
Performance sismique du bâti existant à Nice : cas d'un bloc de bâtiments en maçonnerie confinée

Seddiki El Mehdi¹, Serrhini Kamal², Maïzia Mindjid².

¹ Polytech'Lab, El-Mehdi.SEDDIKI@univ-cotedazur.fr

² UMR CNRS 7324 CITERES, équipe DATE

RÉSUMÉ. Les bâtiments en maçonnerie confinée est l'une des typologies les plus courantes en Europe. Etant construite sans considération sismique, cette typologie est très vulnérable face aux sollicitations transversales. A l'instar des centres urbains historiques, Nice connaît une concentration des blocs de bâtiments caractérisés par une continuité structurelle. Plusieurs observations post-sismiques ont montré que les bâtiments attenants au sein d'un bloc n'ont pas un comportement dynamique indépendant, car il est fortement impacté par les constructions adjacentes (Ferreira T. et al., 2012). Il s'agit de l'effet de bloc. Par conséquent, les considérer individuellement reflète un comportement irréaliste. Nous présentons dans cet article une méthodologie afin d'analyser la réponse globale de ces bâtiments en considérant plus particulièrement l'effet de bloc. Cela permet une évaluation plus précise de la vulnérabilité sismique de cette typologie. A cet effet, un archétype niçois est modélisé par l'approche du cadre équivalent à l'aide du programme 3muri (Lagomarsino S. et al., 2013). Les courbes de capacité sont ensuite obtenues par une analyse Pushover.

ABSTRACT. The confined masonry buildings are one of the most common typologies in Europe. Being constructed without seismic considerations, this typology is very vulnerable to the transversal loading. As historical urban centers, Nice has a concentration of building aggregates characterized by structural continuity. Several post-seismic observations have shown that adjoining buildings within an aggregate does not have an independent dynamic behavior, because it is strongly impacted by the adjacent constructions (Ferreira T. et al., 2012). This is the block-effect. Therefore, considering them individually reflects an unrealistic behavior. In this paper, we present a methodology to analyze the global response of these buildings by especially considering the block-effect. That allows a more accurate assessment of the seismic vulnerability of this typology. For this purpose, an archetype of Nice aggregates is modeled by the equivalent frame approach using 3muri program (Lagomarsino S. et al., 2013). The capacity curves are then obtained by Pushover analysis.

MOTS-CLÉS: vulnérabilité sismique, analyse Pushover, bloc de bâtiments, bâtiments en maçonnerie confinée, effet de bloc, macroélément.

KEY WORDS: seismic vulnerability, Pushover analysis, building aggregate, confined masonry buildings, block-effect, macroelement.

1. Introduction

Plusieurs observations post-sismiques ont démontré que les constructions au sein d'un bloc n'ont pas un comportement dynamique indépendant. Elles interagissent entre elles sous action sismique et, en particulier, sous l'effet de la composante horizontale du mouvement sismique (Ferreira T. et al., 2012). En accord avec l'EC8 (2004), la vulnérabilité sismique de ces structures est estimée en les considérant isolées et donc en négligeant l'impact des structures voisines. En plus, si on veut en tenir compte, l'identification des bâtiments structurellement reliés est parfois problématique. En conséquence, modéliser leur comportement structurel ainsi peut être imprécis.

Les anciens bâtiments en maçonnerie sont des structures hétérogènes. Leur comportement macroscopique non linéaire est complexe et difficile à modéliser avec des méthodes par éléments finis. La présence de fissures dans le milieu génère des discontinuités dans le domaine de déformation (Ulrich T. et al., 2012). Parmi les différentes approches de modélisation de cette typologie de bâtiments, figure l'approche du cadre équivalent (Lagomarsino S. et al., 2013). Elle a été sélectionnée en raison de son efficacité dans la prédiction de la performance de structures en maçonnerie.

Dans cet article, nous présentons d'abord un bref descriptif du cas d'étude constitué d'un des archétypes représentatifs du bâti niçois. Ensuite, nous rappelons brièvement le principe du cadre équivalent pour la modélisation de notre cas d'étude. Enfin, la démarche mise en œuvre pour l'analyse du modèle numérique développé est détaillée ainsi que les principaux résultats obtenus. Nous traitons uniquement la réponse globale de la structure en tenant compte l'effet de bloc.

2. Cas d'étude

Le cas d'étude analysé est représentatif des bâtiments construits dans la période 1915-45, où le béton a commencé à être exploité comme matériau de construction. Une nouvelle technique de construction appelée « la maçonnerie confinée » se développe. Elle est basée sur un système porteur composé de poteaux-poutres en béton armé et d'un remplissage lourd en brique pleine (voir figure 1). Les bâtiments de cette période ont été érigés dans l'absence d'une réglementation parasismique. Le béton était en conséquence faiblement armé par rapport au standard actuel. Les différents murs de façade de cette typologie de construction sont semi-porteurs. Les cadres en béton armé assurent une partie de la résistance du bâtiment. Le type de planchers utilisé est une dalle de béton de mauvaise qualité et faiblement armé à tous les niveaux. A noter que si des études pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie non renforcée existent (ex. Vicente R. et al., 2011 ; Ferreira T. et al., 2013), très peu sont associées à des bâtiments en *maçonnerie confinée*.

Nous nous intéressons dans ce cas d'étude à un bâtiment résidentiel de 3 étages (R+2). Il est construit en 1940 et situé au milieu d'un bloc de bâtiments. Afin de mieux comprendre le comportement non linéaire du bâtiment au sein du bloc, nous proposons d'appliquer les mêmes caractéristiques du bâtiment d'intérêt aux bâtiments adjacents. Nous limitons ainsi l'impact des différents paramètres mécaniques et géométriques sur l'analyse de *l'effet de bloc*. Le bâtiment mesure 10 m x 10 m dans le plan horizontal. Son système structurel mixte est composé de panneaux en briques pleines de 22 cm d'épaisseur confinés par des éléments en béton armé. Leurs propriétés mécaniques et/ou géométriques respectives figurent aux tableaux 1, 2, 3 et 4. La distance d'entraxe entre deux planchers successifs est de 3 m. Le plancher est constitué principalement d'une dalle en béton continue (armée en deux directions et donc avec portée bidirectionnelle) de 10 cm d'épaisseur. Les caractéristiques de sa structure sont résumées par la figure 2.

Les charges permanentes supportées par les différents planchers sont estimées à 2 kN/m². En raison du manque de connaissance exact de la charge d'exploitation, les valeurs de 2.5 kN/m² et 1 kN/m² ont été adoptées pour les planchers d'habitation et la toiture, respectivement. Quant aux escaliers, ils sont pris en considération par une charge linéique de 2 kN uniformément répartie sur les murs périphériques.

En raison de l'absence des essais expérimentaux sur ce type de bâtiments niçois, les propriétés mécaniques des matériaux utilisés sont associées aux valeurs rapportées dans la table de référence de NTC08 et l'EC2. Le niveau de connaissance étant limité (KL_1), nous considérons les valeurs caractéristiques des matériaux avec un facteur de confiance (FC) de 1.35 selon la formule [1]. La réduction de la rigidité initiale n'est pas prise en compte. Cela surestime la vulnérabilité du bâtiment d'autant plus qu'il ne présente pas de dégradations significatives apparentes.

$$\text{Propriétés des matériaux} = \frac{\text{Valeurs moyenne d'essais in-situ}}{1.35} \quad [1]$$

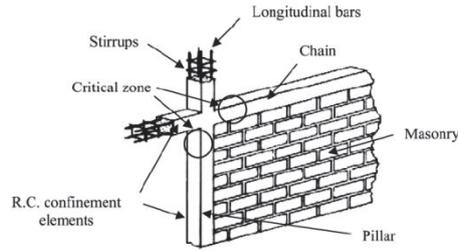


Figure 1. Détails de la maçonnerie confinée (Kenneth A., et al., 2008)

Tableau 1. Propriétés mécaniques de la maçonnerie

Typologie de la maçonnerie	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	ρ (kN/m ³)	f_k (N/cm ²)	γ_m	FC
Maçonnerie en brique pleine	180	6	1800	300	18	93.33	3	1.35

Note : Valeurs adoptées de la table de référence NTC08, f_k calculée selon l'EC6 et FC suit les recommandations de l'EC8.

Tableau 2. Caractéristiques géométriques des éléments en béton armé

Éléments béton armé	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)	Armatures longitudinales	As (cm ²)	Armatures transversales
Poteaux	30	25	750	4 ϕ 16	8.04	2 ϕ 8 espacés de 15 cm
Poutres	23	30	690	Haut : 3 ϕ 16	6.03	2 ϕ 8 espacés de 15 cm
				Bas : 5 ϕ 16	10.05	

Note : Les dimensions de chaque élément présenté au tableau ci-dessus sont constantes pour chaque étage.

Tableau 3. Propriétés mécaniques du béton C16/20

Classe du béton	Module élastique E (N/mm ²)	Module de cisaillement G (N/mm ²)	Poids spécifique ρ (kN/m ³)	f_{cm}	f_{ck}	Facteur de sécurité γ_c	α_{cc}	FC
C16/20	29000	12083	25	24	16	1.5	1	1.35

Note : Valeurs préconisées par l'EC2.

Tableau 4. Propriétés mécaniques de l'acier A235

Classe de l'acier	Module élastique E (N/mm ²)	Module de cisaillement G (N/mm ²)	Poids spécifique ρ (kN/m ³)	f_{ym}	f_{yk}	Facteur de sécurité γ_s	FC
A235	200000	76923	79	253	235	1.15	1.35

Note : Valeurs de E, G, ρ , f_{yk} recommandées dans l'EC2, la limite de l'élasticité moyenne f_{ym} calculée à partir de l'EC3 et FC selon l'EC8.

Briques creuses et dalle de béton pour tous les étages		
	i	50 (cm)
	b	10 (cm)
	h	24 (cm)
	S	10 (cm)
	E _{béton}	30000 (kN/mm ²)
	E _x (plancher)	38400 (N/mm ²)
	E _y (plancher)	30000 (N/mm ²)
	G (plancher)	12500 (N/mm ²)
	v	0.2

Figure 2. Type de plancher utilisé et ses caractéristiques

3. Méthodologie proposée

3.1. Modélisation des structures en maçonnerie confinée par l'approche du cadre équivalent

Selon l'approche du cadre équivalent développée par Lagomarsino S. et *al.*, (2013), chaque mur en maçonnerie peut être subdivisé en un ensemble de panneaux déformables¹ reliant des nœuds rigides² (voir figure 3). Cette idéalisation provient de l'observation des dommages suites aux tremblements de terre. Elle montre que les fissures et les modes de dégradation sont souvent concentrés dans les éléments identifiés comme déformables. Il s'agit en l'occurrence des deux composants principaux suivants :

- Pilier (Piers) : sont les principaux éléments résistants verticaux pour les charges verticales et latérales
- Allèges (Spandrels) : sont des éléments horizontaux secondaires qui couplent la réponse des piliers adjacents dans le cas des charges sismique

Bien que les *allèges* soient des « éléments secondaires », elles affectent de manière significative les conditions aux limites des *piliers* (en autorisant ou en restreignant les rotations extrêmes) (Seddiki E. et *al.*, 2018). Par conséquent, ce type d'éléments a une grande influence sur la capacité latérale globale du mur. Après avoir idéalisé le mur en maçonnerie en tant qu'assemblage d'éléments structuraux, la prédiction de son comportement global dépend principalement de la représentation correcte des caractéristiques de chaque élément structural. Les éléments structuraux sont modélisés en tant qu'éléments « poutre non-linéaire » avec un comportement bilinéaire élastoplastique. La réponse de l'élément est directement décrite en termes de rigidité globale, résistance et capacité de déplacement ultime ; en supposant une relation force-déplacement et des limites des déplacements inter-étages (*drift limits*) appropriées (voir équation 2).

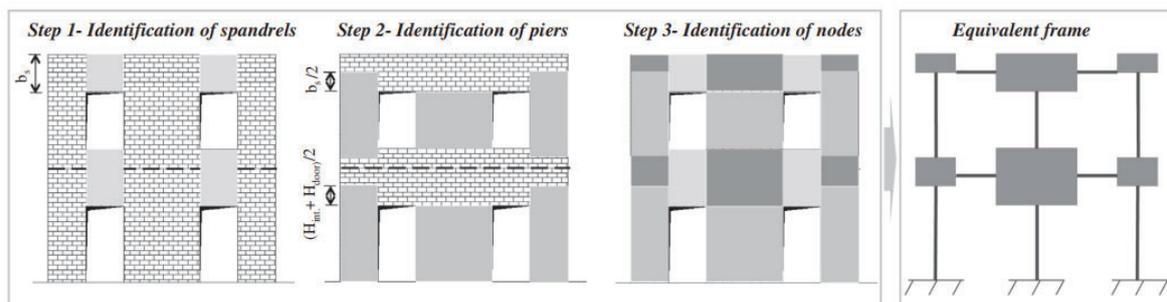


Figure 3. Idéalisation de mur en maçonnerie selon le modèle du cadre équivalent (Lagomarsino S. et *al.*, 2013)

Un panneau en maçonnerie soumis à une charge en-plan peut présenter deux types de comportement (Calderini C. et *al.*, 2009) :

- A) *Comportement en flexion (flexural behaviour)* qui peut être associé aux mécanismes de :
- Basculement (*Rocking*) : où le panneau commence à se comporter comme un corps presque rigide tournant autour de son coin ;
 - Écrasement (*Crushing*) : où le panneau est progressivement caractérisé par un schéma de dégradation répandu, avec des fissures sous-verticales orientées vers les coins comprimés.
- B) *Comportement en cisaillement (Shear behaviour)* qui peut être associé aux mécanismes de :
- Fissuration diagonale (*Diagonal Cracking*) : où le panneau développe généralement des fissures en son centre, qui se propagent ensuite vers les coins ;
 - Glissement de cisaillement (*Shear Sliding*) : la rupture est atteinte avec glissement sur un plan horizontal.

Le contrôle de la ductilité régit l'effondrement du panneau par la définition du déplacement inter-étage maximal (maximum drift) δ_u . Ce dernier dépend du mécanisme de dégradation prédominant survenu. Il est calculé comme suit (selon l'EC8) :

$$\delta = \frac{(u_j - u_i)}{h} + \frac{(\varphi_j - \varphi_i)}{2} \leq \delta_u \begin{cases} 0.4\% \text{ cisaillement} \\ 0.6\% \text{ flexion} \end{cases} \quad [2]$$

¹ Des parties du mur où la réponse non linéaire est concentrée.

² Des parties dans le mur qui ne sont généralement pas susceptibles d'être endommagées.

3.2. Spectre de capacité

La définition de la résistance d'une structure nécessite le développement d'une courbe force-déplacement. Elle renseigne la réponse globale de la structure (résistance globale et capacité de déplacement ultime) sous chargement latéral (Seddiki E. et *al.*, 2018). Nous utilisons l'approche N2, initialement développée par (Fajfar P. 2000), pour construire un spectre de capacité. Dans cette approche, la courbe de capacité représentant le comportement latéral d'un système à n DDL (l'effort tranchant à la base V_b en fonction du déplacement du nœud de contrôle D_t) est obtenue par une analyse *Pushover*. Elle est ensuite convertie en une réponse non linéaire d'un système à 1 DDL équivalent par l'utilisation des équations [3], [4] et [5].

$$Q^* = \frac{Q}{r} \quad [3]$$

$$D^* = \frac{D_t}{r} \quad [4]$$

$$F^* = \frac{V_b}{r} \quad [5]$$

Où r est le facteur de participation modale.

$$\Gamma = \frac{[\phi]^T [M] \mathbf{1}}{[\phi]^T [M] [\phi]} = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad [6]$$

Le facteur de participation r contrôle la transformation des quantités du système à n DDL (V_b - D_t) en un système à 1 DDL (F^* - D^*) et vice versa. F^* et D^* sont le déplacement et la force du système à 1 DDL équivalent.

Ce type d'analyse nécessite de soumettre le modèle de la structure à un chargement horizontal statique prédéfini (simulant les forces sismiques). La précision de la courbe *Pushover* dépend fortement du choix approprié, à la fois, du modèle de chargement de forces latérales et du nœud de contrôle. L'EC8 recommande d'appliquer la répartition modale correspondant au mode fondamental de vibration du bâtiment. Elle est en mesure de représenter l'amplification dynamique structurelle, ce qui augmente l'action sur les étages supérieurs (Magenes G. et Penna A. 2009). Ce type de distribution des forces provoque le mécanisme d'effondrement global. Par ailleurs, le choix du nœud de contrôle n'est pas univoque. Ce problème concerne particulièrement les bâtiments en maçonnerie, où un centre de masse d'étage ne peut être considéré comme un nœud de contrôle (Seddiki E. et *al.*, 2018). Dans notre analyse, nous avons fait le choix du déplacement moyen du dernier niveau. Il permet une description généralisée du comportement de la structure. Ce choix est d'autant plus approprié lorsque le cas d'étude correspond à un bâtiment au sein d'un bloc, comme c'est le cas dans la présente étude.

Le modèle développé (voir figure 4) est soumis à plusieurs combinaisons d'analyse. Quatre directions principales de chargement sont considérées : $\pm U_x$ et $\pm U_y$, avec et sans excentricité. Le système global de coordonnées a été identifié selon l'orientation des murs : l'axe U_x correspondant à la direction de la façade principale et l'axe U_y à celui des murs transversaux (Figure 5).

Quant à l'effet de bloc, nous définissons d'abord la courbe de capacité de référence qui correspond au bâtiment considéré isolé. Il est ensuite agrégé à son environnement immédiat par la prise en compte des constructions adjacentes. Nous évaluons ainsi son comportement global. La courbe de capacité correspondant à la résistance globale la plus faible est considérée comme représentative de la typologie étudiée.

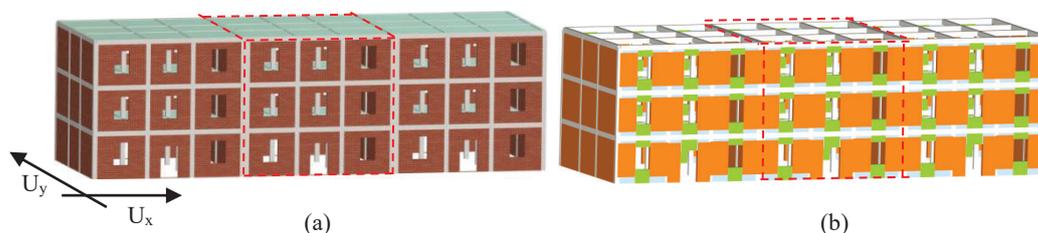


Figure 4. (a) Vue 3D du modèle géométrique de l'bloc étudié et (b) sa discrétisation en macroélément et éléments poutres

Nous nous focalisons uniquement sur la réponse globale de la structure, c.à.d. en supposant que les éléments verticaux et horizontaux sont correctement connectés (box behaviour). Cela empêche l'activation des mécanismes hors-plan.

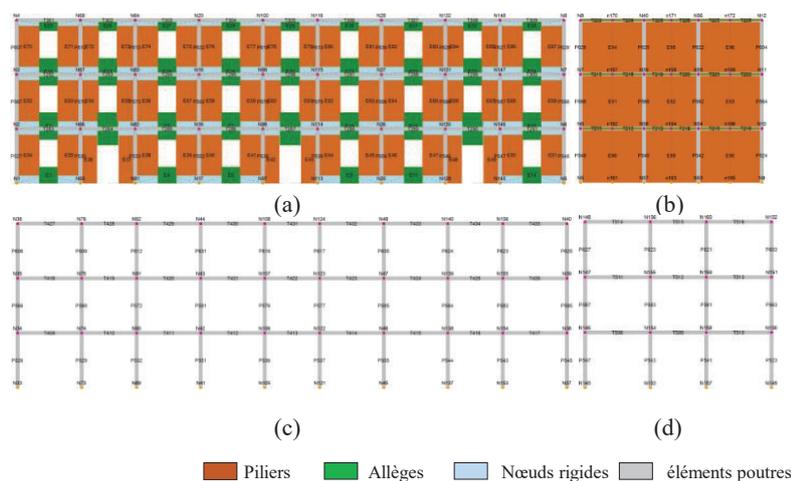


Figure 5. *Idéalisation en cadre équivalent des façades principales et latérale (a) et (b) respectivement ; structures longitudinale et transversale intérieures (c) et (d)*

4. Résultats

La figure 6 montre une étude comparative entre les deux courbes de capacité les plus défavorables obtenues pour les deux modèles, bâtiment considéré isolé puis pour le bloc. Les courbes de capacité obtenues pour le modèle du bâtiment isolé montrent une meilleure résistance de la structure dans la direction U_y . La différence s'explique principalement par l'absence totale des ouvertures dans les murs transversaux et par conséquent un meilleur contreventement. La présence des ouvertures signifie la présence d'allèges. Or, l'importance des allèges a été mise en évidence par l'étude de (Seddiki E. *et al.*, 2018). Leur capacité à dissiper l'énergie du chargement sismique impacte fortement la résistance latérale globale de la structure. La faible résistance des allèges aux forces axiales (en raison de l'absence des linteaux) diminue leur résistance au chargement transversal.

L'analyse *Pushover* du modèle correspondant au bloc de bâtiments montre que la résistance s'améliore sensiblement dans la direction U_x . Avec d'autres structures comme contreventement, le bloc de bâtiments affiche une meilleure résistance dans cette direction. Dans la direction transversale, on note aussi une évolution positive mais celle-ci reste relativement moins importante que dans la direction principale. Par conséquent, la courbe caractéristique du cas d'étude correspond à l'analyse dans la direction U_y . A cet effet, nous illustrons à la figure 7 le schéma d'endommagement de cette même analyse.

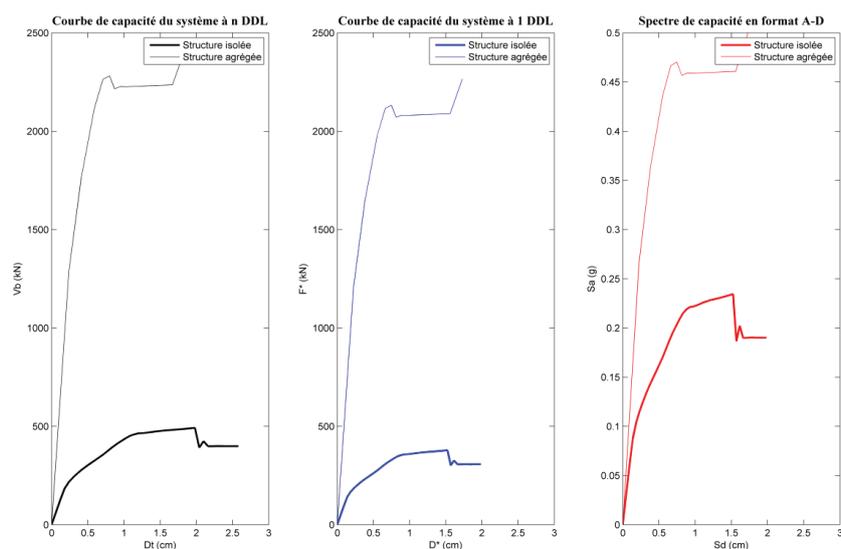


Figure 6. *Spectres et courbes de capacité de la structure du cas d'étude considérée isolée puis pour le bloc*

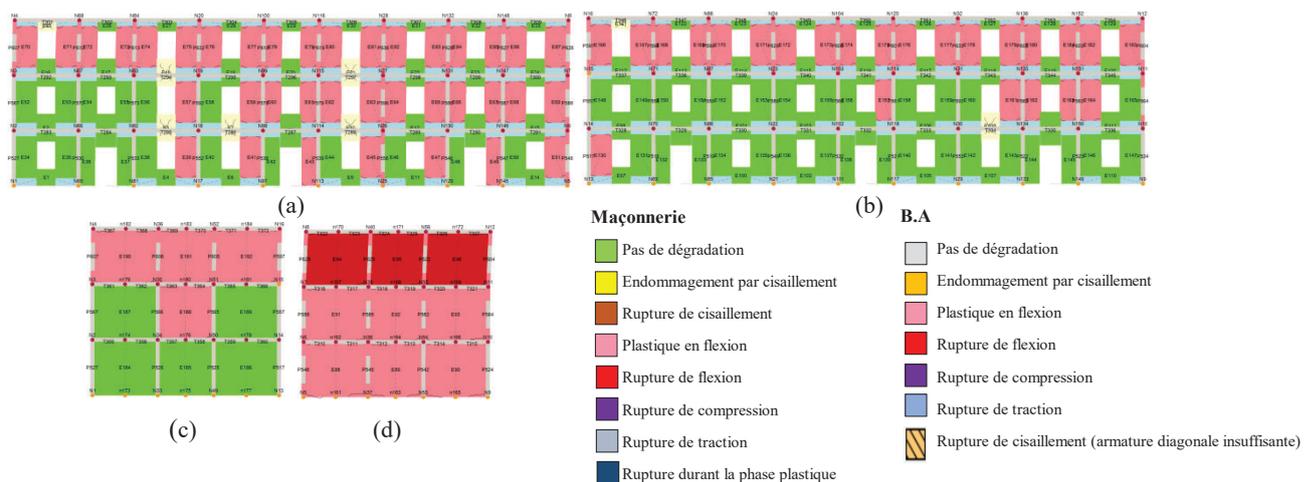


Figure 7. Faciès de dégradation du bâtiment considéré agrégé : (a) et (b) représentent les façades principale et arrière respectivement ; (c) et (d) les façades mitoyenne et latérale respectivement

La figure 7 montre les faciès de dégradation du modèle du bloc correspondant à la dernière étape de l'analyse *Pushover* réalisée dans la direction (U_y). Globalement, ce sont les éléments structurels du dernier niveau qui concentrent les dégradations. Les panneaux en maçonnerie correspondant aux façades latérales subissent une rupture en flexion en raison de l'effet de torsion qui atteint 15% de la direction transversale. Ce phénomène s'étend aussi aux murs longitudinaux et leur cause des déformations plastiques principalement au dernier niveau. Les façades principales restent sans dégâts majeurs jusqu'à l'effondrement des murs de la direction opposée qui précipitent l'écroulement de toute la structure.

Au cours du processus d'analyse, nous remarquons que l'énergie du chargement latéral est d'abord absorbée par les panneaux en maçonnerie. Lorsque ces derniers présentent les premiers signes de faiblesse, la charge latérale est reprise graduellement par les colonnes de confinement. Ce qui leur cause des dégradations aux extrémités. La dégradation se concentre au niveau des extrémités des colonnes de confinement dans cette typologie de bâtiments en raison du manque d'attaches dans ces parties. Cela fut observé dans les bâtiments des villes de Santiago et Melipilla, à la suite du séisme du Chili du 3 mars 1985 (figure 8). Il convient de noter que la redistribution des charges n'est plus possible après l'effondrement du panneau en maçonnerie. Par ailleurs, le bâtiment d'intérêt situé au milieu subit moins de dommages par rapport aux structures extrêmes. Il est mieux contreventé en présence des bâtiments mitoyens. Il assure ici le rôle du transfert d'inertie en dissipant partiellement l'énergie des forces latérales.



(a) Bâtiment dans la ville de Melipilla (b) Bâtiment dans la ville de Santiago

Figure 8. Dégradations aux murs en maçonnerie confinée, séisme du Chili du 3 mars 1985 (Kenneth A., et al., 2008)

5. Conclusion

L'analyse de cette typologie de bâtiments a permis de mieux comprendre le comportement structurel des bâtiments au sein du bloc. Les résultats obtenus par notre modèle ont mis en évidence plusieurs observations post-sismiques correspondant aux bâtiments en maçonnerie confinée. Dans le cas d'un bloc de bâtiments, la présence de structures voisines permet de mieux contreventer le bâtiment au milieu, ce qui confère à l'ensemble du bloc une meilleure résistance au chargement latéral.

La prise en compte de l'*effet de bloc* dans l'évaluation sismique des bâtiments est désormais clairement justifiée en raison de l'impact qu'elle a sur le comportement des bâtiments à l'intérieur du bloc. En effet, la réponse globale et la résistance maximale de la construction diffèrent lorsqu'elle partage une connexion complète avec d'autres structures mitoyennes. La position du bâtiment au sein du bloc impacte également sa vulnérabilité aux séismes. Si le bâtiment est situé au milieu, il aura un rôle de dissipation partielle de l'énergie sismique en transférant la force d'inertie à la structure limitrophe. Par conséquent, cette dernière sera sollicitée non seulement par la charge sismique mais aussi par la force d'inertie de la structure voisine. Par conséquent, les bâtiments extrêmes ainsi que les piliers en maçonnerie extérieurs sont souvent plus endommagés.

Les analyses réalisées montrent un cadre clair sur la performance sismique des bâtiments individuels et des blocs. La modélisation et l'analyse des structures anciennes avec le principe du cadre équivalent par macroélément, malgré qu'elles soient complexes, a montré son efficacité dans la prédiction des mécanismes de dégradation. La non considération de l'aspect « *effet de bloc* » dans l'EC8 pour l'évaluation sismique du bâtiment appartenant à un bloc, et ce malgré sa pertinence avérée ouvre un axe de recherche considérable. Cela pose également la question d'une possible intégration de l'effet de bloc dans les textes réglementaires relatifs à l'évaluation sismique du bâti existant.

6. Bibliographie

- [CAL 09] Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S., « In-Plane Strength Of Unreinforced Masonry Piers ». *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 2009, Sect. 38(2).
- [EC8 04] EC8-1., « Eurocode 8: Design Of Structures For Earthquake Resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions And Rules For Buildings ». Brussels, Belgium.: Pren 1998-1 (Final Draft), Comité Européen De Normalisation, 2004.
- [FAJ 00] Fajfar P., « Nonlinear Analysis Method For Performande Based Seismic Design », 2000, Earthquake Spectra, EERI Édition.
- [FER 12] Ferreira T., Vicente R., Varum H., « Vulnerability Assessment Of Building Aggregates : A Macro seismic Approach ». In. Lisbon, Portugal.
- [FER 13] Ferreira T., Vicente R., Mendes Da Silva J., Varum H., Costa A., « Seismic Vulnerability Assessment Of Historical Urban Centres: Case Study Of The Old City Centre In Seixal, Portugal ». *Bull Earthquake Eng*, 2013, Springer Science+Business Media Dordrecht Édition, Sect. 11.
- [KEN 08] Kenneth A. Gent Francha, Gian M. Giuliano Morbellib, Maximiliano A. Astroza Inostrozac, Roberto E. Gorid. “ A seismic vulnerability index for confined masonry shear wall buildings and a relationship with the damage ”, *Engineering Structure*, 2008, p. 2605-2612.
- [LAG 13] Lagomarsino S., Andrea P., Alessandro G., Cattari S., « TREMURI Program: An Equivalent Frame Model For The Nonlinear Seismic Analysis Of Masonry Buildings », 2013, Engineering Structures Édition.
- [MAG 09] Magenes, G., Penna A., « Existing Masonry Buildings: General Code Issues And Methods Of Analysis And Assessment », 2009, p. 185-98. In Napoli, Italy.
- [NTC 08] NTC08. 2009. « Istruzioni Per L'applicazione Delle Nuove Norme Tecniche Per Le Costruzioni Di Cui Al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 ».
- [SED 18] Seddiki E., Serrhini K., Maïzia M., « Évaluation de la performance sismique des bâtiments typiques en maçonnerie non renforcée à Nice », 2018, In Bordeaux, France.
- [VIC 11] Vicente R., Parodi S., Lagomarsino S., Varum H., Mendes Da Silva J., « Seismic Vulnerability And Risk Assessment: Case Study Of The Historic City Centre Of Coimbra, Portugal », 2011, Springer Édition.
- [ULR 15] Ulrich T., Negulescu C., Ducellier A., « Using The Discrete Element Method To Assess The Seismic Vulnerability Of Masonry Aggregates ». *Bulletin Of Earthquake Engineering*, 2015, Springer Verlag Édition, Sect. 13 (10).