



HAL
open science

Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués

Marie-José Nollet, Amine Karbassi, Karine Lefebvre, Omar Chaallal

► To cite this version:

Marie-José Nollet, Amine Karbassi, Karine Lefebvre, Omar Chaallal. Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués. 9e Colloque national en calcul des structures, CSMA, May 2009, Giens, France. hal-01413981

HAL Id: hal-01413981

<https://hal.science/hal-01413981>

Submitted on 12 Dec 2016

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Distributed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

Développement de courbes de fragilité des bâtiments existants par la méthode des éléments appliqués

M.-J. Nollet¹, A.Karbassi², K. Lefebvre², O. Chaallal¹

¹ Prof., École de technologie supérieure, Université du Québec
1100 rue Notre-Dame ouest, Montréal, Canada
{ marie-jose.nollet,omar.chaallal }@etsmtl.ca

² Candidats au Doctorat, École de technologie supérieure, Université du Québec
1100 rue Notre-Dame ouest, Montréal, Canada
{ amin.karbassi.1,karine.lefebvre.1 }@ens.etsmtl.ca

Résumé – Dans un contexte de gestion du risque, les courbes de fragilité des bâtiments peuvent être utilisées pour prédire les dommages potentiels. La méthode des éléments appliqués permet de représenter le comportement non linéaire de bâtiments comportant des éléments de maçonnerie non armée en simulant deux phénomènes importants : la fissuration progressive et la séparation des unités. Les résultats obtenus suite à ces analyses permettent de développer des courbes de fragilité représentatives de ces structures.

Mots clés – Vulnérabilité, Éléments appliqués, Maçonnerie, Risque sismique.

1 Introduction

L'étude des dommages subis à la suite des derniers tremblements de terre aux États-Unis (Loma Prieta 1989, Northridge 1994), au Japon (Kobé 1995), au Canada (Saguenay 1988) et dans d'autres régions du monde a mis en évidence la vulnérabilité sismique des bâtiments existants [1]. En milieu urbain, cette vulnérabilité, combinée à une concentration importante de bâtiments construits avant l'introduction des normes parasismiques, peut entraîner un risque sismique élevé, même dans les zones où la sismicité est considérée modérée. C'est le cas des villes de Québec et Montréal, situées dans l'Est du Canada, où différents programmes de gestion du risque sismique en milieu urbain ont récemment été mis en oeuvre. Un projet conjoint entre les autorités municipales de la Ville de Québec, l'École de technologie supérieure et l'Université Laval a permis de développer des outils d'évaluation de la vulnérabilité sismique des installations existantes (bâtiments, ponts, infrastructures souterraines, etc.). Ces outils incluent des cartes de microzonage, des procédures d'évaluation et des courbes de fragilité des bâtiments existants [2,3]. Les courbes de fragilité indiquent la probabilité qu'un bâtiment atteigne un certain niveau de dommage ou de performance pour une demande sismique donnée, laquelle est exprimée par l'intensité sismique ou la demande spectrale.

Cet article présente le développement de courbes de fragilité par la méthode des éléments appliqués pour deux typologies de bâtiments du Québec : (i) les bâtiments en maçonnerie non armée avec des planchers de bois, une typologie présente dans les anciens quartiers industriels, et (ii) les structures cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, une typologie typique de plusieurs bâtiments construits entre 1915 et 1970 approximativement [4]. La méthode des éléments appliqués permet de représenter le comportement structural en entier, soit du début du chargement à l'effondrement de la structure.

2 Méthodologie

L'évaluation de la vulnérabilité sismique de bâtiments existants repose en général sur les renseignements recueillis suite aux dommages causés par les séismes passés (matrice de probabilité de dommages, jugements experts, etc.). En l'absence de données suffisantes, le recours à des modèles analytiques permettant de construire les courbes de fragilité de bâtiments typiques, et donc de prédire les dommages, est une alternative intéressante. Quatre étapes principales sont requises pour obtenir les courbes de fragilité de bâtiments :

- (1) Caractérisation structurale du bâtiment selon des classes typologiques (matériau, système structural, système de résistance latérale, etc.) ;
- (2) Modélisation et analyse de la structure dans le domaine non linéaire pour obtenir une courbe de réponse (courbe de capacité statique ou courbe de réponse dynamique) ;
- (3) Identification de points d'états limites caractéristiques représentant l'initiation de différents niveaux de dommages ou niveaux de performance ;
- (4) Construction de la courbe de fragilité par la mise en commun de la courbe de réponse et de la demande sismique.

Dans le cadre de ce projet, la méthode des éléments appliqués (MEA) est utilisée pour modéliser les bâtiments étudiés et procéder aux analyses non linéaires. Cette méthode allie les avantages de la méthode des éléments finis (MEF) et ceux de la méthode des éléments discrets, puisqu'elle permet de modéliser les déformations continues d'un matériau discret [5].

Deux types d'analyses peuvent être réalisées pour construire la courbe de réponse : (1) une analyse statique non linéaire de type « pushover » générant la courbe de capacité du bâtiment ou sa courbe de réponse statique, ou (2) une analyse dynamique incrémentale temporelle générant la courbe de réponse dynamique du bâtiment lorsque soumis à un séisme.

2.1 Courbes de fragilité par analyse statique non linéaire

La courbe de capacité obtenue par une analyse statique non linéaire donne la relation entre la force statique totale sollicitant le bâtiment et le déplacement au toit correspondant. Quatre degrés de dommages sont ensuite définis sur cette courbe : faible, modéré, étendu et complet. Ces degrés de dommages sont reliés soit à une description de l'état de fissuration du bâtiment, soit à des limites de déplacements au toit prescrits. Pour certains types de bâtiments, les limites de déplacements au toit recommandées sont souvent surestimées. Il est alors généralement préférable d'utiliser les degrés de dommages descriptifs, comme ceux décrits dans l'échelle macrosismique européenne ou HAZUS (logiciel d'estimation de dommages) [6]. Le modèle utilisé doit alors pouvoir représenter les différents états d'endommagement de façon réaliste.

Chaque point (force-déplacement) identifiant un degré de dommage est ensuite traduit en valeurs de la réponse spectrale (accélération et déplacement) afin de construire la courbe de fragilité en lui associant une probabilité de dommages de 50 %. La pente de la courbe de fragilité est contrôlée par une déviation standard log-normale. On obtient ainsi une courbe de fragilité par degré de dommage.

2.2 Courbes de fragilité par analyse dynamique incrémentale

L'analyse dynamique incrémentale temporelle est une solution de remplacement à l'analyse statique non linéaire. L'analyse dynamique incrémentale offre l'avantage de considérer les propriétés dynamiques de la structure et tient compte ainsi de la modification de la rigidité et de la période de la structure sous la sollicitation dynamique. Les limites de performance identifiées sur la courbe de réponse sont définies selon des limites de déplacements inter-étages. Du point de vue structural on considère les limites de performance suivantes : (1) Occupation immédiate, (2) Sécurité des occupants et, (3) Prévention de l'effondrement. On peut ainsi relier un niveau d'accélération à une limite de performance du bâtiment. Par ailleurs, les analyses temporelles sont répétées pour plusieurs séismes, couvrant ainsi plusieurs régions de sismicités différentes. L'analyse statistique des résultats permet ainsi d'obtenir une courbe de fragilité par niveau de performance du bâtiment et ce, pour différentes régions sismiques.

Dans cet article, l'accent est mis sur la construction de courbes de fragilité pour deux typologies structurales typiques des anciens quartiers des villes de Québec et Montréal à l'aide des courbes de capacité statique.

3 Caractérisation des typologies étudiées

Les deux typologies structurales considérées sont (i) les bâtiments anciens en maçonnerie non armée à vocation industrielle et (ii) les structures cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie non armée construites au Québec avant 1970. Leurs caractéristiques sont données au Tableau 1. Dans les deux cas, ces bâtiments présentent un nombre important d'ouvertures sur les façades principales. Pour les bâtiments en maçonnerie non armée, étudiés ici, cette particularité a pour conséquence d'introduire un comportement post-élastique différent de celui des murs de maçonnerie typique.

Les valeurs des propriétés des matériaux utilisées pour les analyses sont basées sur une revue de la littérature spécialisée, de rapports techniques et de rapports d'essais portant sur des bâtiments représentatifs de chaque typologie. Elles sont présentées au Tableau 2.

	Maçonnerie non armée	Cadres en béton armé avec remplissage
Usage	Industriel	Résidentiel, commercial ou industriel
Année de construction	1895-1910	1915-1970
Nombre d'étages	4 à 6	1 à 6
Système structural	Poutres et colonnes en bois ou en acier (Connexions simples)	Cadres en béton armé
Système de résistance latéral	Murs en maçonnerie de briques (épaisseur variant de 400 à 600 mm)	Cadre et remplissage en maçonnerie de terracotta ou brique (épaisseur variant de 150 à 250 mm)
Plancher	Diaphragme de bois ou acier	Dalle de béton 100 mm

Tableau 1 – Description des typologies structurales

	Mortier	Brique	Béton	Acier
Module d'élasticité (GPa)	0,5	14	23,2	225
Résistances (MPa)	$f_t=0,2$ $f_c=2,0$	$f_t=2,0$ $f_c=30$	$f_t=2,1$ $f'_c=21$	$f_y=300$ $f_u=474$
Poids volumique (kN/m ³)	18,8	13,6	23,6	77

Tableau 2 – Propriétés typiques des matériaux

Le comportement sismique de la maçonnerie non armée ou avec remplissage en maçonnerie est caractérisé par des déformations dans le domaine linéaire, suivies, dans le domaine non linéaire, d'une progression des fissures dans la maçonnerie puis d'une séparation des unités menant éventuellement à la rupture. En théorie, la rupture de la maçonnerie non armée peut survenir dans le plan ou hors du plan par : 1) la séparation des joints, 2) le glissement des unités le long des joints de mortier, 3) la fissuration des unités par traction directe, 4) la fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants et de compression importants, et 5) le fendage des unités de brique. Lors d'un séisme, les trois premiers modes sont les plus susceptibles de se produire en plus de la fissuration diagonale des unités sous l'effet d'efforts tranchants importants.

Dans le cas des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie, les modes de rupture habituels des éléments en béton sont ceux dus à l'interaction des efforts dans les éléments (flexion-cisaillement, flexion-charge axiale), les rotations aux joints extérieurs, l'ancrage dans les fondations, etc. Les modes de rupture concernant spécifiquement les remplissages et leur action sur les colonnes de béton sont illustrés à la Figure 1. Le mécanisme

de rupture relatif à l'étage flexible (rez-de-chaussée sans remplissage) et celui relatif aux colonnes courtes ou captives (remplissage partiel) sont d'autres modes de rupture possibles.

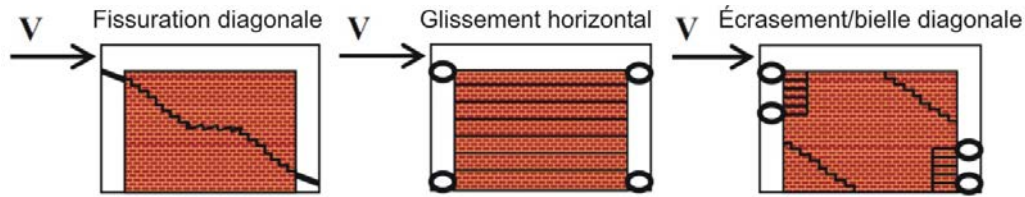


Figure 1 – Mécanismes de rupture dans le plan des remplissages et colonnes de béton armé (adaptée de [7])

4 Méthode des éléments appliqués (MEA)

Le recours à la MEA pour l'analyse des bâtiments en maçonnerie ou avec remplissage en maçonnerie permet de simuler la séparation d'éléments ayant des déplacements indépendants, ce que ne permet pas la méthode des éléments finis (MEF) par exemple. Pour simuler ce type de fissuration progressive par la MEF avec la technique de « fissuration diffuse » ou la modélisation de fissures discrètes, on doit connaître la localisation et la direction de la propagation des fissures.

Dans la MEA, les éléments structuraux sont subdivisés en éléments virtuels connectés entre eux par des ressorts. Ces ressorts, disposés par paires (normal et cisaillement) aux points de contact entre les éléments, représentent les contraintes, les déformations et la rupture d'une portion de la structure [5]. La rupture progressive des ressorts permet une connectivité partielle entre les éléments. Cette façon de faire permet de représenter le comportement structural en entier du début du chargement dans le domaine élastique, jusqu'à la séparation des éléments et l'effondrement de la structure. À noter que la méthode des éléments appliqués permet de modéliser les éléments non structuraux, comme les fenêtres, et ainsi considérer leur effet sur le comportement de la structure.

Dans le cas de la maçonnerie non armée, la brique est représentée par un ressort de rigidité K_b et l'interaction brique-mortier par un ressort de rigidité K_m (Voir Figure 2). Les rigidités K_b et K_m sont calculées en fonction de l'épaisseur de l'élément et des modules d'élasticité et de cisaillement de la brique et du mortier.

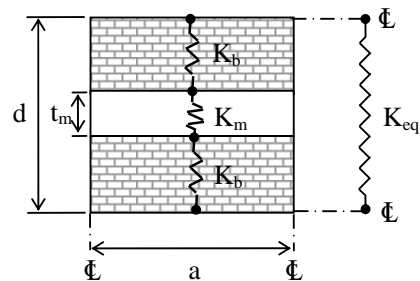


Figure 2 – Modélisation de la maçonnerie dans la méthode des éléments appliqués

La modélisation de la maçonnerie non armée par la MEA permet de considérer les modes de ruptures susceptibles de se produire lors d'un séisme. Selon la Figure 2, on observe que les modes de rupture par séparation des joints et glissement des unités le long des joints se manifestent dans les ressorts « brique-mortier », alors que les modes de rupture par fissuration des unités (traction directe ou traction diagonale) se manifestent dans les ressorts « brique ».

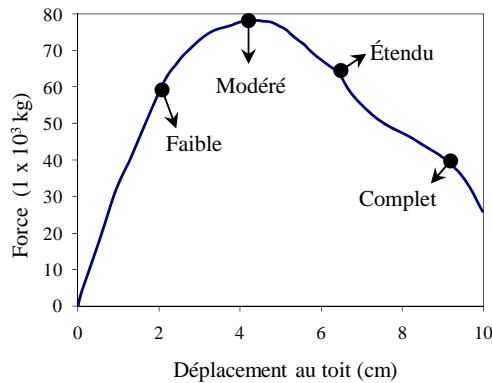
La modélisation des cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie permet de considérer les modes de rupture du remplissage et du cadre en béton armé. Pour le béton armé,

on utilise deux types de ressorts relatifs au béton et à l'acier d'armature, respectivement. La séparation des éléments survient par la rupture des ressorts « béton » avant celle des ressorts « acier », ce qui permet de tenir compte du déplacement (glissement) relatif entre les barres d'armature et le béton.

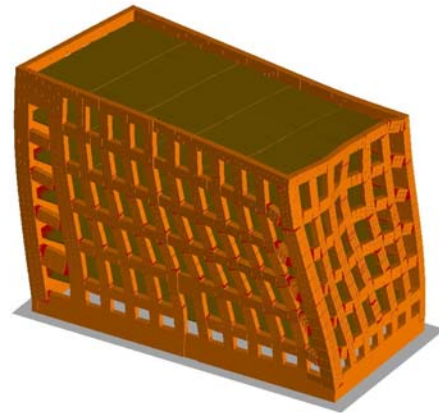
5 Résultats des analyses

Un bâtiment en maçonnerie non armée typique des bâtiments industriels québécois du début du siècle, et dont les propriétés sont données au Tableau 2, a été modélisé par la méthode des éléments appliqués. Les éléments (piliers et linteaux) sont divisés en 9 sous éléments connectés entre eux par 5 paires de ressorts. Le modèle a été assujéti à une analyse statique non linéaire de type « pushover ».

La Figure 3a illustre la courbe de capacité (force-déplacement) relative à ce bâtiment ; quatre degrés de dommages sont identifiés : faible, modéré, élevé et complet. La Figure 3b illustre l'état d'endommagement obtenu par l'analyse statique non linéaire à l'aide de la MEA pour un degré de dommages étendu.



(a) Courbe de capacité



(b) Degré de dommages « Étendu »

Figure 3 – Comportement non linéaire d'un bâtiment typique en maçonnerie non armée

La Figure 4a illustre les courbes de fragilité obtenues en supposant une probabilité de dépassement de 50 % pour chaque degré de dommages. Le déplacement au toit, Δ , peut ensuite être traduit en déplacement spectral pour un système équivalent à un degré de liberté dynamique en considérant une période réduite effective tenant compte de la dégradation de la rigidité. Par ailleurs, l'analyse dynamique incrémentale du même bâtiment, modélisé à l'aide de la MEA, a permis d'obtenir des courbes de fragilité pour différentes régions sismiques du Québec. L'analyse a été répétée pour 42 accélérogrammes différents, soient 14 par région sismique (faible, modérée et élevée). La Figure 4b présente les courbes de fragilité dans la direction principale du bâtiment pour une région de sismicité élevée pour trois limites de performance : (1) Occupation immédiate, (2) Sécurité des occupants et (3) Prévention de l'effondrement. On notera que l'abscisse des courbes de fragilité obtenues par l'analyse statique non linéaire (Figure 4a) représente le déplacement au toit alors que l'abscisse des courbes de fragilité obtenues par l'analyse dynamique incrémentale (Figure 4b) représente le déplacement spectral.

Des résultats similaires peuvent être obtenus pour les structures cadres en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Ils seront présentés lors de la conférence.

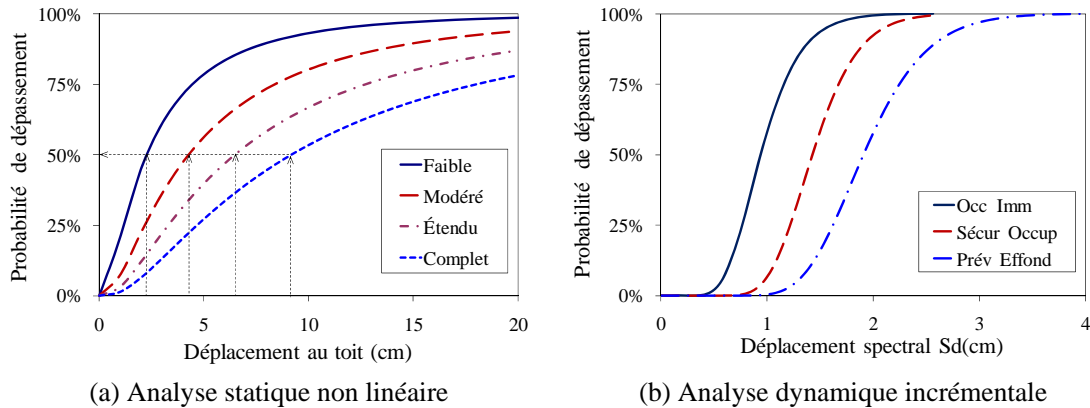


Figure 4 – Courbes de fragilité d'un bâtiment en maçonnerie non armée à vocation industrielle

6 Conclusion

L'utilisation de la méthode des éléments appliqués pour représenter le comportement non linéaire des structures comportant des éléments en maçonnerie non armée, offre l'avantage de pouvoir modéliser la séparation des unités. Par ailleurs, les résultats obtenus par analyse statique non linéaire ne considèrent pas la modification des propriétés dynamiques reliée à la dégradation de rigidité lors de vibrations. L'utilisation de l'analyse dynamique incrémentale, jumelée à une modélisation par la méthode des éléments appliqués, permet de considérer les propriétés dynamiques de la structure. La demande sismique étant alors représentée par des accélérogrammes de différents séismes, il est possible d'obtenir pour une typologie située dans une région donnée des courbes de fragilité plus réalistes.

Références

- [1] M. Saatcioglu, D. Mitchell, R. Tinawi, J.N. Gardner, A.G. Gillies, A. Ghobarah, D.L. Anderson, D. Lau. The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake – damage to structures. *Revue canadienne de génie civil*, CNRC, vol.28, 715-737, 2001
- [2] M.-J. Nollet, D. LeBoeuf, A. Khaled. Microzonage et vulnérabilité sismique des ponts de la Ville de Québec. *Comptes-rendus du 14e colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, Québec, sur cédérom, 2007.
- [3] A. Karbassi, M.-J. Nollet. Adaptation of the Rapid Visual Screening FEMA-154 procedure to the regional seismic demands of the province of Quebec. *Revue canadienne de génie civil*, CNRC, vol.35, 925-937, 2008.
- [4] M.-J. Nollet, K. Lefebvre, O. Chaallal. Structural characterisation of historical buildings in Old Montreal. *13^{ème} Conférence mondiale en génie sismique (WCEE)*, Vancouver, Canada, sur Cédérom, no. 2907, 2004.
- [5] K. Meguro, H.S. Tagel-Din. Applied Element Method Used for Large Displacement Structural Analysis. *Journal of Natural Disaster Science*, vol.24, no.1, 25-34, 2002.
- [6] National Institute of Building Sciences for the Federal Emergency Management Agency. Earthquake Loss Estimation Methodology, HAZUS-MH MR1, Washington, D.C., 2003.
- [7] A. Stavridis. *NEES Collaboratory Research Effort: Masonry Infilled RC Frames*. University of California/NEES, 6th Annual Meeting. Portland, États-Unis, 18-20 juin, 2008.