



**HAL**  
open science

## Modélisation simplifiée des portiques avec remplissage en maçonnerie soumis à l'action sismique

Hamza Samouh, Panagiotis Kotronis

► **To cite this version:**

Hamza Samouh, Panagiotis Kotronis. Modélisation simplifiée des portiques avec remplissage en maçonnerie soumis à l'action sismique. 8ème Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique, AFPS 2011, Sep 2011, Marne-La-Vallée, France. pp.633-641. hal-01008486

**HAL Id: hal-01008486**

**<https://hal.science/hal-01008486>**

Submitted on 13 Jan 2020

**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.



# Modélisation simplifiée des portiques avec remplissage en maçonnerie soumis à l'action sismique

Hamza Samouh\* — Panagiotis Kotronis\*

\*LUNAM Université, Ecole Centrale de Nantes,  
 Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM), UMR CNRS 6183  
 1 Rue de la Noë, F-44321 Nantes, France

[Hamza.Samouh@eleves.ec-nantes.fr](mailto:Hamza.Samouh@eleves.ec-nantes.fr)

[Panagiotis.Kotronis@ec-nantes.fr](mailto:Panagiotis.Kotronis@ec-nantes.fr)

**RÉSUMÉ.** *L'influence des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des structures est difficile à appréhender. Cet article est consacré en première partie à confronter un des modèles simplifiés les plus utilisés avec des résultats expérimentaux, et en deuxième partie à introduire un nouveau modèle simplifié basé sur la méthode des équivalences de Hrennikoff (1941) qui est pour la première fois utilisée dans la modélisation des remplissages en maçonnerie. Les modélisations sont effectuées à l'aide du code de calcul Cast3M et confrontées aux divers résultats expérimentaux d'Elouali (1991). La qualité des prédictions du nouveau modèle prouve son aptitude à reproduire le comportement global des murs en maçonnerie soumis à des sollicitations sismiques.*

**ABSTRACT.** *The influence of frames filled with masonry walls on the seismic behavior of structures is difficult to take into account. In the first part, this article confronts one of the most successful simplified models with experimental results. In the second part, it introduces a new model based on the Framework Method of Hrennikoff (1941) which is used for the first time for modeling masonry walls. Simulations are made using the finite element code Cast3M and compared with the experimental results of Elouali (1991). The results prove the ability of the new model to predict the global behavior of frames filled with masonry walls.*

**MOTS-CLÉS :** *maçonnerie, modèle simplifié, portique.*

**KEYWORDS:** *masonry, simplified model, frame.*

## 1. Introduction

Même si la maçonnerie est très fréquemment utilisée dans les constructions, son influence sur le comportement dynamique est rarement prise en compte. En effet, la difficulté des calculs tenant compte des murs de maçonnerie mène les bureaux d'études à les considérer comme des charges statiques (charges constantes n'ayant aucune influence sur le comportement dynamique). Des études expérimentales (C3ES Report, 1995), numériques (Combesure *et al.*, 2000) ou post-sismiques (Progettazione sismica 2009) ont cependant montré que leur influence lors d'un séisme est déterminante et peut même être fatale à la structure.

La modélisation des murs en maçonnerie sous sollicitations sismiques se fait avec deux types d'approche, locale et globale [Fig1]. L'approche locale consiste à utiliser des maillages 2D ou 3D, des lois de comportement basées sur la théorie de l'endommagement ou de plasticité, des éléments de joints etc. Des phénomènes complexes tels que les détachements aux coins et la dégradation du matériau sous chargement cyclique peuvent ainsi être prises en compte (Combesure *et al.*, 2000). La complexité de la modélisation rend la plus part du temps cette approche très demandeuse de temps de calcul et nécessite une grande expérience de la part des ingénieurs.

L'approche globale consiste à remplacer la maçonnerie par des éléments plus simples à savoir des éléments barres, en général deux (Smith, 1963) [Fig1.b] et parfois plus (ElDakhakhi *et al.*, 2003) [Fig3]. Ces éléments travaillent alternativement en compression pour reproduire le même comportement du panneau qui se détache de deux coins opposés selon le sens du chargement [Fig2]. Les éléments barres ont les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie, à savoir le module de Young, le coefficient de Poisson, la résistance à la compression... Si cet aspect fait l'unanimité chez les experts, nous ne pouvons pas dire autant sur les caractéristiques géométriques des deux barres, notamment la largeur. Cette étude est consacrée en première partie à comparer entre les différentes méthodes de calcul de cette largeur et en les confrontant aux résultats expérimentaux (Elouali *et al.*, 1991). La deuxième partie traite de modèle proposé par (Hrennikoff, 1941), initialement appliqué à un matériau isotrope, homogène, élastique linéaire. Ce modèle a été étendu avec succès à l'étude des voiles en béton armé ((Kotronis, 2000), (Mazars *et al.*, 2002), (Kotronis *et al.*, 2003)) en le couplant avec des lois uniaxiales basées sur la mécanique de l'endommagement et de plasticité. Il sera testé pour la première fois dans cet article pour la modélisation de la maçonnerie.

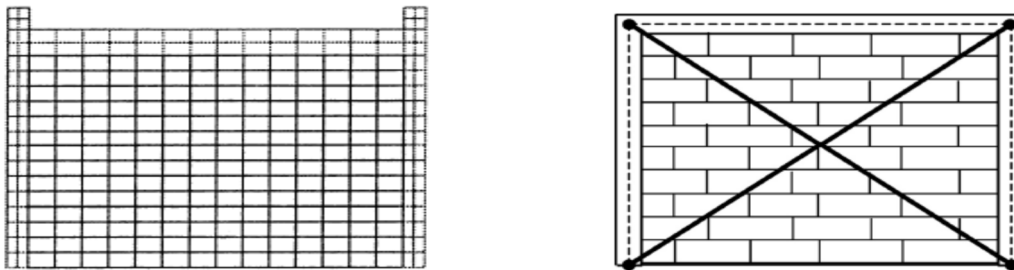


Figure 1.a. Modèle local, 1.b. Modèle global (Combesure *et al.*, 2000)

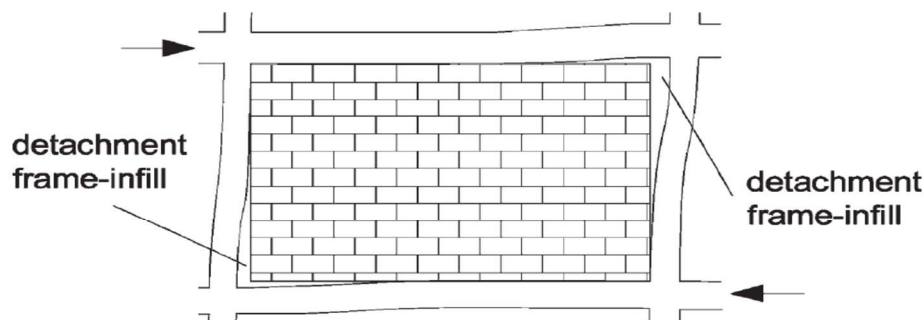


Figure 2. Détachement entre le portique et le remplissage (Cavaleri *et al.*, 2003)

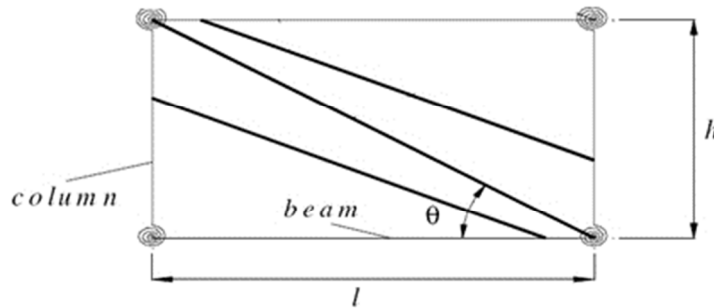


Figure 3. Modèle à trois barres (ElDakhakhni *et al.*, 2003)

## 2. Le modèle à deux barres

Le modèle à deux barres permet de modéliser une structure complexe en remplaçant les murs de maçonnerie par des bielles selon le sens du chargement [Fig4a]. Les paramètres intervenant dans l'équation de la largeur de la barre sont identiques, car toutes les études se basent sur les recherches de Smith (Smith, 1963), mais les relations diffèrent par rapport aux constantes de calibration, calculées sur des essais différents selon les pays. Ces différences dépendent du type du chargement (statique ou dynamique) mais aussi des matériaux utilisés (matériau et dimensions des briques ...)

Nous pouvons mettre les relations de la largeur de la barre proposées par (Mainstone, 1971) et (Elouali *et al.*, 1991) sous la forme de l'équation [1].

$$w = \alpha \beta^\gamma D \quad [1]$$

w : largeur de la barre.

$\alpha$  : coefficient de calibration.

D : longueur de la diagonale.

$\gamma$  : coefficient à déterminer expérimentalement.

$\beta$  : donné par la relation [2]

$$\beta = \lambda h \quad [2]$$

Avec :

$$\lambda = \left( \frac{E_m t_i \sin(2\theta)}{4 E_c I_c h_i} \right)^{1/4} \quad [3]$$

$E_m$  : module de Young de la maçonnerie.

$t_i$  : épaisseur de la barre, prise égale à celle de la maçonnerie.

$\theta$  : l'angle entre le plan horizontal et la diagonale [fig4b].

$E_c$  : module de Young du poteau.

$I_c$  : module d'inertie du poteau.

$h_i$  : hauteur du remplissage ( $h_{inf}$ ) [fig4b].

$h$  : hauteur du poteau ( $h_{col}$ ) [fig4b].

Les calibrations de Mainstone (Mainstone, 1971) lui ont permis de proposer l'équation [4] et celle d'Elouali (Elouali *et al.*, 1991) l'équation [5].

$$w = 0.175 \beta^{-0.4} D \quad [4]$$

$$w = 0.135 \beta^{-0.4} D \quad [5]$$

Dans cet article nous allons en plus tester deux autres formules pour le calcul de la largeur des barres :

- Les formules proposées par Dawe (Dawe *et al.*, 1989) [6], [7] et [8] :

$$W = \frac{\pi}{1.5 \times \lambda_h} \cos \theta + \frac{\pi}{1.5 \times \lambda_t} \sin \theta \quad [6]$$

Avec :

$$\lambda_t = \left( \frac{E_m t_i \sin(2\theta)}{4 E_c I_b l_i} \right)^{1/4} \quad [7]$$

Et

$$\lambda_h = \left( \frac{E_m t_i \sin(2\theta)}{4 E_c I_c h_i} \right)^{1/4} \quad [8]$$

$I_b$  et  $I_c$  sont les inerties respectivement des poutres et des poteaux.

- Les formules proposées par Durrani (Durrani *et al.*, 1994) [9], [10] et [11] :

$$w = \gamma \times \sin(2\theta) \times D \quad [9]$$

Avec :

$$\gamma = 0.32 \sqrt{\sin(2\theta)} \times \left( \frac{h^4 E_m t_i}{m E_c I_c h_i} \right)^{-0.1} \quad [10]$$

$$m = 6 \left( 1 + \frac{6 E_b I_b h}{\pi E_c I_c L} \right) \quad [11]$$

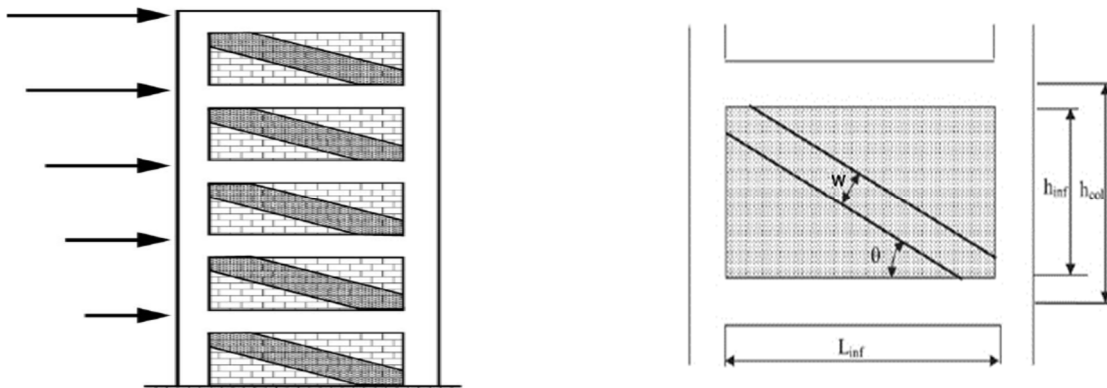


Figure 4.a. Bielles utilisées selon le sens du chargement, 4.b. Paramètres de calibration

### 3. Modèle de Hrennikoff

Le modèle de Hrennikoff est un modèle adéquat pour la modélisation d'un milieu homogène, isotrope, élastique linéaire (Hrennikoff, 1941). Comme cela a été déjà fait pour le béton armé ((Kotronis, 2000), (Mazars *et al.*, 2002), (Kotronis *et al.*, 2003)), nous proposons d'étudier la possibilité d'étendre cette approche à la maçonnerie.

Hrennikoff propose de simuler le remplissage à l'intérieur du cadre par un motif de bielles non seulement diagonales mais aussi horizontales et verticales. Afin de calculer la section de ces barres, les formules ci-dessous sont utilisées [fig5] (Hrennikoff, 1941) :

$$A_v = \frac{3}{8} \frac{3k^2 - 1}{k} at \quad [12]$$

$$A_h = \frac{3}{8} (3 - k^2) at \quad [13]$$

$$A_d = \frac{3}{16} \frac{(1 - k^2)^{3/2}}{k} at \quad [14]$$

Avec t : l'épaisseur du voile

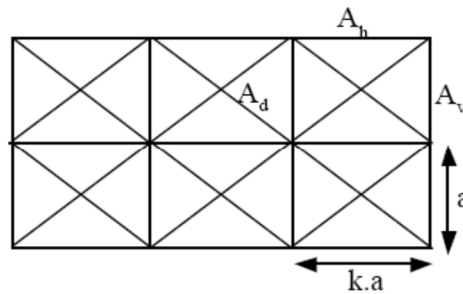


Figure 5. Motif proposé par Hrennikoff (Kotronis, 2000)

4. Comparaison des résultats

Les différentes modélisations sont faites à l'aide du code de calcul Cast3M. Elles reprennent l'expérience d'Elouali (Elouali *et al.*, 1991) respectée dans les moindres détails. En effet, la modélisation est faite sur un portique en acier de profilé W150x37, modélisé par des poutres Timoshenko. Ce portique est rempli dans un premier temps par des briques en argile, et dans un second temps par des briques en béton. Dans les deux cas le remplissage est modélisé par des barres [fig7.a], ayant comme lois de comportement celles des briques [fig6]. Le maillage suit le motif proposé par Hrennikoff [fig7.b].

La maquette [fig8.a] est soumise au sommet du portique à un chargement horizontal, cyclique [fig8b]. Les résultats expérimentaux sont présentés à la figure [fig9], tandis que les courbes efforts déplacements obtenues par les différentes méthodes de calcul de la largeur pour le modèle à deux barres sont représentées dans la figure [fig10]. La figure [fig11] contient les courbes efforts déplacements obtenus par le modèle de Hrennikoff.

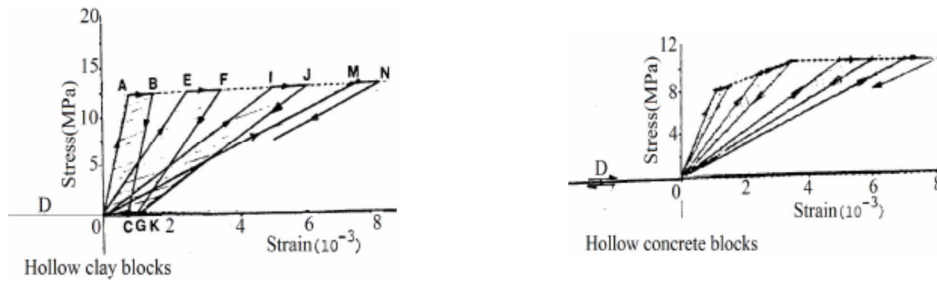


Figure 6.a. Loi de comportement des briques en argile, 6.b. Loi de comportement des briques en béton (Elouali *et al.*, 1991)

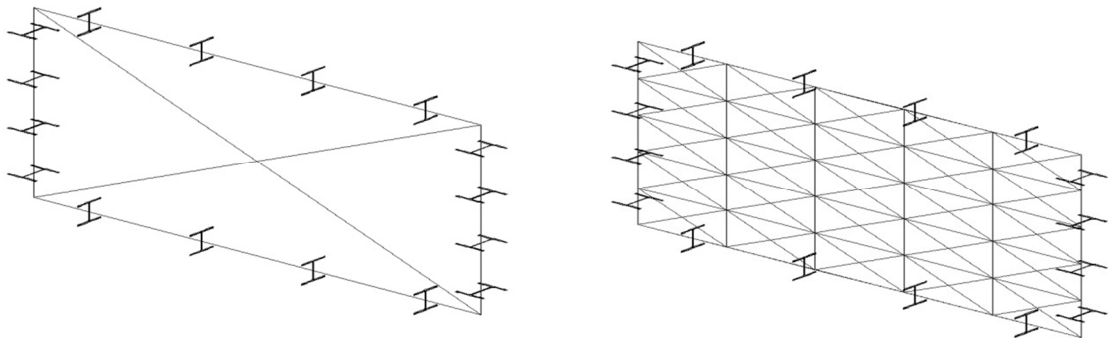


Figure 7.a. Maillage du modèle à deux barres, 7.b. Maillage du modèle Hrennikoff

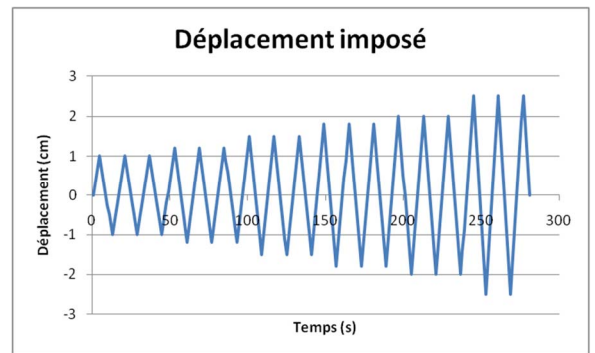
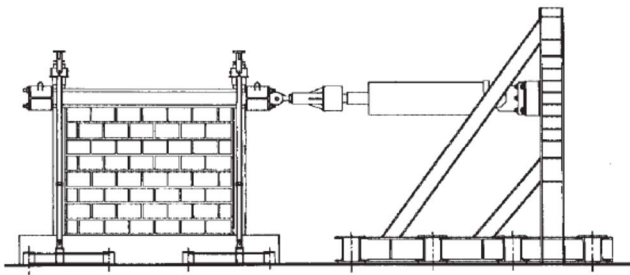


Figure 8.a. Dispositif expérimental, (Combesure et al., 2000) 8.b. Déplacement imposé au sommet du portique

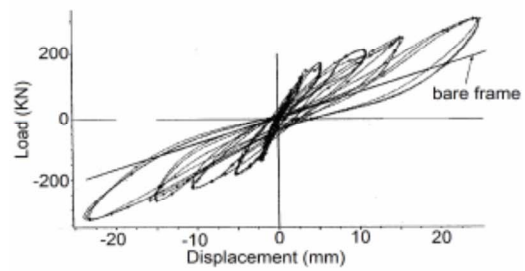
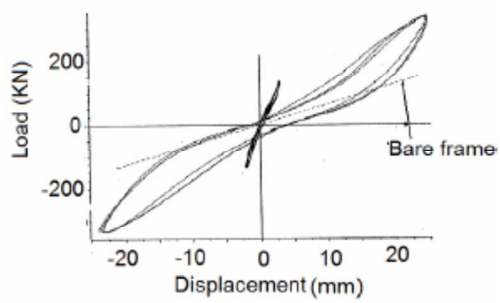


Figure 9. Courbes expérimentales effort-déplacement (Elouali et al., 1991), 9.a. Briques en béton, 9.b. Briques en argile

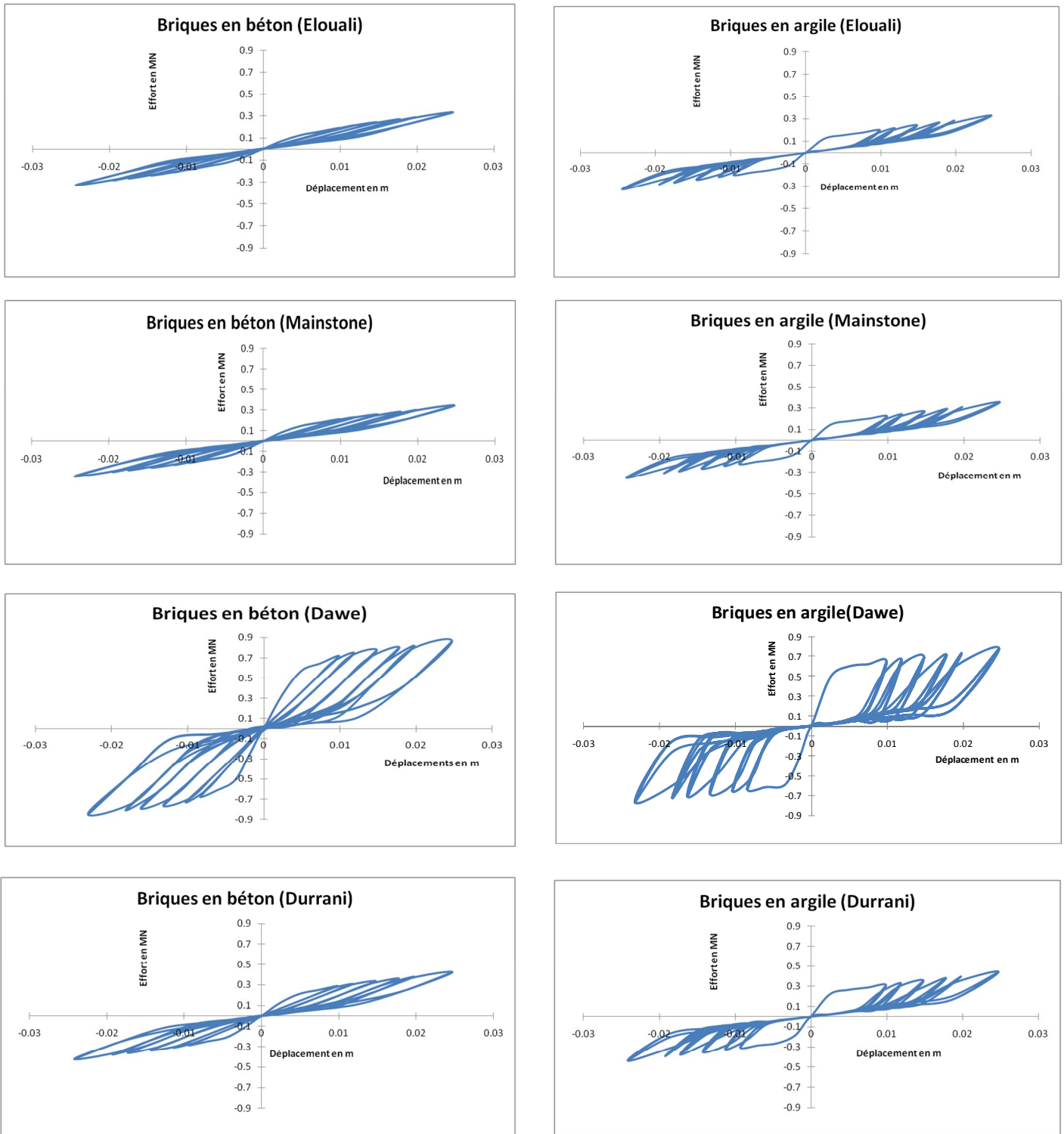


Figure 10. Courbes effort-déplacement du modèle à deux barres



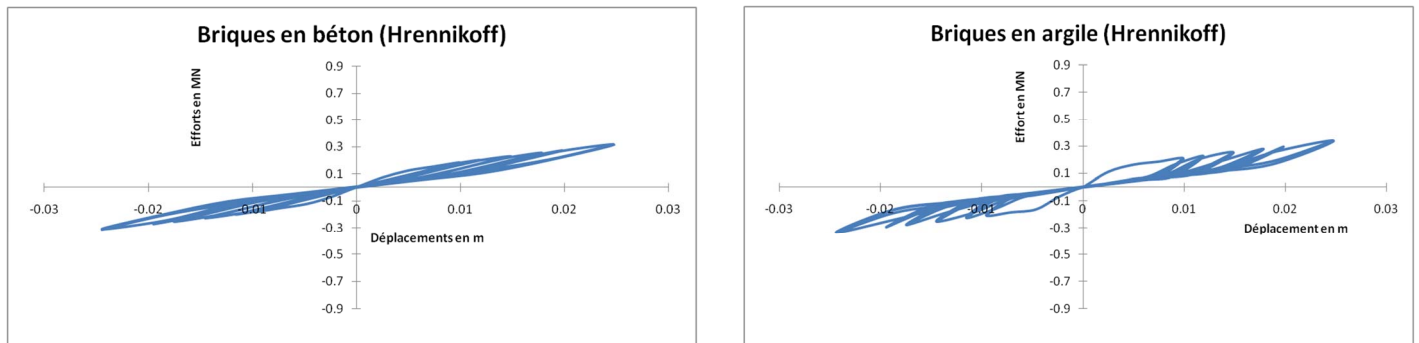


Figure 11. Courbes effort-déplacement du modèle Hrennikoff

Pour faciliter la comparaison entre les différentes courbes, nous extrayons l'effort nécessaire pour engendrer le déplacement expérimental maximal du portique (l'effort correspondant à un déplacement de 25mm). Cet effort est ensuite comparé à l'effort expérimental obtenu, ceci dans les deux cas de briques en argile et en béton. Les résultats obtenus sont rassemblés dans le tableau récapitulatif [Tab1], l'erreur relative étant définie par l'équation [15].

$$\varepsilon = \frac{F_{Num} - F_{Exp}}{F_{Exp}} \quad [15]$$

Avec :

$F_{Num}$  : Effort correspondant à un déplacement de 25mm calculé numériquement.

$F_{Exp}$  : Effort expérimental correspondant à un déplacement de 25mm.

	<i>Expérience</i> (KN)	<i>El-ouali</i> (KN)	<i>Mainstone</i> (KN)	<i>Durrani</i> (KN)	<i>Dawe &amp; Seah</i> (KN)	<i>Hrennikoff</i> (KN)
Béton	310	319	346	425	867	314
Erreur relative %	0	2.90	11.61	37.10	179.68	1.29
Argile	330	333	357	442	779	337
Erreur relative %	0	0.91	8.18	33.94	136.06	2.12

Tableau 1. Effort maximal et erreur relative des différentes modélisations

La modélisation d'Elouali donne des résultats très proches des résultats expérimentaux, avec une erreur inférieure à 3% pour le béton et à 1% pour l'argile. Ceci est normal puisqu'elle a été calibrée sur ces mêmes essais. Le modèle de Mainstone qui utilise la même formule donne un résultat erroné de 10% environ, d'où l'importance de la calibration. Les résultats obtenus par les modèles de Durrani et Dawe sont largement

supérieurs aux valeurs visées. Enfin, les résultats du modèle de Hrennikoff couplé avec les lois non linéaires de la figure [fig6] sont très satisfaisants, puisque l'erreur pour les briques en béton est seulement de l'ordre de 1.3%, et pour les briques en argile de 2.12%.

## 5. Conclusion

Cet article traite des modélisations simplifiées afin de reproduire le comportement global des portiques avec remplissage en maçonnerie soumis à l'action sismique. L'approche globale la plus courante consiste à remplacer la maçonnerie par deux éléments barres. Nous proposons un nouveau modèle, basé sur la méthode des équivalences introduite par Hrennikoff (Hrennikoff, 1941), couplé avec des lois de comportement non linéaire adéquates. La comparaison avec des résultats expérimentaux montre la performance de la méthode, ainsi que l'importance de la calibration des formules de calcul de largeur des barres dans le modèle à deux barres.

## 6. Bibliographie

- C3ES Report, «Behaviour study of masonry infilled reinforced concrete frames, test of models MD3 and MD4», p.48–95, 1995, LNEC, Lisbon C3ES Report.
- Cavaleri L., Papia M. «A new dynamic identification technique: application to the evaluation of the equivalent strut for infilled frames», *Engineering Structures*, n° 25, 2003, p. 889–901.
- Combescur D., Pegon P., «Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading», *Nuclear Engineering and Design*, n°196, 2000, p. 17–40.
- Dawe JL, Seah CK, «Behavior of masonry infilled steel frames», *Can J Civ Eng*, n°16, 1989, p. 865–76.
- Durrani A.J., Luo Y.H., «Seismic retrofit of flat slab buildings with masonry infill», *NCEER Workshop on Seismic response of masonry infills*, San Francisco, 1994.
- EIDakhkhni W., Elgaaly M. and Hamid A., «Three-Strut model for concrete masonry-infilled steel frames», *J. Struct. Eng.*, n° 129:2, 2003, p. 177-185.
- Elouali T., Houde J., Tinawi R., «Comportement d'un cadre rempli soumis à un chargement cyclique : modélisation pour une analyse dynamique non linéaire», *Can. J. Civ. Eng.*, n°18, 1991, p. 1013-1023.
- Hrennikoff A., «Solution of Problems of Elasticity by the Frame-Work Method ». *ASME J. Appl. Mech.*, n° 8, 1941, p. A619–A715.
- Kotronis P., 2000, Thèse de doctorat Ecole Normale Supérieure de Cachan, «Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D» (<http://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00074469/fr>).
- Kotronis P., Mazars J., Davenne L. «The equivalent reinforced concrete model for simulating the behavior of shear walls under dynamic loading». *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 70, issues 7-8, 2003, p. 1085-1097.
- Mainstone R. J., «On the stiffnesses and strengths of infilled frames», *Proc. of the Institution of Civil Engineers*, n° 73605, 1971, p. 57–90.
- Mazars J., Kotronis P., Davenne L. «A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading». *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, vol. 31, issue 4, 2002, p. 937-954.
- Progettazione sismica, n° 3, Special Issue IUSS Press, 2009
- Stafford S.B., «Lateral stiffness of infilled frames», *Journal of Structural Division*, ASCE, vol. 88, n° ST 6, 1963, p. 183-199.