

COMPORTEMENT SISMIQUE DE STRUCTURES EN PORTIQUES EN BÉTON ARMÉ AVEC REMPLISSAGE EN MAÇONNERIE

Ahmed ABED¹, Amar LOUZAI²

¹ Maître de conférences Classe A –

² Maître assistant Classe A

Université de Tizi-Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil,
BP 17, 15000 Tizi-Ouzou, Algérie.

E-mails : ¹ abedahm@yahoo.fr ; ² Amar.louzai@yahoo.fr

CONTEXTE

Les bâtiments à ossature en portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie sont très courants dans beaucoup de pays, notamment dans ceux à haut risque sismique. Parmi ces pays, on peut citer ceux du bassin méditerranéen dont l'Algérie.

A chaque événement sismique majeur de par le monde, comme en Algérie (séisme de Chlef du 10 octobre 1980 et celui de Boumerdès du 21 mai 2003), des centaines de bâtiments à ossature en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie subissent des dommages importants allant jusqu'à l'effondrement total de l'ouvrage.

Parmi les causes de ce mauvais comportement, on relève le rôle de raidisseur structural joué par les murs de remplissage en maçonnerie insérés dans les mailles des portiques en béton armé et l'insuffisance ou l'absence de ductilité des poteaux en béton armé soumis à compression et flexion dans le domaine plastique. En outre, l'interaction entre les murs en maçonnerie et les cadres en béton armé du portique surcharge les nœuds poutre-poteau et induit des effets locaux négatifs sur ceux-ci. Et avec l'intensification de l'action sismique, ces effets locaux négatifs pourraient conduire à un endommagement sérieux des nœuds poutre-poteau, voire à leur ruine, et ainsi réduire considérablement la résistance et la ductilité (locale et globale) de la structure

et limiter sérieusement sa capacité dissipative hystérétique de l'énergie induite par le séisme, et, comme conséquence, causer la ruine de la structure.

Suite à ce constat, la question qui se pose en général est de savoir s'il faut quand même garder l'ouvrage et de procéder à son renforcement ou alors, le cas échéant, le démolir et reconstruire. La solution de renforcement, comme chacun le sait, n'est pas toujours évidente et coûte très chère, surtout si l'ouvrage est fortement endommagé ; et celle de démolir constitue tout simplement une perte sèche. Les enjeux économiques s'insèrent dans la prise en compte de la présence des murs de remplissage dans la phase de dimensionnement de l'ouvrage, en les considérant comme des éléments structuraux. Cette manière de faire contribuera à minimiser les dommages, et de ce fait à réduire le coût de la réparation.

Le but de cette recherche consiste en l'étude de l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique de structures en portique en béton armé, en tenant compte de l'apport structural de ces murs dans la raideur latérale et la résistance du portique à l'action sismique. Dans cette optique, cette recherche peut être considérée comme un moyen d'auscultation des ouvrages qui peut aider l'ingénieur de calcul à détecter les zones à risque et de procéder à leur renforcement dès la phase de dimensionnement.

1. INTRODUCTION

Dans les structures en portiques en béton armé, remplir les mailles des portiques avec des murs en maçonnerie est une pratique commune dans beaucoup de pays. Toutefois, de par leur détail de construction, ces murs viennent s'insérer dans les mailles du portique créant un contact serré avec les poutres et poteaux de ce dernier, et en raison de leur rigidité élevée dans leurs plans, ces murs de remplissage peuvent influencer d'une manière significative le comportement dynamique de la structure tels que sa résistance, sa rigidité et sa ductilité durant un événement sismique [2,3]. En d'autres mots, les murs en maçonnerie peuvent interagir avec les cadres du portique et participer de la sorte à la résistance aux efforts latéraux provoqués par un séisme [4]. En effet, la présence de ces murs augmente la raideur latérale de la structure, diminue sa période propre de vibration, et comme résultat, elle attire plus d'effort tranchant principalement durant la phase de la réponse élastique de cette dernière. Au début d'un séisme, les murs en maçonnerie reprennent une grande partie des forces sismiques, mais avec l'accroissement du déplacement inter-étages sous les charges sismiques, ces murs subissent les premières fissures et une séparation avec les cadres du portique s'initie. D'un côté, le développement des fissures dans les murs augmente substantiellement la capacité de dissipation de l'énergie sismique de la structure, mais d'un autre côté, ce comportement réduira leur résistance et leur rigidité latérale. Avec l'intensification des charges sismiques, les murs en maçonnerie périssent par excès de compression ou de cisaillement, ce qui va conduire à une redistribution des efforts latéraux des murs vers le système

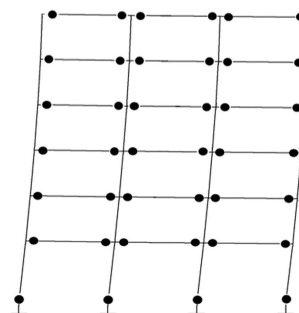
structural, et lorsque des rotules plastiques se forment en pied et en tête des poteaux, les déformations plastiques



Figure 1 : Ruine par mécanisme plastique d'étage (Boumerdès, Algérie, 2003)

conduisent à un mécanisme plastique d'étage souvent fatal pour la structure (figure 1).

Un tel mécanisme plastique n'est pas souhaitable étant donné que le but du dimensionnement sismique est d'établir une hiérarchie des ruines successives des divers éléments structuraux et d'atteindre un mécanisme plastique global et ductile (figure 2), afin de dissiper par déformations plastiques un maximum d'énergie induite par le séisme.



● : Rotule plastique.

Figure 2 : Mécanisme plastique global souhaité

Le présent travail consiste en l'étude de l'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement d'un portique en béton armé soumis à l'action sismique en tenant compte de l'apport structural de ces murs dans la raideur et la résistance du portique.

2. STRUCTURES ÉTUDIÉES

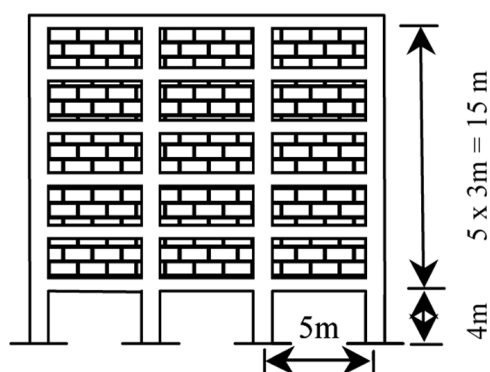
On considère une structure en portique en béton armé en rez-de-chaussée plus 5 étages (R+5), remplie en maçonnerie constituée de briques creuses de terre cuite sous deux configurations différentes :

Portique sans remplissage au rez-de-chaussée (rez-de-chaussée dit transparent)-figure 3.a ;

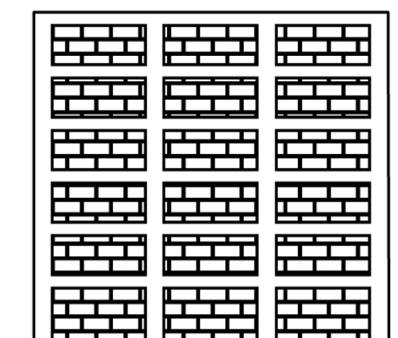
Portique rempli sur toute sa hauteur (figure 3.b).

Les caractéristiques principales du matériau de remplissage, brique creuse de terre cuite (figure 4), sont données dans le tableau 1.

Les charges permanentes (G) du plancher terrasse sont évaluées à 5.8 KN/m² et celles du plancher courant à



a) Portique sans remplissage au RDC



b) Portique rempli sur toute sa hauteur

Figure 3 : Portique R+5 avec remplissage en maçonnerie



Figure 4 : Brique creuse de terre cuite

tance du portique étant négligé. L'épaisseur des murs de remplissage est prise égale à 20 cm.

Le dimensionnement du portique est effectué selon le code de calcul de béton armé aux états limites BAEL91 [5] et le règlement parasismique algérien RPA99 / version 2003 [6]. Les caractéristiques mécaniques des matériaux acier et béton utilisées sont :

pour le béton, la contrainte caractéristique à la compression à 28 jours est égale à 25 MPa ;

pour l'acier, les armatures longitudinales et transversales utilisées sont de nuance FeE400,

c'est-à-dire de contrainte limite élastique égale à 400 MPa. Les sections de béton et d'acier des poutres et des poteaux sont représentées à la figure 5.

Les sections d'acier représentent le ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux, qui sont les zones les plus sollicitées sous séisme.

3. MODÉLISATION NON-LINÉAIRE DES POUTRES ET DES POTEUX ET DES MURS EN MAÇONNERIE

Cette modélisation tient compte du comportement non-linéaire à la fois des poutres et poteaux du portique nu en béton armé et des murs de remplissage en maçonnerie.

3.1. Modélisation des poutres et des poteaux

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non-linéaires en flexion et en cisaillement. Les poutres sont modélisées par des éléments poutres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités. Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. La courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal utilisée est établie à l'aide du logiciel SAP2000 [7] à partir de celle proposée par le code américain ACI 318-95 [8]. Les propriétés des

	Unités	Brique de terre cuite
Masse volumique	Kg/m ³	1000 à 1600
Module d'élasticité	MPa	3550
Résistance caractéristique à la compression	MPa	10

Tableau 1 : Caractéristiques principales du matériau brique creuse de terre cuite considéré

5.1 KN/m². Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse sont de 1 KN/m² et celles du plancher courant de 1.5 KN/m².

Le dimensionnement des poutres et des poteaux (section de béton et celle d'acier) est effectué en considérant le portique dans sa configuration nue : les murs de maçonnerie ne sont pris en compte que comme charge verticale agissant sur le portique, leur apport dans la raideur et la résis-

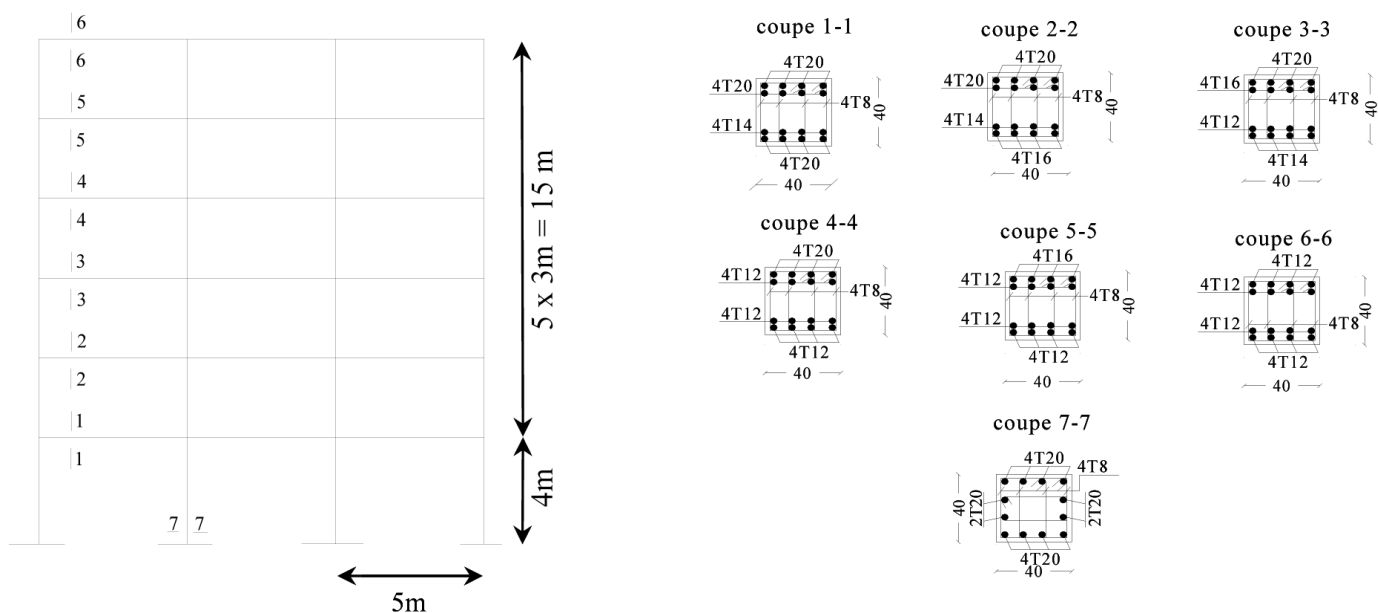


Figure 5 : Portique nu avec le ferrailage aux extrémités des poutres et des poteaux

rotules plastiques pour les poutres et les poteaux sont déterminées en utilisant le code FEMA273 [9]. La figure 6 montre la courbe typique idéalisée utilisée pour définir les critères d'acceptation et les paramètres des rotules plastiques [9]. La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est en générale un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB).

Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10% ; dans notre cas, il est pris égal à 5%. Le point C a une ordonnée qui représente la résistance de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne

CD). Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c .

Pour des déformations dépassant le point E, la résistance de l'élément est considérée nulle. La figure montre également les déformations a et b en relation avec la courbe idéalisée qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance, désignés par les paramètres IO , LS et CP qui sont définis ci-après.

Dans les analyses, trois points présentant trois niveaux de dommages (ou niveaux de performance) sont définis sur la courbe Force-déplacement de la figure 6 :

- Niveau IO = Immediate Occupancy (Occupation immédiate).

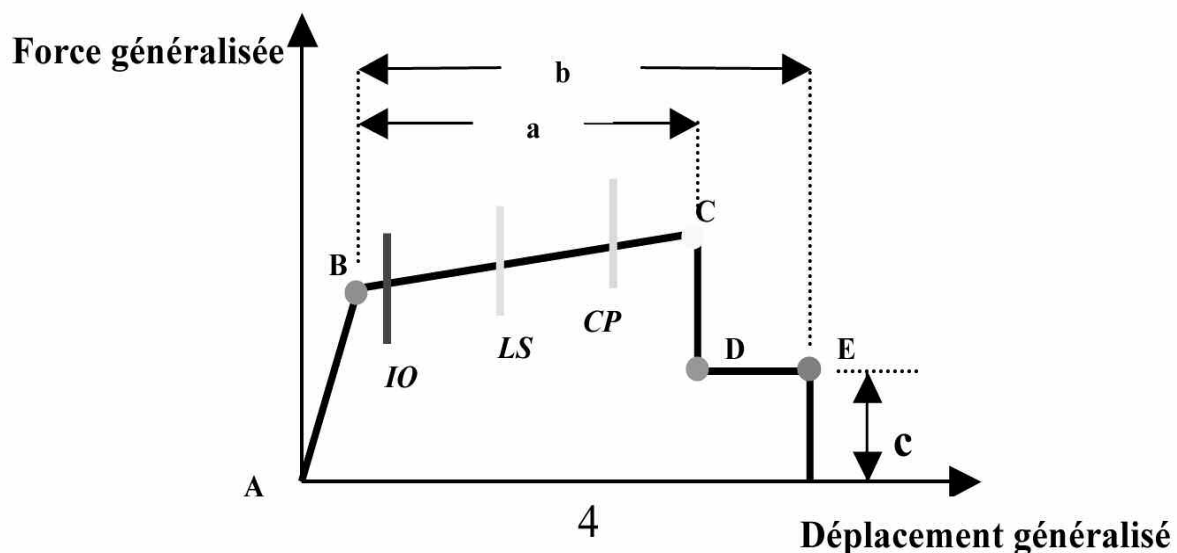


Figure 6 : Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé

- Niveau *LS* = *Life Safety* (Sécurité de vie).
 - Niveau *CP* = *Collapse Prevention* (Prévention de ruine).
- Au niveau *Immediate Occupancy*, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et sa résistance.
- Au niveau *Life Safety*, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau *Collapse Prevention*, la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

3.2. Modélisation des murs en maçonnerie

Le comportement de la maçonnerie est en général non-linéaire de type fragile. La figure 7 montre une loi contrainte - déformation ($f_m - \epsilon$) typique pour la maçonnerie [10].

Dans les analyses effectuées, le comportement non-linéaire de la maçonnerie est représenté par une relation Force-déplacement définie par le code FEMA 273 [9] et est représentée à la figure 8.

Le niveau *Immediate Occupancy* est atteint lorsque des fissurations visibles apparaissent dans les panneaux. Le niveau *Life Safety* est atteint lorsque la maçonnerie est fortement fissurée, et qu'il y a un risque pour le panneau, ou bien pour une portion de celui-ci, de tomber hors du cadre. Et le niveau *Collapse Prevention* correspond à l'effondrement total du mur de maçonnerie.

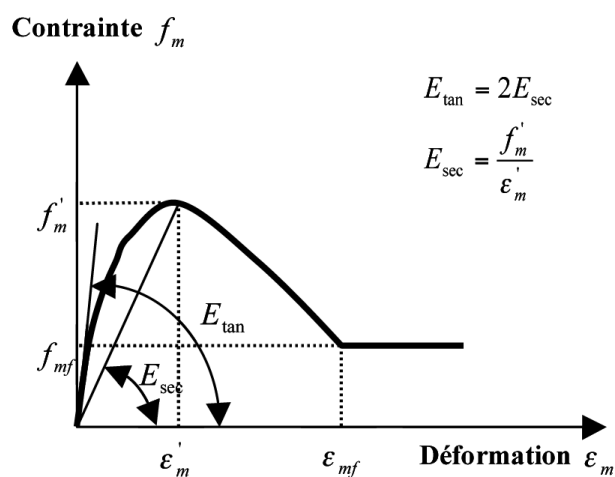


Figure 7 : Loi de comportement de la maçonnerie

Les prédictions de la résistance d'un cadre rempli de maçonnerie sont assez complexes. La résistance du cadre rempli n'est pas simplement la somme des propriétés du remplissage et celle du cadre. Stafford-Smith [11], Mainstone [12], Klingner et Bertero [13] ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement dans le plan des cadres remplis de maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la figure 9.

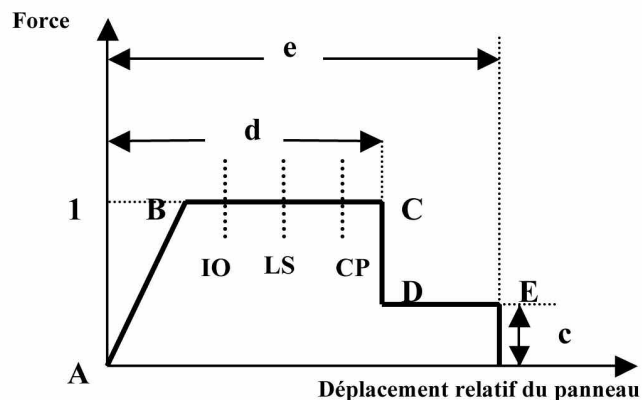


Figure 8 : Loi Force - déplacement pour la maçonnerie

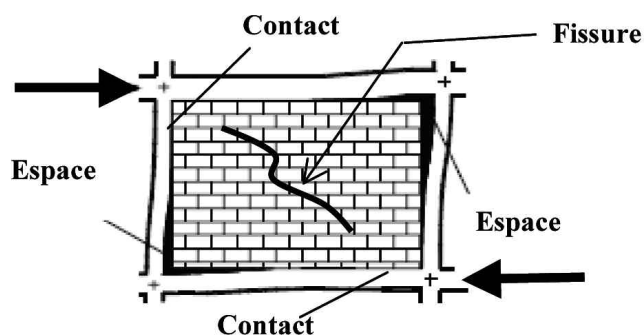


Figure 9 : Déformée sous chargement latéral d'un cadre avec remplissage en maçonnerie

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau de remplissage, et des espacements se forment entre le cadre et le panneau le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins de la diagonale chargée (figure 9). Ce comportement, initialement observé par Polyakov [14], a conduit à une simplification de l'analyse du cadre rempli en remplaçant le remplissage en maçonnerie par une bielle comprimée équivalente en maçonnerie (figure 10).

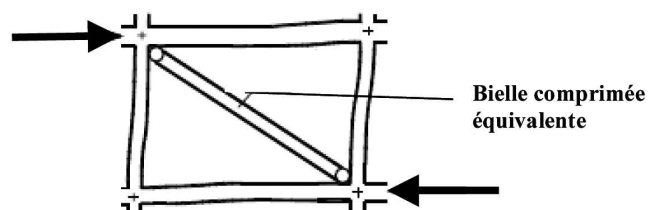


Figure 10 : Bielle comprimée équivalente

La bielle équivalente de largeur a (figure 11), avec une même épaisseur et les mêmes propriétés mécaniques que le panneau réel, est supposée être connectée aux extrémités du cadre en béton armé (figure 10). L'évaluation de la largeur a de la bielle équivalente varie d'un auteur à l'autre. L'approche la plus simple a été présentée par Paulay et Priestly [15], en supposant que la largeur a est constante sur toute la longueur de la diagonale et vaut entre 12.5% et 25% de la longueur de la diagonale, sans prendre en compte les propriétés du cadre ou du remplissage.

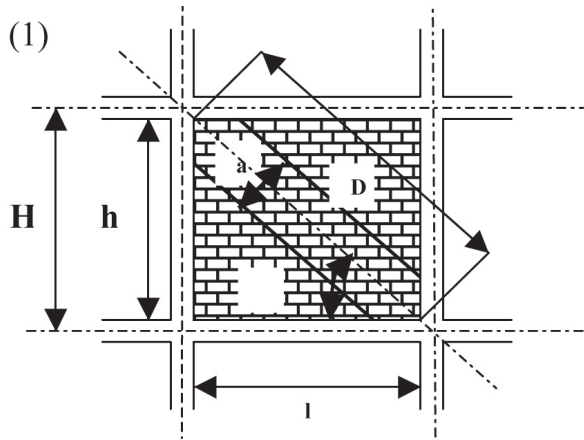


Figure 11 : Définition des paramètres caractérisant la bielle comprimée équivalente.

L'expression définissant la largeur de la bielle équivalente adoptée dans ce travail est la définition de Mainstone [16]. Celle-ci dépend de la raideur flexionnelle relative du mur de remplissage et des poteaux constituant le cadre :

$$a = 0.175 D (\lambda_1 H)^{-0.4} \quad (1)$$

Avec

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_m t \sin 2\theta}{4 E_c I_{col} h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

E_m : Module d'élasticité de la maçonnerie.
 E_c : Module d'élasticité du béton du cadre.
 I_{col} : Inertie du poteau en béton armé.
 t : Épaisseur du mur en maçonnerie.
 h, H, D et θ sont définis sur la figure 11.

Résistance de la bielle

La résistance de la bielle est déterminée en calculant la force nécessaire pour atteindre la résistance de la maçonnerie à l'écrasement et la force nécessaire pour atteindre sa résistance au cisaillement. Les composantes de ces forces, projetées dans la direction de la bielle, sont utilisées pour attribuer à la bielle une résistance en compression. Cette résistance en compression, R_{bielle} , contrôle la résistance de la rotule plastique dans la bielle comprimée équivalente en maçonnerie :

$$R_{bielle} = \min \left\{ R_{\text{écrasement}}, \frac{R_{\text{cisaillement}}}{\cos \theta} \right\} \quad (3)$$

où θ est l'angle formé par la bielle et l'horizontale.

Résistance de la maçonnerie à l'écrasement

La résistance de la maçonnerie à l'écrasement, $R_{\text{écrasement}}$, correspond à l'effort de compression que la bielle équivalente en maçonnerie peut supporter avant que la maçonnerie ne se rompe par excès de compression. Elle est déterminée comme suit [15] :

$$R_{\text{écrasement}} = a t f'_m \quad (4)$$

où :

a est la largeur de la bielle équivalente

t est l'épaisseur du panneau de remplissage

f'_m est la résistance de la maçonnerie en compression.

f'_m est déterminée comme suit :

$$f'_m = \frac{f'_{cb} (f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_u (f'_{tb} + \alpha f'_{cb})} \quad (5)$$

où :

$$\alpha = \frac{j}{4.1 h_b}$$

j : épaisseur du joint du mortier, pris égal à 1.5 cm.

h_b : hauteur d'un bloc de maçonnerie (brique).

f'_{cb} : résistance en compression d'un bloc de maçonnerie, égale 10 Mpa (tableau1).

f'_{tb} : résistance en traction d'un bloc de maçonnerie, prise égale à $0.1 f'_{cb}$.

U_u : coefficient de non uniformité de contrainte, prise égal à 1.5.

f'_j : résistance en compression du mortier, égal à 8MPa.

Résistance de la maçonnerie au cisaillement

La capacité de la maçonnerie à résister au cisaillement dépend de la résistance du joint du mortier entre les blocs de maçonnerie et du frottement entre la maçonnerie et le mortier.

On applique le critère de Mohr-Coulomb pour calculer la résistance maximum au cisaillement, $R_{\text{cisaillement}}$, pour ce type de ruine. Ainsi, on a :

$$R_{\text{cisaillement}} = \frac{\tau_0 t l}{(1 - \mu \tan \theta)} \quad (6)$$

où :

τ_0 est la cohésion du lit de mortier.

t est l'épaisseur du mur de remplissage.

l est la longueur du mur.

μ est le coefficient de frottement le long du lit de mortier.

4. RÉSULTATS DES ANALYSES

Les résultats donnés dans cet article se rapportent aux courbes de capacité (courbes pushover) et aux mécanismes de ruine de la structure en portique. Les courbes de capacité donnent l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en tête du portique, obtenues lors des analyses pushover. Afin de déterminer si le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique global ou un mécanisme plastique d'étage, on se base sur la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux, poutres et poteaux, du portique.

4.1. Portique nu

La courbe de capacité du portique nu (figure 12) est définie par deux paramètres principaux :

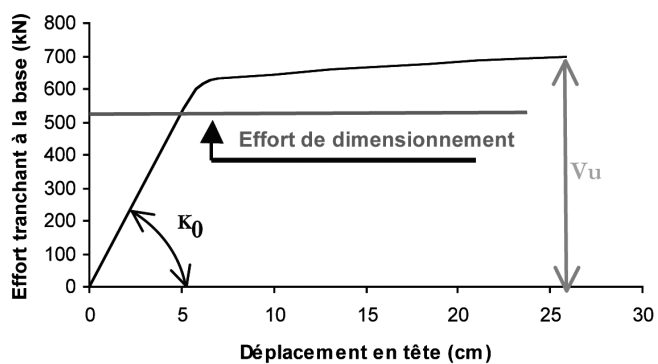


Figure 12 : Courbe de capacité du portique nu

- la résistance ultime V_u du portique, représentant l'effort tranchant maximum à la base que peut supporter ce dernier ;
- la raideur initiale K_0 du portique, représentant la raideur dans le domaine élastique de ce dernier.

On remarque sur la courbe de capacité que la résistance ultime V_u du portique est supérieure à l'effort avec lequel il a été dimensionné.

Le mécanisme de ruine du portique nu (figure 13) est un mécanisme plastique global. Les rotules plastiques se forment successivement dans les poutres et en pied des poteaux du rez-de-chaussée. C'est le mécanisme de ruine souhaité par les codes parasismiques à l'échelle internationale.

4.2. Portique sans murs de remplissage au rez-de-chaussée

Sur la figure 14, on remarque que la résistance ultime du portique rempli en maçonnerie est supérieure à celle du portique dans sa configuration nue. L'augmentation de la résistance apportée par le remplissage en maçonnerie est de l'ordre de 24%.

On remarque aussi que la raideur initiale du portique rempli en maçonnerie est supérieure à celle du portique dans sa

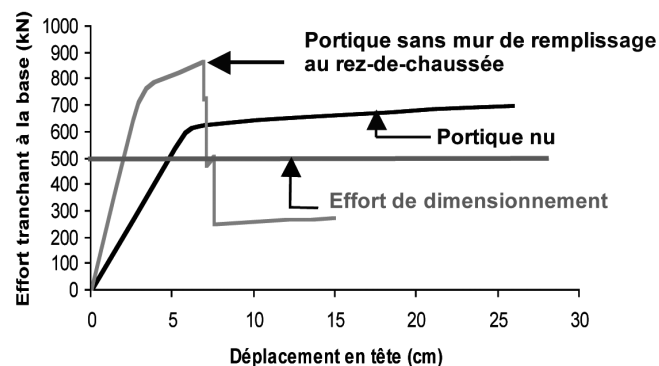


Figure 14 : Courbe de capacité du portique sans murs de remplissage au rez-de-chaussée

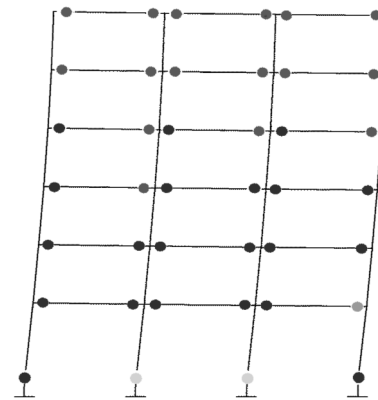


Figure 13 : Mécanisme de ruine du portique nu

configuration nue. L'augmentation de la raideur apportée par le remplissage en maçonnerie est de l'ordre de 144%. Le mécanisme de ruine du portique avec remplissage en maçonnerie est un mécanisme plastique d'étage au rez-de-chaussée, ceci est montré par la rotulation en tête et en pied des poteaux de ce niveau (figure 15).

4.3. Portique rempli sur toute sa hauteur

Sur la figure 16, on remarque une nette augmentation de la résistance ultime du portique rempli en maçonnerie sur toute sa hauteur par rapport à celle du portique nu. L'augmentation de la résistance apportée par le remplissage en maçonnerie est de 247%. On remarque aussi que la raideur initiale du portique dans sa configuration remplie est nettement supérieure à celle du portique dans sa configuration nue. L'augmentation de la raideur apportée par le remplissage en maçonnerie est de 317%. La figure 17 présente le mécanisme de ruine du portique rempli en maçonnerie sur toute sa hauteur. Des rotules plastiques se forment dans les poutres au fur et à mesure que les murs en maçonnerie atteignent leur contrainte ultime au rez-de-chaussée et dans les deux premiers étages. Les murs du 1^{er} étage périssent par excès de cisaillement. Suite à cette ruine et après redistribution des efforts, des rotules plastiques se développent en pied et en tête de tous les poteaux du 1^{er}

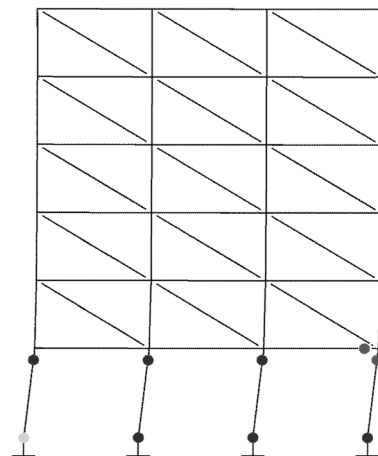


Figure 15 : Mécanisme de ruine du portique sans murs de remplissage au rez-de-chaussée

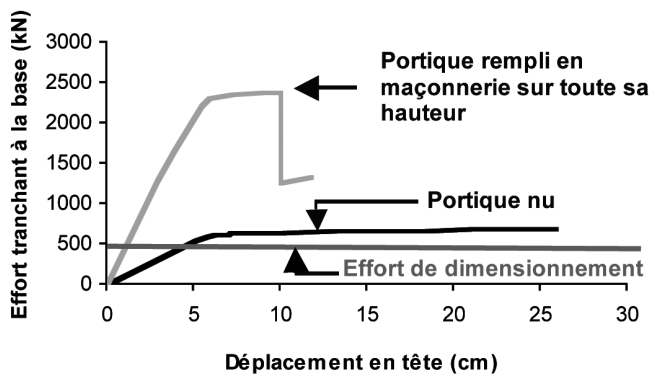


Figure 16 : Courbe de capacité du portique rempli en maçonnerie sur toute sa hauteur

étage ; les déformations plastiques se concentrent alors à ce niveau entraînant la ruine du portique par mécanisme plastique d'étage.

5. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'effet structural du remplissage en maçonnerie présent dans les mailles du portique, observé lors des analyses pushover effectuées se manifeste sous plusieurs aspects :

- Augmentation de la résistance ultime du portique.
- Augmentation de la raideur initiale du portique.
- Diminution des déplacements latéraux du portique, ce qui a comme avantage la réduction des effets P-delta.
- Le mode de ruine observé pour le portique avec remplissage en maçonnerie est un mode de ruine par mécanisme plastique d'étage. Cette ruine par mécanisme d'étage n'a pas la même localisation dans le portique selon que ce dernier est sans murs de remplissage au rez-de-chaussée ou rempli sur toute sa hauteur. En effet, dans le cas du portique sans murs de remplissage au rez-de-chaussée, on observe un mode de ruine par mécanisme d'étage au rez-de-chaussée. Par contre, dans le cas du portique rempli sur toute sa hauteur, le mécanisme de ruine d'étage se forme au 1^{er} étage.

De ce qui précède, on peut conclure que l'effet structural de la maçonnerie sur les structures en portiques en béton armé n'est pas bénéfique car il engendre sous l'action sismique un mécanisme d'étage se traduisant par la ruine prématurée de la structure par la rotulation en tête et en base des poteaux de l'étage concerné. Ceci veut dire que ce type de structure, à savoir le portique en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie ne se comporte pas de façon sécuritaire sous l'action sismique.

Compte tenu de ce comportement non sécuritaire en zone sismique de la structure en portique en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie, ce type de structure n'est pas recommandé en zone de forte sismicité. On recommande alors de passer à un autre système structural, c'est-à-dire à un autre système de contreventement, qui

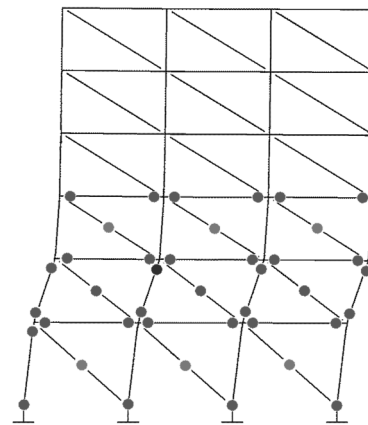


Figure 17 : Mécanisme de ruine du portique rempli sur toute sa hauteur

évitera les ruines par mécanisme d'étage. A cet effet, et comme mentionné dans le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003, il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes portiques-voiles, ou des noyaux en béton armé par exemple).

6. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] LOUZAI.Amar, 2008, *Analyse du comportement sismique des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie*, Mémoire de magister, Université de TiziOuzou.
- [2] Liauw T.C. and Lee S.W., 1977, *On the Behavior and the Analysis of Multi-Storey Infilled Frame Subjected to Lateral loading*, Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Part 2,63, pp. 664-656.
- [3] Saneijad, A., Hobbs, B., 1995, *Inelastic Design of Infilled Frames*, ASCE, Journal of Structural Division, Vol. 121, pp. 634-650.
- [4] Paulay T. and Priestly, 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Edition John Wiley and Sons, Inc.
- [5] BAEL 91, 1992, *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des Etats Limites*, Edition Eyrolles.
- [6] *Règles Parasismiques Algériennes (RPA) 1999/Version 2003*, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [7] Computers and Structures Inc. (CSI), 1995, *SAP2000 Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures V8.08N*, Berkeley, California.
- [8] J.G. MacGregor, 1992, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Third Edition, Prentice Hall.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997, *NEHRP the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA-273.
- [10] Fakhredin Danesh, Vahid. Behrang, 2004, *The Influence of Masonry Infill Walls on Dynamic Behavior of Concrete Structure*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1984.

- [11] Stafford Smith B., 1963, *Lateral Stiffness of Infilled Frames*, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 88, No.ST6, pp.183-199.
- [12] Mainstone R.J., 1971, *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- [13] Kligner R.E. and Bertero V.V., 1978, *Earthquake Resistance of Reinforced Infilled Frames*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 104, No. ST6, pp.973-989.
- [14] Polyakov S.V., 1960, *On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame, When Loaded in the Plane of the Wall*, Translation in Earthquake Engineering Research Institute.
- [15] Paulay T. and Priestly, 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Edition John Wiley and Sons, Inc.
- [16] Mainstone R.J., 1971, *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames*, Proceedings of the Institution of Civil Engineers.