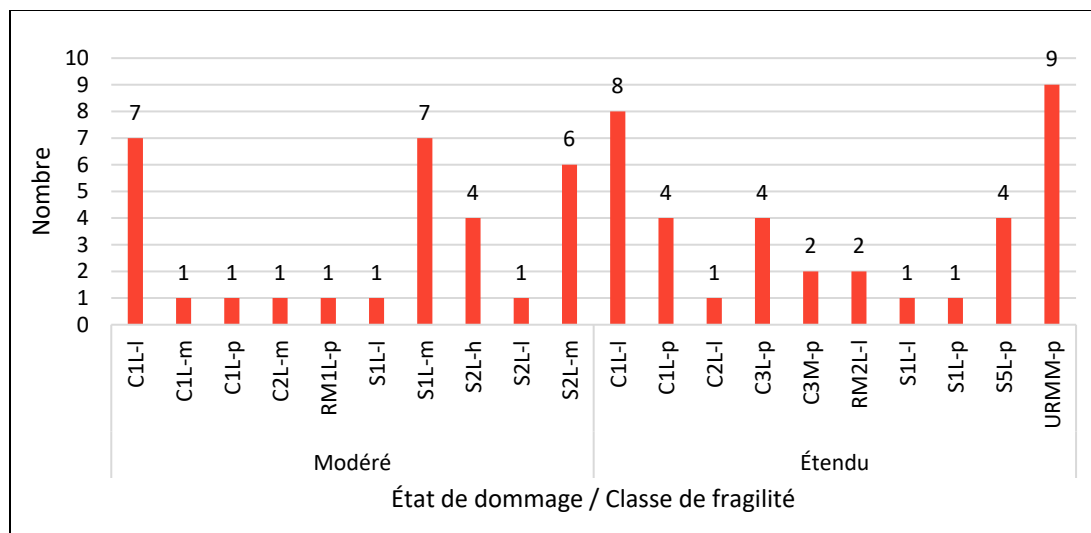


Figure 4.10 États de dommage / Classe pour $M = 7$ et GMPE=ENA-Medium

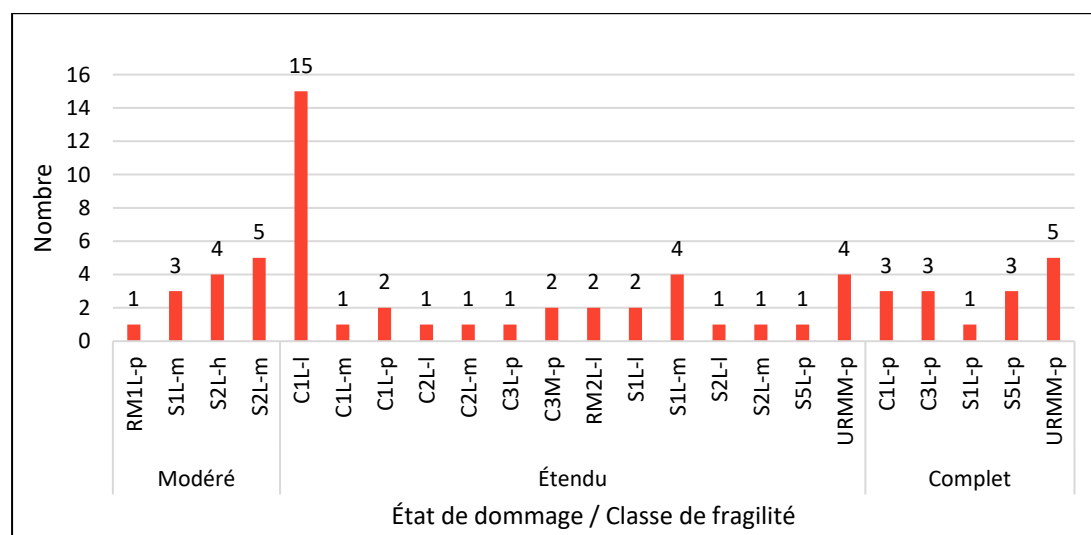


Figure 4.11 États de dommages / Classe pour $M = 7$ et GMPE=ENA-High

Les mêmes constats que pour $M = 6$ peuvent être faits pour le niveau de GMPE élevé. Les bâtiments dans un état d'endommagement « Complet » sont tous de catégorie « Pre-code » et de types structuraux réputés fragiles. Les bâtiments « High code » font partie des moins endommagés. À nouveau, ce sont les casernes proches de l'épicentre qui sont les plus endommagées. Le périmètre d'endommagement s'élargit en revanche, comme montré à la Figure 4.12.

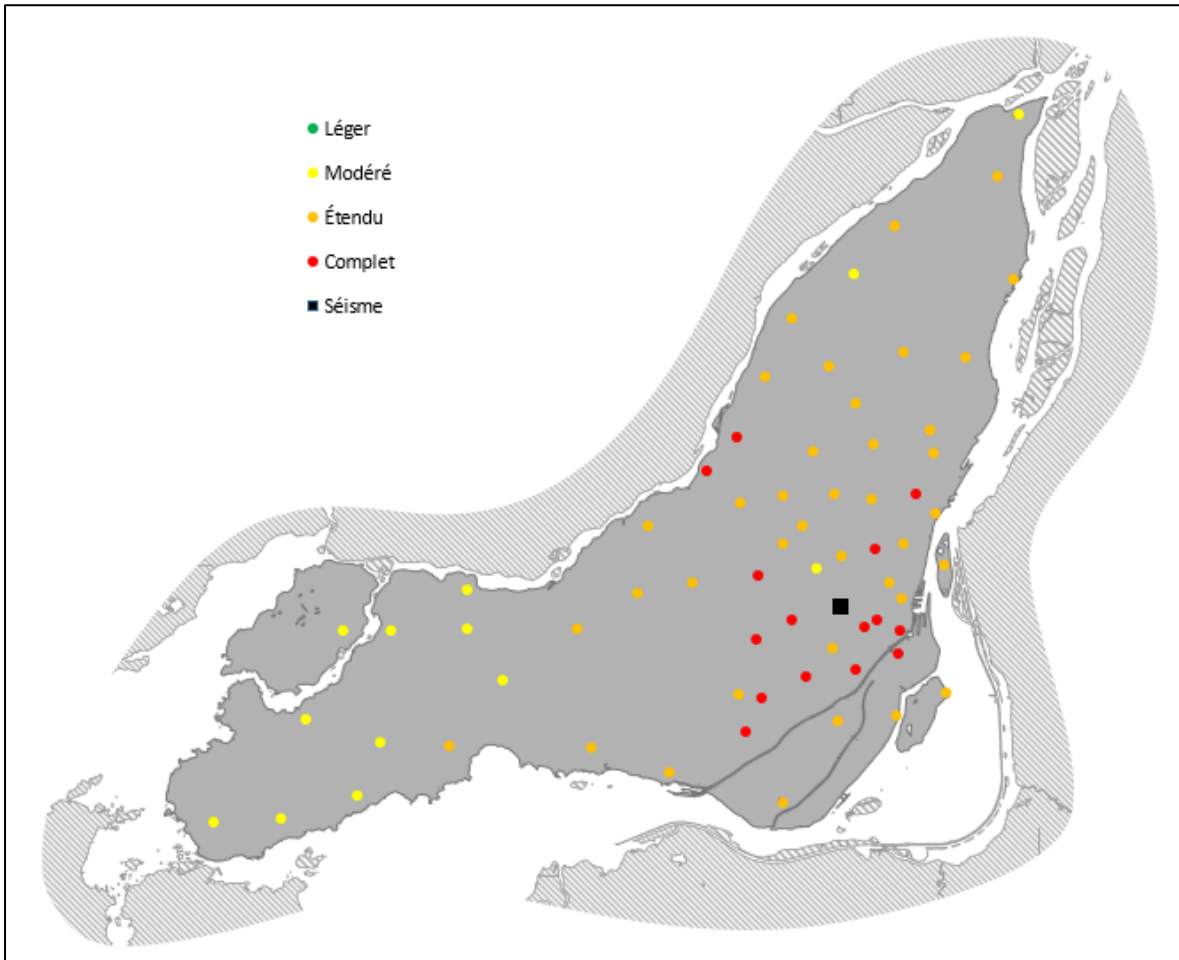


Figure 4.12 Carte des casernes et de leur endommagement pour $M = 7$ et GMPE=ENA-High

4.3 Synthèse des simulations par scénario

Les casernes ont été soumises à divers scénarios de séisme dont l'épicentre était situé au centre de l'île de Montréal. Les résultats montrent qu'un séisme de magnitude $M_w = 5$ aurait peu de conséquences structurales sur les casernes car toutes les structures seraient dans un état de dommage « Léger ». Les dégâts ne seraient donc qu'esthétiques. Un séisme de magnitude $M_w = 6$ endommagerait davantage les casernes. Certaines casernes seraient dans un état de dommage « Étendu », ce qui signifie que la structure subirait des dommages structuraux importants et la caserne ne serait potentiellement pas fonctionnelle. Un séisme de magnitude

$M_w = 7$ serait bien sûr très grave. Les prédictions de cette simulation prévoient qu'une quinzaine de caserne seraient détruites lors d'un tel événement selon le pire scénario, ce qui correspondrait à plusieurs dizaines d'équipes de pompiers potentiellement incapables d'intervenir et des milliers de personnes sans protection.

Un séisme au centre de l'île comme simulé ici serait le pire emplacement car il coïncide avec le centre-ville. Les résultats obtenus précédemment sont donc représentatifs du « pire » épicerentre. Il est ainsi possible de penser qu'un épicerentre à plusieurs dizaines de kilomètres du centre-ville aurait des conséquences moins néfastes, en tout cas sur les casernes de Montréal.

CONCLUSION

L'objectif principal de ce projet était d'évaluer la vulnérabilité sismique des casernes de pompiers de l'île de Montréal. La première étape était la constitution de l'inventaire des bâtiments, rassemblant notamment les informations d'identification, les caractéristiques structurales et non structurales ainsi que les conditions de sol à l'échelle locale. Les résultats de l'inventaire montrent que le parc de 66 casernes est plutôt vieillissant, l'année de construction médiane étant 1963. En particulier, 12 casernes construites avant 1920 sont toujours en activité. En ce qui a trait aux codes de construction, 71,2% des structures ont été construites avant 1975 et l'introduction de provisions sismiques décentes. La majorité des casernes a donc été conçue sans ou avec peu de mesures de protection parasismique. Structurellement, les bâtiments sont de plusieurs types. Les bâtiments les plus anciens sont à murs porteurs en maçonnerie non armée (MNA) (14%), le béton a été utilisé dès les années 1930 et 32% des structures sont des ossatures en béton résistant aux moments (OBM). L'acier a quant à lui été utilisé dès les années 1970 principalement et notamment 17% des structures sont des ossatures contreventées en acier (OCA) et 15% des ossatures en acier résistant aux moments (OAM). Certaines casernes sont composées de plusieurs structures pouvant être de natures différentes. Des éléments architecturaux vulnérables propres aux casernes ont été identifiés, comme les tours à boyaux. Trente casernes possèdent une tour à boyaux et 57% des tours sont en MNA, elles représentent donc un danger de stabilité du fait de leur forme élancée. Les grandes ouvertures des portes de garage peuvent également causer des faiblesses dans le système de résistance aux forces sismiques.

Les composants non structuraux doivent impérativement être étudiés étant donné leur rôle essentiel dans le maintien de la fonctionnalité des pompiers après un séisme. Parmi les composants non structuraux, les éléments architecturaux comme les parapets, les façades, les murs non porteurs et cloisons intérieurs ainsi que les faux plafonds ont parfois été identifiés comme étant en mauvais état et/ou présentant un danger. Les composants fonctionnels et opérationnels permettent aux pompiers de pouvoir travailler dans les meilleures conditions. Les portes de garage ont été reconnues comme des éléments cruciaux car elles gouvernent le

temps de réponse des secours. Elles sont sujettes aux déformations et au blocage des éléments de guidage, pouvant enclorre les pompiers dans la caserne. La majorité des casernes à Montréal sont équipées de portes de garage sectionnelles en métal motorisées. Les installations de ventilation, de chauffage (chaudières à gaz et/ou radiateurs en fonte en hauteur) et les systèmes de captation des gaz d'échappement peuvent également présenter un risque. Quelques éléments mobiliers spécifiques comme les casiers mériteraient une attention particulière à leurs ancrages.

Les conditions de sol aux emplacements des casernes ont été établis grâce à de précédents travaux de recherche de microzonage de l'île de Montréal. Concernant les catégories de sols, 88% des casernes sont construites sur des sols A, B ou C, tels que définis dans le CNBC 2015. Le risque de liquéfaction est plutôt faible, avec 77% des casernes présentant un risque nul à faible, tel que défini par HAZUS. Le risque de glissement de terrain est lui aussi correct, avec 89% des casernes présentant un risque entre 1 et 5 sur 10 sur l'échelle définie par HAZUS. Les conditions de sols sont donc globalement bonnes, sauf quelques cas particuliers.

D'après les données de l'inventaire, une typologie des casernes de Montréal a été définie. Les bâtiments peuvent se distinguer en 6 types, bien que certains ne puissent pas être classés du fait de leur unicité architecturale (18%). Les types ont été définis en croisant les types structuraux et les caractéristiques géométriques de chaque caserne. Une corrélation avec les périodes de construction se dégage.

Les casernes ont ensuite été évaluées grâce à une méthode d'évaluation rapide par méthode indicielle. A partir des informations recueillies lors de l'inventaire, des indices structuraux et non structuraux ont été calculés et les structures classées par priorité pour une évaluation détaillée. Les résultats de cette évaluation révèlent que 82% des structures doivent être évalué avec une priorité première, 5% avec une priorité secondaire et 13% sont exemptées d'évaluation détaillée. Les indices non structuraux sont globalement faibles, avec un maximum de 5,25 sur une échelle de 1 à 200. Certains indices structuraux sont en revanche très élevés, 27 structures ont un indice de priorité structural supérieur à 100, dont 18 avec un indice de 160

et 8 avec un indice de 200. Ce sont ces casernes qui requièrent le plus d'attention lors de l'évaluation détaillée. Ces casernes sont généralement les plus âgées en MNA.

La pertinence de l'utilisation de cette méthode indicielle pour l'évaluation des casernes peut être discutée. Premièrement, la procédure vise à assurer la survie des personnes et pas un critère plus strict, comme la fonctionnalité qui est essentielle pour les casernes. Deuxièmement, les conséquences d'une défaillance ont été considérées comme « très importantes » étant donné la fonctionnalité de bâtiment de protection civile des casernes. Mais les conséquences d'une défaillance pourraient varier en fonction de l'environnement de la caserne, comme la densité de population ou les installations (gratte-ciels, centrales électriques et pétrolières...) qu'elle protège.

Enfin, les probabilités d'effondrement des casernes ont été évaluées grâce à des simulations de scénarios d'évènement sismique sur l'île de Montréal. Les données d'aléa sismique utilisées sont celles développées pour l'Amérique du Nord Est. Les fonctions de fragilité ont été déterminées avec l'application ER². Trois séismes de magnitudes 5, 6 et 7 ont été simulés au centre de l'île pour trois niveaux d'équations de prédiction du mouvement du sol. L'analyse révèle que les casernes au plus proche de l'épicentre sont dans un état de dommage plus défavorable que les casernes éloignées de l'épicentre. Les niveaux de GMPE ont une grande importance sur les résultats. Par exemple pour le séisme de magnitude 7, un niveau faible de GMPE ne prédit aucun endommagement « Complet », alors que le niveau élevé condamne 15 casernes. Les bâtiments de catégorie « Pre-code » subissent le plus de dégâts et à un niveau plus faible de secousses.

RECOMMANDATIONS

Les résultats et les conclusions auxquels ont abouti ce projet de recherche permettent de faire les recommandations suivantes :

- Bien que l'île de Montréal compte plus de 2 millions d'habitants, la région métropolitaine de Montréal, qui s'étend sur un territoire de 4 259 km² et comprenant l'île de Montréal, Laval, la Rive Nord et la Rive Sud, comptait 4 342 213 habitants en 2021, soit 11,7% de la population canadienne (Statistique Canada, 2022). Il serait pertinent d'élargir l'étude et d'inclure les casernes de toute la région métropolitaine afin de pouvoir couvrir toutes les zones densément peuplées. Les jalons posés avec ce projet, notamment dans la définition de la typologie peuvent simplifier l'inclusion de ces casernes dans une prochaine étude ;
- Le projet n'a pas traité du centre de commandement des pompiers situé sur le flanc du Mont Royal. Ce bâtiment devrait faire l'objet d'une étude détaillée étant donné son importance capitale dans la réception et l'émission des communications, et son rôle de quartier général ;
- Seulement 25 casernes sur 66 ont été visitées à l'intérieur lors de cette évaluation. Visiter et évaluer les casernes restantes permettrait de préciser les informations, d'affiner l'évaluation par méthode indicielle et de refaire le classement de priorité. Il a également été observé que certaines casernes avaient subi des évaluations (carottages, pose de capteurs) cependant ni l'objet ni les résultats de ces évaluations n'ont pu être obtenus. Il serait judicieux de travailler davantage avec les autorités pour avoir le maximum d'informations détaillées, y compris les travaux en cours dans les casernes ;
- Les gestionnaires du parc de casernes devraient mener une campagne d'évaluation sur les éléments architecturaux spécifiques que sont les tours à boyaux. Ces éléments dont

57% sont en maçonnerie non armée présentent un risque d'effondrement sur le reste de la caserne en cas de défaillance ;

- Il peut être judicieux de revoir le seuil limite pour passer d'un bâtiment conforme à un bâtiment non conforme. La limite donnée par la procédure est de 1, mais elle pourrait être révisée à la hausse pour exempter plus de bâtiment d'une évaluation détaillée. Les conséquences de cette révision pourraient être analysées. Les indices pourraient également être modifiés pour prendre en compte les différentes conséquences d'une défaillance pour différentes casernes en fonction de leur environnement ;
- L'évaluation par la méthode indicielle a été faite avec la procédure OSSQ – Niveau 2 et a permis de classer les casernes pour l'évaluation de niveau 3. La prochaine étape est donc de réaliser cette évaluation pour chacune des casernes avec le document du CNRC. Les casernes en maçonnerie devraient faire l'objet d'une évaluation détaillée en priorité car elles ont les indices de priorité les plus élevés. Pour certaines, la situation proche du centre-ville (densément peuplé) est une circonstance aggravante qui justifie la priorité d'évaluation détaillée;
- Scawthorn (2019) a mis en lumière le risque d'incendie et de propagation important. Les casernes ne font pas exception et sont également soumises à ce risque de feu. Les éléments non structuraux comme les chaudières, les installations électriques et le réseau de gaz devraient faire l'objet d'une étude détaillée ;
- La typologie des casernes de Montréal a été définie lors de ce projet. La prochaine étape est la modélisation des différents types en trois dimensions par éléments finis. Des analyses de poussées peuvent être menées afin d'observer les mécanismes de rupture spécifiques à chaque type et ainsi comprendre leur réponse sismique respective.

ANNEXE I

TYPES STRUCTURAUX – DESCRIPTION

Tableau-A I-1 Description et désignation des types structuraux
Adapté de OSSQ – Niveau 2

Type de bâtiment CNRC	Description des caractéristiques du bâtiment	Type de bâtiment FEMA
OLB	Bâtiments à ossature légère en bois d'ingénierie d'une hauteur maximale de 6 étages ou d'une superficie supérieure à 600 m ²	W2
PPB	Bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie qui sont couverts par la partie 4 du CNBC	W2
OAM	Ossature en acier résistant aux moments	S1
OCA	Ossature contreventée en acier	S2
OLA	Ossature légère en acier	S3
AMB	Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton	S4
AMR	Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie	S5
OBM	Ossature en béton résistant aux moments	C1
MCB	Mur de cisaillement en béton	C2
BMR	Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie	C3
MBP	Murs en béton préfabriqués	PC1
OBP	Ossature en béton préfabriquée	PC2
MAL	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier	RM1
MAB	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton	RM2
MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée	URM
AFF	Bâtiments en acier formé à froid	--
MFU	Maisons fabriquées en usine	MH

ANNEXE II

EXEMPLE DE SCHÉMAS DE RELEVÉ

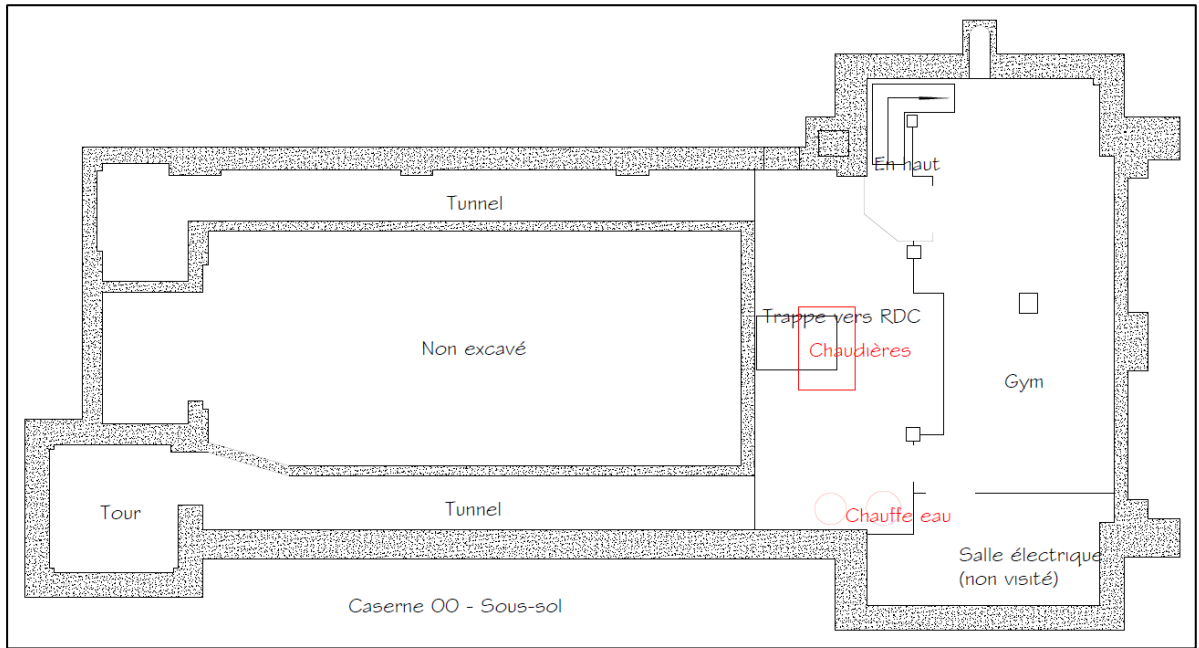


Figure-A II-1 Schéma du sous-sol

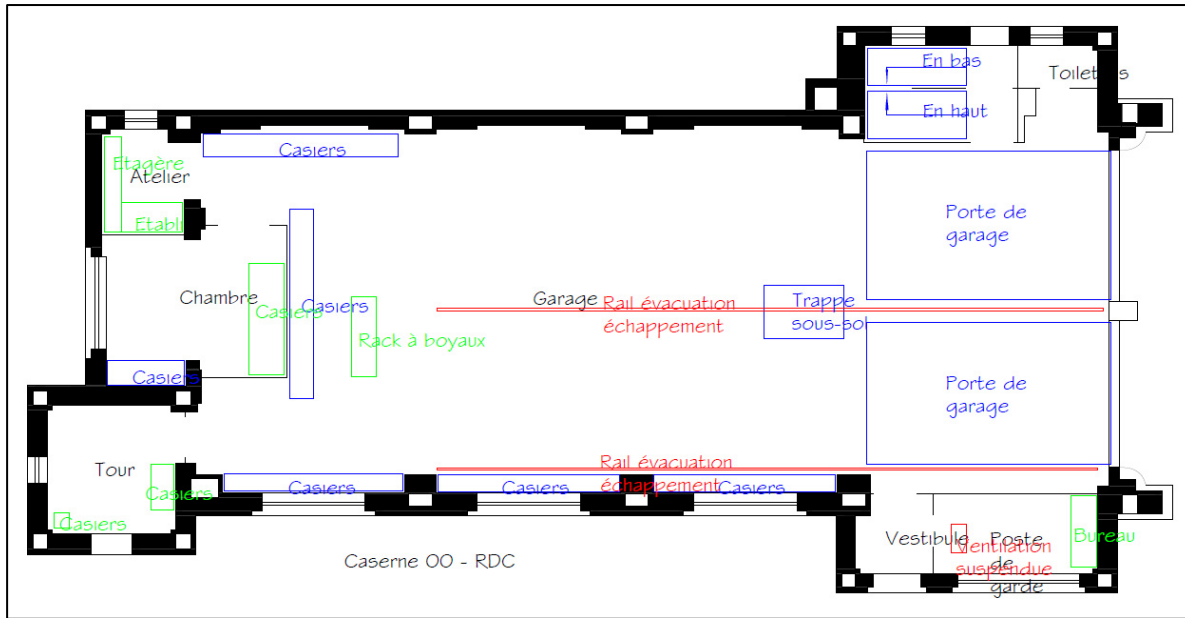


Figure-A II-2 Schéma du rez-de-chaussée

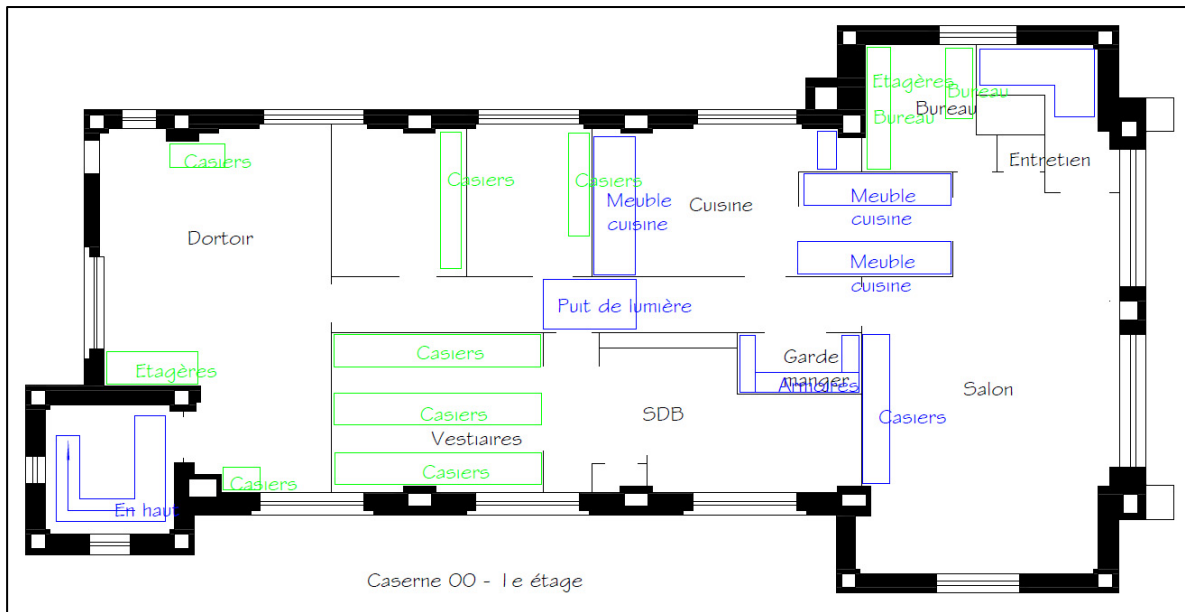


Figure-A II-3 Schéma de l'étage

ANNEXE III

DIMENSIONS CARACTÉRISTIQUES DE CHAQUE TYPES DE CASERNE

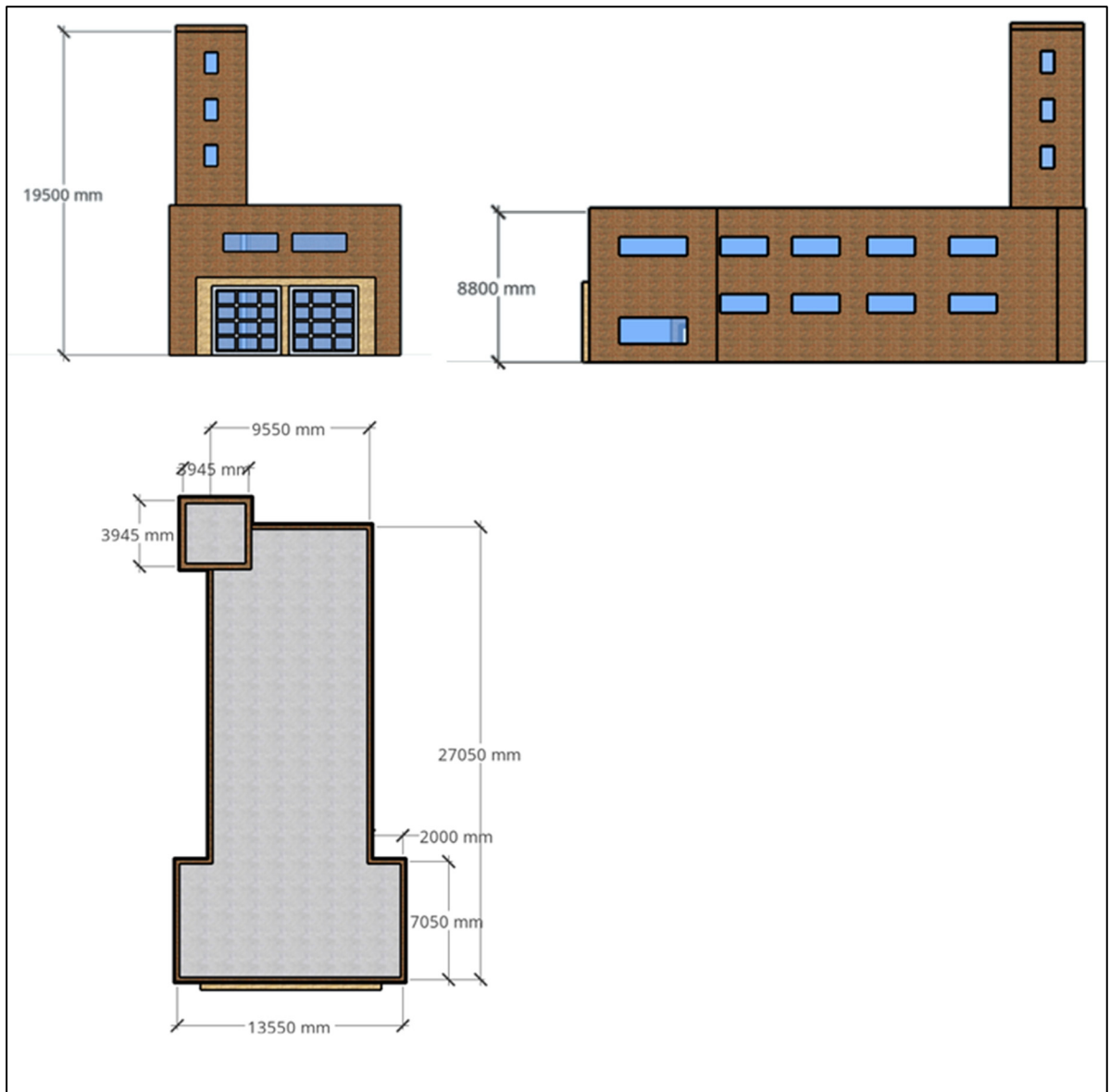


Figure-A III-1 Dimensions caractéristiques des casernes de type 1

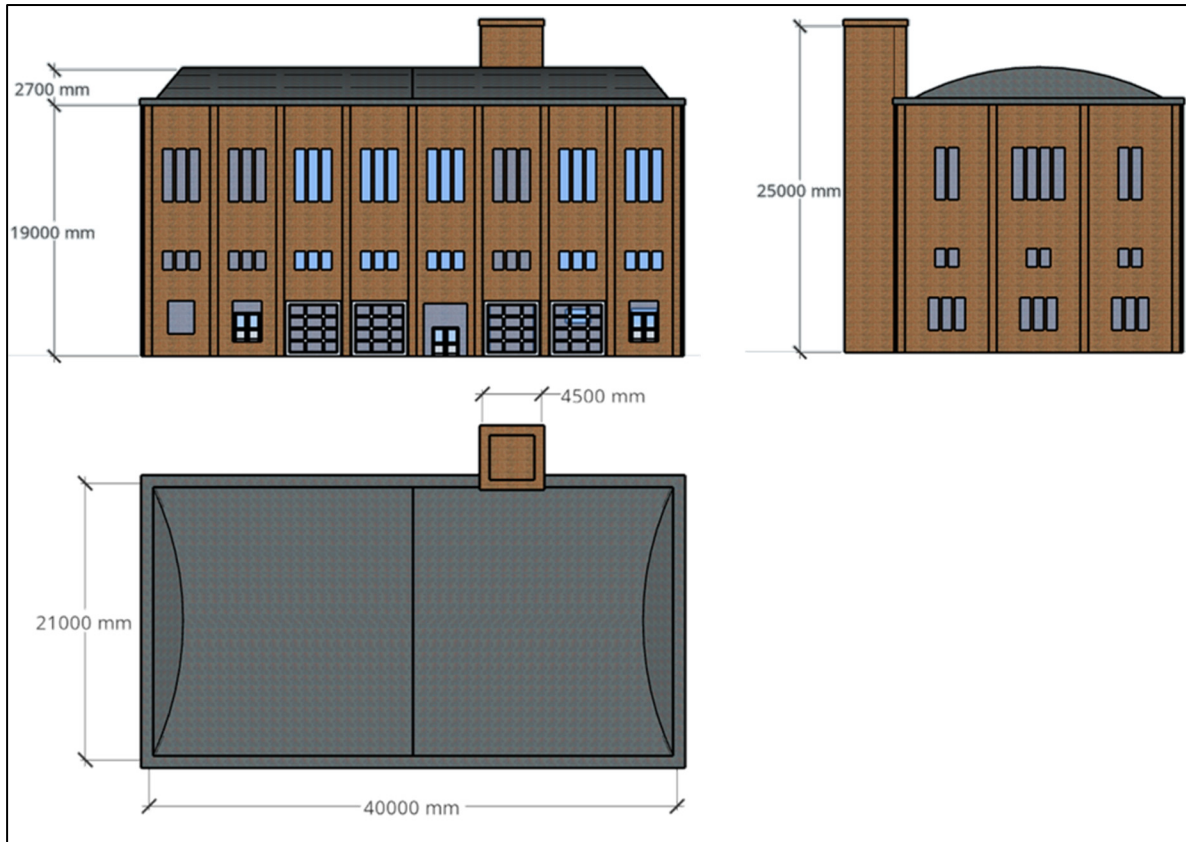


Figure-A III-2 Dimensions caractéristiques des casernes de type 2

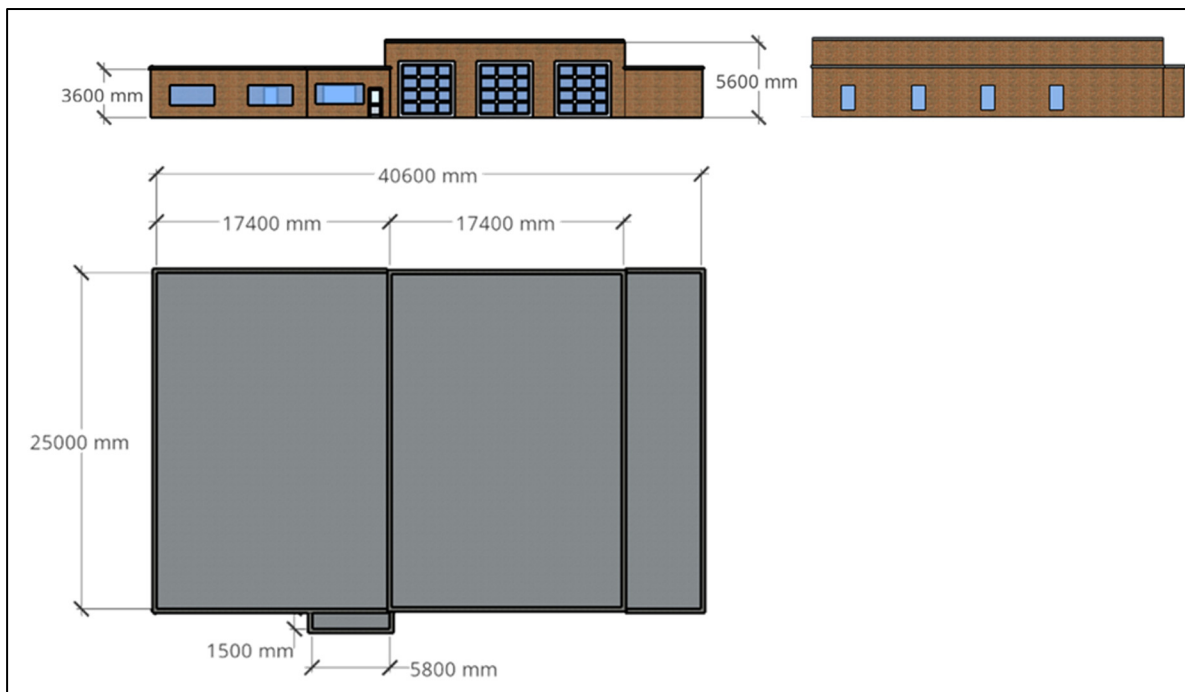


Figure-A III-3 Dimensions caractéristiques des casernes de type 3

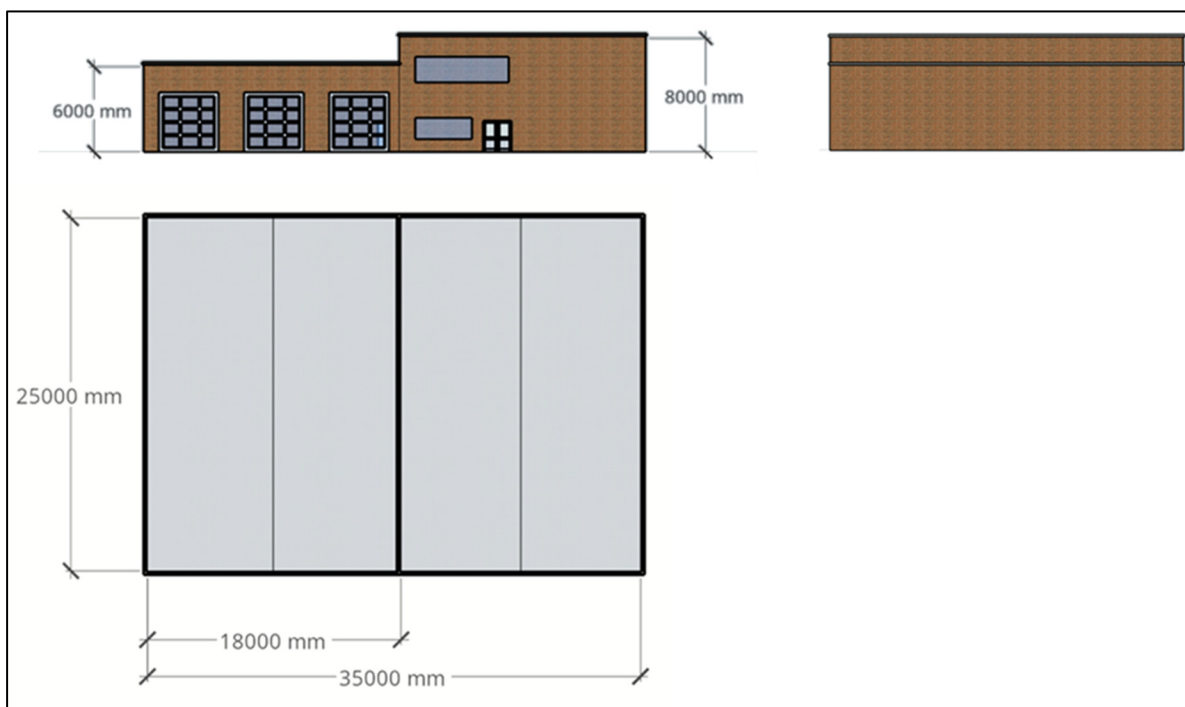


Figure-A III-4 Dimensions caractéristiques des casernes de type 4

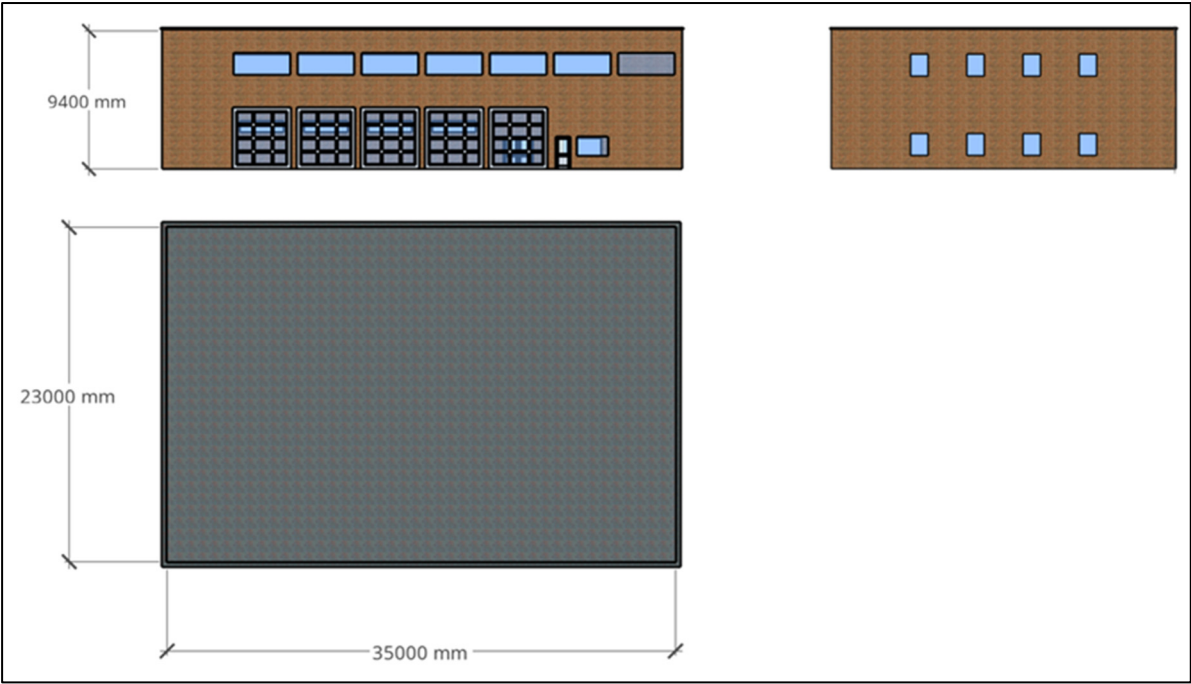


Figure-A III-5 Dimensions caractéristiques des casernes de type 5

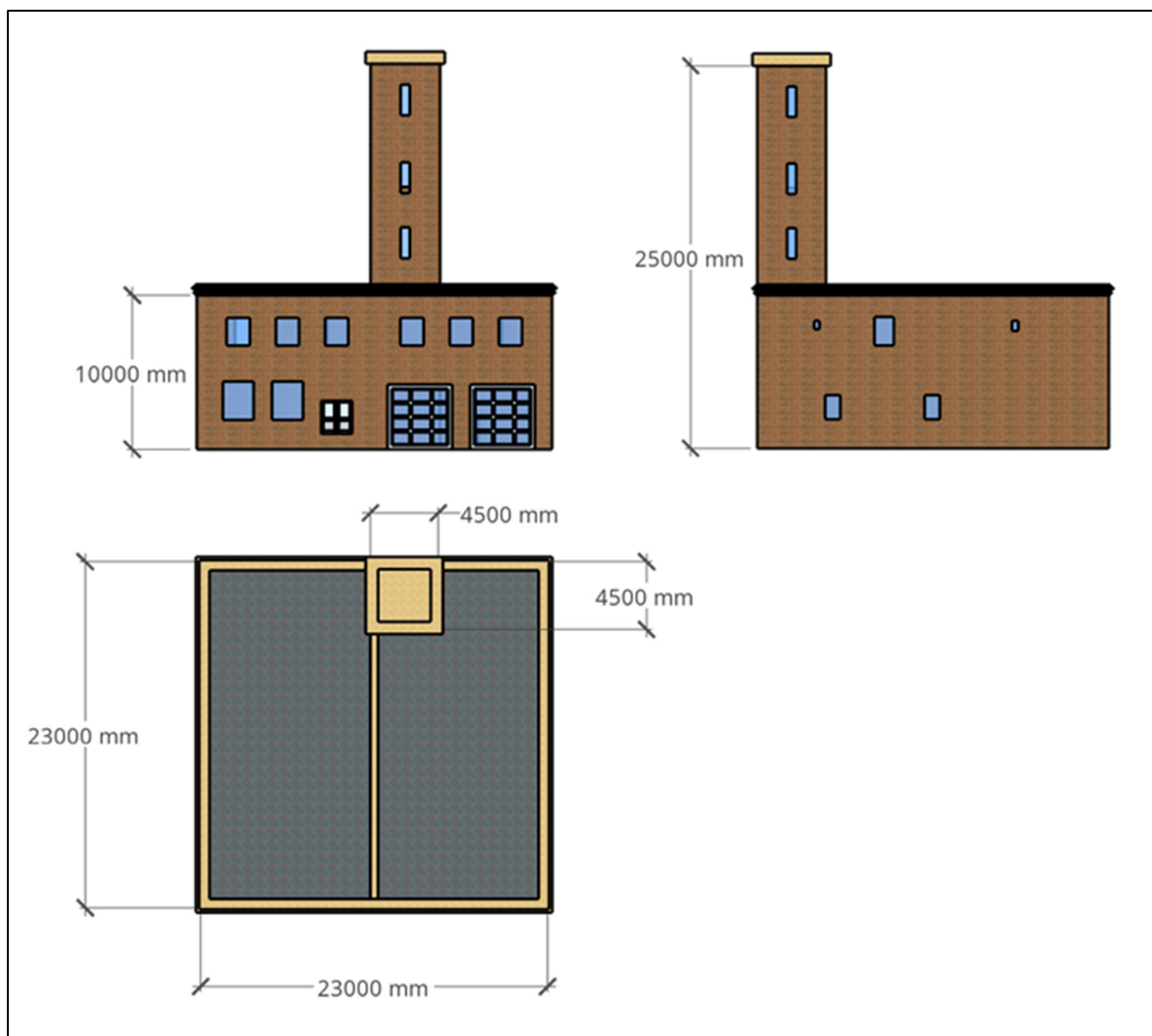


Figure-A III-6 Dimensions caractéristiques des casernes de type 6

ANNEXE IV

EXEMPLE DE FORMULAIRE DE OSSQ – NIVEAU 2

Formulaire de sélection de l'OSSQ de niveau 2		Zone à sismicité modérément élevée (ME)
Partie A : Collecte des données		$0,35 \text{ g} \leq \max[Sa(0,2), Sa(0,5)] < 0,75 \text{ g}$ ou $0,15 \text{ g} \leq Sa(1,0) < 0,3 \text{ g}$
Nom du bâtiment : Caserne 00		Désignation patrimoniale fédérale ¹ : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non
Adresse municipale : 0 Rue Notre-Dame Est		Ville/province : Montréal, QC Code postal : HOH 0H0
Données sismiques ² : $S_d(0,2) = 0,601$ $S_d(0,5) = 0,312$ $S_d(1,0) = 0,151$ PGA = 0,38 $PGA_{eff} = 0,304$		
Type de bâtiment modèle ³ : <input type="checkbox"/> OLB <input type="checkbox"/> PPB <input type="checkbox"/> OAM <input type="checkbox"/> OCA <input type="checkbox"/> OLA <input type="checkbox"/> AMB <input type="checkbox"/> AMR <input type="checkbox"/> OBM <input type="checkbox"/> MCB <input checked="" type="checkbox"/> BMR <input type="checkbox"/> MBP <input type="checkbox"/> OBP <input type="checkbox"/> MAL <input type="checkbox"/> MAB <input type="checkbox"/> MNA <input type="checkbox"/> MFU <input type="checkbox"/> NSP		
Année de construction ⁴ : 1930 CNB de conception original ⁵ : 0 Edition du CNB d'avant code ⁶ : 1953 Edition du CNB de référence ⁷ : 0		
Examineur/examinatrice : TL P.Eng./ing. :		Date/heure : déc-22
Nombre d'étages ⁸ : 2 Superficie totale de plancher (m ²) ¹⁰ : 520 Bureaux Public Commercial Industriel Scolaire Résidentiel Soins/traitements Stationnement Usage ¹¹ : Rassemblement public Gares de voyageurs Autre : Protection civile Usage initial : Protection civile Le changement d'usage augmente les charges structurales : Non Conséquences d'une défaillance (CD) ¹² : <input type="checkbox"/> Très négligeables (CTN) <input type="checkbox"/> Négligeables (CN) <input type="checkbox"/> Modérées (CM) <input type="checkbox"/> Importantes (CI) <input checked="" type="checkbox"/> Très importantes (CTI) CD originale : CTI CD supérieure à la CD initiale : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non		PHOTO DU BÂTIMENT
1. Irrégularités du bâtiment ¹³ : <input checked="" type="checkbox"/> Oui, verticales graves <input type="checkbox"/> Oui, verticales modérées <input checked="" type="checkbox"/> Oui, horizontales <input type="checkbox"/> Aucune 2. Edition du code de conception : <input checked="" type="checkbox"/> Avant code <input type="checkbox"/> Avant référence <input type="checkbox"/> Après référence 3. Catégorie de risque du bâtiment d'origine ¹⁴ : <input type="checkbox"/> Faible <input checked="" type="checkbox"/> Normal <input type="checkbox"/> Elevé <input type="checkbox"/> Protection civile <input type="checkbox"/> NSP (Si NSP, supposer normal aux fins de la notation) 4. Catégorie d'emplacement : <input type="checkbox"/> A <input type="checkbox"/> B <input checked="" type="checkbox"/> C <input type="checkbox"/> D <input type="checkbox"/> E <input type="checkbox"/> F (Si NSP, supposer E aux fins de la notation) <input type="checkbox"/> NSP 5. Configuration de la hauteur du bâtiment : <input checked="" type="checkbox"/> Bâtiment de faible hauteur (1 à 3 étages) <input type="checkbox"/> Bâtiment de hauteur moyenne (4 à 7 étages) <input type="checkbox"/> Bâtiment de grande hauteur (>7 étages) 6. Détérioration du bâtiment ¹⁵ : <input checked="" type="checkbox"/> Négligeable <input type="checkbox"/> Modérée <input type="checkbox"/> Importante Age du bâtiment (années) ¹⁶ : <input checked="" type="checkbox"/> >30 <input type="checkbox"/> <30 7. Redondance ¹⁷ : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Aucune <input type="checkbox"/> NSP (supposer Aucune pour le calcul du score) 8. Martèlement ¹⁸ : <input type="checkbox"/> Oui, type 1 <input type="checkbox"/> Oui, type 2 <input type="checkbox"/> Oui, type 3 <input type="checkbox"/> Oui, type 4 <input checked="" type="checkbox"/> Aucun 9. Mise à niveau parasismique ¹⁹ : <input type="checkbox"/> Oui, cas 1 <input type="checkbox"/> Oui, cas 2 <input type="checkbox"/> Oui, cas 3 <input type="checkbox"/> Oui, cas 4 <input type="checkbox"/> Oui, cas 5 <input checked="" type="checkbox"/> Aucune 10. Temps d'occupation restant (années) ²⁰ : <input type="checkbox"/> <=5 <input type="checkbox"/> >5 et <=10 <input checked="" type="checkbox"/> >10		
Dangers géologiques ²¹ : Liquéfaction : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP Potentiel de glissement de terrain : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP Rupture de la surface : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP Dangers de chute à partir de bâtiments adjacents d'une hauteur supérieure ²² : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non Dommages au bâtiment ²³ : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non DANGERS NON STRUCTURAUX ²⁴ Dangers de chute à l'extérieur : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP (supposer Oui pour le calcul) Dangers de chute à l'intérieur : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP (supposer Oui pour le calcul) Matières dangereuses : <input type="checkbox"/> Oui <input checked="" type="checkbox"/> Non <input type="checkbox"/> NSP (supposer Oui pour le calcul) ETENDUE DE L'EXAMEN Extérieur : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non Intérieur : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non Dessins consultés ²⁵ : <input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non Source de la catégorie d'emplacement : Source des informations sur les dangers géologiques :		Commentaires : Ossature béton, dalle béton 4" Murs ext remplissage terracotta et parement brique (mur = brique-TC-brique) Murs int en gypse sur rail (étage) Pas de mezzanine Chambre structure en bois dans le RDC Surfaces : 2270 pi2 + 2210 pi2 + 900 pi2 2009 : réfection de la dalle structurale de garage 1981 : tour de séchage et mât de descente 1989 : remplacement des portes de garage + rénovations diverses 2010 : remise en fonction de la tour à boyaux Surface brute (source : gestionnaire) = 520 m2 <input checked="" type="checkbox"/> Commentaires supplémentaires sur une ou plusieurs pages séparées
Consulter le verso pour connaître l'intention et la portée de l'outil et les explications des renvois numérotés de cette page.		

Figure-A IV-1 Partie A : Collecte de données

Intention et portée

L'OSSQ de niveau 2 est destiné aux bâtiments existants de SPAC décrits à la partie 4 du Code national du bâtiment du Canada (CNB). Il n'est pas destiné aux petits bâtiments visés par la partie 9 du CNB, comme les maisons unifamiliales ou les petites maisons multifamiliales.

L'OSSQ de niveau 2 traite des critères de sécurité des personnes, conformément au CNB 2015, et ne traite pas d'autres critères plus stricts. Il est possible d'utiliser l'OSSQ de niveau 2 pour un bâtiment qui doit respecter des critères plus stricts que la sécurité des personnes (p. ex., un bâtiment de protection civile ou un bâtiment désigné patrimoine fédéral), mais seulement pour déterminer si le risque sismique associé à ce critère de sécurité des personnes dépasse le risque sismique acceptable.

Le formulaire de sélection de l'OSSQ de niveau 2 doit être utilisé conjointement avec la Partie 1 : Guide d'utilisation.

Explication des renvois numérotés

1. La **désignation patrimoniale fédérale** désigne un bâtiment qui figure dans l'Annuaire des désignations patrimoniales fédérales et qui répond à l'un ou l'autre des critères suivants : (1) les bâtiments de tout âge, désignés comme patrimoine fédéral reconnu ou classé au moment de la sélection; et (2) les bâtiments anciens d'au moins 40 ans qui n'ont pas encore été évalués par le Bureau d'examen des édifices fédéraux du patrimoine (BEEFP) au moment de la sélection. Parcs Canada fournit l'Annuaire des désignations patrimoniales fédérales au Canada (https://www.pc.gc.ca/apps/dffd/search-recherche_fra.aspx). On peut obtenir ces renseignements en communiquant avec les Services de conservation du patrimoine (courriel : dcp.hcd@tpsgc-pwgscc.gc.ca).

2. **Données sismiques** : Ressources naturelles Canada fournit les données sismiques pour tous les endroits au Canada (<http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazardalea/interpolat/calc-fr.php>). Une solution de rechange à l'obtention des données sismiques consiste à consulter l'annexe C de la division B des dernières éditions du CNB.

PGA_{ref} est l'accélération maximale de référence du sol et se calcule comme suit :

- $PGA_{ref} = 0,8 \text{ PGA}$, si $S_d(0,2)/PGA < 2,0$;
- $PGA_{ref} = \text{PGA}$ dans les autres cas.

3. L'**année de construction** désigne l'année où la construction du bâtiment a été achevée.

4. Le **CNB de conception original** correspond à l'édition du CNB applicable selon laquelle le bâtiment a été conçu à l'origine. Si un code du bâtiment provincial ou municipal a été utilisé pour concevoir le bâtiment, le CNB de conception original correspond à l'édition du CNB sur laquelle le code du bâtiment provincial ou municipal était fondé. Le CNB de conception original peut être estimé en retranchant quelques années de l'année de construction.

5. L'**édition du CNB d'avant code** désigne une édition du CNB dans laquelle les exigences parasismiques ont été adoptées et appliquées pour la première fois. Le CNB 1953 est l'édition du CNB d'avant code pour tous les types de bâtiment du tableau 1 ci-dessous, à l'exception des murs en béton préfabriqué (MBP), pour lesquels l'édition du CNB d'avant code est le CNB 1975.

3. **Types de bâtiments modèles et éditions du CNB de référence** : Le tableau 1 fournit les descriptions de seize types de bâtiments modèles dans l'OSSQ de niveau 2 et dans les éditions du CNB de référence applicables. Une édition du CNB de référence est une édition du CNB applicable dans laquelle des exigences parasismiques considérablement améliorées ont été adoptées et mises en application. Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'identifier le type de bâtiment modèle.

Tableau 1 : Types de bâtiments modèles et éditions du CNB de référence

Type de bâtiment modèle	Nom et description	Édition du CNB de référence (selon le CNB)
OLB	Bâtiments à ossature légère en bois d'ingénierie d'une hauteur maximale de 6 étages ou d'une superficie supérieure à 600 m ²	2005 (≤ 4 étages); 2015 (4 < étages ≤ 6)
PPB	Bâtiments à poteaux et poutres en bois d'ingénierie qui sont couverts par la partie 4 du CNB	2005
OAM	Ossature en acier résistant aux moments	2005
OCA	Ossature contreventée en acier	2005 (autres); 2010 (ossatures contreventées à diagonales ductiles confinées)
OLA	Ossature légère en acier	2005
AMB	Ossature en acier avec mur de cisaillement en béton	2005
AMR	Ossature en acier avec mur de remplissage en maçonnerie	Sans objet (S. O.)
OBM	Ossature en béton résistant aux moments	2015 (dalles bidirectionnelles sans poutres); 2005 (autres)
MCB	Mur de cisaillement en béton	2005
BMR	Ossature en béton avec mur de remplissage en maçonnerie	Sans objet (S. O.)
MBP	Mur en béton préfabriqué	2015
OBP	Ossature en béton préfabriqué	2005
MAL	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes légers en bois ou en acier	2005
MAB	Mur porteur en maçonnerie armée avec diaphragmes en béton	2005
MNA	Bâtiments à murs porteurs en maçonnerie non armée	Sans objet (S. O.)
MFU	Maisons fabriquées en usine	2005 (< 4,3 m de large et 1 étage); 2010 (≥ 4,3 m de large ou 2-3 étages)

9. Le **nombre d'étages** désigne le nombre d'étages d'un bâtiment, calculé à partir du niveau définitif du sol le plus bas autour du bâtiment (à l'exception de l'appendis).

10. La **superficie totale du plancher** est la somme de la superficie du plancher de tous les étages au-dessus du sol (à l'exception des aires de stationnement). La superficie du plancher de chaque étage peut être estimée en fonction des dimensions de chaque plancher.

11. **Usage** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des définitions et des conseils sur la façon d'établir l'usage.

12. **Conséquences d'une défaillance** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'établir les conséquences d'une défaillance.

13. **Irrégularités du bâtiment** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'identifier les irrégularités du bâtiment.

14. La **catégorie de risque du bâtiment d'origine** désigne la catégorie de risque qui a été attribuée au bâtiment au moment de sa conception initiale. La Partie 1 : Guide d'utilisation offre des directives sur la façon de déterminer la catégorie de risque du bâtiment d'origine.

15. La **détérioration du bâtiment** est un état causé par les intempéries, la fissuration des murs de cisaillement en béton ou en maçonnerie, la corrosion des armatures en acier des éléments résistant aux forces sismiques, etc. Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'identifier la détérioration du bâtiment.

16. L'**âge du bâtiment** désigne le nombre d'années écoulées depuis l'achèvement de la construction initiale du bâtiment ou depuis l'achèvement de la plus récente mise à niveau parasismique majeure.

17. **Redondance** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon de déterminer la redondance.

18. **Martèlement** : Le critère de martèlement est pris en compte uniquement lorsque la distance de séparation entre deux bâtiments adjacents est inférieure à la distance minimale, d_{min} , comme l'indique le tableau 2. Le tableau 3 présente les descriptions des quatre types de martèlement dans l'OSSQ de niveau 2.

Tableau 2 : Distances de séparation minimales pour différentes zones sismiques

Sismicité de la zone	Très faible	Faible	Modérée	Modérément élevée	Élevée	Très élevée
d_{min}	0,05 % H	0,1 % H	0,2 % H	0,4 % H	0,8 % H	1,2 % H

H : hauteur du bâtiment le moins élevé.

Tableau 3 : Types de martèlement

Martèlement	Description
Type 1	Autres types qui ne sont pas classés dans les trois types suivants.
Type 2	Le bâtiment se trouve au bout du quadrilatère.
Type 3	Les planchers ne s'alignent pas verticalement à moins de 0,6 m.
Type 4	La différence de hauteur entre les bâtiments est de deux étages ou plus.

19. **Mise à niveau parasismique** : Les cas suivants de mise à niveau parasismique sont pris en compte dans l'OSSQ de niveau 2.

- Cas 1 : bâtiment d'avant code ou d'avant référence mis à niveau en fonction de 100 % des exigences parasismiques d'une édition du CNB de référence applicable ou d'une édition plus récente.
- Cas 2 : bâtiment d'avant code ou d'avant référence mis à niveau en fonction de 60 % ou plus (mais moins de 100 %) des exigences parasismiques d'une édition du CNB de référence applicable ou d'une édition plus récente.
- Cas 3 : bâtiment d'avant code mis à niveau en fonction de 60 % ou plus des exigences parasismiques d'une édition du CNB d'avant référence applicable.
- Cas 4 : bâtiment d'avant référence mis à niveau en fonction de 60 % ou plus des exigences parasismiques d'une édition de CNB d'avant référence plus récente applicable.
- Cas 5 : mise à niveau parasismique partielle ou autres types de mise à niveau parasismique non classés ci-dessus.
- Aucune : aucune mise à niveau parasismique n'a été effectuée.

20. Le **temps d'occupation restant** désigne le nombre d'années d'occupation prévue d'un bâtiment existant jusqu'à ce que le bail du bâtiment soit résilié ou jusqu'à ce que le bâtiment soit désaffecté. Si le temps d'occupation restant est inférieur ou égal à 10 ans, une lettre écrite du ou de la propriétaire du bâtiment ou du gestionnaire immobilier local ou de la gestionnaire immobilière locale est requise pour confirmer le temps d'occupation restant. Le temps d'occupation restant ne devrait pas être pris en compte si les conséquences d'une défaillance du bâtiment sont très élevées.

21. **Dangers géologiques** : Ces renseignements peuvent être trouvés dans les rapports géotechniques existants et d'autres documents pertinents. Si les dangers géologiques sont inconnus, choisir NSP, mais utiliser Non aux fins de la sélection.

22. **Dangers de chute à partir de bâtiments adjacents d'une hauteur supérieure** : Il s'agit des composants non ancrés, comme les murs de maçonnerie non armée ou les parapets non entretoisés des bâtiments adjacents d'une hauteur supérieure.

23. **Dommages au bâtiment** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'identifier les dommages au bâtiment.

24. **Dangers non structuraux** : Se reporter à la Partie 1 : Guide d'utilisation pour obtenir des conseils sur la façon d'identifier les dangers non structuraux.

25. **Dessins consultés** : Si des dessins sont consultés, inscrire leur type, leurs auteurs et leurs dates de publication à la section des commentaires de la partie A du formulaire de sélection.

Figure-A IV-2 Intention et portée

PARTIE B : NOTATION STRUCTURALE																			
Type de bâtiment modèle <input type="checkbox"/> Ne sais pas (NSP)		OLB	PPB	OAM	OCA	OLA	AMB	AMR	OBM	MCB	BMR	MBP	OBP	MAL	MAB	MNA	MFU	Score	
Score structural de base, S _B		5,3	5,2	3,6	3,8	3,9	4	3,3	2,9	3,9	3	3,8	3,1	3,7	3,7	2,8	4,1	3	
1. Irrégularités du bâtiment (encercler et additionner les modificateurs d'irrégularités horizontales et verticales applicables)	Aucune	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	Verticales	Modérées	-1,2	-1,2	-0,9	-0,9	-1	-1	-0,9	-0,9	-1	-0,9	-1	-0,9	-1	-1	-0,9	S.O.	-1,4
		Graves	-1,8	-1,8	-1,4	-1,5	-1,5	-1,5	-1,4	-1,4	-1,6	-1,4	-1,5	-1,4	-1,5	-1,5	-1,3	S.O.	
	Horizontales	-1,6	-1,6	-1,2	-1,3	-1,3	-1,3	-1,1	-1,1	-1,3	-1,1	-1,3	-1,2	-1,3	-1,3	-1,1	S.O.	-1,1	
	2. Edition du code de conception	Avant code	-0,3	-0,7	-0,3	-0,4	-0,3	-0,6	-0,3	-0,2	-0,8	-0,3	-0,7	-0,5	-0,7	-0,7	-0,2	-0,5	-0,3
		Code d'avant référence	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Code d'après référence	1,8	1,9	1,9	1,3	1,3	1,4	S.O.	2	1,6	S.O.	1,4	2	1,5	1,5	S.O.	1,7	-0,3
	3. Catégorie de risque du bâtiment d'origine	Faible	-0,5	-0,6	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,4	-0,3	-0,5	-0,4	-0,5	-0,4	-0,5	-0,5	-0,4	-0,5	0
		Normale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Elevée	0,5	0,5	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5	0
Protection civile		0,8	0,9	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,5	0,8	0,7	0,8	0,7	0,8	0,8	0,8	0,9	0	
4. Catégorie d'emplacement	A	1,1	1,2	1	1	1	1	1,2	0,9	1,1	1,1	1	0,9	1,1	1,1	1,2	1,2	0	
	B	0,9	1	0,8	0,8	0,8	0,8	1	0,7	0,8	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	1	1	0	
	C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	D	-0,2	-0,4	-0,3	-0,4	-0,2	-0,4	-0,6	-0,3	-0,4	-0,6	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,6	-0,8	0	
	E (1 à 3 étages)	-0,4	-0,9	-0,7	-0,9	-0,4	-0,9	-1,2	-0,6	-0,8	-1	-1	-0,8	-0,9	-0,9	-1,2	-1,4	0	
	E (> 3 étages)	-1,2	-1,4	-1	-1	S.O.	-1,1	-1,2	-0,9	-1,1	-1,1	S.O.	-1	-1,2	-1,2	-1,1	S.O.	0	
5. Configuration de la hauteur du bâtiment	Bâtiment de faible hauteur (1 à 3 étages)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Bâtiment de hauteur moyenne (4 à 7 étages)	0	0,1	0	0,1	S.O.	0,2	0,2	0,1	0,4	0,3	S.O.	0,3	0,4	0,4	0,2	S.O.	0	
	Bâtiment de grande hauteur (> 7 étages) ³	S.O.	S.O.	-0,2	0,1	S.O.	0,1	0,2	-0,2	0,4	0,2	S.O.	0,3	0,4	0,4	S.O.	S.O.	0	
6. Détérioration et âge du bâtiment (années)	Négligeable	Age ≤ 30 ans	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		Age > 30	-0,1	-0,7	-0,1	-0,1	-0,1	-0,6	-0,1	-0,4	-0,6	-0,5	-0,6	-0,5	-0,6	-0,6	-0,6	-0,7	-0,5
	Modérée	Bâtiment irrégulier	-0,1	-0,7	-0,1	-0,1	-0,1	-0,6	-0,6	-0,4	-0,6	-0,5	-0,6	-0,5	-0,6	-0,6	-0,6	-0,7	-0,5
		Bâtiment régulier	-1,2	-1,8	-1,3	-1,3	-1,4	-1,5	-1,4	-1,2	-1,5	-1,3	-1,5	-1,4	-1,5	-1,5	-1,3	-1	-0,5
7. Redondance	Oui	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0	
	Aucune	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
8. Martèlement (encercler et additionner les modificateurs applicables avec une limite minimale de -1,7)	Aucun	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Type 1	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	-0,5	0	
	Type 2	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	-0,8	0	
	Type 3	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	0	
	Type 4	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	0	
9. Mise à niveau parasismique	Cas 1	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	0	
	Cas 2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	0	
	Cas 3	0,5	0,7	0,3	0,4	0,3	0,6	0,3	0,2	0,8	0,3	0,7	0,5	0,7	0,7	0,2	0,5	0	
	Cas 4, Cas 5 ou Aucune	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
10. Temps d'occupation restant (années) ⁴	≤ 5	3,2	3,3	2,6	2,7	2,7	2,9	3	2,3	3	2,8	2,9	2,7	2,9	2,9	2,9	3,2	0	
	> 5 et ≤ 10	2	2,1	1,6	1,6	1,7	1,8	1,9	1,4	1,9	1,8	1,8	1,7	1,9	1,9	1,9	2	0	
	> 10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Score structural (S=S _B +ΣM _i)																		-0,3	
Score structural minimal, S _{min}		2	1,1	0,8	0,8	1,1	0,8	0,7	0,4	0,5	0,4	0,5	0,3	0,5	0,5	0,3	1,1	0,4	
Score structural final (S≥S _{min})																		0,4	
Conséquences d'une défaillance (CD)		CTN			CN et CM				CI			CTI							
Seuil structural, S _s		1,7			2				2,3			2,6				2,6			
Vérification de S<S _s		<input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non																	
Indice de priorité structurale (IP _s =10 ^(S_s-S))		IP _s = 158,49																	

1 Si NSP, ignorer la partie B du formulaire. 2 En cas d'irrégularités verticales modérées et graves, n'encercler que le modificateur d'irrégularités verticales graves. 3 Si S. O., les modificateurs de score pour la configuration des bâtiments de hauteur moyenne peuvent être utilisés. 4 Le modificateur du temps d'occupation restant ne s'applique pas aux bâtiments associés à une conséquence très importante. 5 Utiliser la valeur la plus élevée de toutes les valeurs du paramètre SS si plus d'un niveau de conséquence d'une défaillance est indiqué.

Figure-A IV-3 Partie B : Notation structurale

PARTIE C : NOTATION DES COMPOSANTS NON STRUCTURAUX							
Score de base des composants non structuraux NS_b		$NS_b = 26[-\log_{10}(0,3 \times S_b(0,2))] + 1,26$				52	
Catégorie d'emplacement	Catégorie d'emplacement	$PGA_{ref} \leq 0,1 g$	$PGA_{ref} \leq 0,2 g$	$PGA_{ref} \leq 0,3 g$	$PGA_{ref} \leq 0,4 g$	$PGA_{ref} \leq 0,5 g$	Score =
	A	5	5	5	5	5	0
	B	3	3	3	3	3	
	C	0	0	0	0	0	
	D	-2	-1	0	1	1	
E	-5	-2	-1	1	2		
Réponse structurale (encercler et additionner les modificateurs applicables avec une limite minimale de - 20) (Simplement remplir les scores individuels, la limite se fait automatiquement)	Type de bâtiment modèle	Hauteur du bâtiment				Score =	
		Bâtiment de faible hauteur (1 à 3 étages)	Bâtiment de hauteur moyenne (4 à 7 étages)	Bâtiment de grande hauteur (> 7 étages)	0		
		OLB PPB OAM OBM OBP OLA NSP	-8	-3			-3
	Autres bâtiments	0	0	0			
	Irrégularités	Aucune	Modérées	Graves	Score =		
		0	-3	-8		-8	
	Verticales	0			-8		
	Horizontales	-8					
	Martèlement	Aucun	Type 1	Type 2	Type 3/Type 4	Score =	
		0	-3	-5	-8		0
Détérioration et âge du bâtiment	Négligeable		Modérée		Score =		
	Age \leq 30 ans	Age > 30	Bâtiment irrégulier	Bâtiment régulier			
	0	-3	-3	-6		-3	
Réponse des composants non structuraux	Réponse des composants (ductilité)	CNB de conception original					Score =
		Avant 2005	Après 2005				
		0	10			0	
Période de conception des composants non structuraux	Facteur de force horizontale	CNB de conception original				Score =	
		Avant 1953	1953-1970	1975-1995	Après 2005		
		-5	-3	0	5	-5	
Temps d'occupation restant (années)	Temps d'occupation restant	≤ 5	> 5 et ≤ 10	> 10		Score =	
		15	10	0			0
Score des composants non structuraux	$NS = NS_b + ZNMI$				NS =	28	
Seuil des composants non structuraux, NS_s	Conséquence d'une défaillance	Composants non dangereux		Composants dangereux		NSs =	
		CTN	35	40			
		CN et CM	35	40			
		CI	40	45			
		CTI	40	45			45
Vérification de $NS < NS_s$:	<input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non		Indice de priorité non structurale ($IP_{NS} = 10^{(NS_s - NS)/25}$)		$IP_{NS} =$	4,79	
PARTIE D : ELEMENTS A L'APPUI DE LA DECISION							
<p>Evaluation parasismique <u>structurale</u> de niveau 3 requise ?</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Oui, si au moins une des conditions suivantes s'applique</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Ne sais pas (NSP) (type de bâtiment modèle inconnu) <input type="checkbox"/> Désignation patrimoniale fédérale <input type="checkbox"/> Le changement d'occupation augmente les charges structurelles <input type="checkbox"/> Conséquences de défaillance supérieures aux conséquences de défaillance initiales <input type="checkbox"/> Catégorie d'emplacement F <input type="checkbox"/> Présence d'un danger géologique <input type="checkbox"/> Détérioration/dommages importants au bâtiment <input checked="" type="checkbox"/> Score structural inférieur au seuil structural <p><input type="checkbox"/> Non³; aucune des conditions ci-dessus ne s'applique. Le risque sismique structural ne dépasse PAS le risque sismique acceptable</p> <p>Evaluation parasismique <u>non structurale</u> de niveau 3 requise ?</p> <p><input checked="" type="checkbox"/> Oui; l'une des conditions suivantes s'applique. Le risque sismique des composants non structuraux dépasse le risque sismique acceptable si l'une des conditions suivantes s'applique :</p> <ul style="list-style-type: none"> <input type="checkbox"/> Détérioration ou dommages importants à des composants non structuraux qui peuvent présenter des risques pour la sécurité des personnes <input checked="" type="checkbox"/> Score des composants non structuraux inférieur au seuil des composants non structuraux <p><input type="checkbox"/> Non; aucune des conditions ci-dessus ne s'applique. Le risque sismique des composants non structuraux ne dépasse PAS le risque sismique acceptable.</p>				<p>Commentaires :</p> <p><input type="checkbox"/> Commentaires supplémentaires sur une ou plusieurs pages séparées</p>			
<p>1 En cas d'irrégularités verticales modérées et graves, n'encercler que le modificateur d'irrégularités verticales graves. 2 Le terme « non dangereux » signifie qu'il n'y a aucun danger de chute et aucune matière dangereuse. 3 L'absence de catégorie d'emplacement F, tout danger géologique ainsi que l'absence de détérioration/dommages importants au bâtiment doivent être vérifiés par un(e) ingénieur(e) géotechnique et un(e) ingénieur(e) en structure agréé(e) respectivement.</p>							

Figure-A IV-4 Partie C : Notation des composants non structuraux

DETAILS DE L'EVALUATION		
Tour	<input checked="" type="checkbox"/> Oui <input type="checkbox"/> Non	Matériaux : Colonnes béton remplies de maçonnerie et MNA brique au dessus du toit bâtiment
Plans consultés	<input checked="" type="checkbox"/> Plans d'origine architecture <input checked="" type="checkbox"/> Plans d'origine structure <input checked="" type="checkbox"/> Plans travaux architecture <input checked="" type="checkbox"/> Plans travaux structure Commentaires : plan d'origine 00189. Plans d'armature	
Irrégularités		
Irrégularités verticales	<input type="checkbox"/> Aucune	
	<input type="checkbox"/> Modérées	<input type="checkbox"/> Discontinuité en plan <input type="checkbox"/> Site en pente <input type="checkbox"/> Plancher à mi-étage
	<input checked="" type="checkbox"/> Graves	<input checked="" type="checkbox"/> Etage souple <input type="checkbox"/> Etage faible <input type="checkbox"/> Irrégularité géométrique verticale <input type="checkbox"/> Décalages latéraux <input type="checkbox"/> Poteaux courts
Irrégularités horizontales	<input type="checkbox"/> Aucune	
	<input checked="" type="checkbox"/> Horizontales	<input checked="" type="checkbox"/> Sensibilité à la torsion <input type="checkbox"/> Systèmes non orthogonaux <input type="checkbox"/> Angles rentrants <input type="checkbox"/> Ouvertures de diaphragmes <input checked="" type="checkbox"/> Poutres non alignées sur les poteaux
Eléments non structuraux		
Architectural	<input type="checkbox"/> Cloisons non porteuses mal ancrées <input type="checkbox"/> Eléments en porte à faux et parapets (au dessus des zones piétonnes, c...) <input type="checkbox"/> Placage extérieur lourd <input type="checkbox"/> Penthouse <input type="checkbox"/> Placards et étagères <input type="checkbox"/> Faux plancher / plancher flottant, faux plafond <input type="checkbox"/> Eléments décoratifs et ornements (enseignes...)	Commentaires : Briques de la tour semblent différentes du reste du bâtiment
Mécanique/électrique	<input type="checkbox"/> Mécanique générale (chaudière...) <input type="checkbox"/> Equipement de manufacture <input type="checkbox"/> Système de tuyauterie <input type="checkbox"/> Réservoirs de stockage / citerne d'eau <input type="checkbox"/> Systèmes de ventilation <input type="checkbox"/> Ascenseurs <input type="checkbox"/> Tours en treillis métallique <input type="checkbox"/> Electricité générale <input type="checkbox"/> Luminaires mal ancrées	Commentaires :
Mobilier	<input type="checkbox"/> Rangements, armoires... <input checked="" type="checkbox"/> Equipement de bureau et fournitures <input checked="" type="checkbox"/> Ordinateurs et moyens de communication <input type="checkbox"/> Equipement de manufacture mobile <input type="checkbox"/> Inventaire de stockage <input type="checkbox"/> Objets de valeur	Commentaires : Sous-sol encombré (chaufferie)
Produits dangereux	<input type="checkbox"/> Intérieur <input type="checkbox"/> Extérieur	Commentaires : (bouteilles de gaz, produits chimiques, tuyauterie de produits dangereux)

Figure-A IV-5 Détails supplémentaires

ANNEXE V

SÉISMES $M > 5$ À 500 KM AUTOUR DE MONTRÉAL DE 1890 À 2022

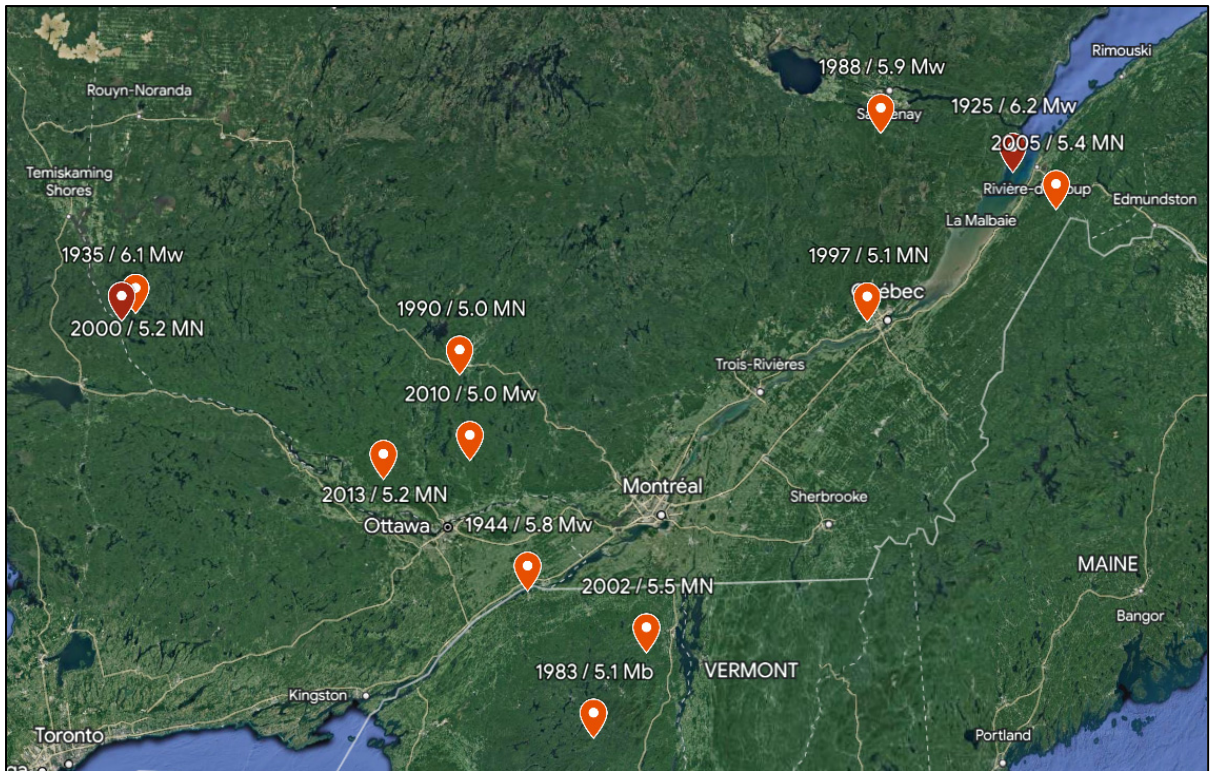


Figure-A V-1 Position des séismes $M > 5$ à 500 km autour de Montréal entre 1890 et 2022

Tableau-A V-1 Liste des séismes $M > 5$ à 500 km autour de Montréal entre 1890 et 2022
(Séismes Canada, 2021a, 2021b; United States Geological Survey, 2023)

Date / heure	Latitude (°)	Longitude (°)	Profondeur (km)	Magnitude	Type Magnitude	Lieu	Intensité à Montréal
1990-10-19 07:01:57	46,470	-75,590	13	5,0	MN	11 km SO de Mont- Laurier, QC, CA	III
2010-06-23 17:41:42	45,884	-75,475	22	5,0	Mw	10 km S-E de Val-des- Bois, QC, CA	III
1983-10-07 10:18:46	43,938	-74,258	13	5,1	Mb	8 km OSO de Newcomb, N.Y., E.-U.	IV
1997-11-06 02:34:33	46,800	-71,410	23	5,1	MN	4 km O de L'Ancienne- Lorette, QC, CA	Ø
2000-01-01 11:22:57	46,888	-78,930	12	5,2	MN	17 km NNE de Notre- Dame-du-Lac, QC, CA	Ø
2013-05-17 13:43:24	45,757	-76,353	14	5,2	MN	18 km N-E de Shawville, QC, CA	II
2005-03-06 06:17:49	47,750	-69,730	13	5,4	MN	15 km S-E de Saint- Siméon, QC, CA	III
2002-04-20 10:50:47	44,512	-73,697	18	5,5	MN	8 km NNO de Au Sable Forks, N.Y., E.-U.	IV
1944-09-05 04:38:46	44,945	-74,746	15	5,8	Mw	8 km S de Cornwall, QC, CA	V
1988-11-25 23:46:04	48,117	-71,183	29	5,9	Mw	33 km S de Jonquière, QC, CA	IV
1935-11-01 06:03:40	46,780	-79,070		6,1	Mw	7 km O de Kipawa, QC, CA	Ø
1925-03-01 02:19:18	47,458	-70,012	15	6,2	Mw	7 km NO de Saint- Pacôme, QC, CA	IV

ANNEXE VI

CALCUL DES FONCTIONS DE RÉGRESSION DES GMPE

Les valeurs des GMPE d'Atkinson et Adams (2013) pour l'Amérique du Nord (ENA AA13) sont données sous forme de tableaux sur le site de Gail Atkinson et al. . Les valeurs d' IM sont données pour différentes magnitude M et différentes distances à l'épicentre $R_{épi}$. Les IM sont exprimés en fonction de la fréquence et non de la période. Les GMPE sont données pour trois niveaux « Low », « Medium » et « High » pour tenir compte des incertitudes épistémiques. Il est plus aisé de travailler avec une équation d' IM plutôt que de récupérer des valeurs dans un tableau. Ainsi, il est préférable d'établir une équation pour chaque IM en fonction de M et $R_{épi}$. Il faudrait pour cela réaliser une régression multiple. Afin de simplifier encore la tâche et de rester proche des valeurs de départ données par le tableau, les mesures d'intensité sont plutôt définies par une équation en fonction de $R_{épi}$ à une magnitude donnée. Les magnitudes M5, M6 et M7 sont choisies. Les mesures d'intensité IM calculées sont $S_a(0,2)$, $S_a(0,3)$, $S_a(1,0)$ et PGA . Elles sont déterminées pour chaque niveau de GMPE. Le tableau résume les différentes équations à obtenir, soit 36 équations.

Tableau-A VI-1 Résumé des IM à calculer

Magnitude	GMPE	IM
M5	Low	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	Medium	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	High	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
M6	Low	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	Medium	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	High	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
M7	Low	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	Medium	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA
	High	$S_a(0,2), S_a(0,3), S_a(1,0)$ et PGA

Les valeurs de GMPE sont données pour des distances à l'épicentre $R_{\acute{e}pi}$ variant de 1 à 794,33 km. Afin d'optimiser la régression simple, plusieurs observations peuvent être faites pour limiter le nombre de points. Premièrement, pour $1 \leq R_{\acute{e}pi} \leq 2$ les valeurs d' IM sont très proches donc on trace IM à partir de $R_{\acute{e}pi} = 2 \text{ km}$ pour faire la régression. Cela évite d'avoir trop de points concentrés au même endroit sur la courbe. Deuxièmement, l'île de Montréal mesurant 50 km pour sa plus grande longueur, la valeur maximale de $R_{\acute{e}pi}$ est fixée à 63,1 km. Ainsi pour toutes les valeurs de IM , $2 \leq R_{\acute{e}pi} \leq 63,1 \text{ km}$.

D'autres commentaires peuvent être faits concernant les valeurs de $R_{\acute{e}pi}$. La Figure-A VI-1 représente le diagramme de dispersion des valeurs de $S_a(0,2)$ pour différentes valeurs de magnitudes.

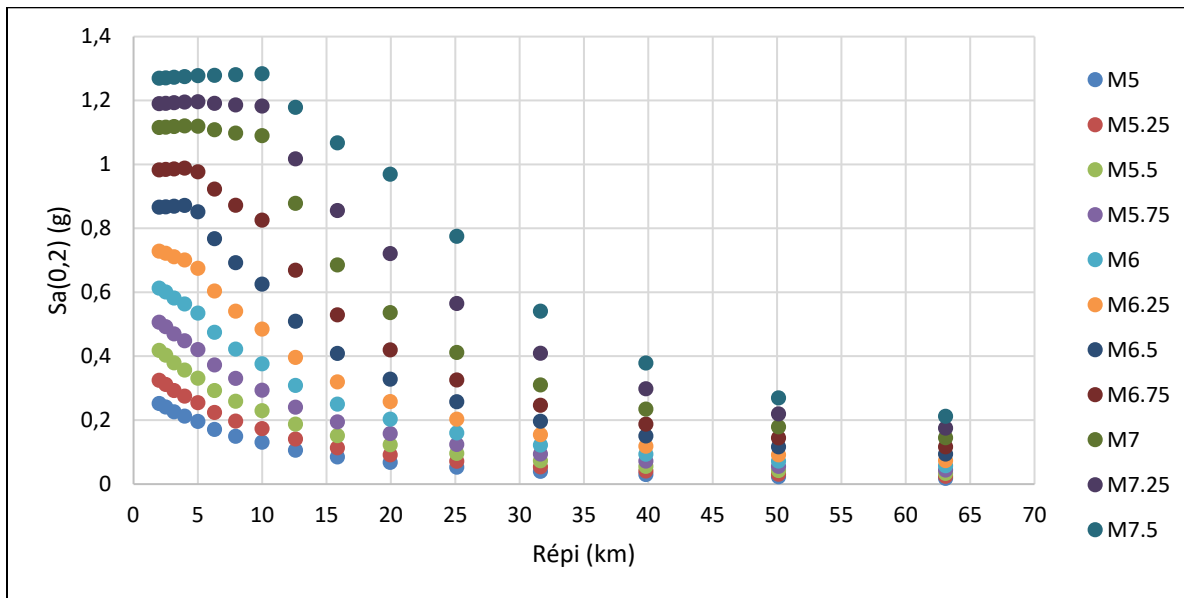


Figure-A VI-1 Diagramme de dispersion de $S_a(0,2)$ avec $2 \leq R_{\acute{e}pi} \leq 63,1 \text{ km}$ (GMPE ENA Low)

L'observation est faite que pour les valeurs élevées de magnitudes ($7 \leq M \leq 7,5$), les valeurs de $S_a(0,2)$ sont stables pour $2 \leq R_{\acute{e}pi} \leq 10$. Afin de trouver la régression la plus juste, on

découpe la courbe et on définit une fonction par parties. Soit f la fonction de régression de $S_a(0,2)$.

$$S_a(0,2)(R_{\acute{e}pi}) = \begin{cases} f(10) & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \text{ km} \\ f(R_{\acute{e}pi}) & \text{si } R_{\acute{e}pi} \geq 10 \text{ km} \end{cases} \quad (\text{A VI-1})$$

Cette observation a déjà été faite et solutionnée par Fezai (2020). Le principe précédent est appliqué chaque fois que la courbe de travail présente des valeurs stables pour un intervalle de $R_{\acute{e}pi}$, et pour toutes les IM .

L'ajustement des courbes montre que les fonctions de régression de IM sont de deux types : exponentielle et puissance, pour lesquelles les formes générales sont données aux équations (A VI-2) et (A VI-3). Cela confirme les résultats de Fezai (2020).

$$IM = \beta_0 * e^{\beta_1 * R_{\acute{e}pi}} \quad (\text{A VI-2})$$

$$IM = \beta_0 * (R_{\acute{e}pi})^{\beta_1} \quad (\text{A VI-3})$$

Les paramètres β_0 et β_1 sont les paramètres des équations de régressions et sont déterminés numériquement à partir des valeurs de GMPE. La démarche est la suivante :

- 1) Tracé du diagramme de dispersion de IM pour une magnitude donnée, en excluant les valeurs « plateaux » si besoin.
- 2) Identification du type de fonction (exponentielle ou puissance) à l'aide de l'outil « courbe de tendance » du graphique Excel. Le coefficient de détermination R^2 peut aider à la décision. L'affichage de l'équation de la fonction permet d'identifier les premières valeurs de β_0 et β_1 .
- 3) Calcul des valeurs de IM avec la fonction de régression pour chaque valeur de $R_{\acute{e}pi}$
- 4) Pour chaque valeur de $R_{\acute{e}pi}$, calcul du carré des écarts entre les deux valeurs de IM
- 5) Minimisation de la somme des carrés des écarts à l'aide de la fonction Solveur d'Excel (dont les paramètres variables sont β_0 et β_1).

6) Les paramètres de la fonction de régression obtenus sont ainsi les paramètres optimaux.

Le Tableau-A VI-2 résume les fonctions de régression obtenues pour les différents niveaux de GMPE, différentes magnitudes et différentes mesures d'intensité.

Tableau-A VI-2 Fonctions de régression de $S_a(0,2)$, $S_a(0,3)$, $S_a(1,0)$ et PGA pour les GMPE ENA AA13 « Low », « Medium » et « High », et pour des magnitudes M5, M6 et M7

Magnitude	GMPE	IM	R ²
Low	M5	$S_a(0,2) = 276,44e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(0,3) = 150,25e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,989
		$S_a(1,0) = 17,35e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,992
		$PGA = 140,54e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,995
	M6	$S_a(0,2) = 680,17e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(0,3) = 422,66e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,990
		$S_a(1,0) = 75,99e^{-0,05R_{\acute{e}pi}}$	0,987
		$PGA = \begin{cases} 328,76e^{-0,06*5} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 5 \\ 328,76e^{-0,06R_{\acute{e}pi}} & \text{sinon} \end{cases}$	0,994
	M7	$S_a(0,2) = \begin{cases} 13\,274,51(10)^{-1,09} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 13\,274,51(R_{\acute{e}pi})^{-1,09} & \text{sinon} \end{cases}$	0,999
		$S_a(0,3) = \begin{cases} 8\,209,03(10)^{-1,04} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 8\,209,03(R_{\acute{e}pi})^{-1,04} & \text{sinon} \end{cases}$	0,999
		$S_a(1,0) = \begin{cases} 1\,580,32(10)^{-0,95} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 1\,580,32(R_{\acute{e}pi})^{-0,95} & \text{sinon} \end{cases}$	0,999
		$PGA = \begin{cases} 4\,856,66(10)^{-1,00} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 4\,856,66(R_{\acute{e}pi})^{-1,00} & \text{sinon} \end{cases}$	0,990
Medium	M5	$S_a(0,2) = 419,74e^{-0,08R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(0,3) = 237,08e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(1,0) = 29,61e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,992
		$PGA = 278,46e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,996

Tableau-A VI-3 Fonctions de régression de $S_a(0,2)$, $S_a(0,3)$, $S_a(1,0)$ et PGA pour les GMPE ENA AA13 « Low », « Medium » et « High », et pour des magnitudes M5, M6 et M7 (suite)

Magnitude	GMPE	IM	R ²
Medium	M6	$S_a(0,2) = 1\,029,30e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(0,3) = 684,97e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,992
		$S_a(1,0) = 141,65e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,991
		$PGA = 541,00e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,994
	M7	$S_a(0,2) = \begin{cases} 21\,429,87(10)^{-1,10} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 21\,429,87(R_{\acute{e}pi})^{-1,10} & \text{sinon} \end{cases}$	0,998
		$S_a(0,3) = \begin{cases} 15\,271,25(10)^{-1,09} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 15\,271,25(R_{\acute{e}pi})^{-1,09} & \text{sinon} \end{cases}$	0,998
		$S_a(1,0) = \begin{cases} 3\,884,69(10)^{-1,04} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 3\,884,69(R_{\acute{e}pi})^{-1,04} & \text{sinon} \end{cases}$	0,998
		$PGA = \begin{cases} 7\,736,65(10)^{-0,98} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 7\,736,65(R_{\acute{e}pi})^{-0,98} & \text{sinon} \end{cases}$	0,994
High	M5	$S_a(0,2) = 636,00e^{-0,08R_{\acute{e}pi}}$	0,994
		$S_a(0,3) = 373,49e^{-0,07R_{\acute{e}pi}}$	0,996
		$S_a(1,0) = 50,49e^{-0,08R_{\acute{e}pi}}$	0,991
		$PGA = 566,82e^{-0,10R_{\acute{e}pi}}$	0,992
	M6	$S_a(0,2) = 1\,558,93e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,993
		$S_a(0,3) = 1\,105,88e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,994
		$S_a(1,0) = 263,16e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,994
		$PGA = 969,24e^{-0,06R_{\acute{e}pi}}$	0,991
	M7	$S_a(0,2) = \begin{cases} 34\,511,13(10)^{-1,12} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 34\,511,13(R_{\acute{e}pi})^{-1,12} & \text{sinon} \end{cases}$	0,997
		$S_a(0,3) = \begin{cases} 28\,233,95(10)^{-1,14} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 28\,233,95(R_{\acute{e}pi})^{-1,14} & \text{sinon} \end{cases}$	0,997

Tableau-A VI-4 Fonctions de régression de $S_a(0,2)$, $S_a(0,3)$, $S_a(1,0)$ et PGA pour les GMPE ENA AA13 « Low », « Medium » et « High », et pour des magnitudes M5, M6 et M7 (suite)

High	M7	$S_a(1,0) = \begin{cases} 9\,325,32(10)^{-1,12} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 9\,325,32(R_{\acute{e}pi})^{-1,12} & \text{sinon} \end{cases}$	0,996
		$PGA = \begin{cases} 12\,277,46(10)^{-0,97} & \text{si } R_{\acute{e}pi} \leq 10 \\ 12\,277,46(R_{\acute{e}pi})^{-0,97} & \text{sinon} \end{cases}$	0,996

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abo El Ezz, A., Smirnoff, A., Nastev, M., Nollet, M.-J., & McGrath, H. (2019). ER2-Earthquake: Interactive web-application for urban seismic risk assessment. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 34, 326-336. doi: <https://doi.org/10.1016/j.ijdrr.2018.12.022>. Repéré à <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2212420918312275>
- ATC. (1985). *ATC-13 - Earthquake damage evaluation data for California*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC. (2000). *ATC-38 - Database on the Performance of Structures Near Strong-motion Recordings: 1994 Northridge, California, Earthquake*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- ATC. (2015). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook* (n° FEMA P-154). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Atkinson, G. M., & Adams, J. (2013). Ground motion prediction equations for application to the 2015 Canadian national seismic hazard maps. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(10), 988-998. doi: 10.1139/cjce-2012-0544. Repéré à <https://cdnsiencepub.com/doi/abs/10.1139/cjce-2012-0544>
- Atkinson, G. M., Assatourians, K., & Dunn, B. Engineering Seismology Toolbox - 2012 GMPEs for National Hazard Maps. Repéré à <https://www.seismotoolbox.ca/2012GMPEs.html>
- Auger, J., & Roquet, N. (1998). *Mémoire de bâtisseurs du Québec : répertoire illustré de systèmes de construction du 18e siècle à nos jours*. Méridien.
- Bai, J.-W., Hueste, M. B., & Gardoni, P. (2009). Probabilistic Assessment of Structural Damage due to Earthquakes for Buildings in Mid-America. *Journal of Structural Engineering-asce - J STRUCT ENG-ASCE*, 135. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1155)
- Bello, M., Cole, C. A., Knudsen, K. L., Turner, F. M., Parker, D., & Bott, J. (2006, April 18-22, 2006). *San Francisco Bay Area fire stations - Seismic risk assessment* présentée à 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, USA.
- Borden, M. (2018). A recent earthquake leaves Kodiak's fire station damaged, but energizes efforts to replace it. Repéré le 28 septembre 2022 à <https://alaskapublic.org/2018/02/28/a-recent-earthquake-leaves-kodiaks-fire-station-damaged-but-energizes-efforts-to-replace-it/>

- Boyer, L., Bensoussan, A., Durand, M., Grice, R. H., & Berard, J. (1985). Geology of Montreal, Province of Quebec, Canada. *Environmental & Engineering Geoscience*, *xxii*, 333-394. doi: 10.2113/gseegeosci.xxii.4.329
- Brayard, P. (2008). *Étude du comportement sismique des écoles typiques du Québec* (Mémoire de Maîtrise, École de technologie supérieure, Montréal). Repéré à <http://espace.etsmtl.ca/id/eprint/169>
- BSSC. (2002). *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards : a handbook* (2nd ed. éd.). Washington, DC: Building Seismic Safety Council - Federal Emergency Management Agency.
- CCCBPI. (2008). *Code national du bâtiment : Canada : 2005*. 0660970244. Conseil national de recherches du Canada. doi: 10.4224/40001249
- CCCBPI. (2015). *Code national du bâtiment : Canada : 2015*. 0-660-03635-9. Conseil National de Recherches du Canada. doi: 10.4224/40002006
- Chouinard, L., & Rosset, P. (2011). Microzonation of Montreal, variability in soil classification. Dans *4th IASPEI/IAEE International Symposium*. University of California. doi: 10.13140/2.1.1281.3769
- Courcy-Legros, L. (1987). *Les casernes de pompiers montréalaises, 1852-1918* (Mémoire de maîtrise, Université du Québec, Québec, QC).
- Courcy-Legros, L., Simpa, & Cidem-Communications. (1985). *La maison des pompes : les casernes de pompiers de Montréal : tradition et innovation*. Montréal: Bibliothèque nationale du Québec, Secteur de la photographie et de la micrographie.
- Courtemanche, J.-F. (2005). *Pompiers à Montréal : données historiques*. Saint-Lambert, Québec: Stromboli.
- Courtemanche, J.-F., Bellomo, F., & Marcoux, P.-Y. (2005). *Le feu sacré : une histoire des pompiers de Montréal, 1642-2005*. Saint-Lambert, Québec: Stromboli.
- Déom, C. (1995). *L'urbanisme et les bâtiments municipaux de la ville de Montréal : 1929-1939* (Université du Québec à Montréal, Montréal).
- DHS, & FEMA. (2011a). *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS-MH 2.1 : Advanced Engineering Building Module (AEBM) : Technical and User's Manual*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

- DHS, & FEMA. (2011b). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology : Earthquake Model HAZUS-MH 2.1 : Technical Manual*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- DHS, & FEMA. (2011c). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology : Earthquake Model HAZUS-MH 2.1 : User Manual*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Données Québec. (2020). Caserne des pompiers. Repéré le 20/02 à <https://www.donneesquebec.ca/recherche/dataset/vmtl-casernes-pompiers/resource/5b9c0e1d-3f75-4e98-b53d-6e979c18cc98>
- Fathi Fazl, R., Cai, Z., Cortés Puentes, L., Jacques, E., & Kadhom, B. (2020a). *Niveau 1 : Outil de sélection préliminaire en fonction des risques sismiques (OSP) pour les bâtiments existants. Partie 1 : guide d'utilisation* (n° A1-010575). Ottawa, ON: Institut de Recherche en Construction / Conseil National de Recherches Canada.
- Fathi Fazl, R., Cai, Z., Cortés Puentes, L., Jacques, E., & Kadhom, B. (2020b). *Niveau 2 : Outil de sélection semi-quantitatif (OSSQ) en fonction des risques sismiques pour les bâtiments existants. Partie 1 : guide d'utilisation* (n° A1-013766). Ottawa, ON: Institut de Recherche en Construction / Conseil National de Recherches Canada (IRC/CNRC).
- FEMA. (2021). Seismic Retrofit of Fire Stations. Repéré le 28 septembre 2022 à <https://www.fema.gov/case-study/seismic-retrofit-fire-stations>
- Fezai, H. (2020). *Approche intégrée d'évaluation du risque sismique d'un réseau municipal de ponts* (École de technologie supérieure, Montréal). Repéré à <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/2661>
- Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., & Rogers, G. C. (2014). *Fifth generation seismic hazard model input files as proposed to produce values for the 2015 national building code of Canada*. doi: 10.4095/293907
- Higuera, C. (2022). *The Earthquake Safety and Emergency Response Bond Program 2010, 2014 & 2020 - Quarterly Status Report* Repéré à <https://sf.gov/sites/default/files/2022-08/06a.%20ESER%20Quarterly%20Status%20Report%20Jun%202022.pdf>
- Institut de Recherche en Construction. (1992). *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa, ON, CA: Conseil national de recherches du Canada.
- IRC-CNRC. (1966). *Code national du bâtiment : Canada : 1965*. Institut de Recherche en Construction - Conseil National de Recherches du Canada. Comité associé sur le Code national du bâtiment. doi: 10.4224/40001407

- IRC-CNRC. (1992). *Code national du bâtiment du Canada : 1990*. Institut de Recherche en Construction - Conseil National de Recherches du Canada. Comité associé du Code national du bâtiment. doi: 10.4224/40001454
- Karbassi, 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 buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(9), 925-937. doi: 10.1139/108-041. Repéré à <https://cdnsiencepub.com/doi/abs/10.1139/L08-041>
- LeBoeuf, D., & Nollet, M.-J. (2006). *Microzonage et vulnérabilité sismique de la ville de Québec*.
- Marx R.J. (2022). Seaside fire selects seismic upgrade team. *Seaside Signal*. Repéré à https://www.seasidesignal.com/news/seaside-fire-selects-seismic-upgrade-team/article_e20d86b4-33bc-11ed-aa49-bb22c64c40d5.html
- Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., . . . DeVall, R. (2010). Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37, 1157-1170. doi: 10.1139/L10-054
- Mitchell, D., Tinawi, R., & Law, T. (1989). *The 1988 Saguenay earthquake - A site visit report*.
- NCK. (2005). Caserne 16. Repéré le 28 septembre 2022 à <https://nck.ca/realisations/caserne-16/>
- Nollet, M.-J., Abo El Ezz, A., Surprenant, O., Smirnoff, A., & Nastev, M. (2018). Simplified building fragility functions for regional seismic risk assessment. Dans *11th National Conference in Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Rainer, J. H., Allen, D. E., & Jablonski, A. M. (1992). *Manuel de sélection des bâtiments en vue de leur évaluation sismique*. Ottawa, ON: Institut de Recherche en Construction / Conseil National de Recherches du Canada.
- Ressources Naturelles Canada. (2015). Valeurs d'aléa sismique du Code national du bâtiment Canada 2015 - 2005. Repéré le 14 février 2022 à <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/interpolat/calc-fr.php>
- Scawthorn, C. (2019). *Fire following earthquake in the Montreal region* (n° 63). Toronto, ON: Institute for Catastrophic Loss Reduction.
- Séismes Canada. (2015). Cartes de l'aléa sismique du Code national du bâtiment du Canada 2015. Repéré le 31 juillet 2023 à <https://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-fr.php#sa0.2>

- Séismes Canada. (2021a). Recherche de séismes dans la base de données. Repéré le 14 juillet 2023 à <https://www.seismescanada.nrcan.gc.ca/stndon/NEDB-BNDS/bulletin-fr.php>
- Séismes Canada. (2021b). Séismes canadiens importants. Repéré le 14 juillet 2023 à <https://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/historic-historique/map-carte-fr.php>
- Service de sécurité incendie de Montréal. (2023). *Rapport des activités 2022*. Montréal, QC.
- Statistique Canada. (2022, 15 décembre 2022). Profil du recensement, Recensement de la population de 2021. Repéré le 4 février sur produit n° 98-316-X2021001 au catalogue de Statistique Canada à <https://www12.statcan.gc.ca/census-recensement/2021/dp-pd/prof/index.cfm?Lang=F>
- Stephen, C., & Hai, L. (2002). Standards of Seismic Safety for Existing Federally Owned and Leased Buildings: NIST Interagency/Internal Report (NISTIR), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Tischer, H. (2012). *Rapid seismic vulnerability assessment of school buildings in Québec* (McGill University, Montréal, QC, CA).
- Turner, F. (1999). Performance of roll-up garage doors. Dans E. E. R. Institute (Éd.), *Lessons learned over time*. Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute.
- United States Geological Survey. (2023). Search Earthquake Catalog. Repéré le 14 juillet 2023 à <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/search/>
- Ville de Montréal. (2021). Histoire des casernes de Montréal. Repéré le 20/02 à <https://ville.montreal.qc.ca/sim/node/576>
- Walker, C. (2020). Earthquake damage shuts down Magna fire station. Repéré le 28 septembre 2022 à <https://kslnnewsradio.com/1923440/magna-fire-station-earthquake/>
- Youance, S. (2015). *Méthodologie intégrée d'évaluation de la fonctionnalité post-sismique des hôpitaux* (École de technologie supérieure, Montréal).
- Yu, K. (2011). *Seismic Vulnerability Assessment for Montreal-An Application of HAZUS-MH4* (M.E., McGill University, Montreal, CA).
- Zurier, R. (1982). *The American firehouse : an architectural and social history*. New York: Abbeville Press.

