Canadian Journal of Civil Engineering
Revue canadienne de génie civil

**Analyse de la vulnérabilité sismique hors-plan des
bâtiments de maçonnerie de pierre de l'Est canadien :
Application aux bâtis du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal**

Journal:	<i>Canadian Journal of Civil Engineering</i>
Manuscript ID	cjce-2015-0123.R1
Manuscript Type:	Article
Date Submitted by the Author:	18-Sep-2015
Complete List of Authors:	Antunez, Guillaume; École de technologie supérieure, Génie de la construction Abo El Ezz, Ahmad; École de technologie supérieure, Génie de la construction Nollet, Marie-José; École de technologie supérieure, Génie de la construction Khaled, Amar; École de technologie supérieure, Génie de la construction
Keyword:	Struct.Eng. & Constr.Mate, response-earthquake load < Struct.Eng. & Constr.Mate, structures < Struct.Eng. & Constr.Mate, Maçonnerie

SCHOLARONE™
Manuscripts

Analyse de la vulnérabilité sismique hors-plan des bâtiments de maçonnerie de pierre de l'Est canadien : Application aux bâtis du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal

Guillaume Antunez¹, M.Sc.A

Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest,
Montréal, QC
Canada, H3C 1K3

Ahmad Abo-El-Ezz, Ph.D.

Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest,
Montréal, QC
Canada, H3C 1K3

Marie-José Nollet, ing., Ph.D.

Professeure
Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest,
Montréal, QC
Canada, H3C 1K3

Amar Khaled, ing., Ph.D.

Professeur
Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest,
Montréal, QC
Canada, H3C 1K3

Corresponding Author :

Marie-José Nollet, ing., Ph.D.

Professeure
Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure
1100 Notre-Dame Ouest,
Montréal, QC
Canada, H3C 1K3
Tél : 514-396-8848
Courriel : marie-jose.nollet@etsmtl.ca

¹ Ingénieur, QCS Services – QUALICONSLT, 78941 VELIZY VILLACOUBLAY CEDEX, France,
guillaume_antunez@hotmail.com

RÉSUMÉ :

Les courbes de fragilité se révèlent être un outil performant pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments construits en maçonnerie de pierre tels que ceux qu'on retrouve dans les quartiers historiques des villes de l'Est canadien. Cependant, la plupart ne considèrent pas les possibilités d'effondrement dans la direction hors-plan. Ce mode de rupture peut s'avérer critique pour des éléments tels que les cheminées, les murs coupe-feu ou les murs de façades. La présente étude porte sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments en maçonnerie de pierre sensibles à la rupture hors-plan. Un modèle de capacité hors-plan faisant apparaître des degrés de dommage en terme de déplacement et une méthode de calcul des déplacements dans la direction hors-plan tenant compte de l'effet de filtre du bâtiment dans la direction du plan ont été développés. Les courbes de fragilité obtenues permettent d'estimer la probabilité de dommage pour différents scénarios sismiques.

Mots clés : Maçonnerie, vulnérabilité sismique, hors-plan, fragilité, filtre dynamique, murs coupe-feu, parapet

1 INTRODUCTION

L'évaluation du risque sismique en milieu urbain permet de rendre compte des répercussions d'un séisme en termes de dommages matériels tout en considérant les aspects économiques, humains et culturels. Il s'agit d'un enjeu majeur pour la préservation du patrimoine immobilier et la sécurité de ses occupants (Coburn and Spence 2002). Une composante importante de l'évaluation du risque sismique est la vulnérabilité du bâti exposé au séisme, qui varie selon les types de construction, l'époque d'édification et les systèmes de reprises des charges sismiques. Les constructions en maçonnerie de pierre non armée (MNA), généralement conçus alors que les normes parasismiques étaient inexistantes, font partie des bâtiments les plus vulnérables aux tremblements de terre. C'est le cas des bâtiments des quartiers historiques de l'Est Canadien, situés en zone sismique modérée, dont la valeur patrimoniale contribue à augmenter le risque sismique associé. À ce jour, de nombreuses études ont été consacrées à l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments de MNA pour des sollicitations sismiques dans la direction du plan (Bosiljkov et al. 2010, Erberik 2008, Abo El Ezz et al. 2013). Très peu d'études ont cependant porté sur la vulnérabilité dans la direction hors-plan de ce type de bâtiments, bien que de nombreux rapports d'inspection post-événement montrent que la rupture hors-plan est un phénomène qui peut se manifester de manière importante (Krawinkler et al. 2012), notamment dans les régions de sismicité modérée comme l'Est du Canada.

Des études sur les bâtiments en MNA (Lang 2002, Javed 2009), ainsi que des séismes récents comme celui de Christchurch 2010 (Derakshan 2011), ont mis en évidence que les éléments non structuraux ainsi que les murs présentant un manque d'ancrage à la structure sont les plus sensibles à la rupture hors-plan. Un mur situé orthogonalement à la direction du mouvement

sismique et non attaché adéquatement à la structure risque de se désolidariser complètement de cette dernière résultant en une perte de contreventement dans cette direction. Le mur devient alors très instable et s'effondrera d'autant plus facilement qu'il sera élané et supportera ou non une charge axiale. Le comportement hors-plan des murs de MNA peut être pris en compte par le biais de courbes de capacité, qui relient la force de cisaillement sismique à un déplacement ou une rotation. Actuellement, le développement de ces courbes de capacité pour la rupture hors-plan des murs de MNA en est encore au stade expérimental et plusieurs formulations coexistent comme les modèles bi-linéaires (plus anciens) et tri-linéaires (Priestley 1985, Lam et al. 1995, Griffith et al. 2003, Derakshan et al. 2009). Cet article s'appuie sur les travaux de Doherty et al. (2002) et Derakshan et al. (2013) pour développer des courbes de capacité de murs et éléments non-structuraux en MNA de pierre pour l'estimation des dommages.

L'estimation des dommages aux bâtiments se base généralement sur des analyses de fragilité. Les courbes de fragilité expriment la probabilité qu'une structure soumise à une certaine demande sismique puisse dépasser un certain degré de dommages. Elles peuvent être développées de manière empirique, à partir de rapports d'observation, ou bien de manière analytique en se basant sur des modèles mécaniques ou numériques (Shinozuka et al. 2000). Pour les bâtiments en MNA, la plupart des courbes de fragilité utilisées dans les outils d'évaluation du risque sismique s'appuient sur des données empiriques issues de l'observation de dommages et/ou sur les opinions d'experts (Rota et al. 2008). Ces courbes combinent à la fois les mécanismes de ruptures dans le plan et hors-plan. Cependant, dans un contexte où peu voire pas de données sont disponibles sur les dommages dus aux séismes, comme c'est le cas dans l'Est du Canada et de l'Amérique du Nord, les courbes de fragilité sont développées analytiquement. À ce jour, Abo El Ezz (2013) et Lefebvre (2004) ont proposés des courbes de

fragilité pour la rupture dans le plan des bâtiments en MNA de pierre typiques des constructions de l'Est du Canada. Des études similaires ont aussi été développées en Europe (Oropeza et al. 2010).

Cet article présente une méthodologie pour estimer la vulnérabilité sismique et définir la fragilité des bâtiments de MNA dans la direction hors-plan en considérant les mécanismes de rupture des façades et des murs coupe-feu en porte-à-faux, typiques des bâtiments des quartiers du Vieux-Québec et du Vieux-Montréal. Les paramètres géométriques, relevés à partir d'un inventaire du bâti existant, ont permis de définir un prototype de bâtiment et d'élaborer un système équivalent à plusieurs degrés de liberté dynamiques. Le comportement des murs de MNA de ce prototype, sollicités dans la direction hors-plan, a été caractérisé par un modèle de capacité tri-linéaire. La méthode de calcul des déplacements des éléments critiques, issus des différents mécanismes de rupture, a été développée à partir des modèles de comportement propres aux structures de MNA et des calculs dynamiques linéaires. Ce calcul prend en compte l'effet de filtre dynamique des murs situés dans le plan sur les murs situés hors-plan. Ces résultats ont ensuite servi à définir des courbes de fragilité pour le cas de bâtiments de deux étages en estimant la probabilité de dommages des murs coupe-feu en porte-à-faux et des pans de murs du dernier étage en fonction de l'accélération maximale au sol (PGA). Un total de 663 spectres de réponse, issus des équations de prédiction de Boore-Atkinson (Boore et al. 2008), caractéristiques du Nord-Est du Canada ont été considérés.

2 ANALYSE DE FRAGILITÉ

Mathématiquement, les courbes de fragilité résultent de la combinaison de deux distributions de probabilités (Nielson, 2005) : celle de la demande sismique et celle du dépassement du degré de

dommages (DD_i). La distribution de probabilités de la demande sismique est exprimée en fonction d'un paramètre de demande d'ingénierie, EDP (*Engineering Demand Parameter*). L' EDP est une variable qui permet de juger de l'état structural de l'élément analysé. On utilise en général comme EDP le déplacement de l'élément, le moment de renversement ou la courbure. La demande sismique est conditionnée par une intensité de mesure, IM (*Intensity Measure*), idéalement indépendante de la structure et permettant de prendre en compte l'aléa sismique. Les IM indépendantes de la structure généralement utilisées sont les accélérations ou les vitesses maximales au sol (AMS ou PGA (*Peak Ground Acceleration*); VMS ou PGV (*Peak Ground Velocity*)) ou une valeur de l'accélération spectrale à une période fixée (ex. $S_a(0,3s)$) (Wang et al., 2012). La distribution de probabilité de dépassement du degré de dommages (DD_i) soumis à une certaine demande (EDP) représente la capacité en déplacement. Elle sera nommée « distribution de la capacité en déplacement ». On considère que ces probabilités suivent une loi log-normale d'écart-type $\beta_{EDP||IM}$ et β_C respectivement pour la demande sismique et la capacité structurale. Ainsi, en vertu du théorème central-limite, on peut émettre l'hypothèse que leur addition suit aussi une loi log-normale. La courbe de fragilité peut donc être représentée par une fonction de répartition de la loi log-normale ayant la forme suivante (Nielson 2005) :

$$[1] \quad P(\overline{EDP} \geq \overline{DD_i} \square IM) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{\overline{EDP}}{\overline{DD_i}} \right)}{\sqrt{\beta_{EDP||IM}^2 + \beta_C^2}} \right]$$

où Φ est la fonction de répartition de la loi log-normale, $\overline{EDP}$ est la valeur médiane de l' EDP et $\overline{DD_i}$ est la valeur médiane de la capacité du degré de dommage considéré.

La méthodologie pour établir des analyses de vulnérabilité des murs et éléments en MNA est basée sur les courbes de fragilité analytiques et suit les étapes suivantes :

- **Étape 1** : Inventaire des bâtiments et identification des éléments les plus vulnérables à la rupture hors-plan, nommés éléments critiques.
- **Étape 2** : Développement des courbes de capacité des éléments critiques et identification des différents degrés de dommages $\overline{DD}_i$.
- **Étape 3** : Développement d'un modèle de demande sismique définissant la relation entre un paramètre de demande d'ingénierie ($\overline{EDP}$), ici le déplacement de l'élément critique, et une intensité de mesure IM , ici le PGA .
- **Étape 4** : Génération des courbes de fragilité représentant la probabilité d'excéder un degré de dommage donné $\overline{DD}_i$ suivant une certaine intensité de mesure IM .

3 MODÉLISATION DES BÂTIMENTS DE MNA DE PIERRE DU QUÉBEC

3.1 Inventaire des bâtiments

Dans le cadre de cette étude, l'inventaire des bâtiments réalisé dans le Vieux-Québec est circonscrit au quartier Vieux-Québec–Cap-Blanc–Colline parlementaire situé dans l'arrondissement de la Cité-Limoilou. L'inventaire des bâtiments dans le Vieux-Montréal est quant à lui délimité par le quadrilatère formé par les rives du Saint-Laurent, la rue McGill, la rue Saint Antoine et la rue Saint Hubert. Ces rues encerclent les anciennes fortifications de la ville, qui ont été détruites. Un total de 115 bâtiments a été inventorié, dont 43 dans le Vieux-Montréal et 72 dans le Vieux-Québec couvrant une période d'édification de 1696 à 1885. Le Tableau 1 présente la répartition des bâtiments selon le nombre d'étages et la période d'édification. L'inventaire s'est déroulé en plusieurs étapes. Dans un premier temps, les limites permettant

d'identifier les bâtiments d'intérêt ont été établies. Il s'agit des limites géographiques de chacun des quartiers, des dates d'édification (antérieures à 1885) et du matériau de construction principal qui doit être de la MNA de pierre. Une première estimation de la typologie des bâtiments a pu être obtenue par l'analyse de précédentes études, comme celle de Vallières (1999) et Nollet et al. (2013). Les bâtiments du Vieux-Montréal possèdent les mêmes caractéristiques que ceux du Vieux-Québec. Ils ont de 2 à 3 étages avec des planchers en bois dont l'ancrage aux murs périphériques par des systèmes d'esses en fer forgé est en général peu efficace considérant leur état d'oxydation souvent observé. Les murs périphériques, en moellons de pierre liés par un mortier de chaux, constituent souvent le seul système de reprise des charges gravitaires et latérales. Ces murs possèdent des dimensions allant de 30 à 60 cm d'épaisseur variant avec la hauteur du bâtiment. La façade des bâtiments d'importance est parfois parée de pierres de taille. Quant aux bâtiments plus modestes, il arrive que les extrémités des murs soient chaînées par des pierres de taille pour assurer une meilleure cohésion de la structure. Enfin lorsque les structures sont mitoyennes, elles possèdent des murs coupe-feux ayant la même épaisseur que le mur porteur. La Figure 1 montre un exemple type des bâtiments de l'inventaire de 2 étages dont l'analyse est présentée ici. L'analyse de l'ensemble de l'inventaire est décrite dans Antunez (2014). Afin de définir complètement la géométrie des bâtiments, un relevé des épaisseurs des murs, du nombre de fenêtres, des dimensions au sol, de la hauteur des étages et des éléments non structuraux, comme la partie en porte-à-faux des murs coupe-feu, a été réalisé. La grande majorité des données ont été collectées lors de visites d'inspection. Les mesures ont été déterminées de manière directe, avec un mètre ruban, ou par traitement photographique en appliquant une règle de proportionnalité. Dans le cas où les longueurs étaient hors-champs de l'objectif photographique, les mesures ont été réalisées grâce à l'analyse de clichés satellites

provenant de Google Maps. Il est à noter qu'il n'est pas nécessaire d'obtenir une grande précision des mesures car les calculs menés par la suite sont plus influencés par le rapport entre les différentes longueurs que par leurs valeurs intrinsèques.

3.2 Définition d'un prototype de bâtiment

Sur la base de l'analyse des bâtiments recensés, un prototype représentatif de l'ensemble des bâtiments de deux étages de l'inventaire (Vieux-Montréal et Vieux-Québec) a été défini. La Figure 2 présente une illustration du prototype et les différents paramètres géométriques retenus pour le définir. Les valeurs moyennes des paramètres géométriques utilisés pour l'étude de vulnérabilité y sont aussi indiquées. Ce prototype est constitué de deux étages de MNA de pierre ainsi que d'une toiture en charpente de bois contenant les combles. De même, il possède de part et d'autre des façades, des murs coupe-feu en porte-à-faux. Afin de définir complètement le prototype, plusieurs caractéristiques ont été imposées. Tout d'abord, le bâtiment possède une base rectangulaire parfaite et tous les murs ont la même épaisseur, bien que dans la réalité celle-ci diminue avec la hauteur. L'épaisseur relevée est celle à la base du mur. Bien que l'hypothèse d'une épaisseur uniforme sur la hauteur du bâtiment puisse surestimer la stabilité hors-plan par ajout de poids propre, elle a été conservée à cette étape de l'étude, faute de donnée précise sur la variation de l'épaisseur en élévation. On suppose aussi que toutes les fenêtres ont les mêmes dimensions et ne sont présentes que sur les murs de façade (Figure 2a). Enfin, des symétries axiales parfaites dans les directions Nord/Sud et Est/Ouest par rapport au centre du bâtiment doivent être respectées.

3.3 Modélisation simplifiée à plusieurs degrés de liberté dynamiques

La modélisation du prototype en un système idéalisé à plusieurs degrés de liberté dynamiques (DDLDD) permet de réaliser des calculs dynamiques simples et rapides. Les bâtiments sont modélisés comme un enchaînement de systèmes tige-masse, où les masses des différents étages sont concentrées et chaque mur d'étage possède une rigidité propre. La contribution de la toiture en charpente de bois n'est pas considérée dans la modélisation du fait de sa faible masse comparée aux murs de maçonnerie. Par ailleurs, il est important de distinguer la direction de la sollicitation sismique car les murs de MNA ne se comportent pas de la même manière suivant la direction d'excitation. Ainsi, durant un séisme, les murs de façade peuvent être excités dans la direction du plan alors que les murs de côté seront excités dans la direction hors-plan, et vice-versa. Un mur sollicité dans le plan pourra développer une certaine ductilité alors que le comportement d'un mur dans la direction hors-plan se rapproche de celui d'un corps rigide (Doherty et al. 2002). Ainsi, un modèle à plusieurs DDLDD dans le plan et un autre modèle hors-plan, avec des rigidités différentes ont été établies. Les rigidités dans le plan peuvent être calculées à partir des formules du FEMA-440 (FEMA 2005) ou par d'autres méthodes lorsqu'il y a présence d'ouvertures (Balasubramanian et al. 2011). Le calcul d'une rigidité hors-plan est présenté dans le paragraphe suivant. La Figure 3 présente un schéma du modèle à plusieurs DDLDD et met en évidence la présence des deux cas, soit : (a) le mur de façade sollicité dans le plan et (b) le mur de côté sollicité hors-plan. Il faudra tenir compte par la suite de l'interaction entre les systèmes dans le plan et hors-plan pour effectuer des analyses dynamiques. L'analyse considère aussi le cas où c'est le mur de côté qui est sollicité dans le plan par l'action sismique.

4 COMPOTEMENT DES MURS DE MNA DANS LA DIRECTION HORS-PLAN ET MODELE DE CAPACITE

4.1 Courbes de capacité hors-plan des murs de MNA

Les courbes de capacité représentent le comportement force-déplacement d'un élément de la structure. Il existe peu de modèles théoriques permettant de déterminer cette courbe dans le cas de murs de MNA sollicités hors-plan. Le modèle le plus élémentaire considère le mur comme un système de blocs se comportant comme des corps rigides (Doherty et al. 2002). Ce modèle suppose que la fissuration survient à la base du mur, dans le cas d'un parapet, ou à mi-hauteur pour un mur simplement appuyé et sur la pleine profondeur et largeur de la section. Il se développe alors au plan de fissuration l'équivalent d'une rotule. L'équilibre des corps rigides permet d'obtenir une courbe de capacité bilinéaire telle que représentée à la Figure 4 (en trait discontinu).

Les études expérimentales précédentes ont montré que cette modélisation était réaliste pour les éléments soumis à peu ou pas de compression verticale. Ils ont aussi montré qu'elle était fiable dans tous les cas dans le domaine des grandes déformations. Cependant, ce modèle surestime la capacité maximale (Doherty et al. 2002, Griffith et al. 2003, Derakshan et al. 2009, Ferreira et al. 2012). En réalité, la courbe de capacité suit plus une courbe curviligne pouvant être approximée par une courbe tri-linéaire (Figure 4). Cette courbe est définie par quatre paramètres : le déplacement maximal d'instabilité Δ_{ins} , la force maximale F_0 provenant du modèle bilinéaire et les déplacements intermédiaires Δ_1 et Δ_2 . Ces derniers sont obtenus grâce à des relations empiriques les reliant au déplacement maximal d'instabilité Δ_{ins} (Doherty et al. 2002, Derakshan et al. 2009, Derakshan et Ingham 2008, Ferreira et al. 2012). Doherty et al. (2002) a montré que

la compression axiale et plusieurs configurations de conditions d'appui pouvaient être prises en compte en ramenant la configuration à celle d'un parapet par le biais de facteurs de transposition. Ces facteurs définissent une épaisseur et un ratio hauteur/épaisseur en fonction du ratio de chargement et des conditions d'appui. Ce modèle a plus tard été amélioré par Derakshan (2011) qui a proposé le calcul des déplacements intermédiaires Δ_1 et Δ_2 et maximal d'instabilité Δ_{ins} , sur la base d'un modèle mécanique intégrant la flexibilité du diaphragme pour les planchers de bois, la résistance en compression du mortier et une hauteur de fissuration variable.

Dans la présente étude, les modèles tri-linéaires ont été élaborés en combinant les deux formulations. Les paramètres F_0 et Δ_{ins} provenant du modèle bilinéaire des corps rigides (Équations [2] et [3]) ont été pris de l'étude de Doherty et al. (2002) en appliquant les facteurs de transposition pour le mur porteur retenu par un plancher de bois dans le cas du mécanisme d'une partie du mur de façade situé au dernier étage (FDE), et les valeurs des déplacements intermédiaires Δ_1 et Δ_2 (Équations [4], [5] et [6]) ont été trouvées en adaptant la formulation proposée par Derakshan (2011). Il est à noter qu'il est nécessaire de modéliser le mur comme un système à 1DDL et que les déplacements pris en compte dans le modèle de capacité sont ceux au niveau de la hauteur effective correspondant au deux-tiers du mur en partant de sa base. Le déplacement au niveau du sommet du mur est déterminé en appliquant un facteur 3/2 au déplacement à la hauteur effective.

Les paramètres du modèle bilinéaire sont donnés par les équations suivantes (Doherty et al. 2002) :

$$[2] \begin{cases} F_0 = \frac{3}{4} \frac{M g t_n}{h} & \text{pour un parapet} \\ F_0 = 3(1+\psi) \frac{M g t_n}{h} & \text{pour les murs porteurs retenus par un plancher en bois} \end{cases}$$

$$[3] \begin{cases} \Delta_{ins} = \frac{3}{2} t_n & \text{pour un parapet} \\ \Delta_{ins} = \frac{3}{2} \frac{1+0.75\psi}{1+\psi} t_n & \text{pour les murs porteurs retenus par un plancher en bois} \end{cases}$$

Les déplacements intermédiaires du modèle tri-linéaire sont donnés par les équations suivantes (Derakshan 2011) :

$$[4] \quad \Delta_1 = 0.04 \Delta_{ins}$$

$$[5] \quad \Delta_2 = (1 - 0.009 PMR_{emp}) \Delta_{ins}$$

$$[6] \quad PMR_{emp} = 83 - \frac{\rho_m h g}{0.85 f_j'} \left(\psi + \frac{(1-\beta)(2\psi+2-\beta)}{2(1-\beta)+(2-\beta)\psi} \right) \frac{t_n}{t} \quad (\%)$$

Où PMR_{emp} est un paramètre empirique donnant le pourcentage de résistance maximale (proche de 83% par valeur inférieure), et

M : Masse totale du mur (selon les caractéristiques géométriques de la Figure 2)

ρ_m : Masse volumique de la maçonnerie (2300 kg/m³)

h : Hauteur du mur (selon la Figure 2)

g : Accélération de pesanteur (9.81 m/s^2)

f'_j : Résistance en compression de la maçonnerie

ψ : Rapport de pré-compression, égal au poids de charge axiale divisé par le poids de la moitié supérieure du mur (considérant le poids du plancher et/ou de la toiture selon le cas)

t_n : Épaisseur nominale du mur (selon la Figure 2)

t : Épaisseur du mur en enlevant le mortier dépassant des joints (évalué généralement à 20 mm)

β : Rapport de la hauteur de fissuration : Parapet = 0 ; Mur simplement appuyé = 0.5.

Le comportement dynamique des murs de MNA peut être relativement bien représenté en effectuant une linéarisation de la courbe de capacité (Doherty et al. 2002, Griffith et al. 2003) et ainsi déterminer une rigidité effective d'oscillation hors-plan et sa période correspondante $T_{\text{hors-plan}}$. Cette rigidité est déterminée à partir du déplacement intermédiaire Δ_2 tel qu'illustré à la Figure 4, ou par l'Équation [7], et pourra être utilisée dans la modélisation à plusieurs DDL.

$$[7] \quad K_{\text{hors-plan}} = \frac{F_0}{\Delta_2} \left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_{\text{ins}}} \right)$$

4.2 Mécanismes de rupture des murs de MNA dans la direction hors-plan

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments de MNA de pierre dans la direction hors-plan, les mécanismes de rupture potentiels et leur éléments critiques associés doivent être identifiés. Les éléments les plus sensibles à la rupture hors-plan sont ceux souffrant d'un manque

d'ancrage à la structure et placés en hauteur. En effet lors d'un séisme, il se produit une amplification de la réponse en déplacement du bâtiment pour les éléments situés en hauteur. De même, le phénomène de sollicitation hors-plan peut aussi modifier la réponse de ces éléments en l'amplifiant par un effet de filtre dynamique expliqué à la section 5. Parmi les mécanismes de rupture identifiés, on note la rupture des différentes parties du mur de façade et des murs coupe-feu. Chacun de ces mécanismes a été évalué à l'aide du modèle de capacité présenté à la section précédente (Antunez 2014). Deux mécanismes sont présentés ici. Le premier considère une partie de mur de façade située au dernier étage, FDE (*Façade Dernier Etage*). Le poids de la toiture étant relativement faible (moins de 1% du poids du mur) et son ancrage au mur insuffisant pour le retenir latéralement, le mur de façade au dernier étage se comporte donc comme un parapet. Le second concerne la partie en porte-à-faux des murs coupe-feu situés de part et d'autres des toits des bâtiments, CF (*Coupe-Feu*). Les courbes de capacité tri-linéaires exposées précédemment permettent de définir leur comportement hors-plan. La Figure 5 illustre schématiquement les deux mécanismes de rupture hors-plan, les éléments critiques qui y sont associés ainsi que leurs courbes de capacité caractéristiques définies par les équations [2] à [7] pour les propriétés géométriques moyennes du prototype (Figure 2) et des résistances à la compression variant de 1.0 à 5.0 MPa pour prendre en compte la variabilité des propriétés de la maçonnerie (Abo El Ezz 2013).

4.3 Identification des degrés de dommages

Les degrés de dommages sont représentatifs de l'état de dégradation de la structure suite au tremblement de terre et sont généralement déterminés à partir d'observations post-événement (FEMA 2000) ou d'analyses expérimentales (ASCE 2001). Pour les murs de MNA, ils sont définis par des déplacements matérialisés sur la courbe de capacité. Trois degrés de dommages

(DD_i), exprimés en termes de déplacements du sommet des éléments critiques, ont été considérés. Leurs valeurs ont été choisies en se basant sur l'étude de Lumantarna et al. (2006) et sont exprimées en pourcentage de l'épaisseur du mur :

- DD_1 : Dommages mineurs – correspondant à 4% de l'épaisseur du mur
- DD_2 : Dommages importants – 50% de l'épaisseur du mur
- DD_3 : Dommages causant l'effondrement- correspondant à 100% de l'épaisseur du mur

Comme les éléments critiques ont un comportement similaire à celui des parapets, on peut remarquer ici que les degrés DD_1 et DD_3 correspondent respectivement aux valeurs de Δ_1 , Equation [4], et Δ_{ms} , Equation [3], (après application du facteur 3/2 pour passer en déplacement au niveau du sommet du mur). Le degré DD_2 a quant à lui été déterminé de façon subjective à partir d'observations faites lors d'expérimentations, qui ont montré un possible effondrement à partir de 50% de l'épaisseur du mur (Griffith et al. 2003).

4.4 Détermination de la distribution de la capacité en déplacement

La distribution des degrés de dommages, telle que définie dans la section précédente, a été calculée pour l'échantillon des bâtiments de l'inventaire en considérant l'ensemble des géométries relevées. Ces distributions sont un des paramètres entrant directement dans la formulation des courbes de fragilité (Équation [1]). À cet effet, une courbe de répartition de la distribution empirique a été construite en répertoriant, à différents pas de déplacement, le pourcentage d'éléments critiques dépassant chacun des degrés de dommages. Ces distributions sont considérées suivre une loi log-normale. La Figure 6 montre, pour les bâtiments de l'inventaire, les distributions empiriques des différents degrés de dommages. Les épaisseurs des murs et leur comportement (parapet) étant les mêmes pour tous les éléments critiques, il n'est pas

nécessaire de les différencier. En effet, les valeurs des degrés de dommages de chaque élément critique se retrouvent identiques pour un même bâtiment. Pour les bâtiments de l'inventaire, les paramètres des distributions log-normales de la capacité en déplacement correspondant aux degrés de dommages $DD1$, $DD2$ et $DD3$ sont les déplacements moyens de 21 mm, 265 mm et 530 mm, respectivement. L'écart-type pour les trois degrés de dommages est égal à 0.17.

5 DÉPLACEMENTS DES MURS DE MNA DANS LA DIRECTION HORS-PLAN

5.1 Effet de filtre dynamique du bâtiment

Le calcul du déplacement hors-plan des murs d'une structure sous l'effet d'une sollicitation sismique nécessite au préalable une caractérisation de l'interaction entre les deux systèmes sollicités dans le plan et hors-plan. Priestley et al. (2007) ont été les premiers à décrire le schéma de transfert de l'énergie sismique à travers une structure et à définir l'effet de filtre dynamique des murs situés dans le plan sur les murs situés hors-plan.

La formulation développée par Menon et Magenes (2011) a été utilisée ici afin de quantifier cet effet de filtre dynamique. Elle repose sur le principe d'une simple interaction entre deux systèmes à 1DDL avec des coefficients calibrés par des analyses dynamiques temporelles (THA). Plusieurs conditions d'utilisation doivent être vérifiées pour pouvoir utiliser cette formulation. Tout d'abord, il faut s'assurer que le système excité dans le plan puisse être modélisé comme un système à 1DDL, c'est-à-dire que le premier mode de vibration soit prédominant. Cette condition est importante car le principe de la fonction de transfert est de permettre de modifier le spectre de réponse d'un séisme pour prendre en compte l'effet de filtre de ce système. Cette condition a été vérifiée par le biais d'une analyse modale effectuée sur l'ensemble des 55 bâtiments inventoriés de 2 étages confirmant la prédominance du premier

mode pour tous les systèmes primaires (Antunez 2014). Il est à noter que le système secondaire sollicité hors-plan peut ne pas remplir cette condition; il faudra alors tenir compte de l'effet des modes supérieurs. Par ailleurs, la formulation de Menon et Mageses (2011) prend en compte un comportement inélastique de la structure primaire. La ductilité en déplacement d'une structure en MNA de pierre est un paramètre difficile à évaluer et une analyse de sensibilité a été réalisée pour déterminer dans quelle mesure elle influe sur la réponse hors-plan des murs de MNA pour l'inventaire considéré. Les résultats ont montré que la prise en compte d'un possible comportement inélastique du système sollicité dans le plan n'influait pas de manière significative la réponse hors-plan, du fait de la grande différence entre les périodes des deux systèmes, qui sont présentées au Tableau 2. La Figure 7 montre le spectre de réponse élastique en accélération pour le système sollicité hors-plan (notée $S_{ae,o}$, où e et o réfèrent respectivement à « elastic » et « out-of-plane ») issu de la transformation par la fonction de transfert du spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal, dans le cas d'une structure ayant une période fondamentale dans le plan de 0.175s.

5.2 Calcul des déplacements des éléments critiques dans la direction hors-plan

Une méthode de calcul des déplacements des éléments critiques, issus des différents mécanismes de rupture, a été développée à partir des modèles de comportement propres aux structures de MNA et des méthodes classiques de calcul dynamique. La méthode développée ci-après ne considère que le premier mode de vibration pour les systèmes sollicités hors-plan. Il est tout à fait possible de considérer les effets des modes supérieurs en utilisant les combinaisons SRSS ou CQC, et en procédant de la même manière pour calculer les réponses en accélération dans chacun des modes. La méthode de calcul des déplacements est constituée des étapes suivantes :

- **Étape 1** : Effectuer une analyse modale des systèmes sollicités dans et hors-plan pour obtenir les périodes, les facteurs de participation modale ($\Gamma_{hors-plan}$) et les facteurs de formes du premier mode ($\phi_{l,j}$).
- **Étape 2** : Calculer l'accélération spectrale $S_{ae,o}(T_{hors-plan})$ du système hors-plan à partir de la fonction de transfert simplifiée de Menon et al. (2011).
- **Étape 3** : Passer au déplacement spectral $S_{de,o}(T_{hors-plan})$ en appliquant l'Équation [8].
- **Étape 4** : Calculer le déplacement maximum absolu $D_{abs}(T_{hors-plan})$ par l'Équation [9].
- **Étape 5** : Calculer le déplacement relatif $D_{rel}(T_{hors-plan})$ de l'élément critique considéré. En principe, l'élément critique est la partie du mur située le plus en hauteur et par conséquent l'équation générale est obtenue par l'Équation [10].

$$[8] \quad S_{d,eo}(T_{hors-plan}) = \frac{S_{a,eo}(T_{hors-plan}) \times T_{hors-plan}^2}{4\pi^2}$$

$$[9] \quad D_{abs}(T_{hors-plan}) = \Gamma_{hors-plan} \times S_{d,eo}(T_{hors-plan})$$

$$[10] \quad D_{rela}(T_{hors-plan}) = (\phi_{l,n} - \phi_{l,n-1}) \times D_{abs}(T_{hors-plan})$$

Où n représente le nombre de nœuds du système à plusieurs DDLD.

5.3 Détermination de la demande sismique

La méthode PSDM (*Probabilistic Seismic Demand Model*) a été employée pour déterminer le paramètre de demande sismique $\beta_{EDP||IM}$ de l'Équation [1]. Elle a été développée en détail par

Nielson (2005) et a été utilisée principalement pour analyser la vulnérabilité de ponts (Nielson et al. 2007; Ramanathan et al. 2010; Tavares et al. 2013). Cornell et al. (2002) ont suggéré que l'EDP moyen, $\overline{EDP}$, peut être exprimé en fonction de l'IM par l'expression suivante (Nielson 2005) :

$$[11] \quad EDP = a (IM)^b$$

où les coefficients a et b , sont déterminés par régression linéaire.

En passant au logarithme, on obtient la relation affine suivante :

$$[12] \quad \ln(EDP) = b \ln(IM) + \ln(a)$$

La dispersion autour de cette droite de régression correspond à la valeur de l'écart-type log-normal de la demande sismique et peut être exprimée à l'aide de l'Équation [13] (Nielson et al. 2007; Ramamoorthy et al. 2006; Ramanathan et al. 2010) :

$$[13] \quad \beta_{EDP \square IM} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N [\ln(EDP_i) - \ln(a(IM_i)^b)]^2}{N-2}}$$

où N représente le nombre de séismes considérés dans l'analyse

Dans le cadre de cette étude, le PGA et le déplacement au niveau du sommet des éléments critiques ont été choisis comme IM et EDP , respectivement. Les points de coordonnées sont donnés par l'Équation [14] ci-dessous :

$$[14] \quad \ln(D_{ij}) = f(\ln(PGA_{ij}))$$

où i et j désignent respectivement le $i^{ème}$ bâtiment de la catégorie d'inventaire considérée et le $j^{ème}$ spectre de séisme. Les points de coordonnées ont été tracés sur un même graphique (Figure 8).

Les déplacements D_{ij} ont été calculés pour un ensemble de 663 spectres provenant des équations de prédiction de Boore-Atkinson (Boore et al. 2008). Les spectres utilisés sont caractéristiques du Nord-Est du Canada pour des distances à l'épicentre allant de 0.1 à 150 km et des magnitudes variant de 4.0 à 9.0 par pas de 0.1.

À ce stade, on peut déterminer la courbe de fragilité en fonction du déplacement D à l'aide de l'Équation [1]. Le déplacement D dépend de la structure et la courbe de fragilité ne peut donc pas être comparée à celle d'autres systèmes. Il est donc nécessaire de développer une courbe de fragilité en adoptant le PGA comme IM . On passe pour cela par l'Équation [15] donnant l'expression de l' EDP en fonction de l' IM .

On obtient ainsi la correspondance entre le degré de dommages et l' IM correspondant :

$$[15] \quad \overline{PGA_{DDi}} = \exp \left(\frac{\ln(\overline{D_{DDi}}) - a}{b} \right)$$

La valeur de l'écart-type, quant à elle, est modifiée de la façon suivante :

$$[16] \quad \beta_D = \frac{\beta_{D \mid PGA}}{b}$$

Le Tableau 3 donne les paramètres de régression linéaire de la demande sismique. L'expression de la courbe de fragilité en fonction de l'*IM* est donc la suivante :

$$[17] \quad P(PGA \geq \overline{PGA_{DDi}}) = \Phi \left[\frac{\ln \left(\frac{PGA}{\overline{PGA_{DDi}}} \right)}{\sqrt{\beta_D^2 + \beta_C^2}} \right]$$

6 RÉSULTATS, DISCUSSION ET COMPARAISON AVEC LA RUPTURE DANS LE PLAN

6.1 Analyse des résultats obtenus

Des courbes de fragilités en fonction du *PGA* ont été développées pour l'ensemble des bâtiments de l'inventaire du Vieux-Montréal et du Vieux-Québec. Cette approche s'appuie sur les résultats obtenus lors de l'analyse séparée de ces bâtis, réalisée dans Antunez (2014), qui se sont avérés être quasiment identiques. Les paramètres log-normaux de fragilité sont présentées au Tableau 3 et les tracés des courbes des mécanismes FDE et CF sont montrés à la Figure 9. Plusieurs

observations peuvent être faites sur ces paramètres. On note tout d'abord des écarts importants des moyennes entre les différents mécanismes de rupture permettant d'établir une hiérarchie de criticité entre les différents mécanismes : (i) pour DD_1 , la moyenne du PGA du mécanisme FDE (0.050) est le double de celui du mécanisme CF (0.026) ; (ii) pour DD_2 la moyenne du PGA du mécanisme FDE (0.569) est 2.87 fois plus élevée que celle du mécanisme CF (0.198) ; (iii) pour DD_3 , la moyenne du PGA du mécanisme FDE (1.109) est 3.2 fois plus élevée que celle du mécanisme CF (0.346). Il est alors possible de déterminer si un mécanisme est plus critique qu'un autre pour une même valeur de PGA . Plus la valeur de la moyenne est faible pour chaque degré de dommage et plus le mécanisme est critique. Cela se traduit graphiquement par un resserrement des courbes vers la gauche. On peut établir des résultats du Tableau 3 que le mécanisme le plus critique est le CF, car les parties en porte-à-faux des murs coupe-feu sont les éléments les plus en hauteur des bâtiments. Ils sont donc soumis aux déplacements les plus importants et atteignent plus rapidement l'état d'instabilité comparativement aux autres éléments critiques du mécanisme FDE.

6.2 Comparaison avec la rupture dans-le-plan

Les courbes de fragilité obtenues pour la rupture hors-plan ont été comparées avec celles développées dans le plan par la méthode employée par Abo-El-Ezz (2013), pour le même prototype de bâtiment, dans le cas d'un scénario de séisme déterminé. Le scénario envisagé est un séisme de magnitude $M6.2$ se produisant à une distance $R=15\text{ km}$ dans la ville de Québec et compatible avec le CNBC 2010. La Figure 10 montre la répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture envisagés. On peut constater que le mécanisme FDE ne développe pas de dommages car près de 99% des bâtiments n'auront que des dommages mineurs. Le mécanisme CF est quant à lui le plus critique car près du quart des bâtiments sont

susceptibles de développer des dommages causant l'effondrement de l'élément et 46% de ces derniers des dommages importants. Le mécanisme de rupture dans le plan se trouve à mi-chemin entre les deux mécanismes de rupture hors-plan : d'un côté il est peu probable que des effondrements aient lieu (seulement 2,6%) mais de l'autre, plus du tiers (36,8%) des bâtiments souffriront de dommages importants. On peut tirer de cette comparaison que la rupture hors-plan est un phénomène plus critique que la rupture dans le plan mais que cette dernière se limite essentiellement aux éléments non structuraux placés en hauteur comme les parapets, les murs coupe-feu ou les conduits de cheminées. À noter qu'on observe les mêmes tendances dans la comparaison entre la rupture hors-plan et dans le plan pour un scénario de séisme se produisant à Montréal, puisque les courbes de fragilité du prototype développé s'appliquent aux bâtis des deux régions (Antunez 2014).

7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Les premières étapes permettant d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments de MNA de pierre du l'Est canadien dans la direction hors-plan ont été présentées. Elles comprennent l'établissement d'un inventaire des bâtiments des vieux quartiers de Québec et Montréal utilisés dans le but de construire un prototype représentatif de l'échantillon inventorié. Une modélisation simplifiée à plusieurs degrés de liberté ainsi que l'identification des systèmes sollicités dans le plan et hors-plan a aussi été établie afin de pouvoir mener des analyses dynamiques. De même, une définition du comportement hors-plan des murs de MNA a été effectuée à travers la construction d'un modèle de capacité et l'identification des différents mécanismes de rupture et de leurs éléments critiques. À partir de ces résultats, la distribution en capacité structurale a pu être déterminée. Puis, une méthode de calcul des déplacements des éléments critiques dans la

direction hors-plan a permis de déduire la distribution de la demande sismique à partir de la technique PSDM. Les courbes de fragilité ont ensuite été développées pour chaque mécanisme de rupture pour les bâtiments de l'inventaire.

Enfin, une comparaison de vulnérabilité a été menée par l'étude de risque d'un scénario sismique compatible avec le CNBC 2010 pour la ville de Québec. Il en est ressorti que la rupture hors-plan pouvait se développer de manière plus importante que la rupture dans le plan mais que les éléments touchés étaient non structuraux. Bien que les cas de rupture hors-plan n'entraînent généralement pas de ruine complète du bâtiment, ils peuvent provoquer des dégâts matériels et humains majeurs de par les chutes des éléments non structuraux sur la voie publique. Dans les zones de sismicité modérées, les résultats des courbes de fragilité des mécanismes de rupture hors-plan peuvent ainsi être utilisés pour des analyses de risque et ainsi estimer les coûts financiers de réparations pour un événement sismique donné et engager des mesures préventives en conséquence. Idéalement, les résultats des courbes de fragilité dans et hors-plan devraient être combinés afin de pouvoir estimer une vulnérabilité globale du bâtiment. Cela permettrait de développer des études de risques en termes de coûts plus pertinentes car elles pourront prendre en compte l'interaction des deux modes de ruptures qui influencera la probabilité de dommages globale. Une des options envisageable pour combiner ces résultats serait d'utiliser la méthode des probabilités jointes, déjà utilisé dans les analyses de vulnérabilité des ouvrages d'arts (Tavares et al. 2013).

Le peu d'études expérimentales sur les murs de maçonnerie de pierre n'a pas, à ce jour, permis de développer des modèles de capacité ou de fonction de transfert prenant en compte les spécificités de la maçonnerie de pierre et l'architecture des bâtiments réalisés dans ce type de

matériau. Le modèle proposé pourra donc être amélioré et précisé. Parmi les paramètres pouvant être précisés par des données expérimentales, on note la définition des critères de dommages et la rigidité effective du modèle à 1DDLD, ainsi que l'évaluation quantitative de la flexibilité des diaphragmes de plancher en bois pour ces bâtiments.

Par ailleurs, la méthodologie présentée dans cette étude peut être directement adaptée pour des bâtiments de différentes typologies, maçonneries (brique, joint sec) ou sismicité (côte Ouest du continent américain).

8 REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada et l'École de technologie supérieure pour l'appui financier apporté à ces travaux de recherche.

9 BIBLIOGRAPHIE

Abo-El-Ezz, A. 2013. Probabilistic seismic vulnerability and risk assessment of stone masonry structures. Thèse de Doctorat, École de Technologie Supérieure, Université du Québec, Montréal, Québec, Canada.

Abo-El-Ezz, A., Nollet, M. J., et Nastev, M. 2013. Seismic fragility assessment of low-rise stone masonry buildings. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, **12**(1) : 87-97.

Antunez, G. 2014. Vulnérabilité sismique hors-plan des murs de maçonnerie en pierre non armée. Mémoire de maîtrise ès sciences, Département de génie de la construction, École de Technologie Supérieure, Montréal, Québec, Canada

ASCE, 2007. ASCE-41-06 – Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.

Balasubramanian, S.R., Rao, K.B., Basu, D., Anoop, M.B., et Vaidyanathan, C.V. 2011. An improved method for estimation of elastic lateral stiffness of brick masonry shear walls with openings. *KSCE Journal of Civil Engineering*, KSCE, **15**:281-293.

Boore, D., et Atkinson, G. 2008. Ground-motion prediction equations for the average horizontal component of PGA, PGV and 5% damped PSA at spectral periods between 0.01s and 10.0s. *Earthquake Spectra*, 24(1). 99-38.

Bosiljkov, V., Page, A. W., Bokan-Bosiljkov, V., et Žarnić, R. (2010). Evaluation of the seismic performance of brick masonry walls. *Structural Control and Health Monitoring*, **17**(1): 100-118.

Coburn, A., et Spence, R. 2002. *Earthquake protection*. 2nd ed., John Wiley & Sons Ltd, Chichester, England.

Derakshan, H. 2011. *Seismic Assessment of Out-Of-Plane Loaded Unreinforced Masonry Walls*. Ph.D Thesis, University of Auckland, New Zealand.

Derakshan, H., et Ingham, J.M. 2008. Out-of-plane testing of an unreinforced masonry wall subjected to one-way bending. Australian Earthquake Engineering Society (AEES) Conference, Ballarat, Australia, 21 au 23 Novembre 2008.

Derakhshan, H., Griffith, M. C., et Ingham, J. M. 2011. Out-of-plane behavior of one-way spanning unreinforced masonry walls. *Journal of Engineering Mechanics*, **139**(4): 409-417.

Derakshan, H., Ingham, J.M., et Griffith, M.C. 2009. Tri-linear force-displacement models representative of out-of-plane unreinforced masonry wall behavior. 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, Canada.

- Doherty, K., Griffith, M. C., Lam, N., et Wilson, J. 2002. Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake engineering and structural dynamics*, **31**(4): 833-850.
- Erberik, M. A. 2008. Generation of fragility curves for Turkish masonry buildings considering in-plane failure modes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **37**(3): 387-405.
- FEMA. 2000. FEMA 356 – Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, USA.
- FEMA. 2005. FEMA 440 – Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C, USA.
- Ferreira, T., Vicente, R., Varum, H., et Costa, A. 2012. Out-of-plane seismic response of stone masonry walls: Experimentation and analytical study of real piers. 15th World Conference in Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- Griffith, M. C., Magenes, G., Melis, G., et Picchi, L. 2003. Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, **7**(1): 141-169.
- Javed, M. 2009. Seismic Risk Assessment of Unreinforced Brick Masonry Buildings System of Northern Pakistan. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Engineering and Technology, Peshawar, Pakistan.
- Krawinkler, H., Osteraas, J.D., McDonald, B.M., et Hunt, J.P. 2012. Development of damaged fragility functions for URM chimneys and parapets. 15th World Conference in Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.

Lam, N. T. K., Wilson, J. L., & Hutchinson, G. L. 1995. The seismic resistance of unreinforced masonry cantilever walls in low seismicity areas. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 28(3), 179-195.

Lang, K. 2002. Seismic vulnerability of existing buildings. Ph.D. Thesis, Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, Suisse.

Lefebvre, K. 2004. Caractérisation structurale et évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments historiques en maçonnerie du Vieux-Montréal. Mémoire de Maîtrise è Sciences, École de Technologie Supérieure, Université du Québec, Montréal, Québec, Canada.

Lumantarna, E., Vaculik, J., Griffith, M., Lam, N., et Wilson, J. 2006. Seismic fragility curves for un-reinforced masonry walls. Australian Earthquake Engineering Society Conference, Canberra, Australia.

Menon, A., et Magenes, G. 2011. Definition of seismic input for out-of-plane response of masonry walls: II. Formulation. *Journal of Earthquake Engineering*, 15(2): 165-194.

Nielson, B.G. 2005. Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, USA.

Nollet, M.-J., Désilets, C., Abo El Ezz, A., et Nastev, M. 2012. Approche méthodologique d'inventaire de bâtiments pour les études de risque sismique en milieu urbain / Ville de Québec, Arrondissement La Cité-Limilou ; Commission géologique du Canada, Canada – Ressources naturelles Canada, Ottawa, Ontario, Canada. Dossier public DP7260, 93 p.

Oropeza, M., Michel, C., Bigler, M., et Lestuzzi, P. 2010. New analytical fragility curves for existing URM buildings in regions with moderate seismicity. 8th International Masonry Conference, Dresden, Germany.

Priestley, M.J.N. 1985. Seismic behaviour of unreinforced masonry walls. Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering, (18).

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., et Kowalsky, M.J. 2007. Displacement-Based Seismic Design of Structures. IUSS Press, Pavia, Italy.

Rota, M., Penna, A., et Strobbia, C. L. 2008. Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, **28**(10): 933-947.

Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., et Naganuma, T. 2000. Statistical analysis of fragility curves. Journal of Engineering Mechanics, **126**(12) : 1224-1231.

Vallières, A. 1999. Processus de transformation typologique du bâti résidentiel dans l'arrondissement historique du Vieux-Québec. Mémoire de maîtrise, Université Laval, École d'architecture, Québec, Canada.

Wang, Z., Dueñas-Osorio, L., et Padgett, J.E. 2012. Optimal intensity measures for probabilistic seismic response analysis of bridges on liquefiable and non-liquefiable soils. 2012 Structures Congress , ASCE, Reston, VA, 527–538.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Données de base de l'inventaire des bâtiments

Tableau 2. Périodes fondamentales des systèmes primaires et secondaires

Tableau 3. Paramètres de fragilité des éléments critiques pour un bâtiment de 2 étages

Draft

Tableau 1. Données de base de l'inventaire des bâtiments

	Répartition selon le nombre d'étages			Répartition selon la période d'édification			
	2 étages	3 étages	Total	Avant 1800	1800-1860	1860 – 1885	Inconnue
Vieux-Québec	40	32	72	25%	49%	14%	12%
Vieux-Montréal	14	29	43	27%	73%	0%	2%

Draft

Tableau 2. Périodes fondamentales des systèmes primaires et secondaires

	Sollicitation hors-plan				Sollicitation dans le plan			
	Mur de façade		Mur de côté		Mur de façade		Mur de côté	
	Moyenne (s)	Écart-type	Moyenne (s)	Écart-type	Moyenne (s)	Écart-type	Moyenne (s)	Écart-type
Québec	2.11	0.24	1.70	0.18	0.12	0.060	0.16	0.053
Montréal	2.24	0.25	1.68	0.24	0.12	0.060	0.17	0.060

Draft

Tableau 3. Paramètres de fragilité des éléments critiques pour un bâtiment de 2 étages

Mécanisme de rupture	Paramètres de la demande sismique conditionnée pour le PGA				Degré de dommages	Paramètres de la courbe de fragilité		
	a	B	R^2 *	β_D		Moyenne μ (ln)	Moyenne μ (PGA)	β
FDE	6.1645	1.039	0.97	0.32	DD_1	-3.0024	0.050	0.31
					DD_2	-0.5635	0.569	
					DD_3	0.1035	1.109	
CF	7.5895	1.2416	0.94	0.57	DD_1	-3.6602	0.026	0.46
					DD_2	-1.6193	0.198	
					DD_3	-1.0611	0.346	

* R^2 : Coefficient de corrélation de la régression linéaire

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Maison typique en maçonnerie de pierre (Photo des auteurs)

Figure 2. Modélisation des bâtiments de l'inventaire et représentation des paramètres géométriques moyens

Figure 3. Modélisation à plusieurs DDL et mise en évidence des deux systèmes dans le cas d'une excitation dans le plan des murs de façade

Figure 4. Modèles bilinéaire et tri-linéaire

Figure 5. Présentation des différents mécanismes de rupture hors-plan

Figure 6. Distribution log-normales de la capacité en déplacement

Figure 7. Spectre de réponse en accélération pour le système hors-plan, issu de la transformation du spectre de calcul du CNBC 2010 pour Montréal avec une période fondamentale dans le plan de 0.175s

Figure 8. Processus schématique d'obtention des paramètres de demande sismique dans le cas des bâtiments de deux étages pour le mécanisme CF

Figure 9. Courbes de fragilité pour les mécanismes FDE et CF

Figure 10. Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour le scénario envisagé (ville de Québec M6.2 R15)

Figure 1. Maison typique en maçonnerie de pierre (Photo des auteurs)
64x47mm (300 x 300 DPI)

Figure 2. Modélisation des bâtiments de l'inventaire et représentation des paramètres géométriques moyens
95x50mm (300 x 300 DPI)

Figure 3. Modélisation à plusieurs DDL et mise en évidence des deux systèmes dans le cas d'une excitation dans le plan des murs de façade
82x37mm (300 x 300 DPI)

Figure 4. Modèles bilinéaire et tri-linéaire
46x24mm (300 x 300 DPI)

	Δ_{ins} (mm)	Δ_1 (mm)	Δ_2 (mm)	F_i (kN)	K (kN/mm)
FDE	267	11	78	5.8	18.5
CF	267	11	76	1.4	76.3

c) Courbes de capacité caractéristiques

Figure 5. Présentation des différents mécanismes de rupture hors-plan
183x184mm (300 x 300 DPI)

Figure 6. Distribution log-normales de la capacité en déplacement
56x37mm (300 x 300 DPI)

Figure 7. Spectre de réponse en accélération pour le système hors-plan, issu de la transformation du spectre de calcul du CNCB 2010 pour Montréal avec une période fondamentale dans le plan de 0.175s
71x28mm (300 x 300 DPI)

Figure 8. Processus schématique d’obtention des paramètres de demande sismique dans le cas des bâtiments de deux étages pour le mécanisme CF
86x40mm (300 x 300 DPI)

a) FDE : Façade dernier étage

b) CF : Coupe-Feu

Figure 9. Courbes de fragilité pour les mécanismes FDE et CF
121x171mm (300 x 300 DPI)

Figure 10. Répartition des différents degrés de dommages suivant les mécanismes de rupture pour le scénario envisagé (ville de Québec M6.2 R15)
52x32mm (300 x 300 DPI)