

THÈSE EN COTUTELLE INTERNATIONALE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE LA COMMUNAUTE UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

École Doctorale SISEO, USMB

Spécialité : **Génie civil et sciences de l'habitat** (*Arrêté ministériel du 25 mai 2016*)

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE LARBI TEBESSI

Spécialité : **Matériaux, Structure et Géotechnique** (*Arrêté ministériel n° 361 du 19 Jul. 2012*)

Présentée par

Ismail LAYADI

Thèse dirigée par :

Olivier PLE, Pr., USMB, pour le côté Français,

Ali MESSABHIA, MCA HDR, Université Larbi Tébessi, pour le côté Algérien

Co-encadrée par

Jean-Patrick PLASSIARD, MC, USMB

Laboratoires d'accueil : **LGCA, Université Larbi Tébessi et LOCIE, USMB**

Titre de la thèse:

Effet du remplissage en maçonnerie sur le comportement des portiques en béton armé sous chargement latéral

Thèse soutenue le **12 Décembre 2019**, devant le jury composé de :

Pr. **Olivier PLE**

Dr. **Ali MESSABHIA**

Dr. **Jean-Patrick PLASSIARD**

Pr. **Amir SI LARBI**

Pr. **Mohamed GUENFOUD**

Pr. **Stéphane GRANGE**

Dr. **Rostand MOUTOU PITTI**

Pr. **Ahmed ROUILI**

Professeur des universités, USMB, Directeur de thèse côté Français

MCA/HDR, Université Larbi Tébessi, Directeur de thèse côté Algérien

MC, USMB, Co-Encadrant de thèse

Professeur des universités, ENISE, Président

Professeur, Université de Guelma, Examineur

Professeur des universités, INSA de Lyon, Rapporteur

MC/HDR, Université Clermont Auvergne, Rapporteur

Professeur, Université Larbi Tébessi, Examineur

Année universitaire 2019/2020

Remerciements

J'aimerais tout d'abord remercier vivement mes directeurs de thèse Ali MESSABHIA et Olivier PLE et mon co-encadrant Jean-Patrick PLASSIARD pour leur temps, leur disponibilité, leur patience et la qualité d'encadrement qui m'ont offert. Je remercie également Pascal PERROTIN, qui était à l'initiative de ce projet de thèse, pour ses bonnes orientations et sa rigueur professionnelle.

Je remercie certains personnels et enseignants de la faculté des sciences et de la technologie, et du département de Génie civil de l'Université Larbi Tébessi pour leur soutien moral et technique. Mes remerciements s'adressent également à tous les membres du LOCIE pour la convivialité et l'accueil chaleureux et naturel qui m'ont été offertes durant ma présence au sein du laboratoire. Je tiens également à exprimer ma reconnaissance à Smali BOUZIANE et Thierry GOLDIN pour leur temps et l'efforts consacrés pour la préparation des expériences.

Je souhaiterais également remercier tous mes collègues du travail que j'ai côtoyé durant mon projet de thèse pour leur soutien et leur bonne humeur. Un grand merci à tous mes amis qui m'ont soutenu durant les périodes difficiles de la thèse.

Enfin, je remercie du fond du cœur mes parents et mes deux sœurs pour leur soutien quotidien indéfectible, leur patience, leur encouragement et la confiance qui m'ont accordé. Merci d'être là pour moi et de m'avoir supporté durant cette épreuve, je vous dois énormément.

Résumé

Les structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie constituent, comme c'est le cas en Algérie, la majorité des constructions dans de nombreuses régions au monde. L'analyse des tremblements de terre au cours des dernières années montre que ce type de structures peut subir de graves dommages. La plupart des dégâts occasionnés sont dues essentiellement à la forte interaction entre les murs de remplissage et la structure en béton armé. Cette interaction conduit à une réponse fortement non linéaire et des mécanismes de rupture souvent complexes. Dans la plupart des cas, on néglige l'influence du remplissage sur le comportement de l'ensemble, ce qui conduit à des imprécisions considérables dans la prédiction de la résistance des constructions. L'ensemble des expériences menées jusqu'à présent montrent que ces hypothèses ne sont pas réalistes et que la présence du remplissage affecte amplement la réponse de la structure.

Sur la base d'une campagne expérimentale dédiée à la caractérisation du comportement de quatre portiques vides et remplis en maçonnerie, l'objectif de ce travail de thèse est de développer, à travers une micro-modélisation adaptée, un modèle de référence capable de reproduire le comportement expérimental des portiques testés et d'étudier l'influence du remplissage en maçonnerie sur le comportement global de la structure. La confrontation données expérimentales/numériques permet par la suite de valider le modèle numérique retenu.

MOT-CLES

Maçonnerie, portique en béton armé, remplissage en maçonnerie, micro-modélisation, technique de corrélation d'images, comportement dans le plan.

Abstract

The reinforced concrete structures with masonry infill correspond, as is the case of Algeria, to the majority of constructions in many regions of the world. The analyses of past earthquakes in recent years shows that such structures can face serious damage. Most of the damages are due to the strong interaction between the infill wall and the reinforced concrete structure. This interaction leads to a strong non-linear response and more often to a complex failure mechanism. In most cases, the influence of masonry infill on the overall behavior of the assembly is neglected, leading to significant inaccuracies in the strength prediction. All the experiences made so far showed that these assumptions are not realistic, and the presence of the infill wall affects the response of the structure.

Based on experimental campaign dedicated to the characterization of the behavior of four unfilled and infilled frames with masonry, the objective of this work is to develop, through an adapted micro-modeling strategy, a reference model capable to reproduce the experimental behavior of the tested frames and to study the effect of infill walls on the overall behavior of the structure. The confrontation of the experimental and numerical data allows then the validation of the retained numerical model.

KEYWORDS

Masonry, reinforced concrete frame, masonry infill, micro-modeling, digital image correlation technique, in-plane behavior.

ملخص

تشكل الهياكل من الإطار الخرساني المسلح المعبأة بالطوب، كما هو الحال في الجزائر، غالبية المباني في أنحاء كثيرة من العالم. تحاليل مخلفات الزلازل في السنوات الأخيرة أظهرت أن هذا النوع من الهياكل يمكن أن يعاني من أضرار جسيمة. معظم الأضرار ناتجة بشكل رئيسي عن التفاعل القوي بين جدران التعبئة وهيكل الخرسانة المسلحة. يؤدي هذا التفاعل إلى استجابة غير خطية قوية وآليات تمزق غالبا ما تكون معقدة. يتم إهمال تأثير التعبئة بالطوب على السلوك العام للبناء في معظم الحالات، مما يؤدي إلى عدم الدقة في التنبؤ بمقاومة الإنشاءات. جميع التجارب التي أجريت حتى الآن أظهرت أن هذه الفرضيات ليست واقعية وأن وجود التعبئة يؤثر بشكل كبير على استجابة الهيكل. بالاعتماد على حملة تجريبية مخصصة لوصف سلوك أربعة هياكل فارغة ومعبأة بالطوب، ومن خلال نمذجة دقيقة تم تكييفها، الهدف من هذه الأطروحة هو تطوير نموذج مرجعي قادر على استنساخ السلوك التجريبي للهياكل التي تم اختبارها ودراسة تأثير تعبئة البناء على السلوك الكلي للبناء. تسمح مواجهة البيانات التجريبية والرقمية لاحقا بالتحقق من صحة النموذج الرقمي المطور.

الكلمات الدالة

لبنة البناء، هيكل من الخرسانة المسلحة، التعبئة بالطوب، نمذجة دقيقة ذات نطاق جزئي، تقنية ارتباط الصور، السلوك في اتجاه التحميل.

Table des matières

Remerciements.....	ii
Résumé	iii
Abstract.....	iv
ملخص	v
Table des matières	vi
Liste des figures	ix
Liste des Tableaux.....	xx
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 Etude bibliographique	4
I.1 Introduction.....	5
I.2 Portique avec remplissage en maçonnerie sous un chargement latéral.....	5
I.2.1 Comportement et modes de rupture.....	6
I.2.2 L'effet du remplissage en maçonnerie sur la réponse latérale des structures en béton armé	8
I.3 La maçonnerie : Aspect comportemental	18
I.3.2 Maçonnerie sous traction	22
I.3.3 Maçonnerie sous sollicitations bi-axiales	23
I.3.4 Assemblage de briques sous cisaillement	25
I.4 Modélisation des portiques avec remplissage en maçonnerie	31
I.4.1 Macro-modélisation.....	31
I.4.2 Micro-modélisation.....	36
I.5 Conclusion	45
Chapitre 2 Etude expérimentale : essais sur portiques	47
II.1 Introduction.....	48

II.2 Programme expérimental.....	48
II.2.1 Description des spécimens testés	48
II.2.2 Dispositif expérimental.....	51
II.2.3 Instrumentation et synchronisation des résultats.....	53
II.3 Résultats et analyse par corrélation d'images.....	54
II.3.1 Comportement et mode de rupture	54
II.3.2 Résistance au chargement latéral et ductilité	61
II.3.3 Raideur latérale	65
II.3.4 Capacité de dissipation d'énergie.....	66
II.3.5 Interaction mur - cadre du portique	67
II.4 Discussion des résultats et conclusion	73
Chapitre 3 Etude expérimentale : essais de caractérisation	75
III.1 Introduction	76
III.2 Caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux utilisés	76
III.2.1 Essai sur le matériau « Béton ».....	76
III.2.2 Essai sur Acier	82
III.2.3 Essai sur le mortier : compression et traction par flexion	84
III.2.4 Essai sur la brique	85
III.2.5 L'Interface brique-mortier.....	91
III.2.6 Essai sur triplet de brique	93
III.2.7 Essai sur Murets	97
III.3 Conclusion.....	105
Chapitre 4 Etude numérique	107
IV.1 Introduction	108
IV.2 Stratégie de modélisation adoptée	108
IV.3 Identification des paramètres matériaux	110
IV.3.1 Première phase : détermination à l'échelle des constituants	110

IV.3.2 Deuxième phase : détermination à l'échelle d'un muret.....	120
IV.4 Modélisation à l'échelle globale : Portique vide et rempli en maçonnerie.....	126
IV.4.1 Construction du modèle numérique	126
IV.4.2 Portique vide.....	128
IV.4.3 Portique rempli	134
IV.5 Conclusion.....	146
Conclusion générale	148
Bibliographie.....	152

Liste des figures

Fig. 1 Dommages provoqués par le séisme dans les portiques avec remplissage en maçonnerie: séisme de Bingöl, Bingöl 2003 [Özcebe et al, 2003] (a) et séisme de Boumerdès, Boumerdès 2003 [Davidovici, 2003] (b)	5
Fig. 2 Comportement des structures en portique sous chargement latéral [Tarque et al, 2015] : sans remplissage en maçonnerie (a) et avec remplissage en maçonnerie (b)	6
Fig. 3 Mécanisme de résistance au cisaillement de la connexion poteau-poutre [Haldar et al, 2013] : cas d'un portique non rempli (a) et portique rempli en maçonnerie	7
Fig. 4 Mécanisme de la bielle diagonale [Haldar et al, 2013]	8
Fig. 5 Différents modes de rupture des portiques avec remplissage en maçonnerie [Asteris et al, 2011a]	8
Fig. 6 Courbe force-déplacement pour tous les spécimens [Al-Chaar et al, 2002], [Al-Chaar, 1998]	9
Fig. 7 Courbes force-déplacement de l'un des portiques testés sous chargement [Mehrabi et al, 1994] : monotone (a) et cyclique (b)	10
Fig. 8 Modes de rupture de deux portiques testés [Mehrabi et al, 1994] : sous chargement monotone (a) et chargement cyclique (b)	10
Fig. 9 Courbes force-déplacement de l'un des portiques testés sous chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : avec un effort vertical de 294 kN (66 Kip) (a) et 440.5 kN (99 Kip) (b)	11
Fig. 10 Type et dimensions des éléments de la maçonnerie utilisées [Cavaleri et al, 2014] : à base de calcaire (a), en terre cuite (b) et en béton léger (c)	12
Fig. 11 Influence de la présence et type de remplissage sur : la résistance latérale (a), la dégradation de raideur à travers les cycles (b) et la capacité de dissipation d'énergie (c), [Zovkic et al, 2012]	13
Fig. 12 Portique rempli en maçonnerie (a) et les briques utilisées (dimensions en mm) (b) [Mehrabi et al, 1994] [Stavridis et al, 2009]	14

Fig. 13 Courbe force-déplacement des portiques avec cadre faible soumis à un chargement monotone [Mehrabi et al, 1996] (1 inches = 2.54^{e-5} mm et 1 kips = 4.45 kN).....	14
Fig. 14 Courbes force-déplacement des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 4) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 6) (b) (1 inches = 2.54^{e-5} mm et 1 kips = 4.45 kN).....	15
Fig. 15 Modes de rupture des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 4) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 6) (b).....	15
Fig. 16 Modes de rupture des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 5) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 7) (b).....	16
Fig. 17 Courbes force-déplacement des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 5) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 7) (b) (1 inches = 2.54^{e-5} mm et 1 kips = 4.45 kN).....	16
Fig. 18 Modes de rupture des portiques remplis en maçonnerie comportant des ouvertures [Tasnimi et al, 2011] : portique rempli sans ouverture (SW) (a), portiques avec ouvertures de type fenêtre (PW1, PW2 et PW3) (b-d) et portique avec ouverture de type porte (PW4) (e)..	17
Fig. 19 Influence de la présence des ouvertures sur le comportement des portiques remplis en maçonnerie [Tasnimi et al, 2011] : courbes enveloppe correspondantes (a) et dégradation de raideur latérale (b).....	18
Fig. 20 Relations contrainte-déformation typiques pour la brique, mortier et l'assemblage brique-mortier [Crisafulli, 1997].....	19
Fig. 21 Essai de compression uni-axiale sur un prisme dans la direction normale aux joints horizontaux : schéma de l'essai [Lourenço, 1996] (a) et rupture typique par fractionnement [McNary et al, 1985] (b).....	20
Fig. 22 Etat de contrainte dans les briques et le joint de mortier [Abdou, 2005]	20
Fig. 23 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie sous compression : perpendiculaire aux joints horizontaux, (a) [Naraine et al, 1989] et (b) [Furtado et al, 2016], parallèle aux joints horizontaux [Naraine et al, 1989] (c) et diagonale [Furtado et al, 2016] (d).....	21

Fig. 24 Essai de compression normale perpendiculaire au joint horizontal [Bergami et al, 2015] : configuration expérimentale (a) et courbes contrainte-déformation résultantes (b)	22
Fig. 25 Modes de rupture d'un muret en maçonnerie en traction uni-axiale perpendiculaire aux joints horizontaux [Dhanasekar et al, 1985]	23
Fig. 26 Modes de rupture d'un muret en maçonnerie en traction uni-axiale parallèle aux joints horizontaux [Lourenço et al, 1998] [Backes, 1985] : rupture en zigzag (a) et rupture vertical (b)	23
Fig. 27 Surface de rupture de la maçonnerie sous chargement bi-axial [Page, 1981]	24
Fig. 28 Différents modes de rupture de la maçonnerie sous chargement bi-axial [Lourenço, 1996], [Dhanasekar et al, 1985]	25
Fig. 29 Essais de traction sur interface brique-mortier : traction directe [Lourenço, 1996] (a) et traction par flexion trois points [Jukes et al, 1998] [Eymard, 2014] (b)	26
Fig. 30 Configurations d'essais expérimentaux pour caractériser le comportement de l'interface brique-mortier en cisaillement [Crisafulli, 1997].....	26
Fig. 31 Essais de cisaillement sur triplets de briques creuses sous différents niveaux de confinement [Abdou, 2005] : contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel (a) et contrainte de cisaillement en fonction de l'effort de confinement (b)	27
Fig. 32 Modes de rupture d'un essai de cisaillement sur un assemblage de couplets de briques [Abdou et al, 2006].....	27
Fig. 33 Modes de rupture d'un essai de cisaillement sur un assemblage de couplets et triplets de briques [Fouchal, 2006] : le cas de couplets (a-b) et le cas de triplets (b)	28
Fig. 34 Essai de cisaillement sur un assemblage de triplets [Fouchal, 2006] : briques pleines (a) et briques creuses (b).....	28
Fig. 35 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie sous chargement horizontal avec un chargement vertical réparti [Fouchal, 2006]	29
Fig. 36 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement latéral dans le plan avec un effort vertical : sous chargement cyclique [Vögeli et al, 2015] (a) et chargement monotone [Eymard, 2014] (b).....	29
Fig. 37 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement cyclique latéral [Churilov et al, 2010].....	30

Fig. 38 Influence du niveau de la pré-compression sur la réponse des murs sous chargement cyclique [Vögeli et al, 2015].....	30
Fig. 39 Définition de la cellule de base et la technique d'homogénéisation [Lourenço, 1996] : le mur en maçonnerie (a), la cellule de base (b) et l'objectif de la technique (c)	32
Fig. 40 Macro modélisation par la technique de l'homogénéisation [Lourenço, 1996] : homogénéisation selon xy (a) et homogénéisation selon yx (b)	32
Fig. 41 Différents types de modèles proposés pour les diagonales équivalentes : [Crisafulli et al, 2000] (a) et [Chrysostomou, 1991] [Asteris et al, 2011b]	33
Fig. 42 Paramètres liés à la modélisation par bielles diagonales équivalentes [Sattar, 2013]..	34
Fig. 43 Réponse force-déplacement pour les modèles des diagonales équivalentes proposé par : Saneinejad et al, 1995 (a) et Panagiotakos et al, 1996 (b)	35
Fig. 44 L'approche par micro modélisation [Lourenço, 1996] : détaillée (a) et simplifiée (b)	37
Fig. 45 Modes de rupture à considérer dans la micro-modélisation de la maçonnerie [Lourenço, 1996].....	37
Fig. 46 Loi de comportement de la brique selon Haach et al, 2011 et Nazir, 2015 : en compression (a) et en traction (b).....	39
Fig. 47 Élément d'interface isoparamétrique [Stavridis et al, 2010], [Lotfi et al, 1994] (a) et Critère de rupture hyperbole [Fouchal, 2006], [Lotfi et al, 1994] (b)	39
Fig. 48 Stratégie de modélisation proposée par [Lourenço et al, 1997] : Schéma explicatif (a) et critère de rupture multi surface (b).....	40
Fig. 49 Schéma de la modélisation proposée par Fouchal, 2006 : schématisation des lois d'adhésion adh1 et adh2 (a) les tétons de mortier dans le cas des briques creuses (b)	41
Fig. 50 Concept de modélisation du contact [Nazir et al, 2013].....	41
Fig. 51 Critère de rupture proposé pour la surface de contact par Nazir et al, 2013.....	42
Fig. 52 Caractérisation des matériaux individuels et assemblages (a) et homogénéisation numérique (b) [Domede et al, 2013]	42
Fig. 53 Fonctionnement de la refermeture de fissure [Sellier et al, 2013]	43
Fig. 54 Représentation du multicritère dans le plan $\sigma_{III} = \mathbf{0}$ [Stablon et al, 2012].....	44

Fig. 55 Réponse du modèle sous chargement cyclique [Sellier et al, 2013] : cycles de traction-compression (a) et zoom sur la réponse en traction (b)	45
Fig. 56 Les spécimens testés : portiques vides P.S.01 (a) et P.S.02 (b), portiques remplis P.R.01 (c) et P.R.02 (d).....	49
Fig. 57 Dimensions et ferrillages des spécimens (dimensions en m) : vue de face (a), vue latérale (b) et détails des sections (c).....	50
Fig. 58 Méthode de construction des murs en double paroi (dimensions en mm) : dimension de la brique utilisée (a), premier lit de mur construit (b) et vue latérale de la construction de mur en double paroi (b)	51
Fig. 59 Dispositif expérimental envisagé : vue de face (a), de dessus (b).....	52
Fig. 60 Système de rouleaux pour l'application de pré-chargement verticale : mise en place des rouleaux (a), la poutre en acier UPN300 (b).....	53
Fig. 61 Mise en place de la corrélation d'image	54
Fig. 62 Projection de mouchetis (a) et points de mouchetis réalisés sur la face frontale (b) ...	54
Fig. 63 Désignation des fissures visibles à l'œil nu (a et c), et visibles par corrélation d'images (c et d).....	55
Fig. 64 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen P.S.01 dans différents niveaux de chargement latéral	56
Fig. 65 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen P.S.02 dans différents niveaux de chargement latéral	57
Fig. 66 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen P.R.01 dans différents niveaux de chargement latéral.....	59
Fig. 67 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen P.R.02 dans différents niveaux de chargement latéral.....	60
Fig. 68 Ecrasement des éléments de briques dans le cas de spécimen P.R.02	61
Fig. 69 Courbes force-déplacement des essais expérimentaux : portiques vides vs portiques remplis (a), P.S.01 vs P.S.02 enveloppe (b) et P.R.01 vs P.R.02 enveloppe (c)	62

Fig. 70 Ductilité de l'ensemble des portiques testés : définition des déplacements latéraux prises en compte sur la base du travail de Crisafulli, 1997 (a), rapport $\delta 2\delta 1$ (b) et rapport $\delta 2\delta max$ (c).....	64
Fig. 71 Dégradation de raideur dans les cycles de charge/décharge : ratio de raideur en fonction du déplacement (a) et ratio de raideur en fonction du ratio de déplacement (b).....	66
Fig. 72 Dissipation d'énergie des portiques P.S.02 et P.R.02 : dissipation d'énergie accumulée en fonction du ratio de déplacement (a) et la dissipation d'énergie en fonction des cycles de charge/décharge (b).....	67
Fig. 73 Définition des points sur les trois niveaux pour l'évaluation des déplacements horizontaux et verticaux	68
Fig. 74 Profil de déplacement vertical des deux points dyM et dyP : pour le portique P.R.01 , en haut (a), à mi-hauteur (c) et en bas (e), et pour le portique P.R.02 , en haut (b), à mi-hauteur (d) et en bas (f)	69
Fig. 75 Profil de déplacement horizontal : les trois niveaux d'identification concernés pré-pic, pic et post-pic (a), déplacement horizontal des deux points dxM et dxP pour P.R.01 (b) et P.R.02 (c).....	70
Fig. 76 Champ de déplacement horizontal dans trois niveaux de chargement latéral : pré-pic (a), pic (b) et post-pic (c)	70
Fig. 77 Ecrasement du mortier dans le coin supérieur droit de mur	71
Fig. 78 Directions principales des déformations dans le cas de portique P.R.02 : au début de l'essai (a) et au pic de chargement (b).....	71
Fig. 79 Eprouvettes de béton : 16x3 cm (a) et 10x10x40 cm (b).....	76
Fig. 80 Essai de compression sur béton, éprouvette 16x32 cm : mise en place (a), exemple d'une éprouvette rompue (b) et courbes contrainte-déformation (c)	77
Fig. 81 Essai de fendage béton, éprouvette 16x32 cm : mise en place (a), mode de rupture par traction (b) et courbe contrainte-déplacement (c)	79
Fig. 82 Essai de flexion trois points béton, éprouvette 10x10x40 cm : mise en place (a), mode de rupture par traction (b) et courbe force-déplacement (c)	81
Fig. 83 Essai de traction sur barres d'aciers de 12 mm de diamètre : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)	83

Fig. 84 Essai de traction sur barres d'aciers de 6 mm de diamètre : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)	83
Fig. 85 Essai de flexion 3 points sur mortier : éprouvettes de mortier 4x4x16 cm (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)	84
Fig. 86 Essai de compression sur mortier : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)	84
Fig. 87 Essai de compression sur brique : dimension de la brique et les directions principales par rapport aux perforations : Briqueper1, Briqueper2 et Briquepar	86
Fig. 88 Briqueper1 sous compression : au cours de l'essai (a), rupture à la fin de l'essai (b) et courbes force-déplacement (c)	87
Fig. 89 Briqueper2 sous compression : au cours de l'essai (a), rupture à la fin de l'essai (b) et courbes force-déplacement (c)	88
Fig. 90 Briquepar sous compression : au cours de l'essai (a), rupture à la fin de l'essai (b) et courbes force-déplacement (c)	89
Fig. 91 Exemple d'un traçage des deux pentes Pente1 et Pente2 pour la courbe de Briqueper1.1	90
Fig. 92 Courbes force-déplacement retracées pour : Briqueper1 (a) et Briqueper2 (b)	91
Fig. 93 Courbes force-déplacement retracées pour : Briquepar	91
Fig. 94 Mise en place de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier, éprouvette 0x40x30 cm	92
Fig. 95 Essai de flexion trois points sur interface brique-mortier, éprouvette 10x40x30 cm : mode de rupture de Interface1 (a) et Interface2 (b)	92
Fig. 96 Courbe contrainte-déplacement de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier.....	93
Fig. 97 Essai sur triplets : Schéma explicatif de l'essai (a) et dispositif expérimental envisagé (b)	94
Fig. 98 Courbes contrainte-déplacement résultantes de l'essai sur triplets	95
Fig. 99 Contrainte de cisaillement résiduelle en fonction de confinement.....	95

Fig. 100 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de : sans confinement (a) et 0.1 kN/mm² (b).....	96
Fig. 101 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de 0.3 kN/mm² (a) et (b).....	96
Fig. 102 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de 0.5 kN/mm²	97
Fig. 103 Muretn sous compression normale : dimension du muret (a), dispositif expérimental (b) et courbe contrainte-déformation résultante	98
Fig. 104 Modes de rupture du Muretn : lieux de la rupture (a), écrasement de la brique supérieure (b) et inférieure (c).....	99
Fig. 105 Profil de déformation en traction issu de la corrélation d'images du Muretn avant l'écrasement de la brique	100
Fig. 106 Profil de déplacement vertical issu de la corrélation d'images du Muretn : à 1/3 de sa résistance à la rupture (a) et avant l'écrasement de la brique (b).....	100
Fig. 107 Détermination du module élastique de la brique : répartition de contrainte dans chaque niveau (a) et points de références sur le muret (b)	101
Fig. 108 Murets en maçonnerie pour la compression diagonale : dimension du muret (a) et support en acier (b).....	102
Fig. 109 Dispositif expérimental adopté pour l'essai de compression diagonale	102
Fig. 110 Profil de déformations en traction de Muretd1 issu de la corrélation d'images : à un déplacement diagonal égal à 0.4 mm (a) et au pic de chargement (b).....	103
Fig. 111 Profil de déformations en traction de Muretd2 issu de la corrélation d'image.....	103
Fig. 112 Modes de rupture du Muretd3	104
Fig. 113 Directions principales des déformations de Muretd1 issues de la corrélation d'image	104
Fig. 114 Courbe force-déplacement de l'essai de compression diagonale sur Muretd1	105
Fig. 115 Stratégie de modélisation adoptée	109
Fig. 116 Essai de compression sur béton, éprouvette 16x32 cm : modèle réel (a) et modèle numérique (b).....	112

Fig. 117 Courbes contrainte-déformation expérimentale et numérique : BétonV (a) et BétonR (b)	112
Fig. 118 Essai de compression sur brique dans la direction perpendiculaire, Briqueper : modèle réel (a) et modèle numérique (b).....	114
Fig. 119 Essai de compression sur brique dans la direction parallèle, Briquepar : modèle réel (a) et modèle numérique (b).....	114
Fig. 120 Calage du module élastique de la brique : Briqueper (a) et Briquepar (b)	115
Fig. 121 Courbe force-déplacement de la modélisation numérique de l'essai de compression sur brique : Briqueper (a) et Briquepar (b).....	117
Fig. 122 Profil de déformation inélastique en compression de la brique : Briqueper (a) et Briquepar (b)	117
Fig. 123 Courbes contrainte-déformation usuelle d'un essai de compression sur mortier : [Gabor et al, 2006] (a) et [Bergami, 2007] (b).....	118
Fig. 124 Modélisation numérique de l'essai de compression sur mortier : modèle numérique (a) et courbe contrainte-déformation	119
Fig. 125 Profil de rupture de l'essai de compression sur mortier : profil de déformation inélastique en compression au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b).....	120
Fig. 126 Modèle numérique du muret sous compression normale	121
Fig. 127 Calage du module élastique de mortier.....	122
Fig. 128 Modèle numérique du muret sous compression diagonale	124
Fig. 129 Calage du module élastique diagonale de la brique	124
Fig. 130 Calage de la résistance à la traction de la brique.....	125
Fig. 131 Courbe force-déplacement de modélisation numérique de l'essai de compression diagonale sur muret	126
Fig. 132 Profil de rupture de l'essai de compression diagonale sur muret : profil de déformation inélastique en traction au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b)	126
Fig. 133 Modélisation du portique vide : acier de ferrailage (a) et cadre de portique sur longrine en béton et avec la platine de chargement (b).....	127

Fig. 134 Modélisation du portique rempli : maçonnerie de remplissage en double parois (a) et portique rempli sur longrine en béton et avec la platine de chargement (b).....	127
Fig. 135 Réponse de l'essai numérique sur portique vide (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (pré-pic, pic et post-pic).....	129
Fig. 136 Profil de déformation inélastique de l'armature dans le cas de portique P.S.02 dans deux niveaux de chargement : pré-pic (a) et pic (b).....	129
Fig. 137 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement (chargement monotone) : pré-pic (a)-(b), pic (c)-(d) et post-pic (e)-(f)	130
Fig. 138 Calage du paramètre de refermeture de fissure RR : courbes force-déplacement (a), points limites à la fin de déchargement pour chaque cycle (b).....	131
Fig. 139 Evolution de la raideur à travers les cycles (portique vide) : courbe force-déplacement (a), évolution de la raideur en fonction des cycles (b) et évolution de la raideur dans les cycles par rapport à la raideur initiale (c).....	132
Fig. 140 Réponse de l'essai numérique sur portique vide (cycles de charge/décharge) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (pré-pic, pic et post-pic).....	133
Fig. 141 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement (cycle de charge/décharge) : pré-pic (a)-(b), pic (c)-(d) et post-pic (e)-(f)	133
Fig. 142 Réponse du premier essai numérique sur portique rempli (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (point A et pic)	134
Fig. 143 Profil de déformation inélastique en traction dans deux niveaux de chargement : point A (a)-(b), et au pic de chargement (c)-(d).....	135
Fig. 144 Réponse du portique rempli en fonction du paramètre Rc de la brique	136
Fig. 145 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli après calage du paramètre Rc : courbe force-déplacement.....	137
Fig. 146 Profil de déformation inélastique en traction dans deux niveaux de chargement après calage du paramètre Rc : point A (a)-(b), et au pic de chargement (c)-(d)	137
Fig. 147 Directions principales des déformations dans le cas de portique P.R.02 au début de l'essai	138
Fig. 148 Modèle numérique de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier ..	139

Fig. 149 Réponse de l'essai numérique sur interface brique-mortier après calage du paramètre Rtmortier : courbe force-déplacement	139
Fig. 150 Profil de déformation inélastique en traction au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b).....	140
Fig. 151 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (point A , pré-pic, pic et post-pic).....	141
Fig. 152 Profil de déformation inélastique de l'armature dans le cas de portique .R.02 dans deux niveaux de chargement : pré-pic (a) et pic (b).....	141
Fig. 153 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement, point A (a)-(b), pré-pic (c)-(d), pic (e)-(f) et post-pic (g)-(h)	142
Fig. 154 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli (cycles de charge/décharge) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (point A , pré-pic, pic et post-pic)	143
Fig. 155 Evolution de la raideur à travers les cycles (portique rempli) : évolution de la raideur en fonction des cycles (a) et évolution de la raideur dans les cycles par rapport à la raideur initiale (b).....	144
Fig. 156 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement, point A (b)-(c), pré-pic (d)-(e), pic (f)-(g) et post-pic (h)-(i)	145

Liste des Tableaux

Tableau 1 Description des spécimens testés	49
Tableau 2 Rôle des comparateurs.....	53
Tableau 3 Les valeurs du chargement latéral et déplacement latéral dans trois phases principales	61
Tableau 4 Résistance au chargement latéral des portiques.....	63
Tableau 5 Ductilité des portiques.....	64
Tableau 6 Raideur initiale des portiques	65
Tableau 7 Dégradation de raideur aux différents cycles de charge/décharge.....	65
Tableau 8 Dissipation d'énergie aux différents cycles de charge/décharge	66
Tableau 9 Résultats de l'essai de compression sur éprouvettes de béton 16x32 cm	78
Tableau 10 Résultats de l'essai de traction par fendage sur éprouvettes de béton 16x32 cm	80
Tableau 11 Résultats de l'essai de traction par flexion 3pts sur éprouvettes de béton 10x10x40 cm	82
Tableau 12 Résultats de l'essai de traction sur les barres d'aciers.....	83
Tableau 13 Résultats de l'essai de flexion 3 points et compression sur mortier	85
Tableau 14 Résultats de l'essai de compression sur brique dans les trois directions.....	90
Tableau 15 Résultats de l'essai de traction par flexion 3pts sur l'interface brique-mortier	93
Tableau 16 Résultats de l'essai sur triplets sous différentes valeurs de confinement	96
Tableau 17 Résultats de l'essai sur triplets en termes de cohésion et angle de frottement	96
Tableau 18 Résultats de l'essai de compression normale sur Muretn	100
Tableau 19 Module élastique de la brique déterminé par corrélation d'image.....	101
Tableau 20 Résultats de l'essai de compression diagonale sur murets	105
Tableau 21 Paramètres matériaux fixés pour l'acier	110

Tableau 22 Paramètres matériaux nécessaires pour la loi d'endommagement [Sellier et al, 2013] [Parent, 2015].....	111
Tableau 23 Paramètres matériaux fixés pour le béton.....	113
Tableau 24 Paramètres matériaux fixés pour la brique	116
Tableau 25 Paramètres matériaux fixés pour le mortier.....	120
Tableau 26 Identification du module élastique de mortier	122
Tableau 27 Identification du module élastique diagonale de la brique	123
Tableau 28 Identification de la résistance à la traction de la brique	125
Tableau 29 Résultats numériques du portique vide sous chargement monotone comparés aux résultats expérimentaux	129
Tableau 30 Raideur initiale et sécante à travers les cycles de portique vide	132
Tableau 31 Résistance latérale du portique rempli sous chargement monotone en fonction du paramètre Rc de la brique.....	136
Tableau 32 Nouvelles résultats numériques du portique rempli sous chargement monotone comparés aux résultats expérimentaux	141
Tableau 33 Raideur initiale et sécante à travers les cycles de portique rempli.....	144

Introduction générale

Dans plusieurs régions à travers le monde, y compris en Algérie, les structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie constituent la typologie de construction la plus courante. Cependant, sous chargement de type sismique, ce type de structure peut être gravement endommagé notamment par la forte interaction entre le mur de remplissage et son cadre en béton armé. Ce phénomène peut conduire, par la suite, à des mécanismes de rupture complexes et même à l'effondrement total de la construction. Bien que les règlements techniques et les codes de calcul négligent les éléments de remplissage et les considèrent comme des éléments non structuraux, l'analyse des ouvrages détruits par des tremblements de terres récents montrent le rôle important du remplissage et de son interaction sur l'ossature structurelle. En outre, ignorer la contribution des murs de remplissage à la résistance au chargement latéral conduit à des imprécisions considérables. Dans la littérature, plusieurs études expérimentales et numériques ont été menées sur cet aspect. Ces études ont révélé que les murs de remplissage peuvent affecter la résistance latérale, la raideur, la ductilité ainsi que la capacité de dissipation d'énergie de l'ensemble de la structure. La réponse mécanique est fortement non-linéaire et largement influencée en particulier par les caractéristiques mécaniques des éléments de la maçonnerie. Une attention particulière a été aussi portée sur le développement des techniques de modélisation capables de reproduire convenablement le comportement sous chargement latéral.

D'autre part, pour l'acquisition des résultats, la plupart des études expérimentales antérieures ont utilisé une instrumentation de mesures, de type comparateurs LVDT et jauges de déformations, nécessitant un contact direct avec la structure étudiée parfois invasif. Une telle instrumentation ne peut pas fournir une compréhension complète de l'interaction mur-cadre, et seul le comportement global est capturé. De plus, ces instruments de mesure peuvent être altérés par des fissures structurelles qui apparaissent pendant les essais. La technique de corrélation d'images apparaît comme un outil puissant qui permet une analyse locale et globale donc très détaillée de la structure. La technique permet d'évaluer, en tout point, les champs de déplacement en 2D de la structure filmée en cours d'essais. Son application dans le cas de notre travail permet de caractériser l'interaction mur-cadre de manière très précise.

Ainsi, l'objectif de ce travail de thèse est, dans un premier temps, de caractériser, à l'aide de la technique de la corrélation d'image, le comportement sous chargement latéral dans le plan de

quatre portiques en béton armé avec et sans remplissage en maçonnerie. Le mur de remplissage au sein des portiques est construit avec des briques creuses en double parois ce qui reflète intégralement la méthode de construction locale en Algérie. Ensuite, à travers une micro-modélisation numérique adaptée, nous étudions la capacité du modèle numérique à reproduire le comportement expérimental des portiques étudiés.

Le travail de thèse comporte par conséquent quatre chapitres :

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique. Il permet d'avoir une vision de la littérature sur le comportement des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Le comportement mécanique de la maçonnerie sous les différentes sollicitations auxquelles elle peut être soumise est aussi mis en évidence. Un aperçu sur les techniques de modélisation adaptées à ce type de structure ainsi que les modèles développés à cet effet, disponibles dans la littérature, est présenté à la fin de cette partie.

Le deuxième chapitre est relatif à l'étude expérimentale proposée dans notre travail. Des essais effectués sur portiques vides et remplis en maçonnerie permettent d'étudier l'influence du remplissage en maçonnerie sur la réponse latérale de l'ensemble de la structure. Les résultats obtenus sont analysés à l'aide de la technique de corrélation d'image. La technique permet, dans un premier temps, de définir le profil de déformation des portiques testés dans plusieurs niveaux de chargement. Les modes de rupture des portiques sont ainsi obtenus. Pour comprendre l'action composite mur-cadre, la technique est utilisée dans un deuxième temps pour caractériser l'interaction entre le mur de remplissage en maçonnerie et le cadre en béton armé à travers les profils de déplacements et déformations.

Dans le troisième chapitre, une campagne expérimentale sur des essais de caractérisation sur matériaux individuels ainsi que des associations de matériaux est présentée. Cette partie comporte : des essais sur matériaux individuels dans le but de caractériser le comportement à l'échelle élémentaire, des essais sur assemblages de briques et mortier pour caractériser le comportement d'interface et enfin, des essais sur murets pour caractériser le comportement lié à la composition brique-mortier à l'échelle de muret en maçonnerie. Les résultats de cette partie servent, par la suite, pour l'identification des paramètres matériaux du modèle numérique.

Le quatrième et dernier chapitre est consacré à la modélisation numérique des essais expérimentaux discutés auparavant. La stratégie de modélisation utilisée dans ce travail est une version adaptée de l'approche par micro-modélisation qui tient compte des lois de comportement constitutives de chaque élément de la structure. La réadaptation réside sur le fait

de considérer les briques et mortier comme des éléments continus sans introduire un élément d'interface au contact brique-mortier. La stratégie de modélisation est donc présentée en premier lieu, suivi du processus employé pour l'identification des paramètres matériaux du modèle numérique. L'identification est effectuée en deux phases. La première consiste à identifier les paramètres matériaux intrinsèques de chaque constituant de la structure. Dans la deuxième phase, la composition brique-mortier à l'échelle de muret est étudiée en utilisant les paramètres déjà identifiés depuis la première phase. En étape finale, le comportement des portiques en béton armé vides et remplis en maçonnerie pourra être examiné en se basant sur les paramètres matériaux identifiés à partir des deux phases. Les résultats numériques sont donc discutés et analysés dans cette partie en comparaison avec les résultats expérimentaux.

Chapitre 1

Etude bibliographique

I.1 Introduction

L'objectif de ce premier chapitre est de mettre en avant les connaissances actuelles liées au comportement des structures de type portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie. Généralement, le mur de remplissage est considéré comme un élément non structural. Son apport sur la raideur et la résistance de la structure n'est pas pris en compte. Cependant, l'analyse des tremblements de terre antérieurs dévoile que l'interaction entre le mur de remplissage et son cadre de portique est l'un des facteurs prépondérants à l'origine de la rupture, voir de l'effondrement de la structure. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur cet aspect. Une attention particulière est portée sur le développement des techniques de modélisation capables de reproduire le comportement d'une manière adéquate et plus ou moins réaliste.

I.2 Portique avec remplissage en maçonnerie sous un chargement latéral

L'analyse des tremblements de terre au cours de ces dernières années montre que les structures en béton armé avec remplissage en maçonnerie peuvent subir de graves dommages à savoir : le cisaillement des poteaux, rupture diagonale des murs, l'écrasement ou l'effondrement total du panneau de remplissage, etc., la figure **Fig. 1** montre quelques dommages de ce type. En effet, la plupart des dégâts occasionnés sont dues essentiellement à l'interaction entre le mur de remplissage et son cadre en béton armé. Cette interaction conduit souvent à un comportement non-linéaire et des mécanismes de rupture plus ou moins complexes [Özcebe et al, 2003], [Davidovici, 2003], [Haldar et al, 2013]. Dans cette section, nous allons exposer les connaissances liées au comportement et aux différents modes de rupture possibles dans le cas des structures en portiques remplis en maçonnerie soumises à un chargement latéral dans le plan.



(a)



(b)

Fig. 1 Dommages provoqués par le séisme dans les portiques avec remplissage en maçonnerie : séisme de Bingöl, Bingöl 2003 [Özcebe et al, 2003] (a) et séisme de Boumerdès, Boumerdès 2003 [Davidovici, 2003] (b)

I.2.1 Comportement et modes de rupture

Sous un chargement latéral, la structure en béton armé sans remplissage est susceptible d'être sollicitée par un mécanisme de flexion présentant certaine ductilité. Les éléments en béton armé doivent résister par conséquent à des moments de flexion au niveau des nœuds comme il est indiqué dans la figure (**Fig. 2a**). En revanche, l'introduction des panneaux de remplissage au sein de la structure réduit les moments de flexion et augmente les forces axiales au niveau des éléments en béton armé [**Murty et al, 2000**]. Cela est dû à l'action des forces diagonales générées par le panneau de remplissage (**Fig. 2b**). D'après **Haldar et al, 2013**, l'action des forces diagonales exercées par le mur de remplissage entraîne des forces de cisaillement additionnelles au niveau des poteaux et de la poutre ce qui peut réduire la force de cisaillement au niveau de la connexion poteau-poutre. La figure **Fig. 3** montre le mécanisme de résistance au cisaillement de la connexion poteau-poutre dans le cas d'un portique vide et un portique rempli en maçonnerie. La force de cisaillement V_{jh} au niveau de la connexion poteau-poutre peut être représentée par l'équation (**Eq. 1**) et (**Eq. 2**), pour le portique vide et rempli, respectivement :

$$V_{jh} = C + T - V_c \quad (\text{Eq. 1})$$

$$V_{jh} = C + T - V_c - R \cos \theta \quad (\text{Eq. 2})$$

Où T est la force de traction au niveau du ferrailage de la poutre, C est la force de compression dans la poutre, V_c est la force de cisaillement au niveau du poteau, et $R \cos \theta$ est la force de cisaillement exercée par le mur de remplissage.

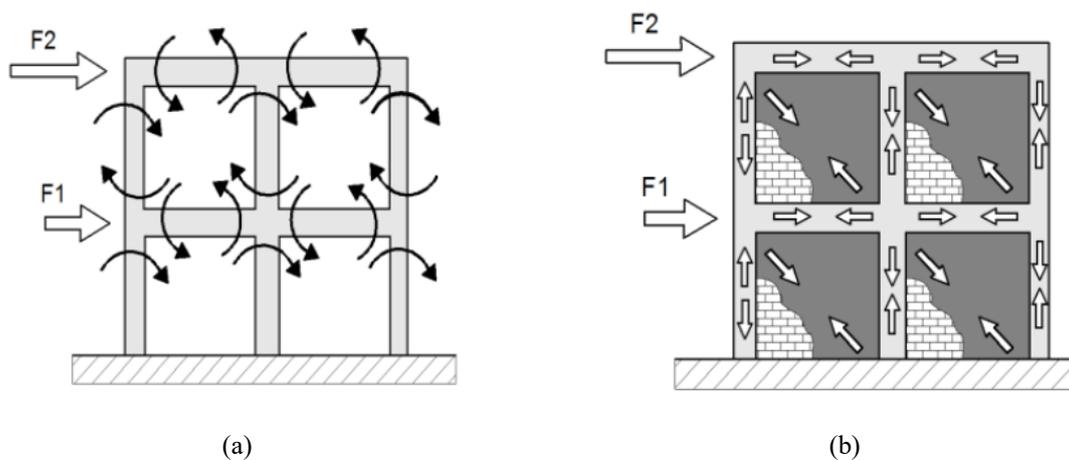


Fig. 2 Comportement des structures en portique sous chargement latéral [Tarque et al, 2015] : sans remplissage en maçonnerie (a) et avec remplissage en maçonnerie (b)

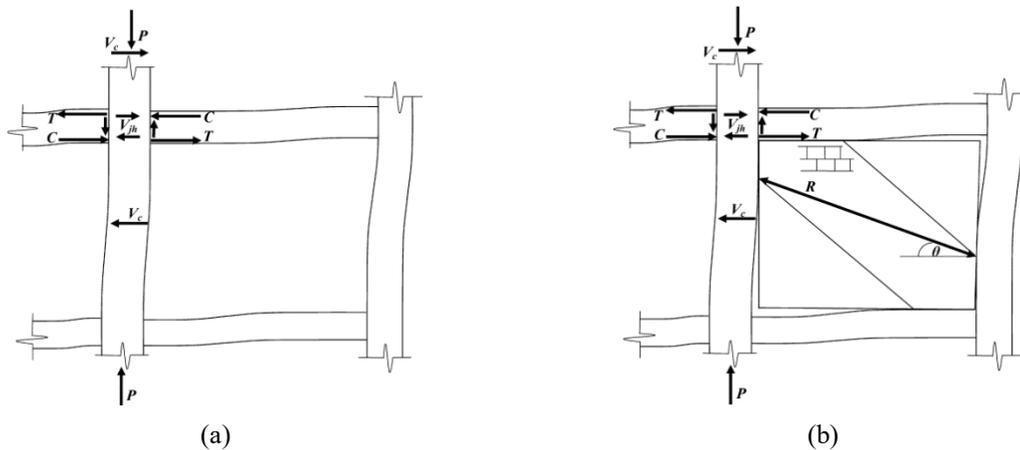


Fig. 3 Mécanisme de résistance au cisaillement de la connexion poteau-poutre [Haldar et al, 2013] : cas d'un portique non rempli (a) et portique rempli en maçonnerie

Selon **Asteris et al, 2011a**, il est possible de décrire l'interaction mur-cadre lors d'un chargement latéral dans le plan en deux phases : à un stade précoce de chargement latéral, le mur de remplissage en maçonnerie tend à se séparer du cadre et forme de plus en plus ce qu'on appelle le mécanisme de la bielle diagonale (**Fig. 4**). Le contact mur-cadre devient restreint au niveau des deux coins opposés. A l'augmentation de chargement, la rupture peut avoir lieu au niveau du mur de remplissage et/ou de son cadre (**Fig. 5**). D'après **El-dakhkhni et al, 2003** et **Asteris et al, 2011a**, les modes de rupture des portiques remplis en maçonnerie peuvent être classé en cinq modes distincts (**Fig. 5**), à savoir : Cisaillement par glissement des joints, fissuration diagonale, rupture dans le cadre du portique, écrasement dans les coins et la formation d'une compression diagonale qui mène à un écrasement dans la partie centrale de mur. Ces modes de ruptures sont influencés majoritairement par la résistance relative du cadre en béton armé (poteaux et poutres), et du mur de remplissage [**Mehrabi et al, 1996**]. D'autre part, il faut noter que dans le cas d'une maçonnerie de remplissage, les portiques sont remplis en maçonnerie après la réalisation des cadres en béton armé. Cela engendre, souvent, un écart entre la poutre et la partie supérieure du panneau de remplissage. D'après **Haldar et al, 2013**, cet écart entraîne un glissement à l'interface poutre/mur de remplissage qui peut se traduire par la suite par une rupture des poteaux par cisaillement. Toutefois, cela explique aussi les moindres dommages au niveau de la poutre.

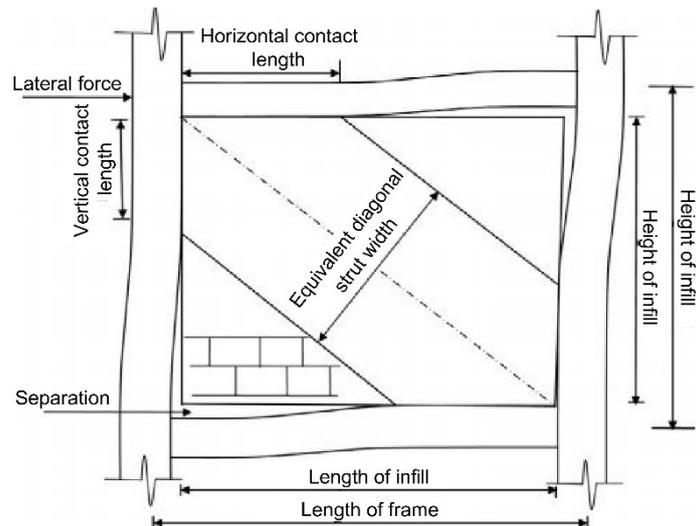


Fig. 4 Mécanisme de la bielle diagonale [Haldar et al, 2013]

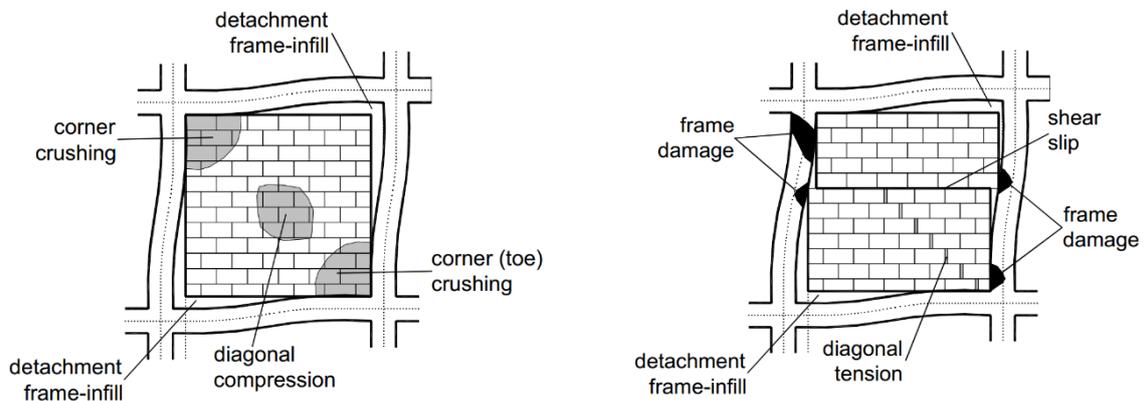


Fig. 5 Différents modes de rupture des portiques avec remplissage en maçonnerie [Asteris et al, 2011 a]

I.2.2 L'effet du remplissage en maçonnerie sur la réponse latérale des structures en béton armé

La performance sismique des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie a intrigué plusieurs chercheurs et a fait l'objet d'un grand nombre d'études expérimentales. Ces études tiennent compte de plusieurs paramètres qui peuvent affecter la réponse de ce type de structure : nombres d'étages et de travées, type de chargement, résistance relative du cadre et du remplissage, présence des ouvertures, etc. Les résultats ont montré que la présence des murs de remplissage en maçonnerie peut affecter considérablement la réponse de ce type de structure en termes de résistance, de raideur latérale et de la capacité de dissipation d'énergie. Un bref aperçu des études expérimentales examinant le comportement de ce type de structure sous un chargement latéral dans le plan est présenté ci-après tenant compte de plusieurs paramètres.

I.2.2.1 Effet du nombre d'étages, de travées

Une étude expérimentale ancienne effectuée par **Fiorato et al, 1970** a montré que l'addition de plusieurs étages rend la structure plus flexible, tandis que l'augmentation du nombre de travées rend la structure plus rigide. La figure **Fig. 6** montre les résultats des essais expérimentaux sur 5 portiques d'un seul étage et différents nombres de travée à l'échelle $\frac{1}{2}$ [**Al-Chaar et al, 2002**]. Les résultats obtenus confirment que la résistance latérale et la raideur initiale des portiques augmentent avec le nombre des travées de façon non-linéaire.

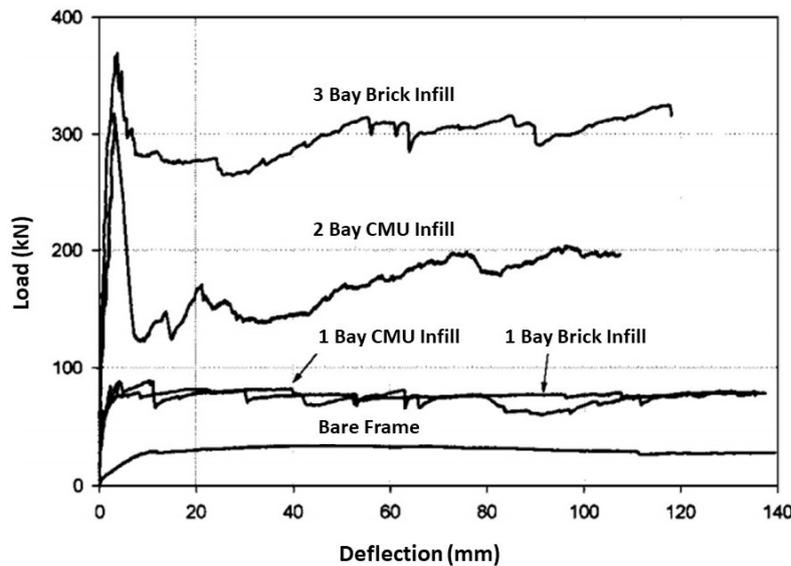


Fig. 6 Courbe force-déplacement pour tous les spécimens [Al-Chaar et al, 2002], [Al-Chaar, 1998]

I.2.2.2 Effet du type de chargement

En général, si la structure est soumise à un chargement de type cyclique, elle présente une chute rapide après le pic et une résistance plus faible comparé au cas avec un chargement monotone (**Fig. 7**) [**Mehrabi et al, 1996**]. De plus, le mode de rupture de la structure, dans ce cas, est jugé plus sévère que celui d'un chargement monotone (**Fig. 8**), et la contribution du mur de remplissage à la raideur latérale de l'ensemble de la structure est considérablement réduite suite à la rupture fragile du mur.

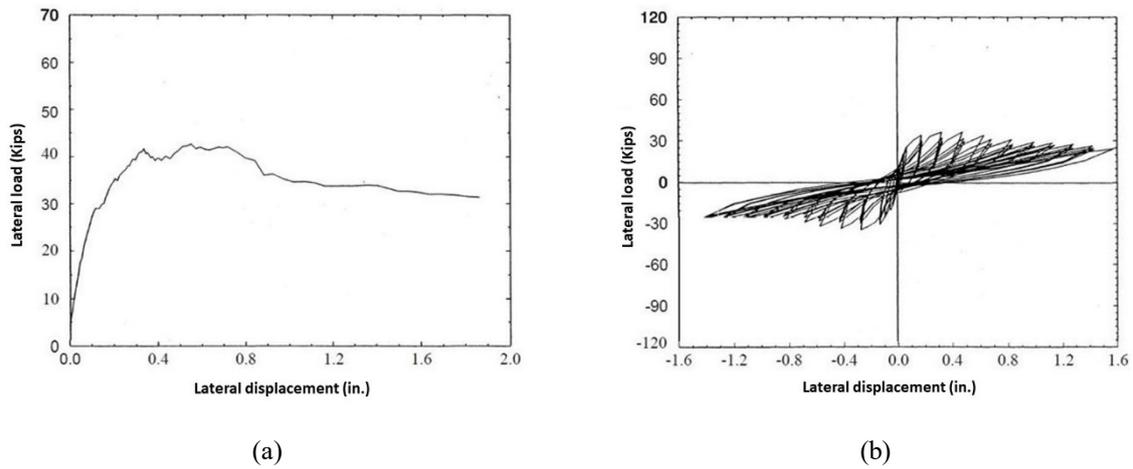


Fig. 7 Courbes force-déplacement de l'un des portiques testés sous chargement [Mehrabi et al, 1994] : monotone (a) et cyclique (b)

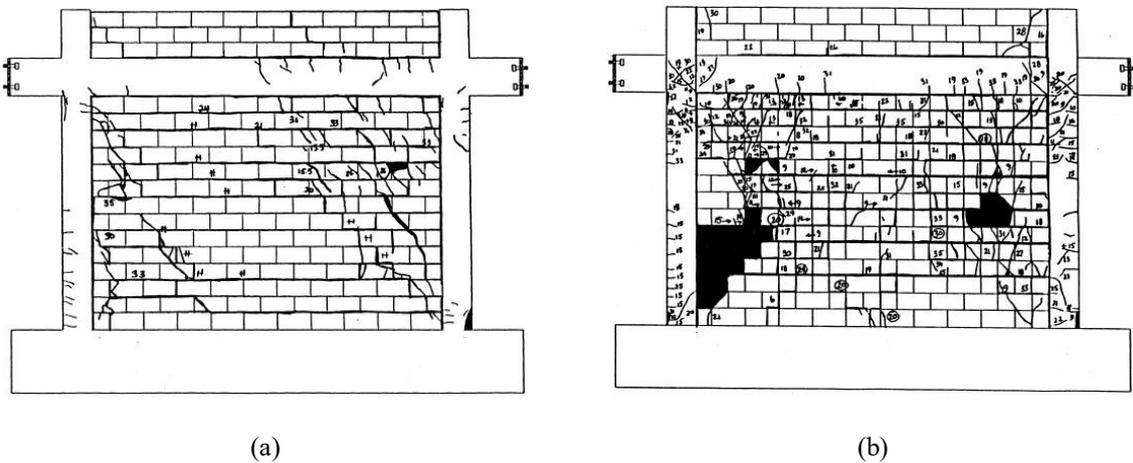


Fig. 8 Modes de rupture de deux portiques testés [Mehrabi et al, 1994] : sous chargement monotone (a) et chargement cyclique (b)

D'autre part, pour représenter le poids des étages supérieurs, un effort vertical est généralement appliqué : dans la plupart des cas uniquement sur les poteaux [Mehrabi et al, 1994] [Stylianidis, 2012] [Zovkic et al, 2012] [Sigmund et al, 2014] [Jiang et al, 2015] [Cai et al, 2017] [Furtado et al, 2018] ; sur les poteaux et la poutre [Mehrabi et al, 1994] [Cavaleri et al, 2014] ; ou sur la poutre uniquement [Basha et al, 2016]. Cet effort est maintenu constant durant tout l'essai. Selon Stylianidis, 2012, la présence de l'effort vertical sur les poteaux double pratiquement la résistance des deux cas de portiques ; le cas des portiques remplis et le cas des portiques non remplis. Cependant, Mehrabi et al, 1994 ont trouvé que la distribution de l'effort vertical uniquement sur les poteaux ou sur les poteaux et les poutres n'a pas d'influence significative sur la résistance latérale ou les modes de rupture. En revanche, le même travail indique que l'augmentation de 50% de cet effort entraîne une augmentation

d'environ 25% de la résistance latérale de la structure (**Fig. 9**). En ce qui concerne l'application de l'effort vertical uniquement sur la poutre, **Basha et al, 2016** expliquent qu'elle n'est pas considérée comme une déviation majeure par rapport à la distribution de chargement usuelle si le poids des étages supérieures est assez faible. De plus, dans le cas des portiques avec remplissage en maçonnerie, où les portiques sont remplis à posteriori, il est peu probable que les charges verticales appliquées sur la poutre seront transférées au mur de remplissage en raison du vide qui peut se trouver entre la poutre et le mur de remplissage.

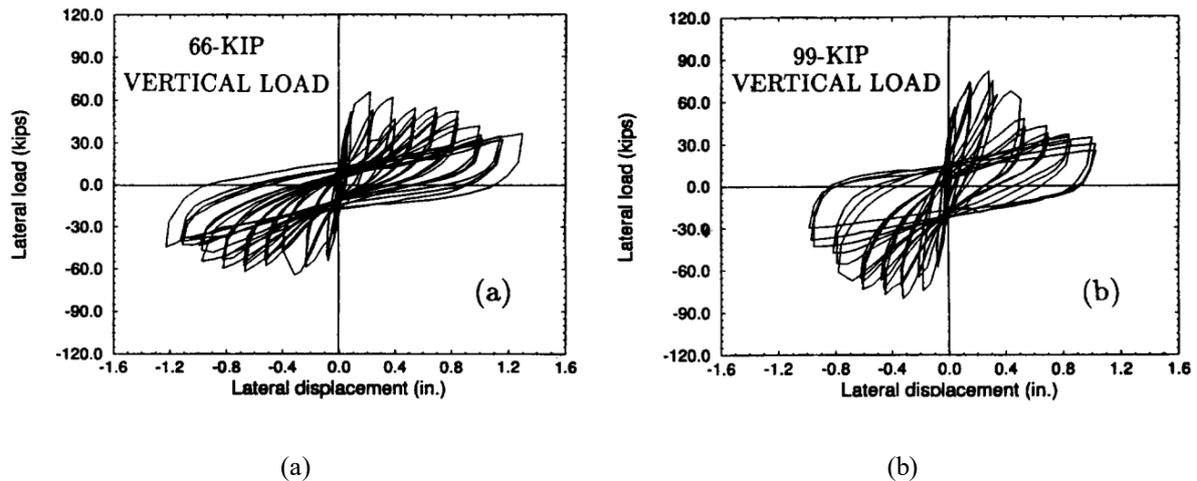


Fig. 9 Courbes force-déplacement de l'un des portiques testés sous chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : avec un effort vertical de 294 kN (66 Kip) (a) et 440.5 kN (99 Kip) (b)

1.2.2.3 Effet de la résistance relative cadre en béton armé/mur de remplissage

Certains travaux ont étudié cet aspect en variant, en matière de résistance, le type de maçonnerie utilisée et le renforcement du cadre en béton armé. Dans le but d'étudier l'influence de la résistance de la maçonnerie sur le comportement de la structure, **Cavaleri et al, 2014** ont conduit une campagne expérimentale impliquant des portiques remplis en trois types de maçonnerie : maçonnerie à base de calcaire, maçonnerie en terre cuite et maçonnerie en béton léger (**Fig. 10**), respectivement, d'une résistance de 4.57 MPa, 8.66 MPa et de 1.74 MPa, sur la base d'un essai de compression normale sur murets. En termes de résistance latérale, les portiques remplis en maçonnerie à base de calcaire et en terre cuite ont montré une augmentation globale d'environ 3.4 fois par rapport aux portiques non remplis, tandis que les portiques remplis en maçonnerie de béton léger ont eu moins d'influence sur la résistance latérale montrant une augmentation d'environ 2.2 fois. En ce qui concerne la raideur, les portiques remplis en maçonnerie à base de calcaire et de terre cuite ont présenté une augmentation plus importante de 8.3 et 11.4 fois. Les portiques remplis en maçonnerie de béton

léger ont montré une influence plus faible sur la raideur par rapport aux portiques non remplis, une augmentation de 1.9 fois a été enregistrée dans ce cas. En revanche, la ductilité des portiques a été diminuée avec l'augmentation de la résistance de la maçonnerie de l'ordre de 21 à 24 %.

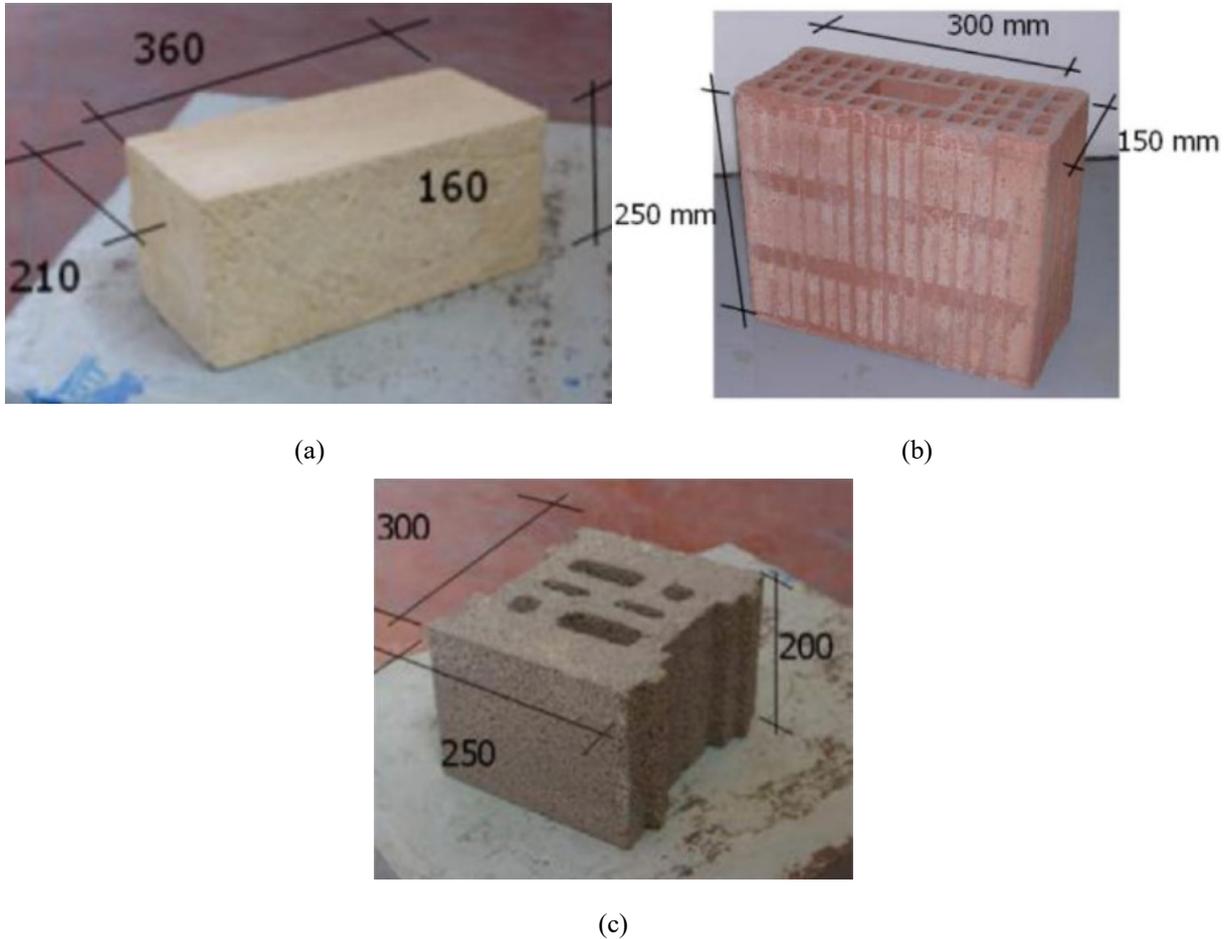
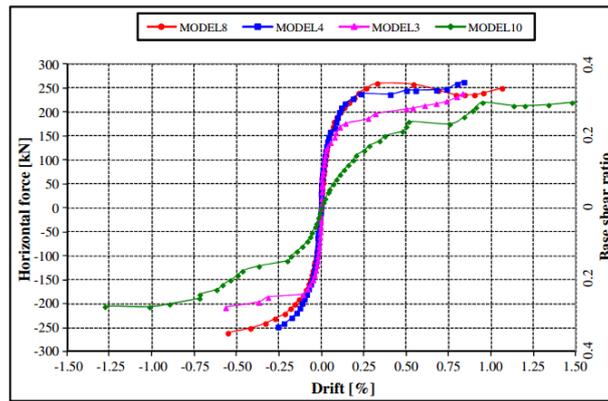
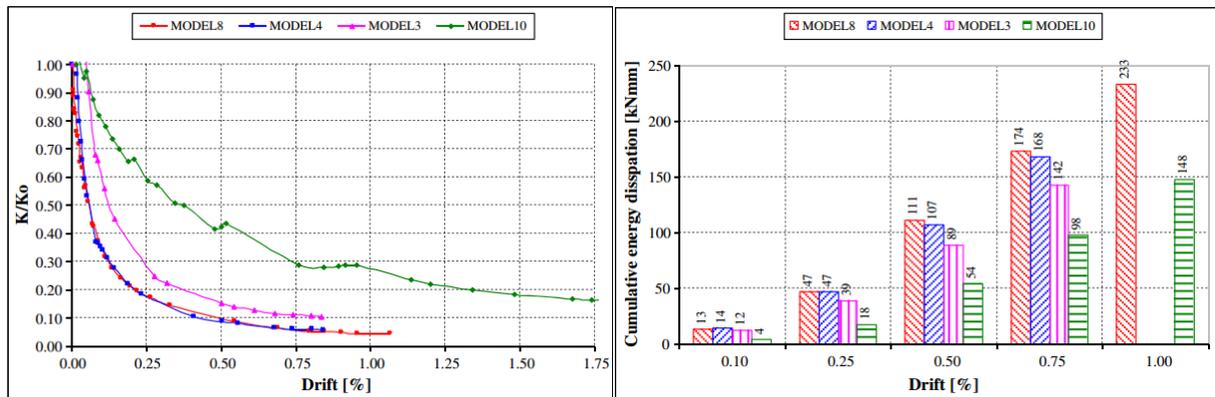


Fig. 10 Type et dimensions des éléments de la maçonnerie utilisées [Cavaleri et al, 2014] : à base de calcaire (a), en terre cuite (b) et en béton léger (c)

Des résultats similaires ont été aussi trouvés par **Zovkic et al, 2012**, testant trois types de maçonnerie sur la base de leur résistance à la compression : brique en terre cuite d'une résistance élevée (10 MPa), brique en terre cuite d'une résistance moyenne (5 MPa) et bloc de béton léger d'une faible résistance (2.5 MPa). Le comportement des portiques a montré une dépendance importante à la résistance à la compression de la maçonnerie. La figure **Fig. 11** montre l'influence de la résistance de la maçonnerie sur la résistance latérale, la raideur et la capacité de dissipation d'énergie, où MODEL8, MODEL4, MODEL3 et MODEL10 correspondent, respectivement, aux portiques remplis en maçonnerie de résistance élevée, moyenne, faible et le portique non rempli.



(a)



(b)

(c)

Fig. 11 Influence de la présence et type de remplissage sur : la résistance latérale (a), la dégradation de raideur à travers les cycles (b) et la capacité de dissipation d'énergie (c), [Zovkic et al, 2012]

Mehrabi et al, 1994 ont effectué une étude expérimentale qui combine, à la fois, la résistance de la maçonnerie et celle du cadre en béton armé. Deux types de maçonnerie et deux types de cadres en béton armé ont été considérés dans ce cas. La maçonnerie est constituée soit en bloc de béton creux ou plein, ce qui correspond, respectivement, à une maçonnerie faible et solide (**Fig. 12**). Les termes faible et solide sont attribués du fait que les blocs en béton plein ont donné une meilleure résistance comparée aux blocs en béton creux sur la base d'un essai de compression simple sur prisme (10.13 MPa et 13.64 MPa, respectivement, pour un bloc de béton creux et solide). En ce qui concerne le cadre en béton armé, deux types ont été considérés, nommés cadre faible et solide. La différence entre les deux types de cadre réside dans la quantité du ferrailage transversal (cadres) et son espacement. Le portique avec cadre solide contient plus de renforcement transversal dans les extrémités des poteaux et poutres avec un espacement réduit afin de permettre à la structure d'obtenir plus de ductilité. Les courbes force-déplacement

de l'essai expérimental sur portiques avec cadre faible sous chargement monotone sont montrés sur la figure **Fig. 13**.

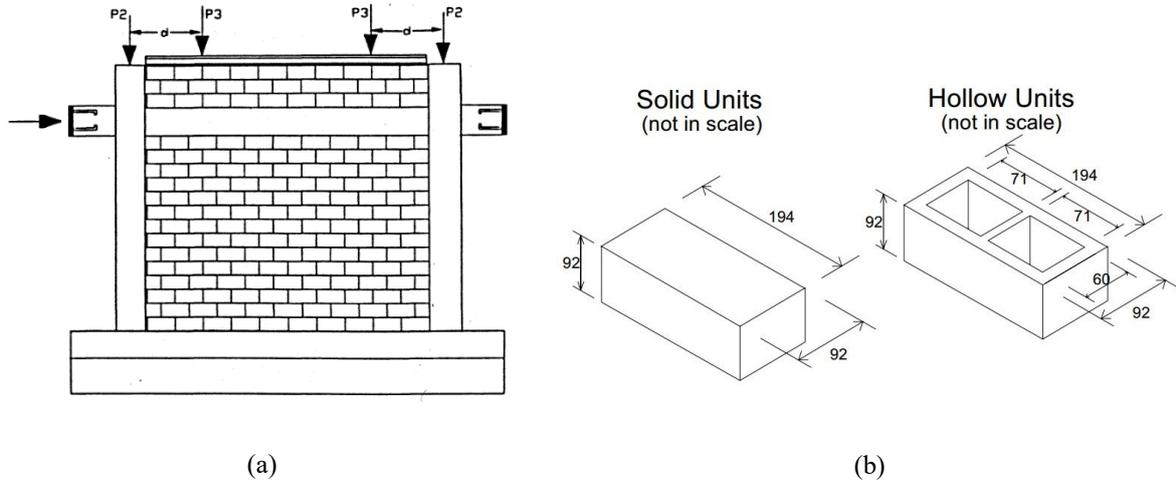


Fig. 12 Portique rempli en maçonnerie (a) et les briques utilisées (dimensions en mm) (b) [Mehrabi et al, 1994] [Stavridis et al, 2009]

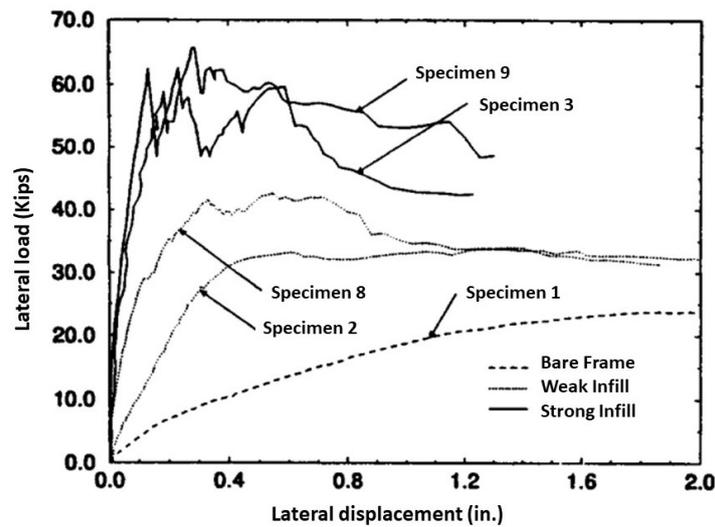


Fig. 13 Courbe force-déplacement des portiques avec cadre faible soumis à un chargement monotone [Mehrabi et al, 1996] (1 inches = 2.54×10^{-5} mm et 1 kips = 4.45 kN)

D'après les courbes expérimentales, il est clairement observé une amélioration significative de la résistance et la raideur de la structure avec la présence d'un mur de remplissage en maçonnerie. De plus, cette amélioration est affectée par la résistance de la maçonnerie. Le portique rempli en maçonnerie faible (bloc en béton creux) a offert une résistance et une raideur, respectivement, 1.5 fois et 15 fois plus grandes que celles d'un portique non rempli. Dans le cas de la maçonnerie solide (bloc en béton plein), la résistance et la raideur ont été largement plus importantes, respectivement, 2.3 fois et 50 fois plus grandes que celles d'un portique non rempli (**Fig. 13**).

En ce qui concerne l'influence du renforcement du cadre, la résistance latérale d'un portique rempli en maçonnerie faible et cadre solide (Spécimen 6) a été 28 % plus importante que celle d'un portique rempli en maçonnerie faible et cadre faible (Spécimen 4) (**Fig. 14**). En revanche, un mode de rupture similaire a été constaté pour les deux configurations, caractérisé par des fissurations diagonales et glissement au niveau des joints horizontaux ainsi que l'écrasement des blocs en béton et du mortier au sein du mur (**Fig. 15a-b**).

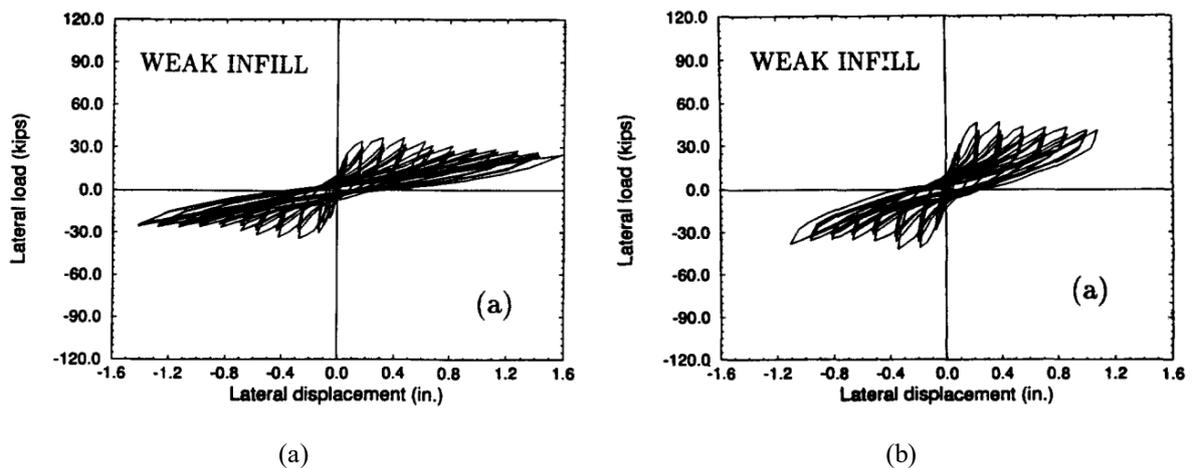


Fig. 14 Courbes force-déplacement des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 4) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 6) (b) (1 inches = 2.54×10^{-5} mm et 1 kips = 4.45 kN)

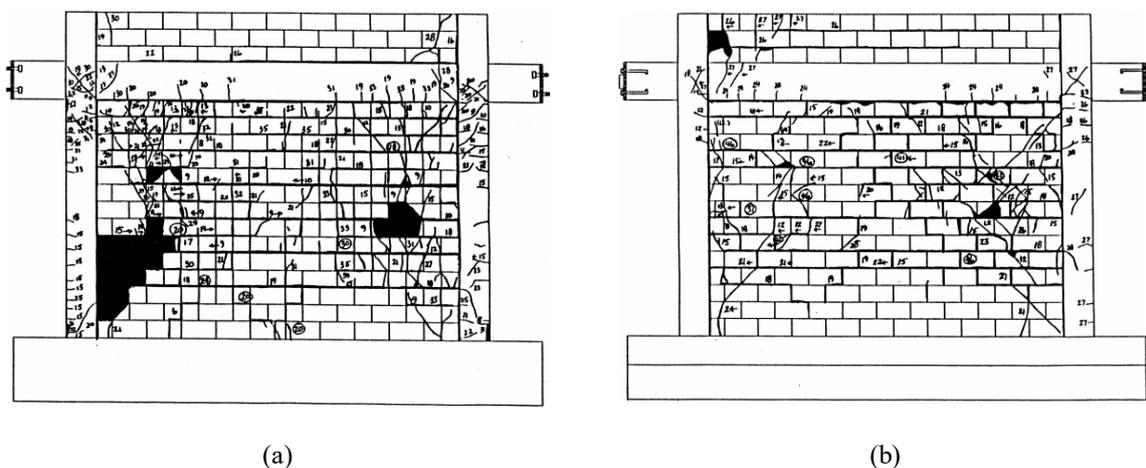


Fig. 15 Modes de rupture des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 4) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 6) (b)

Dans le cas d'un portique avec cadre faible rempli en maçonnerie solide (Spécimen 5), une rupture en cisaillement des poteaux a été constatée avec des fissurations diagonales plus prononcées au sein du mur (**Fig. 16a**). Selon Cavalieri et al, 2014, la rupture en cisaillement des poteaux dans ce type de configuration est causée par les forces de cisaillement

additionnelles générées par le mur de remplissage aux extrémités des poteaux et poutre. Cependant, le choix d'une configuration de cadre solide/maçonnerie solide (Spécimen 7) a permis la formation complète de la fissuration diagonale, et a empêché la rupture en cisaillement au niveau des poteaux grâce au renforcement amélioré (**Fig. 16b**).

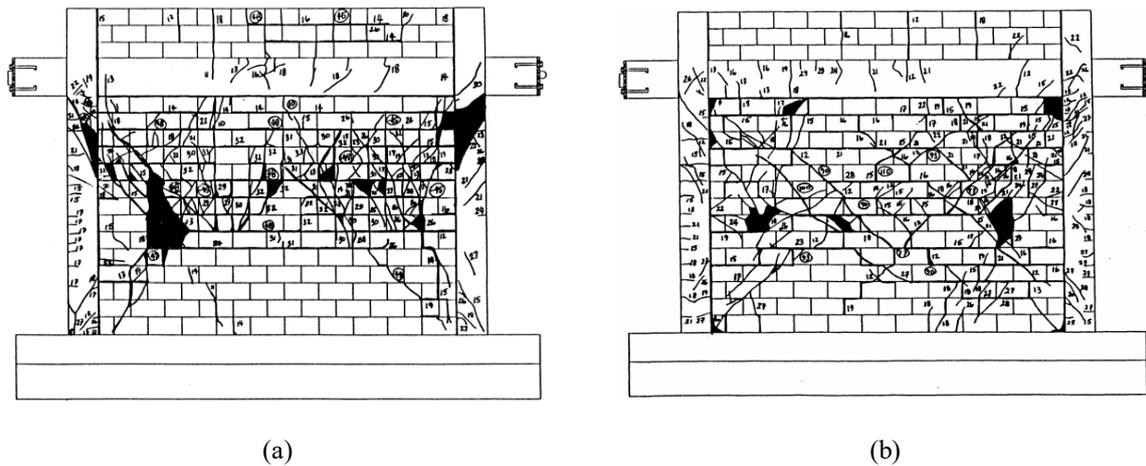


Fig. 16 Modes de rupture des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 5) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 7) (b)

La résistance latérale a été trouvée, dans ce cas, 88 % plus importante que celle du portique rempli en maçonnerie solide et cadre faible (Spécimen 5) (**Fig. 17**). Les portiques remplis en maçonnerie solide ont montré par conséquent une meilleure dissipation d'énergie indépendamment du type du cadre en béton armé. Cependant, le comportement en post-pic des portiques remplis en maçonnerie solide a été caractérisé par une chute rapide de résistance comparée aux portiques en maçonnerie faible, plus prononcée dans le cas d'un cadre solide. Un comportement similaire a été rapporté par **Basha et al, 2016**.

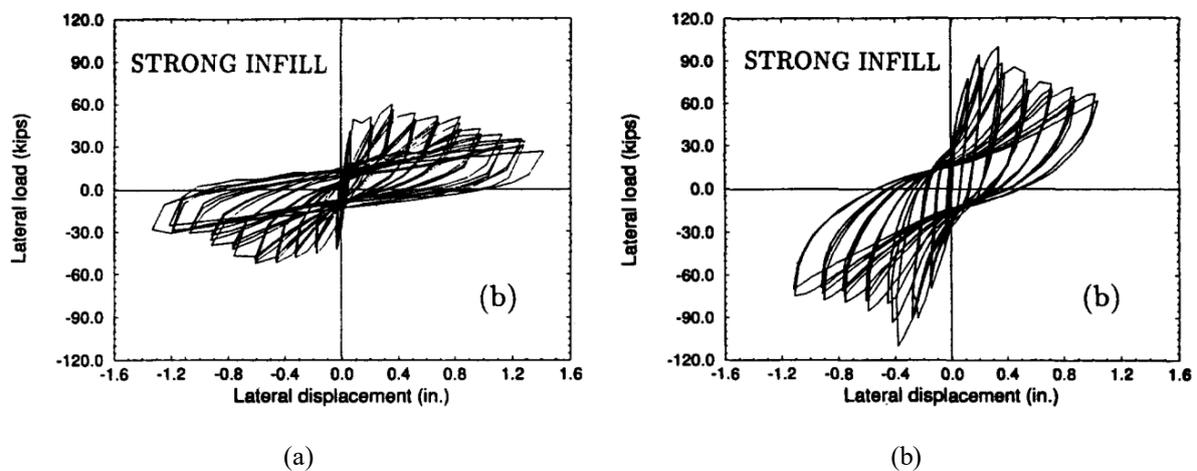


Fig. 17 Courbes force-déplacement des portiques en maçonnerie solide soumis à un chargement cyclique [Mehrabi et al, 1996] : le cas d'un cadre faible (Spécimen 5) (a) et d'un cadre solide (Spécimen 7) (b) (1 inches = 2.54×10^{-5} mm et 1 kips = 4.45 kN)

Les résultats des essais expérimentaux discutés ci-dessus ont affirmé que le comportement des portiques remplis en maçonnerie est largement influencé à la fois par la résistance de la maçonnerie et la résistance du cadre en béton armé. De plus la présence des murs en maçonnerie peut améliorer considérablement la résistance et la raideur de l'ensemble de la structure, plus particulièrement, les portiques remplis avec des murs solides qui présentent à leur tour, une meilleure performance en termes de résistance au chargement latéral et de capacité de dissipation d'énergie.

I.2.2.4 Effet de la présence des ouvertures

La présence des ouvertures au sein des murs a aussi une influence considérable sur la réponse des portiques remplis en maçonnerie. La taille de l'ouverture et plus particulièrement son emplacement ont un effet significatif sur le comportement de l'ensemble de la structure [Asteris et al, 2011a]. Cela implique aussi les modes de rupture. La figure (Fig. 18) montre le chemin de rupture des portiques testés avec différentes tailles d'ouvertures obtenus par Tasnimi et al, 2011.

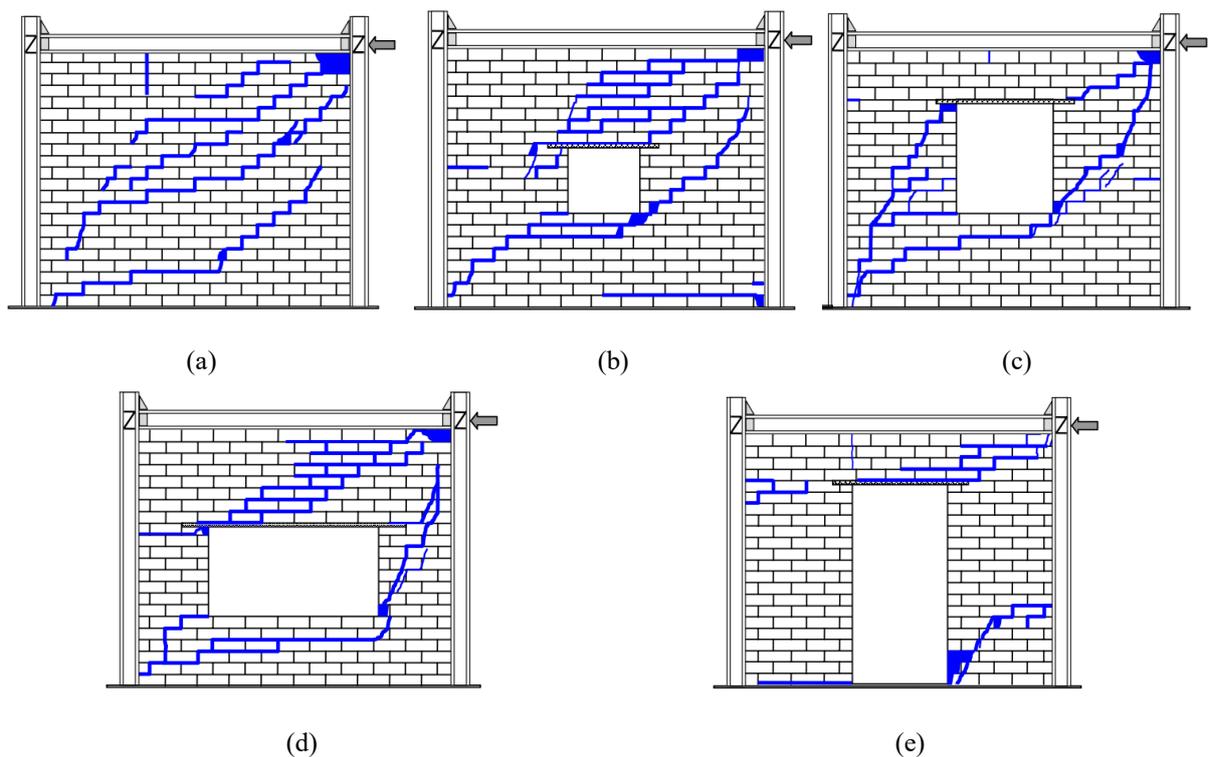


Fig. 18 Modes de rupture des portiques remplis en maçonnerie comportant des ouvertures [Tasnimi et al, 2011] : portique rempli sans ouverture (SW) (a), portiques avec ouvertures de type fenêtre (PW1, PW2 et PW3) (b-d) et portique avec ouverture de type porte (PW4) (e)

Il est clairement observé le changement du chemin de rupture et l'interruption de la formation adéquate du mécanisme de bielle diagonale en présence des ouvertures, et plus particulièrement dans le cas des ouvertures de type porte (**Fig. 18d**). Des observations similaires ont été trouvées dans le travail de **Kakaletsis et al, 2008**. De plus, la résistance au chargement latérale est inversement proportionnelle à la taille des ouvertures, tandis que la dégradation de raideur a montré une indépendance à la taille des ouvertures (**Fig. 19**). Selon **Sigmund et al, 2014**, les portiques comportant une grande ouverture excentrique se comporte mieux que dans le cas de deux ouvertures centrées de petites tailles. De plus, l'ouverture de type porte est moins favorable que l'ouverture de type fenêtre en raison de la perte précoce de stabilité de la maçonnerie. Cependant, les portiques remplis en maçonnerie ont une raideur trois fois plus élevé que les portiques non remplis quelle que soit la dimension et la position des ouvertures.

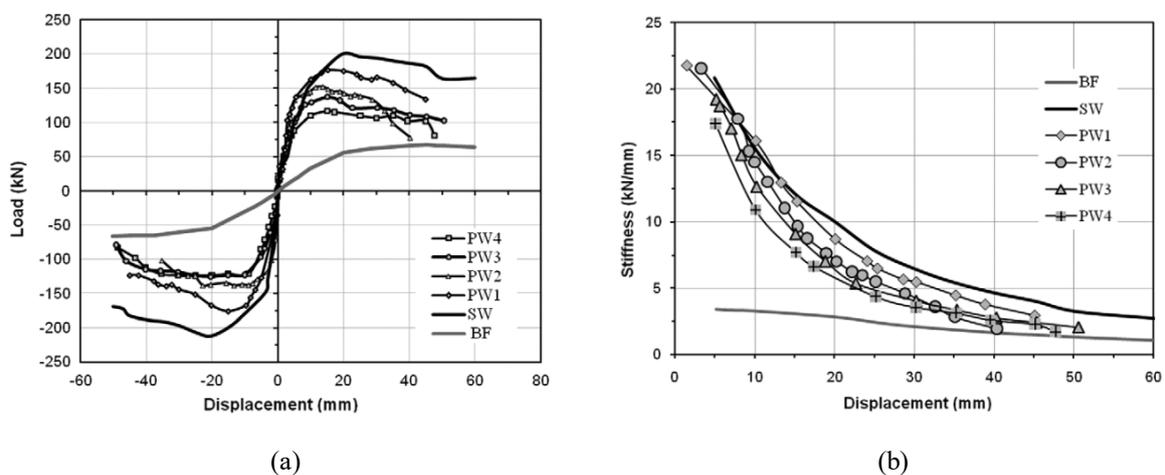


Fig. 19 Influence de la présence des ouvertures sur le comportement des portiques remplis en maçonnerie [Tasimi et al, 2011] : courbes enveloppe correspondantes (a) et dégradation de raideur latérale (b)

I.3 La maçonnerie : Aspect comportemental

Le matériau de type maçonnerie est un matériau anisotrope. L'origine de cette anisotropie étant, d'une part, due à la géométrie des briques (présence des alvéoles), et d'autre part, de la présence des joints de mortier produisant une discontinuité entre les éléments de briques. Son comportement dépend, d'un côté, des propriétés mécaniques des constituants qui peuvent être des briques ou blocs béton avec joints remplis (mortier, colle) ou vides (joint sec) et, d'un autre côté, sur la géométrie de l'assemblage et son arrangement. Nous exposons dans cette section un bilan bibliographique portant sur le comportement de la maçonnerie sous les différents types de sollicitations auxquels elle est soumise. Une telle connaissance permet de mieux comprendre

la performance des structures remplis en maçonnerie sous chargement latéral et aide par la suite à définir la stratégie de modélisation adoptée.

I.3.1.1 Maçonnerie sous compression normale et diagonale

Considérant le cas habituel dans lequel le mortier a une résistance plus faible que celle de la brique, la figure (Fig. 20) montre les courbes contrainte-déformation typiques pour la brique, le mortier et pour l'assemblage brique-mortier sous compression uni axiale. D'après Crisafulli, 1997 la courbe représentant la loi de comportement de la maçonnerie est comprise entre celle de la brique et celle du mortier. Cependant, lorsque la brique et le mortier ont une résistance et une rigidité comparables, la résistance de la maçonnerie peut être supérieure à celle de la brique et celle du mortier [Kaushik et al, 2007].

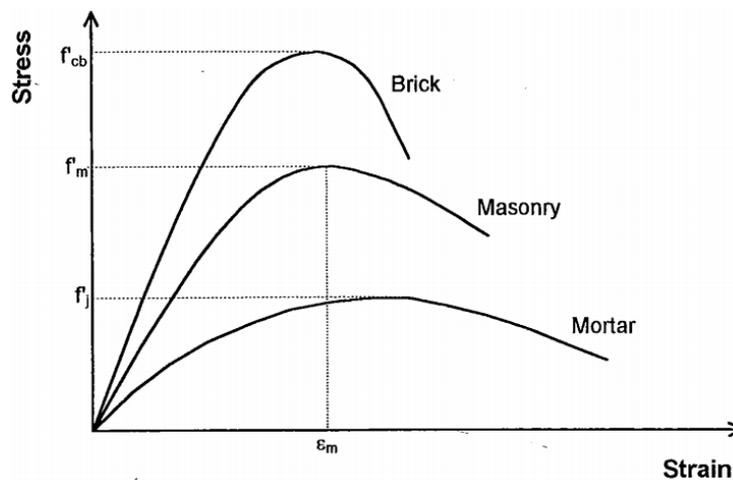


Fig. 20 Relations contrainte-déformation typiques pour la brique, mortier et l'assemblage brique-mortier [Crisafulli, 1997]

La détermination de la résistance à la compression de la maçonnerie se fait sur spécimens normalisés. L'un des essais les plus usuels à cet effet est celui de l'essai sur prisme (empilement de brique) (Fig. 21). Cependant, en l'absence des joints verticaux et l'arrangement nécessaire, cet essai ne reflète pas intégralement la configuration réelle et ne permet pas, en effet, une bonne corrélation entre l'essai expérimental et ce qui trouve dans la réalité. Au cours de l'essai, la brique et le mortier tendent à s'étendre latéralement, avec une déformation latérale plus importante dans le mortier que celle dans la brique. La cohésion et le frottement au niveau de l'interface obligent les déformations latérales des deux matériaux à être égales. Ce qui conduit ensuite à un état de contrainte horizontales de traction et de compression : une compression triaxiale dans le mortier et une compression-traction bi-axiale dans les briques [Abdou, 2005], [Christy et al, 2013] (Fig. 22). Le mode de rupture résultant dans ce cas est montré sur la figure

(Fig. 21b), il s'agit d'une rupture typique par fractionnement vertical au niveau des briques passant par les joints de mortier [McNary et al, 1985].

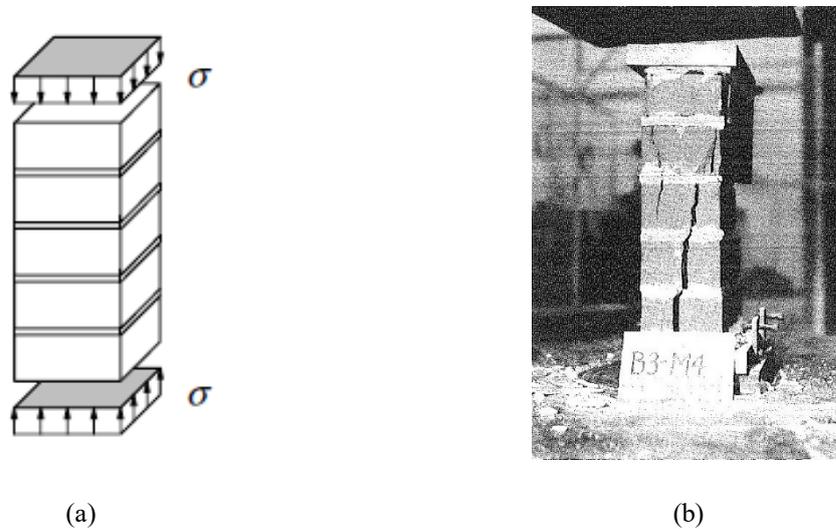


Fig. 21 Essai de compression uni-axiale sur un prisme dans la direction normale aux joints horizontaux : schéma de l'essai [Lourenço, 1996] (a) et rupture typique par fractionnement [McNary et al, 1985] (b)

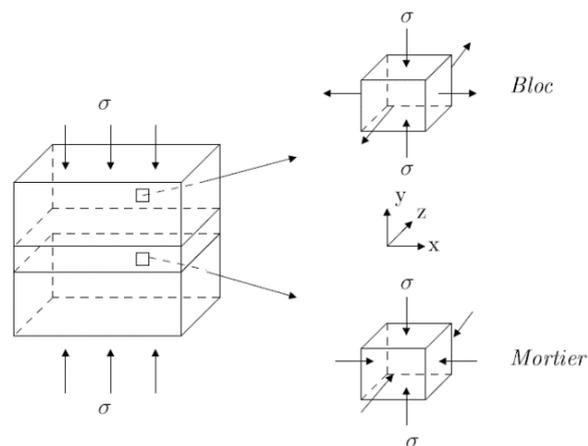
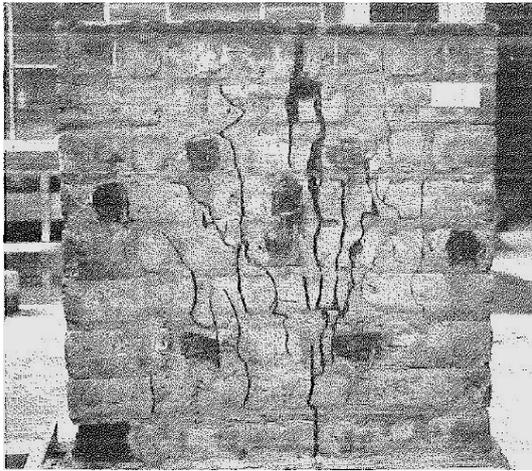


Fig. 22 Etat de contrainte dans les briques et le joint de mortier [Abdou, 2005]

Afin de mieux caractériser le comportement de la maçonnerie sous compression, certains chercheurs se sont penchés sur un autre type d'essai considéré plus réaliste, celui de l'essai sur des murets en maçonnerie de différentes dimensions. Du fait que la maçonnerie possède un comportement anisotrope, l'étude est effectuée selon au moins trois directions : chargement perpendiculaire et parallèle au joint horizontal et un chargement diagonal [Naraine et al, 1989], [AlShebani et al, 1999], [Bergami, 2007], [Furtado et al, 2016]. La figure (Fig. 23) montre les mécanismes de rupture les plus usuels qui peuvent être trouvés dans le cas des différentes sollicitations. Les murets chargés perpendiculairement aux joints horizontaux (joints de pose)

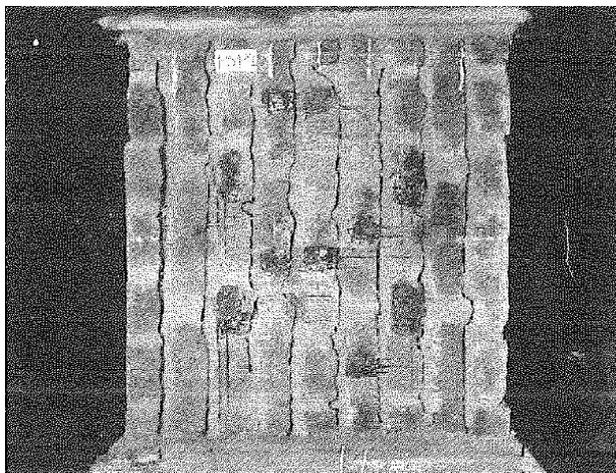
peuvent avoir une rupture soit par fractionnement vertical des briques (**Fig. 23a**), soit par écrasement dans la partie supérieure ou inférieure (**Fig. 23b**). Dans le cas d'un chargement parallèle aux joints horizontaux, la rupture est caractérisée par une séparation et glissement dans les joints horizontaux accompagnés par quelques fissures verticales dans les briques (**Fig. 23c**). Dans le cas d'un chargement diagonal, la rupture typique consiste à une fissuration en escalier au niveau des joints horizontaux et verticaux (inter-briques) comme montré dans la figure (**Fig. 23d**).



(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. 23 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie sous compression : perpendiculaire aux joints horizontaux, (a) [Naraine et al, 1989] et (b) [Furtado et al, 2016], parallèle aux joints horizontaux [Naraine et al, 1989] (c) et diagonale [Furtado et al, 2016] (d)

Généralement, il est admis que l'essai de la compression perpendiculaire au joint horizontal est considéré le plus représentatif pour caractériser le comportement mécanique de la maçonnerie [Lourenço, 1996] [Gabor, 2006]. A partir de cet essai, la résistance à la compression de la maçonnerie est exprimée par l'équation (Eq. 3, selon la norme européenne NF EN 1052-1, 1999). Le module élastique peut être déterminé à partir de la courbe d'essai comme un module sécant à 1/3 de la résistance maximale à la compression (Eq. 4). La figure (Fig. 24b) montre la courbe de comportement usuelle de la maçonnerie à partir d'un essai sous compression perpendiculaire aux joints horizontaux [Bergami et al, 2015]. Le comportement étant non linéaire quasi fragile, il peut être assimilé au comportement du béton [Domede et al, 2013].

$$f_m = \frac{F_{max}}{A} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$E_m = \frac{1}{3} \frac{f_m}{\varepsilon_m} \quad (\text{Eq. 4})$$

Où f_m est la résistance à la compression de la maçonnerie ; F_{max} la résistance maximale ; A est la surface d'application de la charge ; E_m est le module élastique sécant de la maçonnerie ; ε_m est la déformation dans la direction parallèle à l'axe de chargement.

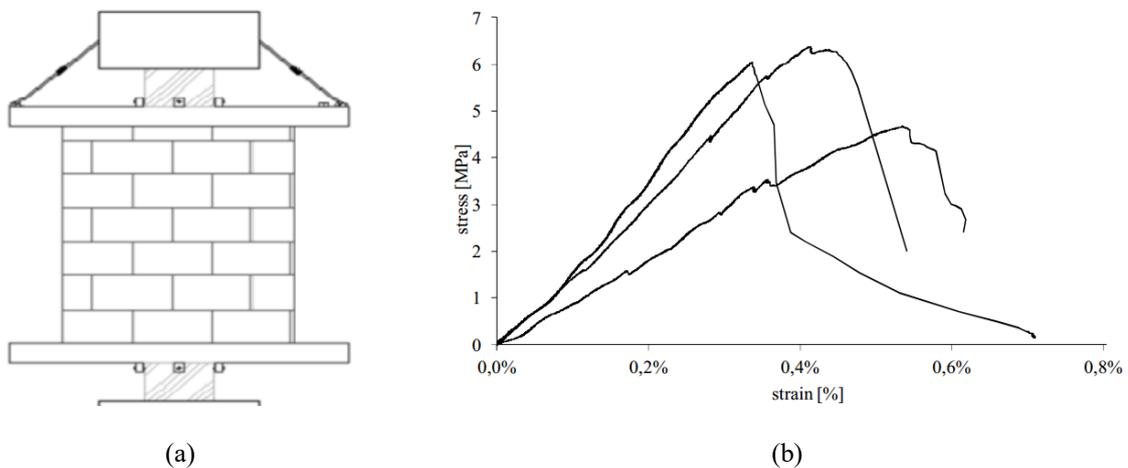


Fig. 24 Essai de compression normale perpendiculaire au joint horizontal [Bergami et al, 2015] : configuration expérimentale (a) et courbes contrainte-déformation résultantes (b)

1.3.2 Maçonnerie sous traction

Contrairement aux essais en compression normale et diagonale, l'essai d'une maçonnerie soumise à un effort de traction est très peu réalisé [Lourenço et al, 1998], [Backes, 1985], [Dhanasekar et al, 1985]. Le mode de rupture de la maçonnerie sous traction uni axiale dépend également de la direction de chargement : perpendiculaire et parallèle aux joints horizontaux.

Pour une traction perpendiculaire aux joints horizontaux, la rupture est caractérisée par une séparation totale au niveau des joints de mortier horizontaux (**Fig. 25**). Dans le cas d'une traction parallèle aux joints horizontaux, deux modes de rupture ont été identifiés, soit une rupture sous forme des fissures en escalier à travers les joints horizontaux et verticaux (**Fig. 26a**), ou une rupture à travers les joints verticaux traversant les briques (**Fig. 26b**) [Lourenço et al, 1998], [Backes, 1985]. Ce dernier cas de figure se produit lorsque la résistance à la traction des briques est très faible comparée à celle de la liaison brique-mortier [Abdou, 2005].

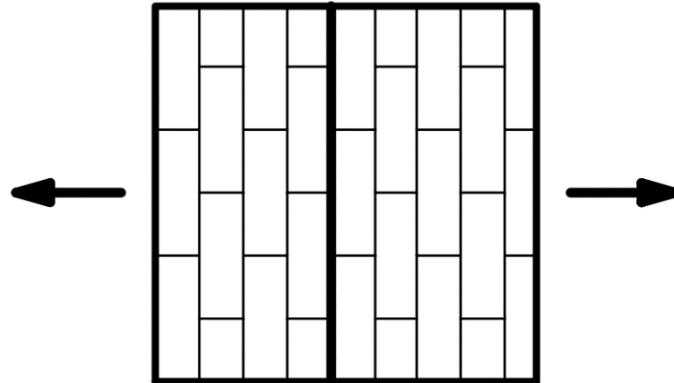


Fig. 25 Modes de rupture d'un muret en maçonnerie en traction uni-axiale perpendiculaire aux joints horizontaux [Dhanasekar et al, 1985]

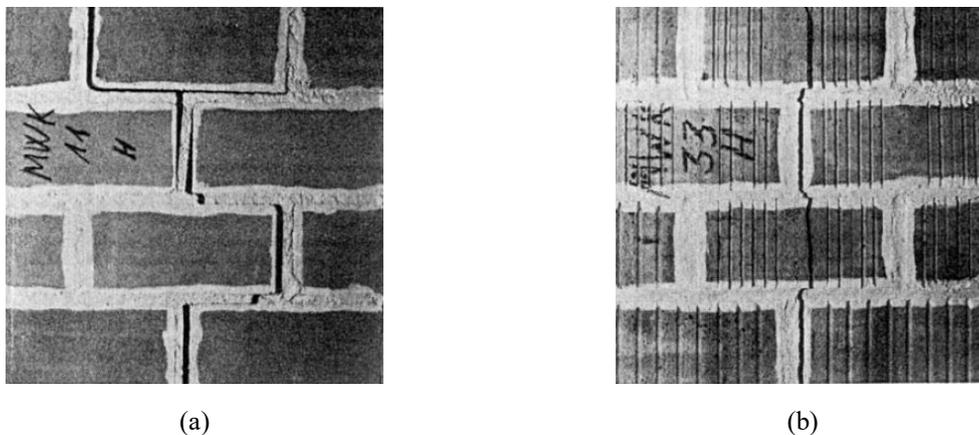


Fig. 26 Modes de rupture d'un muret en maçonnerie en traction uni-axiale parallèle aux joints horizontaux [Lourenço et al, 1998] [Backes, 1985] : rupture en zigzag (a) et rupture vertical (b)

I.3.3 Maçonnerie sous sollicitations bi-axiales

La maçonnerie est un matériau anisotrope qui implique des comportements différents suivant les axes de chargement, le théorème de superposition ne s'appliquant plus. L'analyse de son comportement sous chargement bi-axial en appliquant un état de contrainte principale σ_1 et σ_2 est nécessaire. Selon Page, 1981 la rupture de la maçonnerie ne peut pas être définie à partir

d'un critère basé uniquement sur les contraintes principales. [Page, 1981] a conduit des séries d'essais expérimentaux sur panneaux en maçonnerie à l'échelle 1/2 sous un état de contraintes bi-axial σ_1 et σ_2 . Les essais réalisés consistent à définir une surface de rupture complète pour la maçonnerie en trois dimensions, en fonction des contraintes bi-axiales, avec la prise en compte de l'orientation des contraintes par rapport aux joints horizontaux. L'orientation est contrôlée par l'angle θ . La figure (Fig. 27) montre la surface de rupture complète obtenue en superposant les courbes moyennes de chaque orientation de l'angle θ .

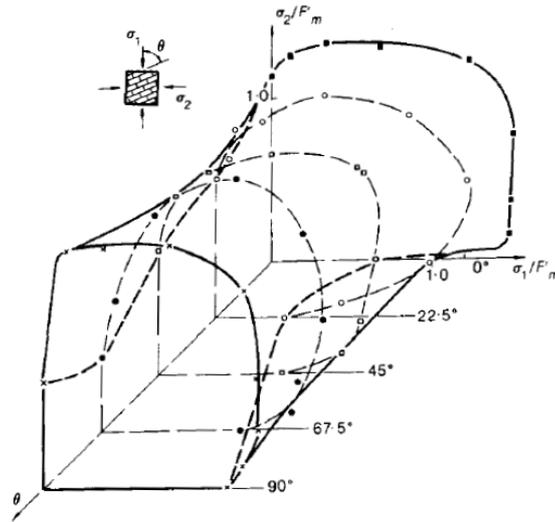


Fig. 27 Surface de rupture de la maçonnerie sous chargement bi-axial [Page, 1981]

L'orientation des contraintes σ_1 et σ_2 ainsi que leur rapport (σ_1/σ_2) ont une influence considérable sur le mode de rupture, comme il est bien indiqué sur la figure (Fig. 28) [Dhanasekar et al, 1985]. Dans le cas de la compression bi-axiale, la rupture apparaît typiquement dans un plan parallèle aux surfaces libres du panneau, indépendamment de l'orientation des axes principaux. A un rapport σ_1/σ_2 plus élevé, l'orientation des joints horizontaux joue un rôle considérable. Pour des valeurs de σ_1/σ_2 égales à 10, et pour la plupart de l'orientation des joints horizontaux, la rupture est caractérisée par un mode combiné comportant à la fois la rupture des joints et un fractionnement latéral du muret. Le chargement bi-axial de traction-compression est caractérisé par une rupture dans un plan normal à la surface libre du panneau, avec des fissures soit dans les joints seuls ou bien dans les briques et les joints à la fois.

Angle θ	Uniaxial tension	Tension/compression	Uniaxial compression	Biaxial compression
0°				
22.5°				
45°				
67.5°				
90°				

Fig. 28 Différents modes de rupture de la maçonnerie sous chargement bi-axial [Lourenço, 1996], [Dhanasekar et al, 1985]

I.3.4 Assemblage de briques sous cisaillement

D'après les modes de rupture évoqués ci-dessus, la rupture de la maçonnerie est survenue principalement au niveau des joints de mortier horizontaux et verticaux. Selon **Abdou, 2005**, le comportement au niveau du joint de mortier regroupe le comportement du joint de mortier est celui de son interface avec la brique. La rupture peut avoir lieu, dans ce cas, au niveau du mortier et/ou au niveau de son interface avec la brique. D'après **Lourenço, 1996**, la réponse non-linéaire du joint de mortier a une influence significative sur le comportement de la maçonnerie. Cette réponse est contrôlée par l'interface brique-mortier ce qui correspond aussi à son point de faiblesse. Deux modes de rupture possibles sont associés au comportement de l'interface dans ce cas : rupture en traction et l'autre en cisaillement. Pour caractériser le comportement en traction, deux essais sont possibles : l'essai de traction directe [**Lourenço, 1996**] [**Elmeida et al, 2002**] et l'essai de flexion [**Jukes et al, 1998**] [**Eymard, 2014**] (Fig. 29).

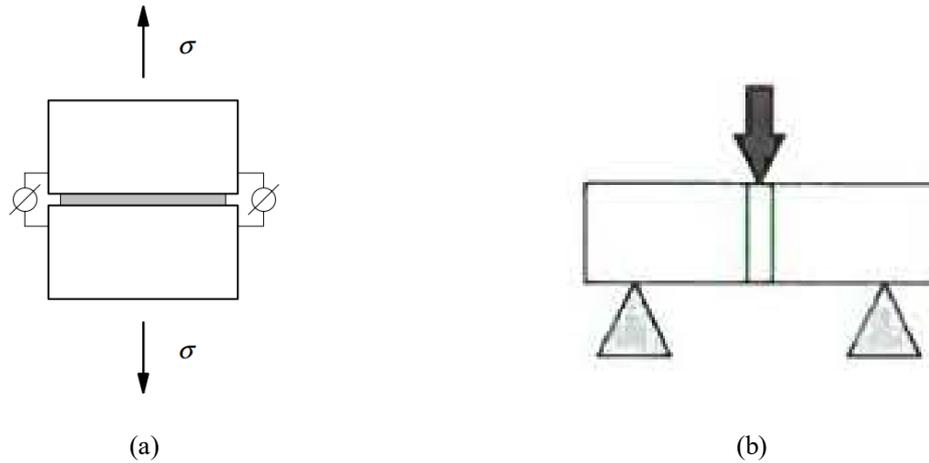


Fig. 29 Essais de traction sur interface brique-mortier : traction directe [Lourenço, 1996] (a) et traction par flexion trois points [Jukes et al, 1998] [Eymard, 2014] (b)

En ce qui concerne le comportement en cisaillement, plusieurs essais ont été développés dans la littérature [Crisafulli, 1997] [Lourenço, 1996] [Oliveira, 2003] [Tomazevic, 2009]. Les essais usuels pour caractériser le comportement de l'interface brique-mortier sont représentés sur la figure (**Fig. 30**). Le principe de l'essai consiste à exercer un effort de cisaillement au niveau du joint de mortier et de son interface avec la brique tout en mettant l'assemblage sous un effort de confinement appliqué perpendiculairement aux joints de mortier.

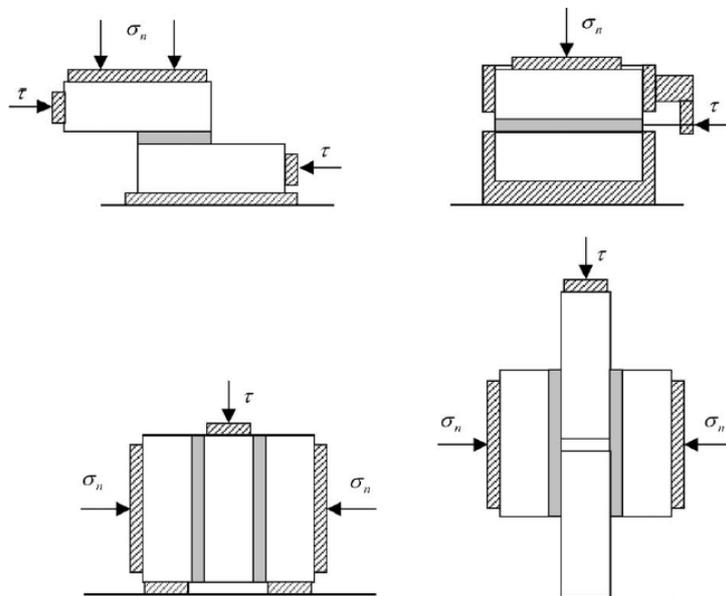


Fig. 30 Configurations d'essais expérimentaux pour caractériser le comportement de l'interface brique-mortier en cisaillement [Crisafulli, 1997]

Considérant un essai sur un assemblage de triplets de brique, la norme **NF EN 1052-3, 2003** a fixé trois niveaux de l'effort de confinement sur la base de la résistance à la compression des

éléments de la maçonneries (briques) : 0.2 N/mm^2 , 0.6 N/mm^2 et 1.0 N/mm^2 pour les éléments dont la résistance à la compression est supérieure à 10 N/mm^2 , et 0.1 N/mm^2 , 0.3 N/mm^2 et 0.5 N/mm^2 pour les éléments dont la résistance à la compression est supérieure à 10 N/mm^2 . Dans le travail de **Abdou, 2005**, le comportement de l'interface brique-mortier est trouvé largement influencé par le niveau de confinement appliqué (**Fig. 31**). Les essais ont été effectués sur couplets de briques pleines et creuses. Comme indiqué dans la figure (**Fig. 31a**), le comportement est caractérisé par une pente initiale jusqu'à la rupture fragile suivi d'un palier résiduel. Trois modes de rupture ont été enregistrés indépendamment du type de brique (**Fig. 32**) : une rupture au niveau de l'une des interfaces brique-mortier (Mode a), rupture au niveau de l'interface et le mortier à la fois (Mode b), rupture à travers les briques (Mode c).

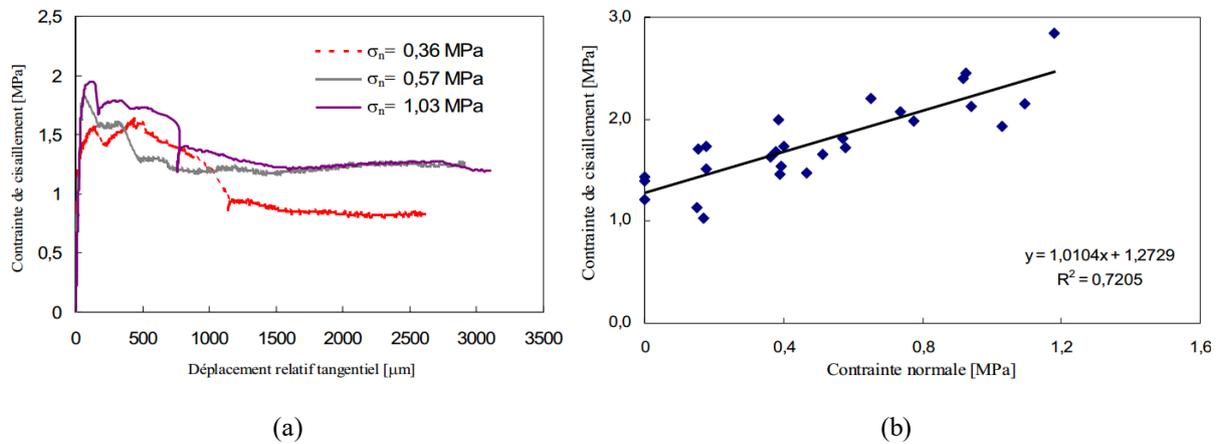


Fig. 31 Essais de cisaillement sur triplets de briques creuses sous différents niveaux de confinement [Abdou, 2005] : contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel (a) et contrainte de cisaillement en fonction de l'effort de confinement (b)

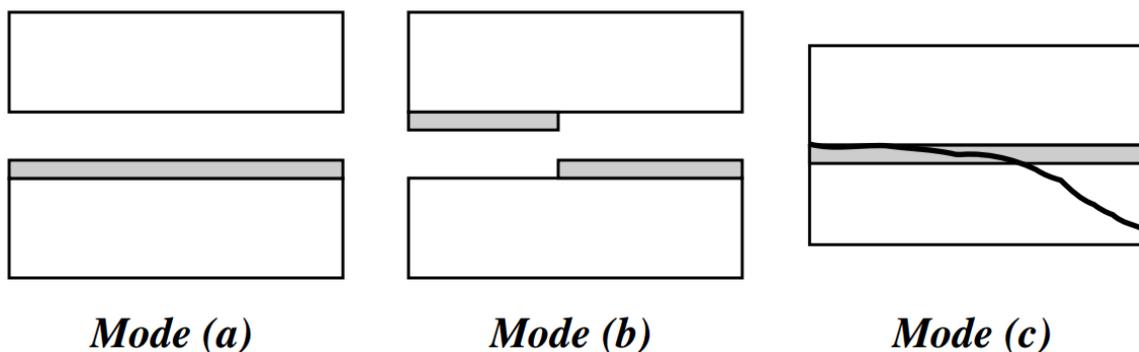


Fig. 32 Modes de rupture d'un essai de cisaillement sur un assemblage de couplets de briques [Abdou et al, 2006]

Des modes de rupture similaires ont été obtenus dans le travail de **Fouchal, 2006** sur des couplets et triples de briques mais sans l'application d'un effort de confinement (**Fig. 33**). Les essais ont été effectués sur briques pleines et creuses. Pour les briques pleines, le comportement

étant fragile, il est caractérisé par une rupture brutale après l'atteinte de la résistance maximale (Fig. 34a). Tandis que le comportement dans le cas des briques creuses est caractérisé par un adoucissement suivi par un glissement entre les briques adjacentes après la résistance maximale (Fig. 34b).



(a)



(b)

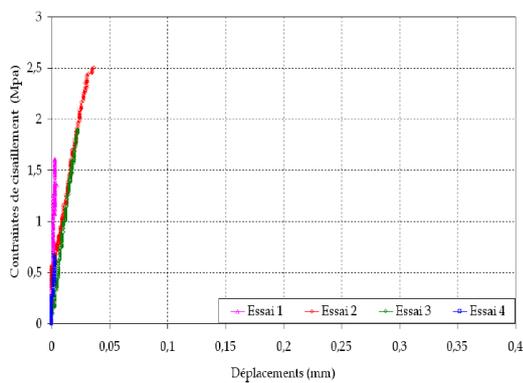


(c)

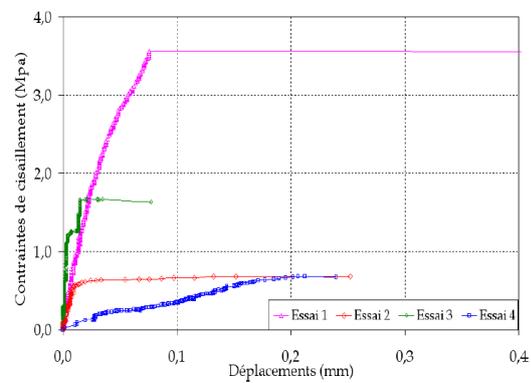


(d)

Fig. 33 Modes de rupture d'un essai de cisaillement sur un assemblage de couplets et triplets de briques [Fouchal, 2006] : le cas de couplets (a-b) et le cas de triplets (c-d)



(a)



(b)

Fig. 34 Essai de cisaillement sur un assemblage de triplets [Fouchal, 2006] : briques pleines (a) et briques creuses (b)

I.3.4.1 Maçonnerie soumise à un chargement latéral dans le plan

La figure (Fig. 35) montre un schéma simplifié des différents modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement horizontal dans le plan avec un chargement vertical généralement constant pour reproduire le poids des étages supérieurs. La combinaison des efforts de compression et de traction résultants dans cet essai conduit à une rupture diagonale du mur. Ce mode de rupture se produit en escalier le long des joints verticaux et horizontaux avec une rupture en traction des briques, comme il est bien déterminé dans le travail de **Vögeli et al, 2015** et **Eymard, 2014** lors d'un essai sous chargement cyclique et monotone dans le plan, respectivement (Fig. 36). D'autres chercheurs comme **Churilov et al, 2010**, ont également observés un mode de rupture combiné d'une rupture par cisaillement, par compression (écrasement) avec une rupture des briques et des joints horizontaux et verticaux (Fig. 37). Cependant, la rupture diagonale, dans ce cas, passe à travers les briques et le long des joints verticaux.

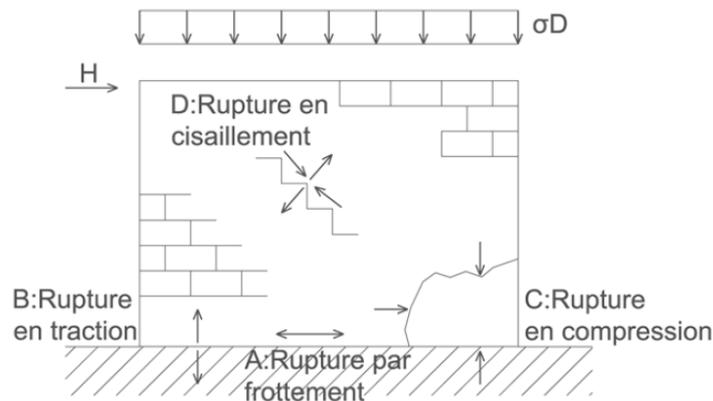
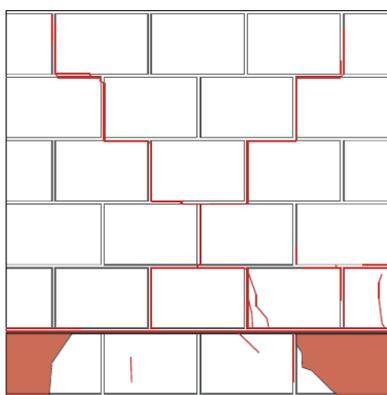
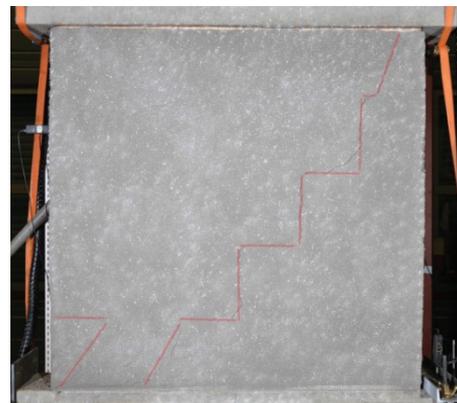


Fig. 35 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie sous chargement horizontal avec un chargement vertical réparti [Fouchal, 2006]



(a)



(b)

Fig. 36 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement latéral dans le plan avec un effort vertical : sous chargement cyclique [Vögeli et al, 2015] (a) et chargement monotone [Eymard, 2014] (b)

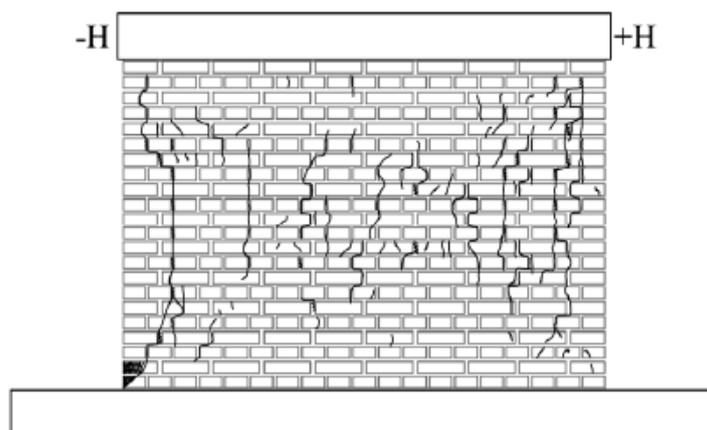


Fig. 37 Modes de rupture d'un mur en maçonnerie soumis à un chargement cyclique latéral [Churilov et al, 2010]

D'autre part, le niveau de l'effort vertical appliqué peut avoir une influence considérable sur le comportement et les modes de rupture de la maçonnerie d'après les travaux effectués par **Mojsilović et al, 2010** et **Vögeli et al, 2015**. La figure (**Fig. 38**) montre la réponse des spécimens testés sous chargement cyclique par **Vögeli et al, 2015** avec différents niveaux de pré compression : **0.3, 0.6** et **0.9 MPa** pour les spécimens **WG3.5, WG3.10** et **WG3.15**, respectivement. Un effort vertical plus élevé correspond à une résistance et raideur plus élevées des murs, mais aussi à une capacité de déformation plus faible, ce qui conduit à un comportement plus fragile. De plus, la résistance au cisaillement de la maçonnerie augmente linéairement avec le niveau de pré-compression jusqu'à une limite et devient constante à un niveau plus élevé [**Capozucca, 2011**].

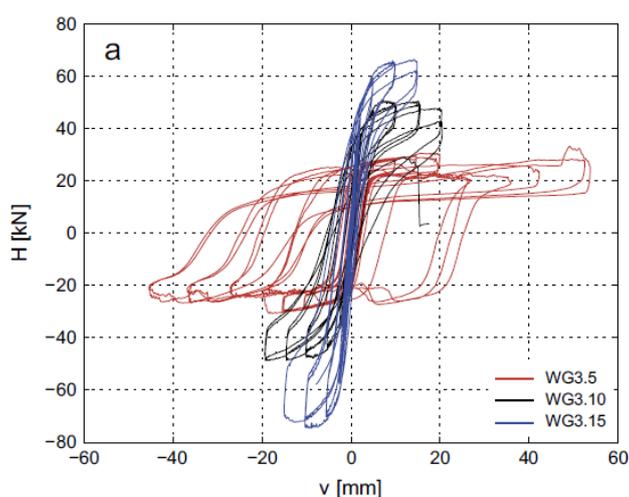


Fig. 38 Influence du niveau de la pré-compression sur la réponse des murs sous chargement cyclique [Vögeli et al, 2015]

Mojsilović et al, 2010 ont observés deux types de rupture à savoir, par glissement le long du joint horizontal pour un niveau faible et modéré de pré-compression ($\sigma_{pc} = 0.7 \text{ MPa}$ et $\sigma_{pc} = 1.4 \text{ MPa}$ respectivement), et rupture par compression pour des niveaux plus élevés de pré-compression ($\sigma_{pc} = 2.8 \text{ MPa}$). Il faut noter que certains murs sous un niveau modéré de pré-compression ont subi une rupture combinée par glissement et compression à la fois.

I.4 Modélisation des portiques avec remplissage en maçonnerie

Afin de mieux comprendre le comportement non linéaire de ce type de structure et son mode de rupture, plusieurs techniques et modèles ont été proposées dans la littérature. Le plus usuel dans une structure en béton armé c'est de décrire le comportement de l'acier avec des lois élasto-plastique standard [**Al-Chaar et al, 2008**]. Quant au béton, il est généralement décrit avec des modèles basés sur un comportement plastique [**Lotfi et al, 1991**] [**Stavridis et al, 2010**]. Cependant, lorsqu'il s'agit d'un comportement plus complexe (chargement cyclique), où le modèle employé doit tenir compte de l'endommagement de béton : l'ouverture et la fermeture des fissures, la dégradation de la raideur, etc., les modèles basés sur la théorie de l'endommagement sont plutôt les plus appropriés [**Fichant, 1996**] [**Sellier et al, 2013**]. D'autre part, les techniques de modélisation proposées et adaptées pour la maçonnerie dans le cas d'une structure en béton armé sont regroupées en deux niveaux, à savoir la macro et micro modélisation.

I.4.1 Macro-modélisation

D'après **Lourenço, 1996**, cette approche est utilisée le plus souvent lorsqu'il s'agit d'une structure de grande dimension. Elle peut être considérée à son tour en deux catégories distinctes avec ce qu'on appelle la technique de l'homogénéisation [**Lourenço et al, 2007**] (appelée méso-modélisation dans certains travaux [**Tarque et al, 2015**]), ou modèles des bielles diagonales équivalentes [**Crisafulli et al, 2007**] [**Sattar, 2013**]. La technique de l'homogénéisation ne considère aucune distinction entre la brique, le joint de mortier, l'interface brique-joint, et la maçonnerie qui sont modélisés comme un seul élément continu homogène, isotrope ou anisotrope (**Fig. 39**). La technique d'homogénéisation la plus répandue consiste à remplacer le milieu hétérogène complexe d'une cellule de base montrée dans la figure (**Fig. 39**) par un milieu simplifiée homogène grâce à une approche approximative [**Lourenço, 1996**]. Elle nécessite généralement la connaissance des caractéristiques mécanique des éléments de maçonnerie (brique) et des joints de mortier. Une procédure d'homogénéisation en deux étapes est utilisée

dans ce cas selon deux cas de figures [Lourenço, 1996] : homogénéisation xy (horizontale puis verticale) ou bien homogénéisation yx (verticale puis horizontale) (Fig. 40).

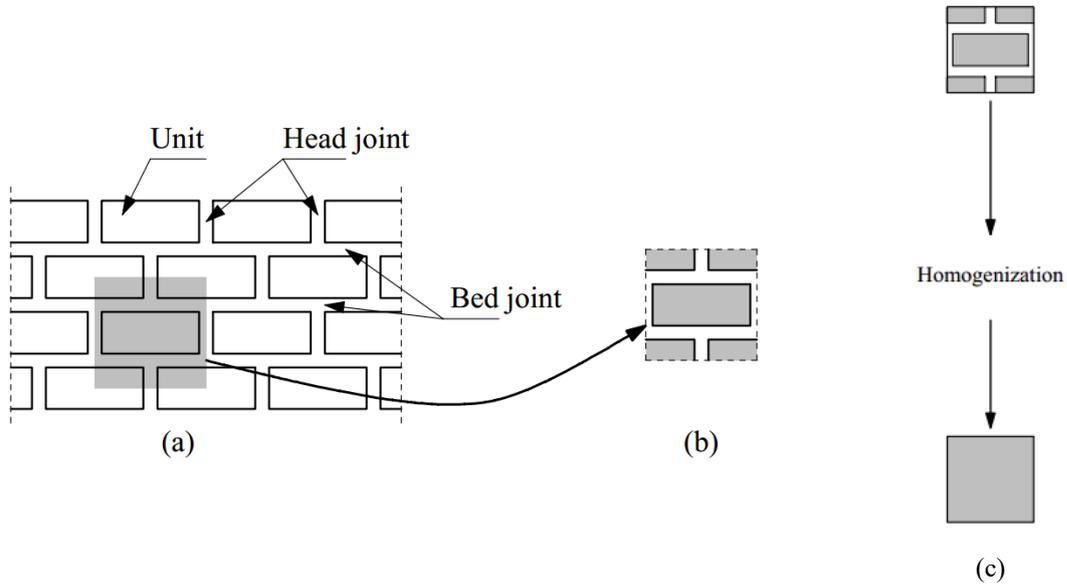


Fig. 39 Définition de la cellule de base et la technique d'homogénéisation [Lourenço, 1996] : le mur en maçonnerie (a), la cellule de base (b) et l'objectif de la technique (c)

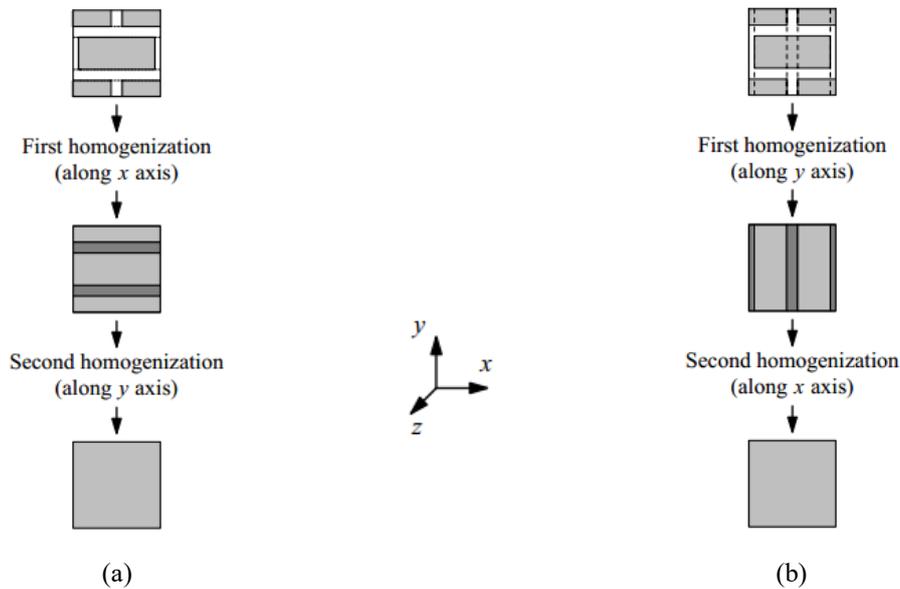


Fig. 40 Macro modélisation par la technique de l'homogénéisation [Lourenço, 1996] : homogénéisation selon xy (a) et homogénéisation selon yx (b)

Prenant à titre d'exemple le premier cas de figure (Fig. 40a), l'idée consiste à effectuer tout d'abord une homogénéisation horizontale en tenant compte des paramètres des éléments et des joints verticaux. Ensuite, une homogénéisation verticale est effectuée en deuxième étape prenant en compte le matériau homogénéisé depuis la première étape et les joints horizontaux.

La figure (**Fig. 40b**) montre le cas d'une homogénéisation y_x pour une procédure inverse. Cependant, **Lourenço, 1996** signale que la procédure de cette méthode n'est pas objective. Bien que le comportement élastique soit bien reproduit, la méthode fournit des résultats différents en fonction du processus utilisés (homogénéisation xy et yx). Dans le cas d'une étude non-linéaire, la différence est plus grande, et l'obtention des paramètres du matériau homogénéisé est difficile [Parent, 2015]. De plus, la méthode ne peut fournir que le comportement global de la maçonnerie. L'interaction brique-mortier et la fissuration inter-brique ne peuvent pas être reproduite.

De l'autre côté, pour représenter le mur en maçonnerie, la technique des bielles diagonales équivalentes est généralement la plus utilisée dans le cas des portiques en béton armé [Crisafulli et al, 2007] [Liberatore et al, 2018]. Dans le cas d'un chargement monotone, le mur est remplacé par un ou plusieurs éléments de diagonales équivalentes dans la même direction, comme il est indiqué dans la figure **Fig. 41a**. Pour prendre en compte un chargement de type cyclique, les éléments de diagonales équivalentes sont considérés dans les deux directions [Chrysostomou, 1991] (**Fig. 41b**).

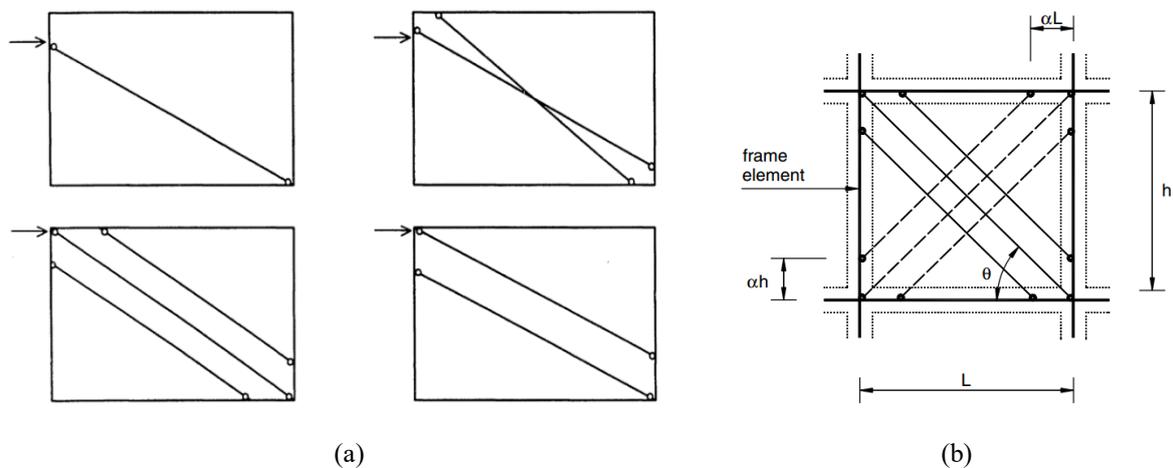


Fig. 41 Différents types de modèles proposés pour les diagonales équivalentes : [Crisafulli et al, 2000] (a) et [Chrysostomou, 1991] [Asteris et al, 2011b]

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour calculer les différents paramètres décrivant les diagonales équivalentes (**Fig. 42**). Le paramètre de base étant la largeur équivalente w qui affecte la raideur et la résistance. Nombreuses formulations ont été également proposées pour estimer ce paramètre [Paulay et al, 1992] [Asteris et al, 2011b] [Liberatore et al, 2018] [Mohamed et al, 2018]. La formule la plus simple est applicable indépendamment de la raideur relative du cadre et du panneau, elle tient compte la longueur d de la diagonale selon l'équation (Eq. 5 [Holmes, 1961] et (Eq. 6 [Paulay et al, 1992] :

$$w/d = 1/3 \quad (\text{Eq. 5})$$

$$w/d = 1/4 \quad (\text{Eq. 6})$$

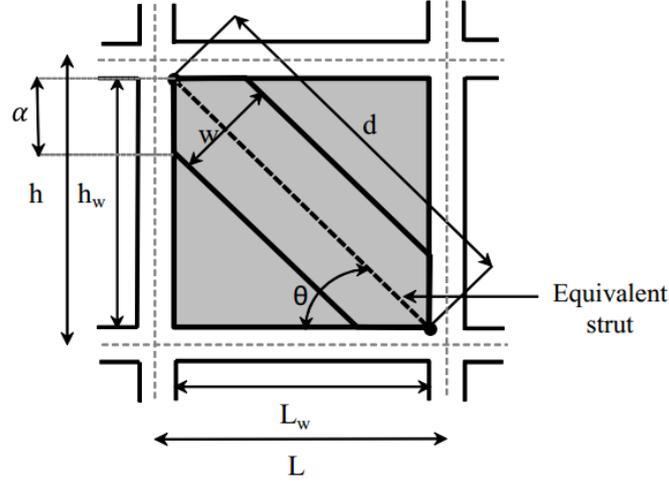


Fig. 42 Paramètres liés à la modélisation par bielles diagonales équivalentes [Sattar, 2013]

Afin de prendre en considération la raideur relative du cadre et du panneau, la largeur de la diagonale peut être exprimée selon Mainstone, 1971, Mainstone, 1974 et Liauw et al, 1984 par les équations empiriques, respectivement, (Eq. 7)-(Eq. 9. D'autres formules plus complexes ont été aussi proposées dans le travail de Saneinejad et al, 1995 et Amato et al, 2008.

$$w/d = 0.16 \lambda_h^{-0.3} \quad (\text{Eq. 7})$$

$$w/d = 0.175 \lambda_h^{-0.4} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$w/d = 0.95 \sin 2\theta / 2\sqrt{\lambda_h} \quad (\text{Eq. 9})$$

Où :

$$\lambda_h = h \left[\frac{E_w t_w \sin 2\theta}{4EI h_w} \right]^{1/4} \quad (\text{Eq. 10})$$

$$\theta = \tan^{-1} (h_w / L_w) \quad (\text{Eq. 11})$$

Avec :

λ_h : paramètre non-dimensionnel ; E_w : module élastique du panneau ; t_w : épaisseur du panneau et de la diagonale ; θ : l'angle formé entre la diagonale et la base du portique ; EI : la rigidité du cadre en béton armé en flexion ; h_w : la hauteur du panneau ; L_w : la longueur du panneau ; h : la hauteur du poteau.

D'autre part, parmi les courbes de réponse force-déplacement développées pour les modèles de diagonales équivalentes ceux présentées sur la figure (**Fig. 43**). A travers un modèle bilinéaire **Saneinejad et al, 1995**, ont réussi à prédire la raideur initiale k_e , l'effort qui correspond à la fissuration du panneau F_{cr} , l'effort maximal F_{max} , la raideur de la deuxième pente et le déplacement au pic δ_{cap} . Cependant, le comportement post-pic n'a pas été défini. Dans le travail de **Panagiotakos et al, 1996**, une courbe de comportement tri-linéaire a été développée. La première pente décrit le comportement en cisaillement du panneau de remplissage, la deuxième pente représente la formation du mécanisme de la bielle diagonale équivalente après le détachement mur-cadre. L'adoucissement en post-pic est représenté par la troisième pente après l'atteinte de la résistance maximale qui correspond au déplacement S_m . Le plateau horizontal constant correspond à la résistance résiduelle. En absence d'une résistance résiduelle, la courbe de comportement contiendra 3 segments uniquement.

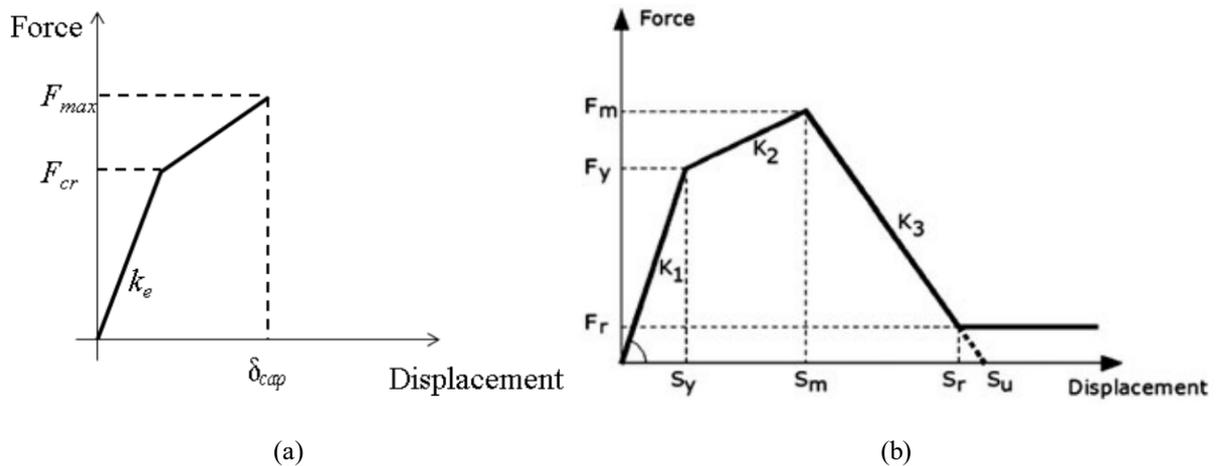


Fig. 43 Réponse force-déplacement pour les modèles des diagonales équivalentes proposé par : Saneinejad et al, 1995 (a) et Panagiotakos et al, 1996 (b)

Les paramètres nécessaires pour déterminer les différentes branches de la courbe de comportement sont présentés ci-après [**Trapani et al, 2015**] :

La raideur initiale K_1 , la raideur après la limite d'élasticité K_2 et la raideur de la pente adoucissante K_3 :

$$K_1 = \frac{G_m \cdot t \cdot l}{h} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$K_2 = \frac{E_m \cdot t \cdot w}{d} \quad (\text{Eq. 13})$$

$$0.005 \cdot K_1 \leq K_3 \leq 0.1 \cdot K_1 \quad (\text{Eq. 14})$$

Où :

G_m est le module d'élasticité tangent du panneau de remplissage ; l , h et t sont, respectivement, la longueur, la hauteur et l'épaisseur du panneau ; E_m est le module d'élasticité de la maçonnerie de remplissage.

L'effort à la limite élastique F_y , l'effort maximale F_m et l'effort résiduel F_r :

$$F_y = f_{tp} \cdot t \cdot l \quad (\text{Eq. 15})$$

$$F_m = 1.25 \cdot F_y \quad (\text{Eq. 16})$$

$$0 \leq F_r \leq 0.1 \cdot F_y \quad (\text{Eq. 17})$$

Où f_{tp} est la résistance au cisaillement du panneau de remplissage.

Déplacement correspondant au pic de résistance S_m , de la résistance résiduelle S_r et dans le cas de son absence S_u :

$$S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_2} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{K_3} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$S_u = S_m + \frac{F_m}{K_3} \quad (\text{Eq. 20})$$

Malgré les améliorations récentes (nombres de diagonales équivalentes, différentes orientations) et le temps de calcul relativement court lors de la modélisation, les modèles de diagonales équivalentes présentent encore une déficience au niveau de la représentation des différents mécanismes de rupture [Crisafulli, 1997] [Stavridis et al, 2010]. Les modèles demeurent incapables de caractériser l'interaction entre le panneau de remplissage et son cadre de portique et de localiser la déformation au sein de la structure de façon précise. De plus, leurs limites sont considérables dans le cas de la présence d'ouvertures dans la structure [Asteris et al, 2011b]. Enfin, les paramètres associés peuvent être difficiles à valider sur la base des expériences.

I.4.2 Micro-modélisation

Cette approche permet d'effectuer une analyse plus fine du comportement de la maçonnerie. Les fissures peuvent se développer généralement au niveau des interfaces du fait que ces

interfaces sont considérées généralement les parties les plus faibles mécaniquement. Chaque constituant de la structure est décrit avec sa propre loi de comportement (brique, joint de mortier et interface). Selon le niveau de détail souhaité, deux cas peuvent être envisagés : micro-modélisation détaillée et/ou simplifiée (Fig. 44) [Lourenço, 1996]. Dans la première, les briques et les joints de mortier sont modélisés avec des éléments continus. L'interface entre la brique et le joint de mortier est aussi modélisée, et représentée avec un élément discontinu (Fig. 44a). L'introduction de cet élément permet de considérer la séparation, le décollement et le glissement entre les éléments de briques et les joints de mortier (Fig. 45a-b). L'approche doit considérer aussi le mode de rupture lié au comportement de la brique (Fig. 45d) et de la brique et joint de mortier à la fois (Fig. 45c et Fig. 45e). La différence au niveau de la modélisation simplifiée réside dans le fait que le joint de mortier et son interface avec la brique sont regroupés avec un seul élément discontinu d'une épaisseur nulle (élément d'interface), tandis que les briques sont supposées restées des éléments continus (Fig. 44b). Cependant, les dimensions des briques doivent être ajustées.

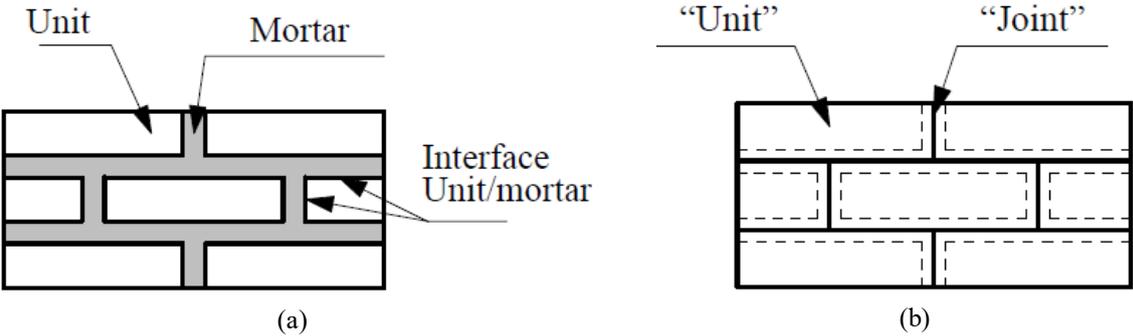


Fig. 44 L'approche par micro modélisation [Lourenço, 1996] : détaillée (a) et simplifiée (b)

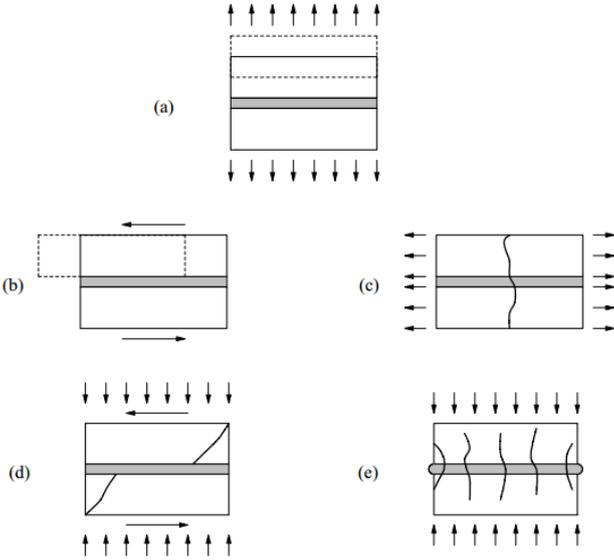


Fig. 45 Modes de rupture à considérer dans la micro-modélisation de la maçonnerie [Lourenço, 1996]

Contrairement à la première technique, l'utilisation de la micro modélisation dans les travaux antérieurs est généralement limitée à l'étude des structures de petite dimension avec une analyse plus détaillée. Cela conduit à un maillage de plus en plus complexe, un grand nombre de paramètres des matériaux à identifier et un temps de calcul plus important. Cela implique aussi la réalisation d'une campagne expérimentale sur matériau individuel et sur l'ensemble (assemblages et matériaux composites). De plus, la calibration sur la base des essais expérimentaux n'est pas facile à faire. Cependant, cette approche permet l'identification de différents modes de rupture et une meilleure caractérisation du comportement non-linéaire [Lourenço, 1996]. Les phénomènes de non-linéarité peuvent être considérés à travers des critères de plasticité et d'endommagement [Lotfi et al, 1991] [Lourenço et al, 1997] [Stablon et al, 2011]. Pour cela, son application dans une structure de grande dimension (portique rempli en maçonnerie dans notre cas) permet d'avoir une meilleure caractérisation de l'interaction entre le mur et son cadre de portique et de définir les différents modes de rupture de manière proche à une configuration réelle.

Plusieurs modèles applicables en micro-modélisation ont été proposées dans la littérature. Les modèles développés pour la maçonnerie sont, souvent, établis en formulation bi-dimensionnelle et en contraintes planes. La brique dans le mur de remplissage est généralement représentée comme des éléments élastiques continus dans le cas où sa rupture est jugée peu probable. La rupture intervient principalement au niveau des joints dans ce cas [Tarque et al, 2015]. Cependant, des modèles basés sur la théorie de plasticité peuvent être utilisés comme le cas du modèle développé par Lotfi et al, 1991. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique en contraintes planes basé sur le critère de Von Mises pour la compression et sur le critère de Rankine pour la traction. On constate alors l'initiation d'une fissure lorsque la contrainte principale maximale atteint la résistance à la traction. Guinea et al, 2000 ont présenté un modèle pour l'analyse de la rupture de la brique en mode I. Le modèle tient compte de la fissuration cohésive lorsqu'il s'agit d'une macro-fissuration, tandis que la fissuration diffuse et l'endommagement du matériau n'ont pas été considérés dans leur modèle. La brique peut avoir généralement un comportement d'une allure parabolique en compression et un comportement fragile en traction comme il est montré sur la figure (Fig. 46) [Haach et al, 2011] [Nazir, 2015].

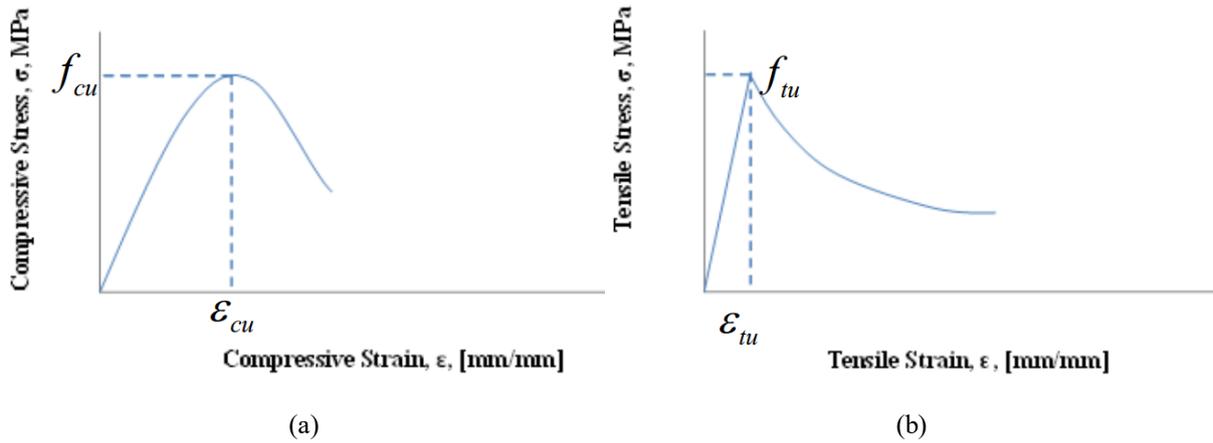


Fig. 46 Loi de comportement de la brique selon Haach et al, 2011 et Nazir, 2015 : en compression (a) et en traction (b)

Le plus souvent, le joint de mortier et sa surface de contact avec la brique sont représentés par des éléments d'interface élasto-plastique ayant une épaisseur nulle (**Fig. 47a**). Ces éléments sont généralement représentés à l'aide des modèles basés sur le critère de Mohr Coulomb (**Fig. 47b**). **Lourenço et al, 1997** ont adopté une approche de modélisation qui consiste à prendre en compte non seulement la rupture au niveau des joints de mortier mais aussi la rupture au niveau des briques. Cette dernière est assurée à l'aide d'un élément d'interface vertical placé au milieu de chaque brique représentant une fissure potentielle (**Fig. 48a**). Le modèle d'interface développé est basé sur des critères multi-surfaces contenant une surface limite (cut-off) qui caractérise la traction, une surface de frottement de type Coulomb pour le cisaillement et une surface cap pour la compression (**Fig. 48b**).

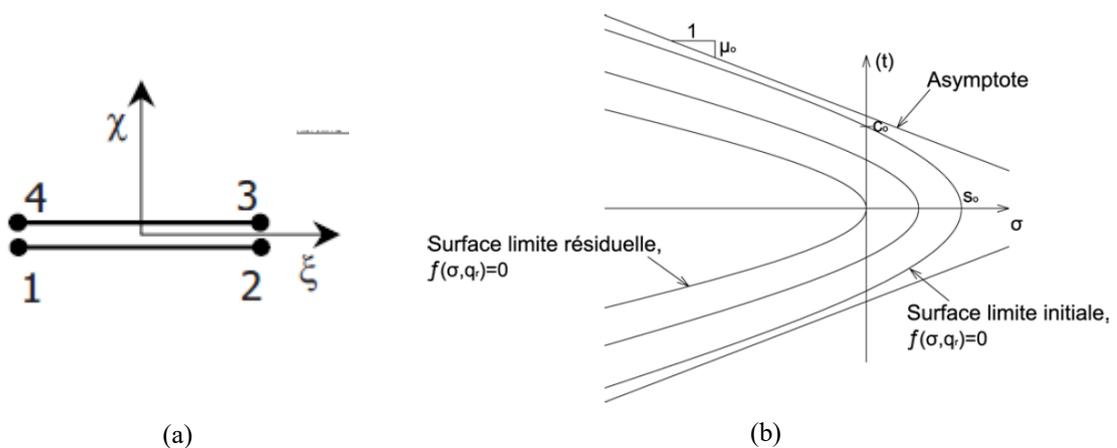


Fig. 47 Élément d'interface isoparamétrique [Stavridis et al, 2010], [Lotfi et al, 1994] (a) et Critère de rupture hyperbole [Fouchal, 2006], [Lotfi et al, 1994] (b)

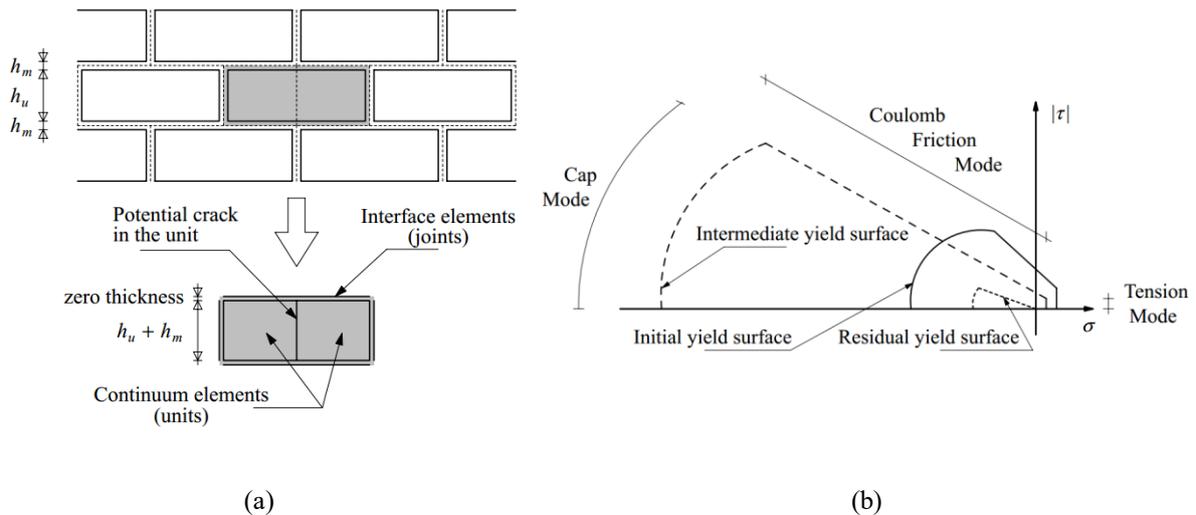


Fig. 48 Stratégie de modélisation proposée par [Lourenço et al, 1997] : Schéma explicatif (a) et critère de rupture multi surface (b)

Une autre variété de modélisation considérée plus au moins détaillée, consiste à tenir compte non seulement les fissures au niveau de l'interface brique-joint de mortier mais aussi celles qui apparaissent au sein du joint de mortier [Fouchal, 2006]. L'idée est de découper le joint de mortier en plusieurs corps en introduisant le même modèle d'interface pour les interfaces mortier-mortier mais avec des paramètres de loi de comportement différents que celles de l'interface brique-mortier. On note $adh1$ et $adh2$ les lois d'adhérence pour l'interface mortier-mortier et brique-mortier respectivement (Fig. 49a). Le modèle permet de coupler les conditions de contact unilatéral, de frottement, d'adhésion et l'endommagement qui gouverneront l'état de l'adhésion du contact. Un autre cas de figure réside dans le fait que le mortier soit réparti d'une manière arbitraire dans les creux des briques. Pour cette raison, ils ont proposé de considérer l'effet des tétons de mortier sur le comportement des assemblages composés de briques creuses. La figure (Fig. 49b) montre la modélisation adoptée où $adh1$ et $adh2$ sont les lois d'adhésion pour l'interface brique-mortier et l'interface au niveau des tétons de mortier respectivement, mais aussi avec des paramètres de lois différentes. Cette stratégie de modélisation a été testée ensuite sur deux autres structures complexes issues de la littérature, une structure composée de 7 briques et un mur sous une compression diagonale. Les résultats ont montré que le modèle est capable de décrire le comportement de ce type de structure et les fissures dans les joints de mortier. Toutefois, il faut signaler que le modèle nécessite la caractérisation d'un grand nombre de paramètres surtout dans le cas des briques creuses (présence des tétons).

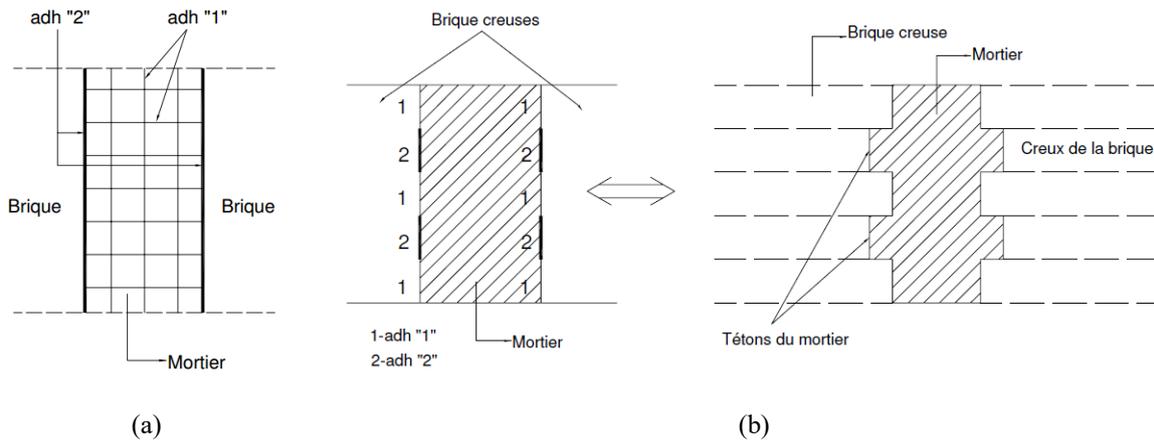


Fig. 49 Schéma de la modélisation proposée par Fouchal, 2006 : schématisation des lois d'adhésion *adh1* et *adh2* (a) les tétons de mortier dans le cas des briques creuses (b)

Nazir et al, 2013 proposent de modéliser le contact entre deux surfaces homogénéisées (**Fig. 50**). La brique étant considérée comme un matériau élastique supposant encore que la non linéarité et la rupture sont limitée au niveau du joint de mortier. L'approche proposée ici considère la moitié du mortier comme une partie unifiée de la brique. Donc, il s'agit de modéliser le contact dans la surface entre brique-joint de mortier homogénéisé. La rupture est supposée se produire à cette surface de contact entre ces éléments homogénéisés. Le modèle incorpore un critère de rupture d'une forme elliptique pour le régime de cisaillement dans la partie des contraintes principales de traction et un critère de type Mohr Coulomb pour le cisaillement dans la partie des contraintes de compression (**Fig. 51**). D'après une étude paramétrique effectuée, il a été conclu que le comportement de la maçonnerie dans la direction normale au joint horizontal est principalement contrôlé par les paramètres de traction du contact. Tandis que le comportement dans la direction parallèle au joint horizontal est une fonction des paramètres de traction et de cisaillement à la fois.

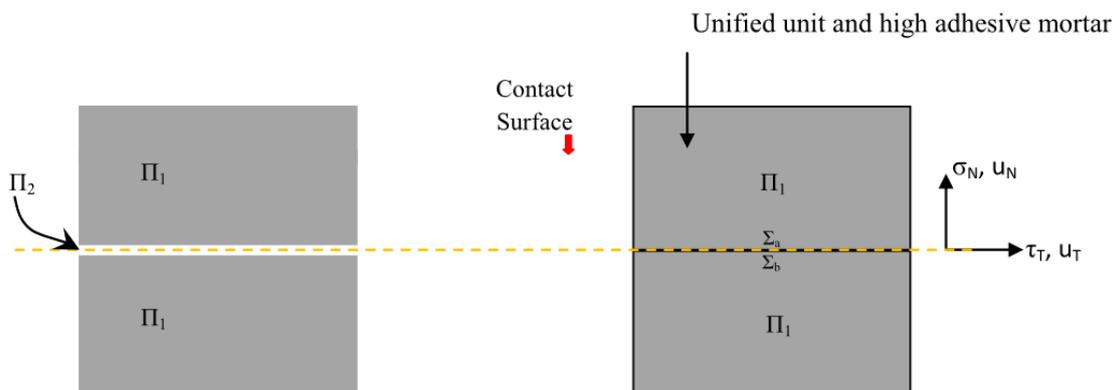


Fig. 50 Concept de modélisation du contact [Nazir et al, 2013]

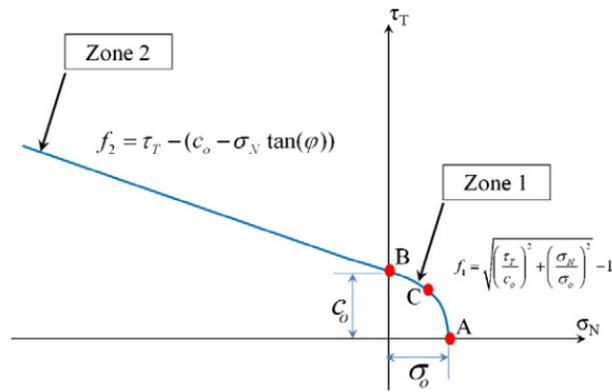


Fig. 51 Critère de rupture proposé pour la surface de contact par Nazir et al, 2013

Récemment, un modèle d'endommagement anisotrope développé initialement pour le béton [Sellier et al, 2013] a été adapté pour la maçonnerie dans le travail de Stablon, 2011, Domede et al, 2013 et Parent, 2015 sans introduire un élément d'interface. Le modèle a été utilisé pour modéliser les blocs en maçonnerie ainsi que les joints de mortier. Les paramètres ont été identifiés et calibrés sur la base des essais expérimentaux à l'échelle du matériau individuel et assemblage blocs-mortier (Fig. 52a-b). Ensuite, une approche d'homogénéisation numérique a été mise en place afin de permettre le passage à l'échelle globale de la structure maçonnée et déterminer les paramètres matériaux du modèle homogénéisé (Fig. 52c).

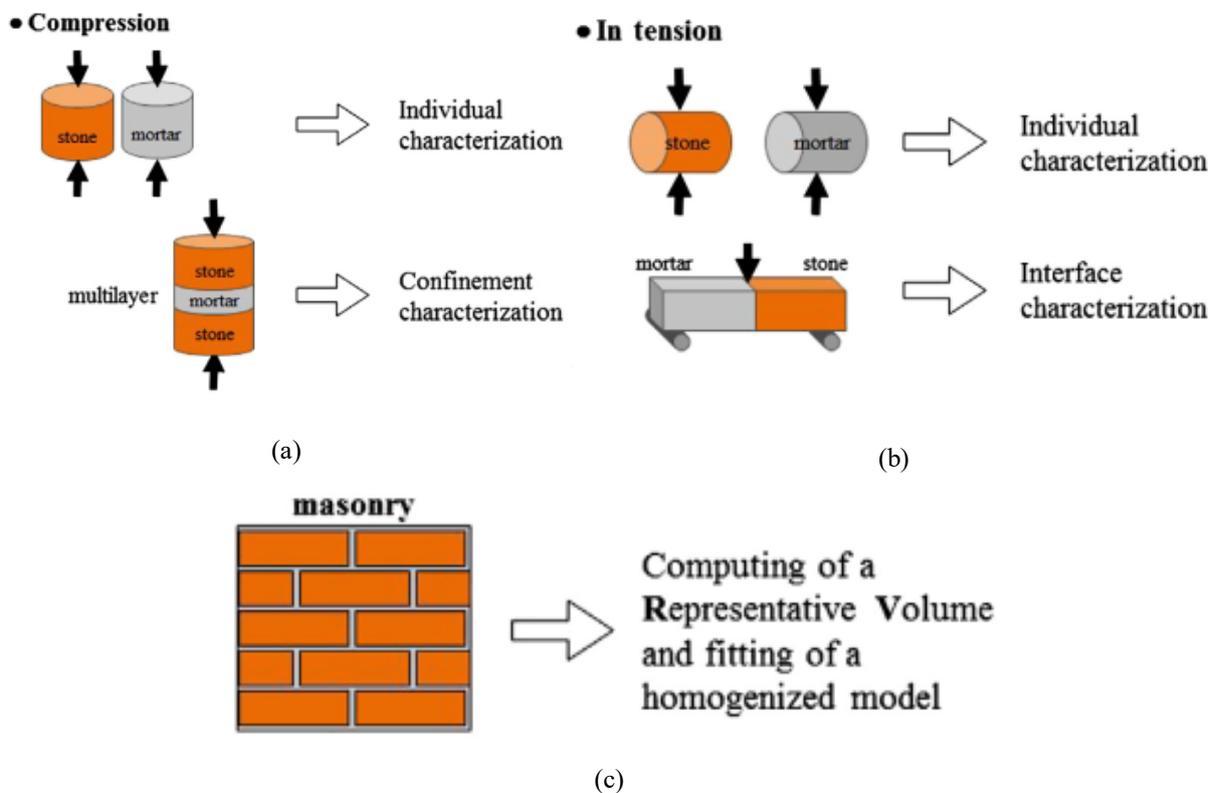


Fig. 52 Caractérisation des matériaux individuels et assemblages (a) et homogénéisation numérique (b) [Domede et al, 2013]

Le modèle a montré sa capacité de considérer différents types de chargements et de reproduire le comportement observé expérimentalement : l'ouverture et la refermeture des fissures, restitution de la raideur initiale, la rotation des fissures dans le cas d'un chargement non radial, l'endommagement anisotrope, etc. Le modèle est développé en formulation 3D, il tient compte de l'ouverture et de la refermeture des fissures pour les matériaux quasi fragiles. Il utilise seulement des paramètres d'entrés mesurables. La forme du tenseur d'endommagement est inspirée par la théorie de l'homogénéisation et combinée avec une méthode originale qui considère la possibilité d'une refermeture de fissure [Sellier et al, 2013]. La refermeture des fissures, au lieu d'être traitée par une simple partition du tenseur de contrainte ou de déformation, considère les contraintes induites dans les fissures par des contacts entre les bords de fissure (Crack Mouth Opening Displacement). Les contraintes induites sont modélisées dans chaque direction principale de fissuration par un critère individuel de refermeture de fissure. L'avantage est de gérer la refermeture au moyen de « Crack Mouth Opening Displacement » (CMOD) au lieu de la déformation [Domede et al, 2013]. La contrainte se développe grâce au contact des bords de fissure lors de la refermeture et disparaît à l'ouverture, elle dépend donc de l'ouverture inélastique des fissures (Fig. 53).

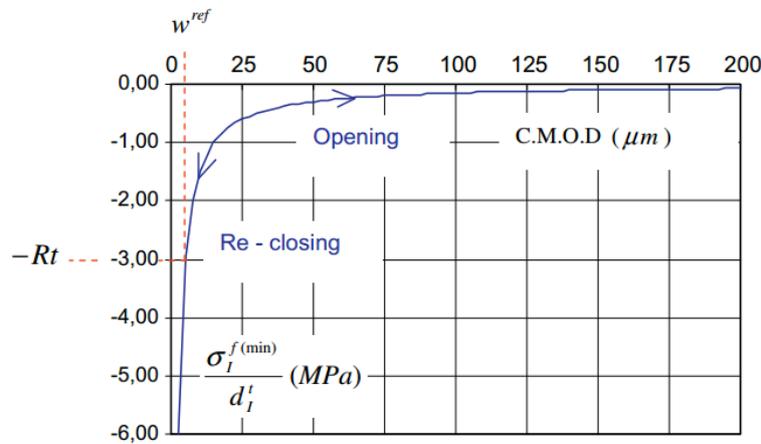


Fig. 53 Fonctionnement de la refermeture de fissure [Sellier et al, 2013]

Le modèle adopte la représentation vectorielle classique des tenseurs symétriques de contrainte et de déformation [Domede et al, 2013], [Sellier et al, 2013] :

$$\vec{\sigma}^t = (\sigma_{xx} \sigma_{yy} \sigma_{zz} \sigma_{xy} \sigma_{xz} \sigma_{yz}) \quad (\text{Eq. 21})$$

$$\vec{\varepsilon}^t = (\varepsilon_{xx} \varepsilon_{yy} \varepsilon_{zz} \gamma_{xy} \gamma_{xz} \gamma_{yz}) \quad (\text{Eq. 22})$$

La loi de comportement élastique pour le matériau non endommagé est décrite par (Eq. 23 au moyen de la contrainte effective $\vec{\sigma}$ en fonction de la déformation élastique $\vec{\varepsilon}$ et relié par la matrice de rigidité du matériau non endommagé S^0 .

$$\vec{\sigma} = S^0 \times \vec{\varepsilon} \quad (\text{Eq. 23})$$

La contrainte effective est divisée en contrainte positive de traction $\vec{\sigma}^t$ et négative de compression $\vec{\sigma}^c$ pour un critère de Rankine et de Drucker Prager qui correspondent à la traction et la compression, respectivement (Eq. 24-(Eq. 26. Le multicritère adopté est illustré dans la figure Fig. 54 pour une coupe dans le plan $\sigma_{III} = 0$. Avec R^t et R^c contraintes maximales en traction et en compression, respectivement.

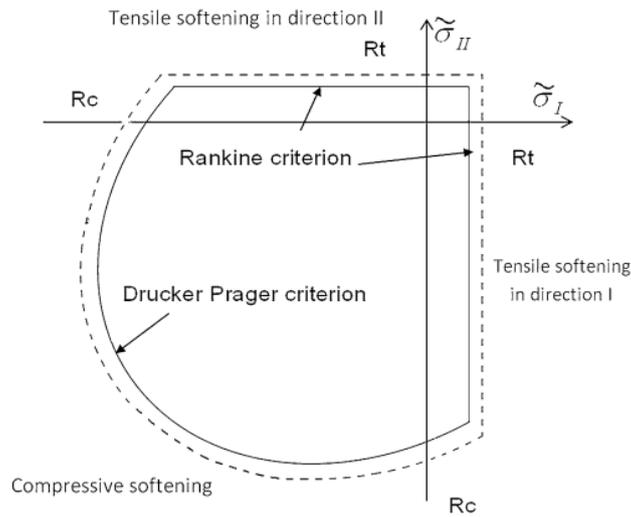


Fig. 54 Représentation du multicritère dans le plan $\sigma_{III} = 0$ [Stablon et al, 2012]

$$\vec{\sigma} = \vec{\sigma}^t + \vec{\sigma}^c \quad (\text{Eq. 24})$$

$$f^R = \sup(f_I^R) = \sup(\tilde{\sigma}_{II}^R - \tilde{\sigma}_I^t) \leq 0 \quad (\text{Eq. 25})$$

$$f^{DP} = \tilde{\sigma}^{DP} - \left(\sqrt{J^{2d}}/6 + \delta \frac{I^1}{3} \right) \leq 0 \quad (\text{Eq. 26})$$

Où :

$$I = [1, 2, 3]$$

$$\delta = \frac{2\sqrt{3} \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad (\text{Eq. 27})$$

Avec :

J^{2d} est le second invariant du déviateur de $\vec{\sigma}^c$, I^1 la trace de $\vec{\sigma}^c$ et δ le constant de Drucker Prager. Le paramètre δ dépend de l'angle de frottement interne \varnothing et décrit la sensibilité du modèle au confinement (**Eq. 27**). La contrainte $\vec{\sigma}$ utilisée aux points d'intégration de chaque élément finis du modèle est exprimée en fonction des tenseurs d'endommagement D^t et D^c et les contraintes effectives par l'équation (**Eq. 28**).

$$\vec{\sigma} = (1 - D^c) \times ((1 - D^t) \times \vec{\sigma}^t + \vec{\sigma}^c) \quad (\text{Eq. 28})$$

La loi de comportement du modèle sous un chargement cyclique axiale est représentée sur **Fig. 55**. Ce modèle sera utilisé par la suite pour modéliser le béton et les éléments de la maçonnerie dans notre travail. Pour plus de détails sur le modèle, le lecteur peut se référer à [Sellier et al, 2013].

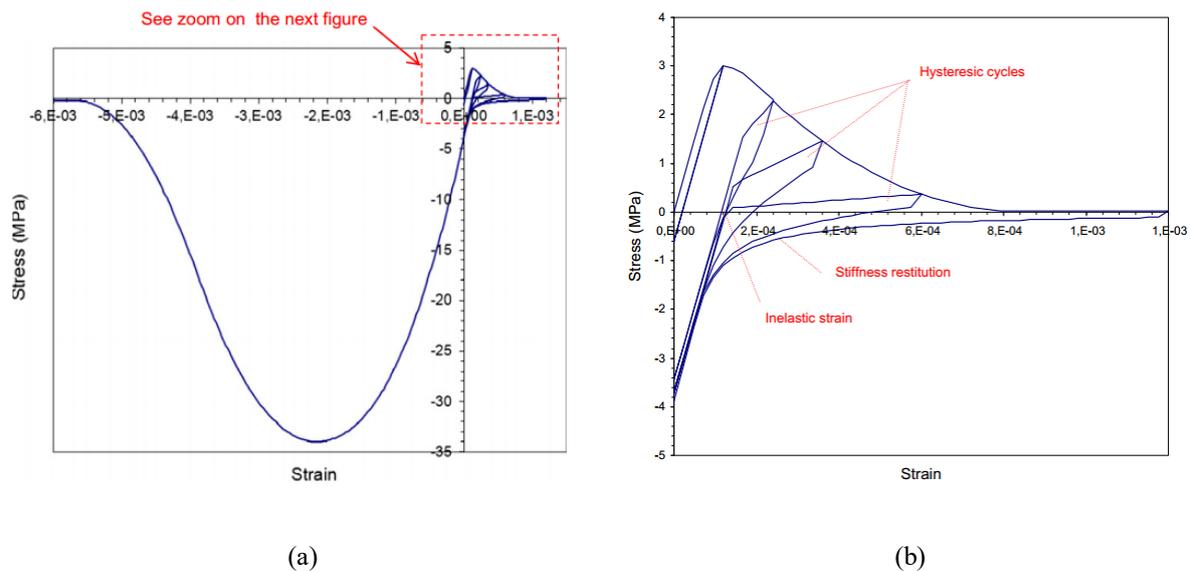


Fig. 55 Réponse du modèle sous chargement cyclique [Sellier et al, 2013] : cycles de traction-compression (a) et zoom sur la réponse en traction (b)

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre bibliographique, nous avons abordé les principaux aspects qui influencent le comportement des portiques en béton armé remplis en maçonnerie sous un chargement latéral. Les études expérimentales ont montré que le comportement de ce type de structure est fortement influencé par l'interaction entre le mur et son cadre et que la présence du remplissage augmente considérablement la réponse de l'ensemble de la structure vis-à-vis de la résistance, de la

raideur et de la capacité de dissipation d'énergie. Plusieurs paramètres qui peuvent altérer cette réponse ont été examinés : nombres d'étages et de travées, type de chargement, la résistance relative du cadre et du remplissage, la présence des ouvertures, etc. Cependant, aucune de ces études n'ont examinées le cas d'un mur à double paroi. La présence d'un mur à double paroi peut avoir une influence significative sur la réponse de la structure. Pour cela, une attention particulière sera apportée dans notre étude à ce type de mur qui représente le mode de construction le plus courant en Algérie.

Pour une analyse relativement large (le cas de grandes structures), la stratégie par macro modélisation est susceptible d'être la plus appropriée, car elle permet de caractériser le comportement global d'une manière plus simple. Par contre, les interactions entre les briques et les joints de mortier sont négligés. Le matériau est, dans ce cas, soit considéré comme un composite anisotrope ou représenté avec une ou plusieurs diagonales équivalentes. D'autre part, l'approche par micro modélisation est généralement limitée à de petites structures. Connaissant les propriétés mécaniques de chaque constituant, elle permet de décrire de façon plus réaliste le comportement de la maçonnerie ainsi que les différents modes de rupture qui peuvent se produire, et plus particulièrement l'interaction au niveau de l'interface brique-mortier. Cela est due au fait que chaque constituant est considéré individuellement en prenant en compte leurs interactions, et est représenté avec sa propre loi de comportement. Plusieurs modèles constitutifs ont été développés à cet effet, où la plupart sont en formulation 2D. Les modèles doivent être capables de caractériser la réponse de la maçonnerie observée expérimentalement et plus particulièrement le comportement adoucissant en post-pic. Leurs applications dans une analyse plus large et en formulation 3D (portique remplis dans notre cas) constitue un défi délicat compte tenu de la complexité du calcul numérique et des problèmes de convergence qui peuvent apparaître quand un grand nombre de paramètres matériaux sont à identifier.

Chapitre 2

Etude expérimentale : essais sur portiques

II.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la description de la partie expérimentale sur les portiques testés sous chargement horizontal, monotone et cycle de charge/décharge, ainsi que l'analyse des résultats obtenus à l'aide de la corrélation d'image. L'objectif étant, d'une part, de définir les différents modes de rupture et le comportement des deux types de portiques, rempli et vide. Cela, nous permettra par la suite d'étudier l'influence du remplissage en maçonnerie sur la réponse globale de ce type de structure. D'autre part, cela permet de vérifier la répétabilité des deux types de chargement, monotone et cycle de charge/décharge, de vérifier la présence d'une enveloppe de rupture et de quantifier l'endommagement de la structure lors des cycles.

II.2 Programme expérimental

II.2.1 Description des spécimens testés

La préparation et la réalisation des expériences ont été menées conjointement entre le laboratoire LGCA de l'Université de Tébessa et le laboratoire LOCIE de l'Université Savoie Mont Blanc. Le programme expérimental consiste à réaliser une configuration d'essai de 4 portiques à un seul étage et une seule travée, deux portiques vides et deux portiques avec remplissage en maçonnerie (**Fig. 56 et Tableau 1**). Les dimensions et le ferrailage de ces portiques sont montrés sur la figure **Fig. 57**. Pour chaque type de portique, il existe donc deux spécimens réputés identiques, destinés à vérifier la reproductibilité des résultats.

Le portique typique d'un bâtiment à usage d'habitation en Algérie fait généralement 3.06 m de hauteur et une moyenne de 3.5 m à 4 m de longueur de portée. Les dimensions des portiques expérimentaux ont été choisis en se basant au mieux sur une homothétie de rapport 1/2, compatible avec le gabarit du bâti de chargement disponible au laboratoire LOCIE. Dans ce cas, les portiques testés ont les dimensions de 152 cm de hauteur et 206 cm de longueur. Les poteaux et les poutres ont une section carrée de 25x25 cm alors qu'une section de 30x40 cm a été adoptée pour la longrine (**Fig. 57**). La longrine, en préfabrication, a été préparée en disposant des aciers en attente afin d'assurer la liaison aux poteaux. La longrine a pour double but de servir de support rigide du portique pour éviter tout basculement et d'assurer la continuité de ferrailage avec le cadre de manière à reproduire le phénomène in situ de confinement du panneau par la structure en béton armé. Les aciers sont de type haute adhérence de 12 mm de diamètre pour les armatures longitudinales et ronds lisses de 6 mm pour l'armature transversale (cadres).

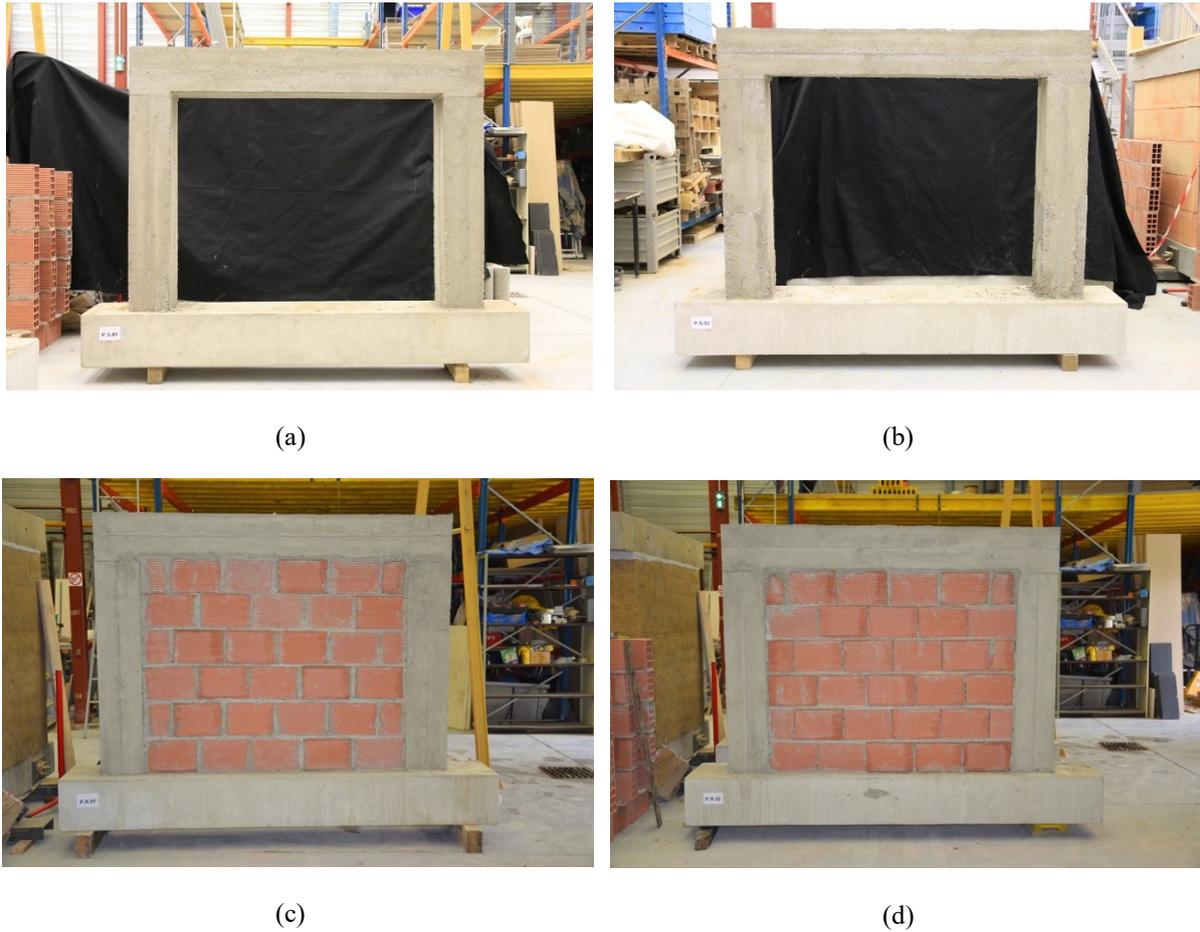


Fig. 56 Les spécimens testés : portiques vides *P.S. 01* (a) et *P.S. 02* (b), portiques remplis *P.R. 01* (c) et *P.R. 02* (d)

Tableau 1 Description des spécimens testés

Référence	Type de portique	Type de chargement
<i>P.S. 01</i>	Portique vide	Monotone
<i>P.S. 02</i>	Portique vide	Cycles de charge/décharge
<i>P.R. 01</i>	Portique rempli	Monotone
<i>P.R. 02</i>	Portique rempli	Cycles de charge/décharge

La construction des spécimens est régie par la réglementation algérienne de conception et de calcul [DTR C2-45, 1997], [DTR E2-4, 1997] et [RPA99 ver2003, 2003]. Les briques utilisées pour le remplissage des murs sont des briques en terre cuite fabriquées en Algérie, de dimensions $10 \times 20 \times 30 \text{ cm}$ [NF P13-301, 1974] (Fig. 58a). Les murs de remplissage sont construits en double paroi, conformément au mode constructif réel. Une lame d'air de 5 cm sépare les deux panneaux en partie centrale (Fig. 58b-c). Les joints horizontaux et verticaux sont remplis avec un mortier de 10 mm d'épaisseur. Cette configuration reflète intégralement

la méthode de construction courante en Algérie et permettra de caractériser le comportement de ce type de construction. Le ciment est également de provenance de la cimenterie « SCT », de Tébessa en Algérie.

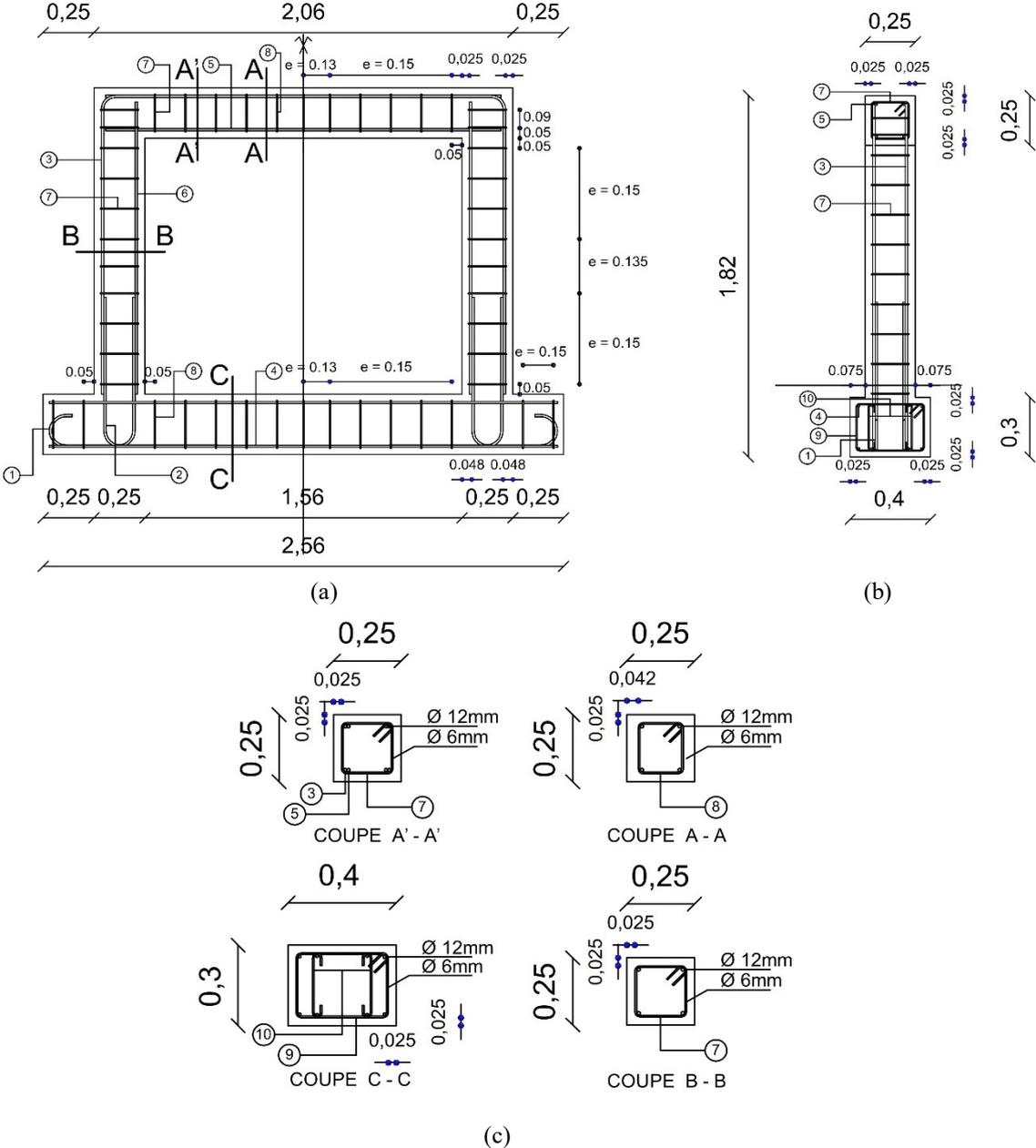


Fig. 57 Dimensions et ferrillages des spécimens (dimensions en m) : vue de face (a), vue latérale (b) et détails des sections (c)

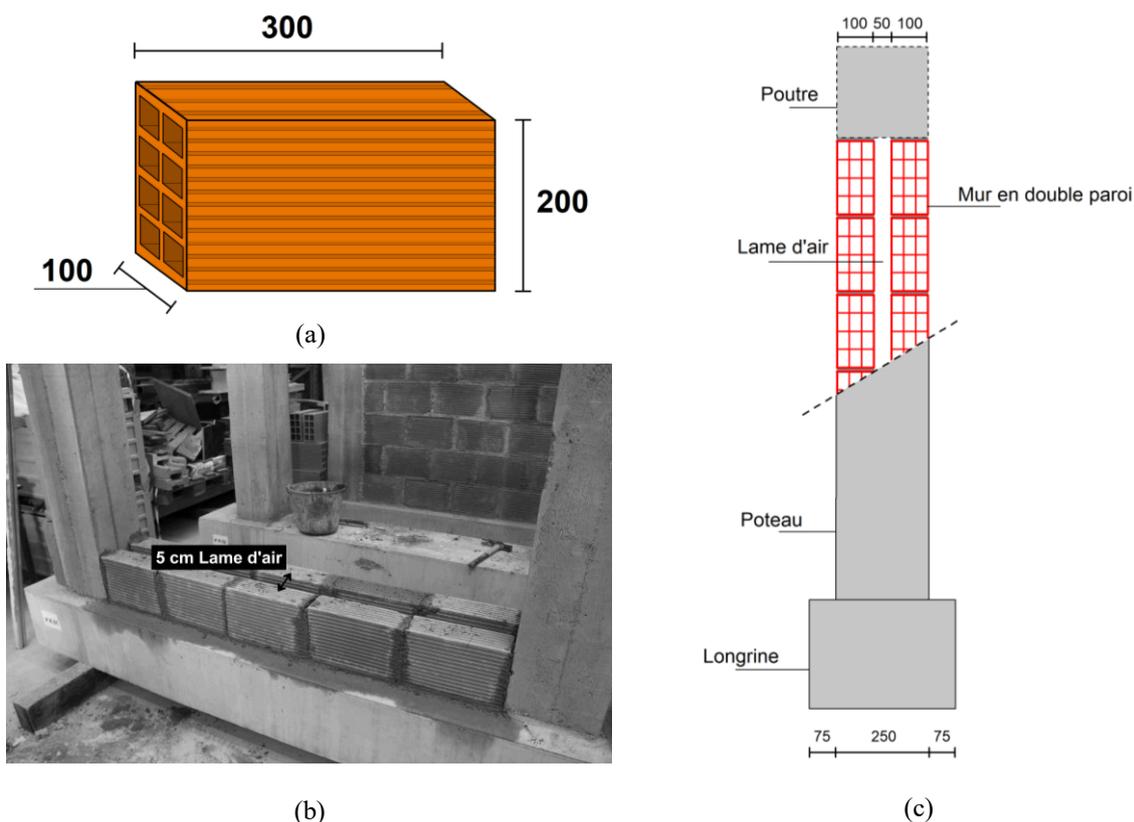


Fig. 58 Méthode de construction des murs en double paroi (dimensions en mm) : dimension de la brique utilisée (a), premier lit de mur construit (b) et vue latérale de la construction de mur en double paroi (b)

II.2.2 Dispositif expérimental

L'essai expérimental consiste à appliquer tout d'abord une précharge verticale au moyen de deux vérins électriques *VE1* et *VE2* d'une capacité de 120 *kN* chacun. Les deux vérins sont pilotés en effort et appliquent des incréments de charge par palier de 10 *kN* jusqu'à atteindre une pré-charge verticale de 40 *kN* pour chaque vérin. La précharge est maintenue constante durant l'intégralité du reste de l'essai. Cette précharge correspond au poids du plancher haut agissant sur la poutre. Les charges des étages supérieurs, transmises via les poteaux par effort normal sont négligées en première approche. En deuxième étape, un déplacement horizontal latéral est appliqué en tête de portique avec un vérin hydraulique *VH* d'une capacité de 300 *kN* (**Fig. 59**). Celui-ci est piloté en déplacement par palier de ± 1 *mm* à une vitesse de 1 *mm/min* et cela jusqu'à la rupture.

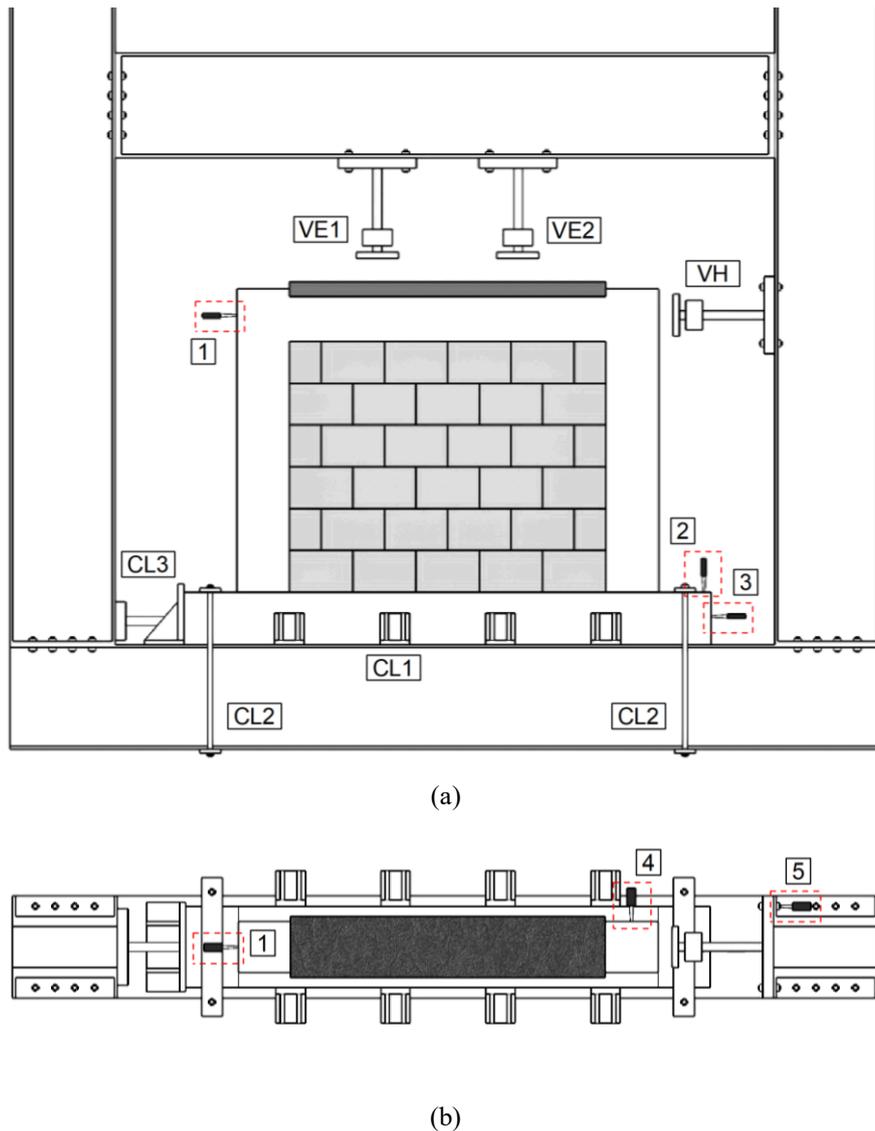


Fig. 59 Dispositif expérimental envisagé : vue de face (a), de dessus (b)

Le maintien des spécimens sur le portique d'essai est assuré par trois conditions aux limites (**Fig. 59**) : des mors de serrage (*CL1*) pour éviter le basculement hors plan et dans le but de centrer le spécimen par rapport au vérin, des tirants verticaux et des cales en acier pour bloquer le soulèvement ainsi que le glissement horizontal (*CL2* et *CL3*, respectivement). Le bon fonctionnement de ces conditions aux limites a été vérifié ensuite à l'aide de comparateurs de déplacement (de 1 à 5). Le **Tableau 2** présente le rôle de chaque comparateur. En particulier le comparateur N°5 permet l'acquisition du déplacement horizontal du montant droit du bâti afin d'en caractériser le déplacement en cours d'essai. En ce qui concerne l'application de pré-chargement vertical, un système de rouleaux et une poutre en acier *UPN300* sont mis en place sur la poutre de manière à libérer le déplacement horizontal et de permettre une répartition verticale de pré-chargement tout au long de l'essai (**Fig. 60**).

Tableau 2 Rôle des comparateurs

Comparateur	N°1	N°2	N°3	N°4	N°5
Rôle	Déplacement latéral	Soulèvement de portique	Glissement de portique	Déplacement hors-plan	Déplacement montant droit du bâti



(a)

(b)

Fig. 60 Système de rouleaux pour l'application de pré-charge verticale : mise en place des rouleaux (a), la poutre en acier *UPN300* (b)

II.2.3 Instrumentation et synchronisation des résultats

Pour avoir une analyse détaillée sur le comportement des portiques, un système de mesure par corrélation d'images a été utilisé. Le schéma de la mise en place est présenté sur la figure **Fig. 61**. Pendant la phase d'essai, deux sources de lumières (projecteurs) ont été placées devant le spécimen pour assurer un éclairage uniforme et permanent sur sa surface. A l'aide d'une caméra numérique haute résolution, des photos successives (chaque 2 *secondes* dans notre cas) ont été prises tout au long de l'essai. Les images ont été ensuite analysées avec le logiciel 7D [Vacher et al, 1999]. Un mouchetis réalisé auparavant sur la face de spécimen (**Fig. 62**) permet au logiciel de mesurer le champ de déplacement à la surface étudiée en comparant une image déformée à l'image initiale dite de référence. La succession d'images permettra de tracer le champ de déformations. Les données peuvent être récupérées par la suite à partir d'un PC relié à la caméra et à la centrale d'acquisition qui regroupe les informations transmises par les vérins et les capteurs de déplacements.

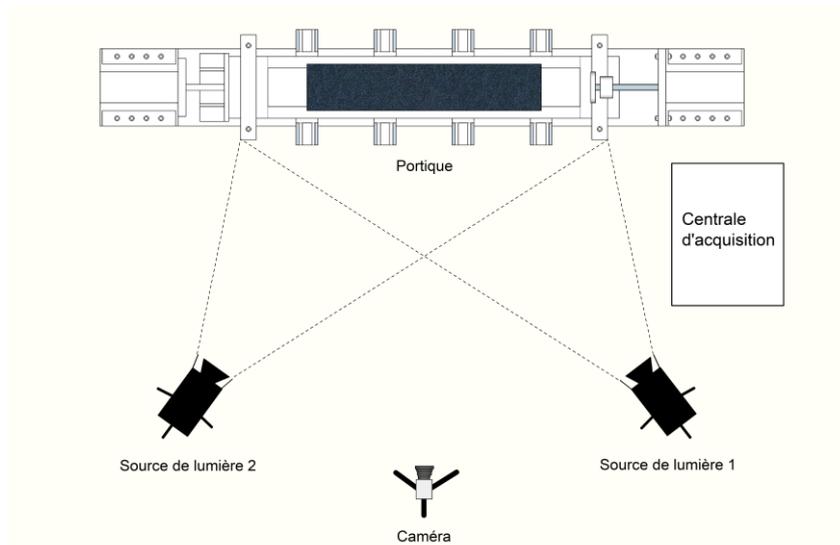


Fig. 61 Mise en place de la corrélation d'image



Fig. 62 Projection de mouchetis (a) et points de mouchetis réalisés sur la face frontale (b)

II.3 Résultats et analyse par corrélation d'images

II.3.1 Comportement et mode de rupture

La figure **Fig. 63** montre en premier lieu la visualisation de rupture à l'œil nu comparée à celle tirée de la corrélation d'images. Il est clairement observé que la corrélation d'images nous a fourni une visualisation plus complète et plus précise en ce qui concerne l'apparition de fissures et plus particulièrement les fissures fines ce qui n'est pas le cas à l'œil nu d'où vient l'intérêt de cette technique.

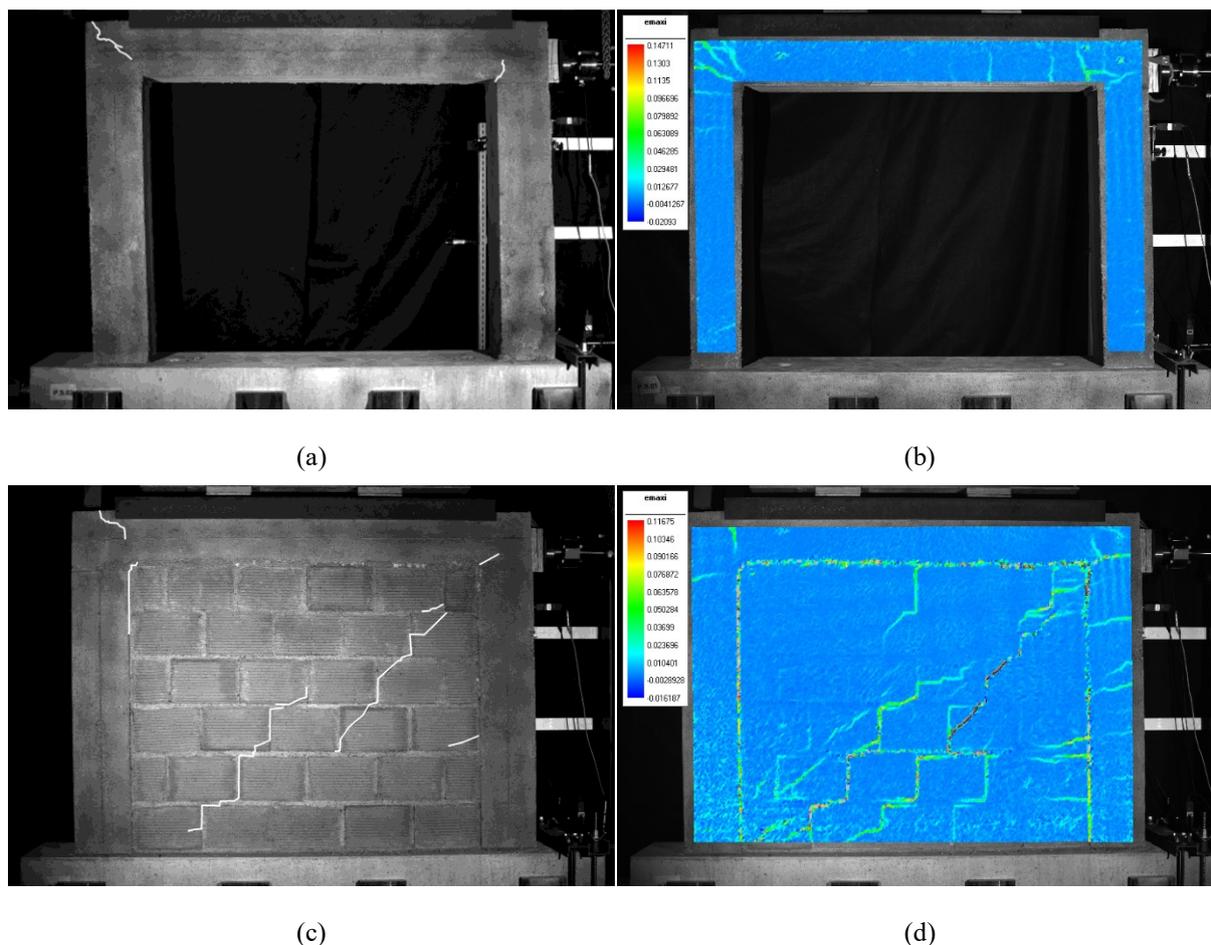


Fig. 63 Désignation des fissures visibles à l'œil nu (a et c), et visibles par corrélation d'images (c et d)

Pour plus de détails, la réponse des portiques testés en ce qui concerne la relation force-déplacement et le profil des déformations enregistrées par la corrélation d'images sont présentés sur les figures **Fig. 64-Fig. 67**. Afin de permettre une visualisation plus claire de l'évolution de la fissuration entre les différents étapes considérées, l'analyse a été effectuée en incrémental, c-à-d, l'image dans chaque étape considérée est comparée à celle qui précède (l'image au *point A* est comparé à l'initiale du *point O*, celle du *point B* est comparée à celle du *point A*, etc.).

A la fin de l'essai, plusieurs modes de rupture ont été observés. Les portiques vides ont subi une rupture quasi-similaire. Cela est due à un mécanisme de flexion pour les deux cas de chargement monotone et cycle de charge/décharge. D'abord, la fissuration a commencé au niveau de la connexion poteau-poutre côté gauche (*point A*, **Fig. 64-Fig. 65**). Une fissuration verticale au niveau de la poutre a été aussi observée pour les deux portiques à 1/3 à partir du côté chargé. Au chargement correspondant au *point B*, des fissures dans la connexion poteau-poutre côté droit sont apparues. Une propagation plus large des fissures a également été constatée pour le côté gauche. L'augmentation du chargement latéral a engendré un changement

de pente plus ou moins important. Ce phénomène est observé jusqu'au pic de chargement de 76.1 kN pour *P.S. 01*, et 76.4 kN pour *P.S. 02* (correspondant aux déplacements respectifs du *point C* de 24.3 mm pour *P.S. 01* et 15.9 mm pour *P.S. 02*). Ensuite, les fissures se sont localisées uniquement dans les zones déjà endommagées. Cela a conduit à une déformation concentrée au niveau des connexions poteau-poutre, puis à la rupture de portique (*point D*, Fig. 64-**Fig. 65**), pour *P.S. 01* et *P.S. 02*, respectivement).

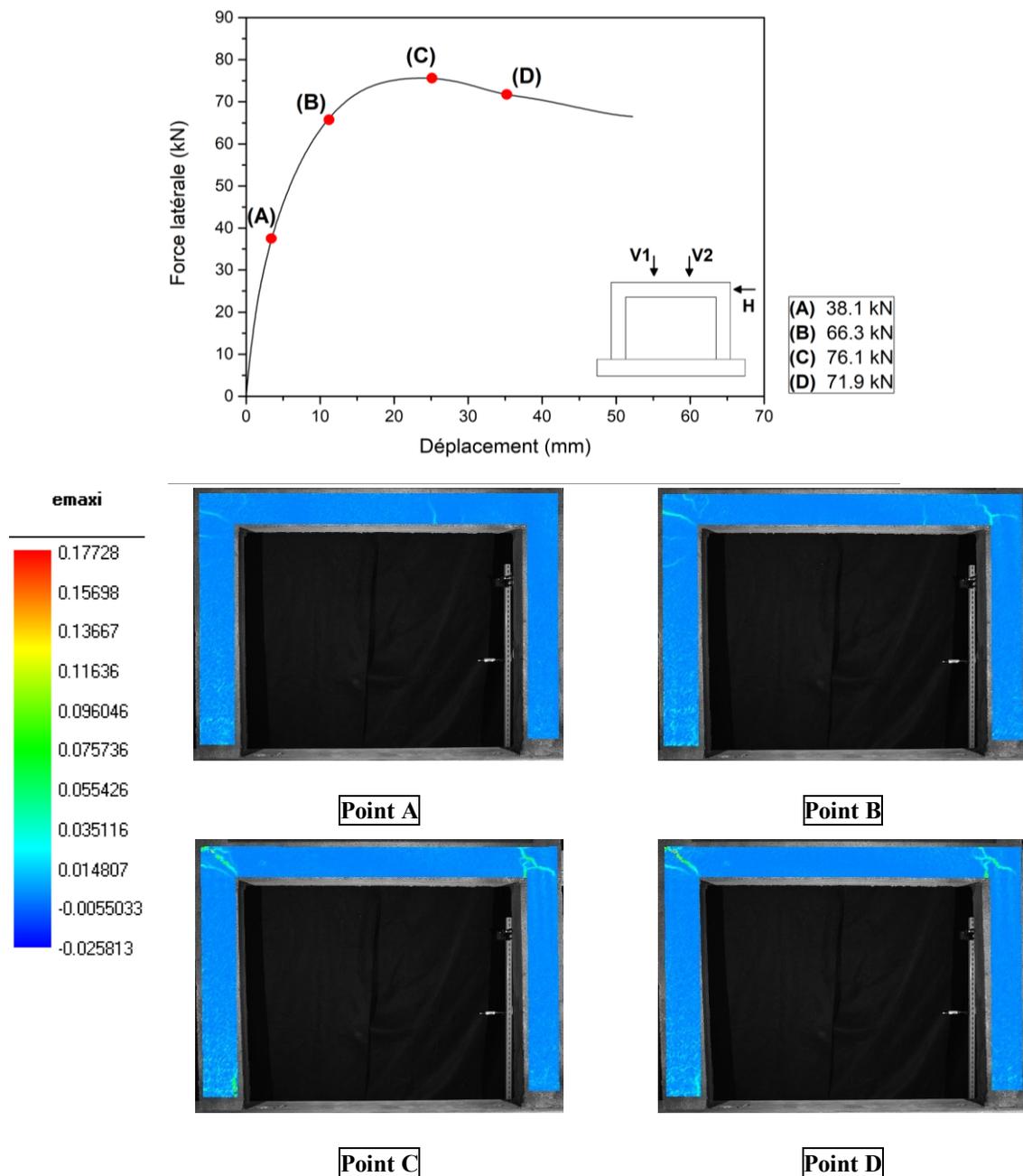


Fig. 64 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen *P.S. 01* dans différents niveaux de chargement latéral

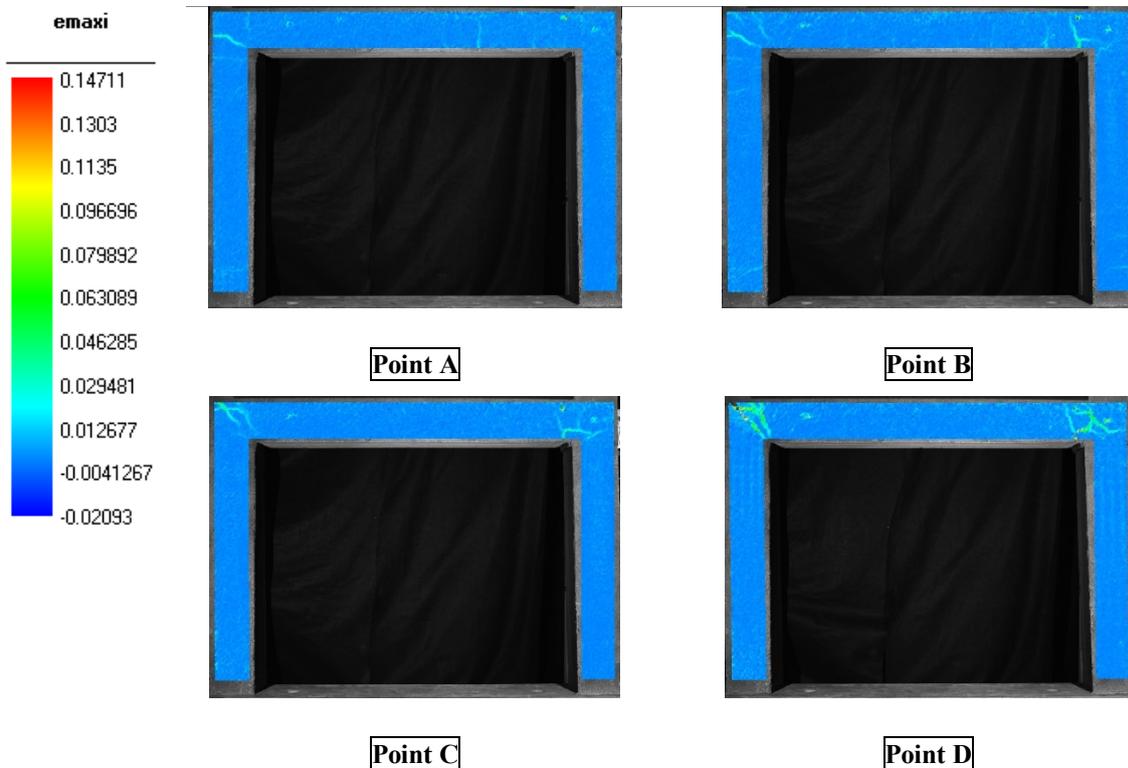
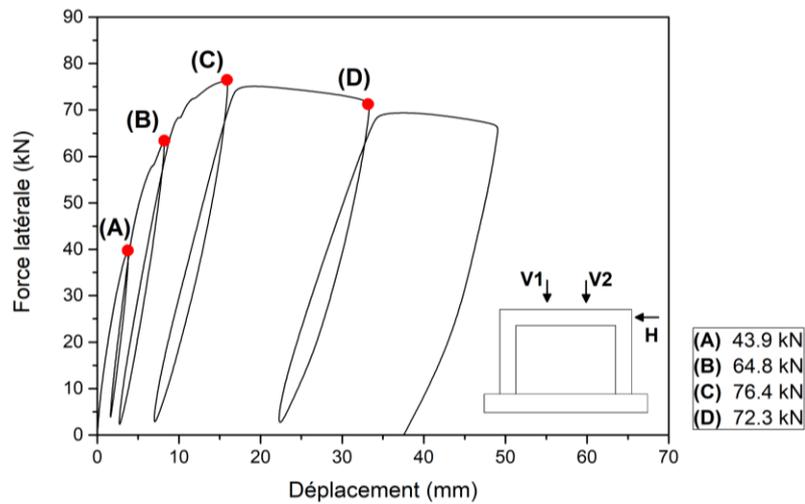


Fig. 65 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen *P.S.02* dans différents niveaux de chargement latéral

A part quelques fissures non significatives de flexion apparues en bas des poteaux dans le cas du portique *P.S.02* (*point B*, **Fig. 65**), pas d'autres fissurations n'ont été observées au niveau des poteaux. En fait, les deux spécimens présentent une ductilité importante puisque la résistance post-pic subit une faible diminution, même pour des déplacements dont l'ordre de grandeur est deux fois plus important que celui mesuré au pic de résistance.

Les figures **Fig. 66-67** montrent les champs de déformation pour les spécimens *P. R. 01* et *P. R. 02*. A une étape précoce de chargement latéral, (*point A*, 52.4 kN et 59.1 kN de charge correspondant aux déplacements de 0.59 mm et 0.64 mm, respectivement, pour *P. R. 01* et *P. R. 02*), les fissurations ont commencé à se développer au coin supérieur gauche du contact mur de remplissage-cadre. Ce phénomène se propage ensuite pour atteindre tout le contour au *point B*. Ceci est en lien avec la méthode de construction envisagée. Du fait que le mur a été construit après le cadre, cela est peut-être expliqué par un début de désolidarisation entre le mur et le cadre en béton armé (voir la **Section 3.3** pour plus de détails). Ces observations ont été également identifiées dans le travail de **Guerrero et al, 2013**. Ce résultat se distingue du cas de la maçonnerie chaînée pour laquelle le phénomène n'a pas été rapporté [**Ghorbani et al, 2014**]. Les toutes premières fissures identifiées dans le cas de *P. R. 01* ont commencé au sein des joints horizontaux et verticaux de la maçonnerie, en son centre et au coin supérieur droit (*point B*, **Fig. 66**). Pour *P. R. 02*, la fissuration a commencé au niveau du cadre par des fissures de cisaillement dans les connexions poteaux-poutre et une fissure de flexion au niveau du poteau droit (*point B*, **Fig. 67**). Le *point C* correspond alors à la formation d'une fissuration diagonale caractérisée par des fissures en escalier le long des joints horizontaux et verticaux au centre du mur. Au *point D*, la fissuration commence à se propager vers les deux coins en une seule diagonale dominante pour *P. R. 01* avec une transition d'un schéma de rupture inter-brique à l'amorce d'une rupture intra-brique. En revanche, deux fissurations diagonales parallèles ont été remarquées dans le cas de *P. R. 02*. Cette étape donne aussi naissance à une fissuration au niveau des joints de mortiers à 1/3 de la hauteur de mur côté droit. A ce stade, des fissures de flexion sont aussi développées au niveau du poteau droit. Au fur et à mesure de l'augmentation de chargement jusqu'au pic, la fissuration diagonale classique a été complètement formée pour les deux portiques testés (*point E*, 196.7 kN et 206.8 kN de charge correspondant aux déplacements respectifs de 12.2 mm et 10.1 mm, respectivement, pour *P. R. 01* et *P. R. 02*). Dans le cas de *P. R. 01*, la fissuration a été complètement développée vers les coins en une seule diagonale dominante, tandis que pour *P. R. 02*, deux fissurations diagonales équivalentes ont été complètement formées. De plus, les fissures de flexion au niveau du poteau droit sont devenues plus prononcées et d'autres fissures de cisaillement ont été développées au niveau de la connexion poteau-poutre côté droit. En post-pic (*point F*) une concentration importante des déformations a été observée au niveau du coin supérieur droit du mur ce qui a conduit par la suite à un écrasement des éléments de briques comme il est indiqué dans la figure (**Fig. 68**).

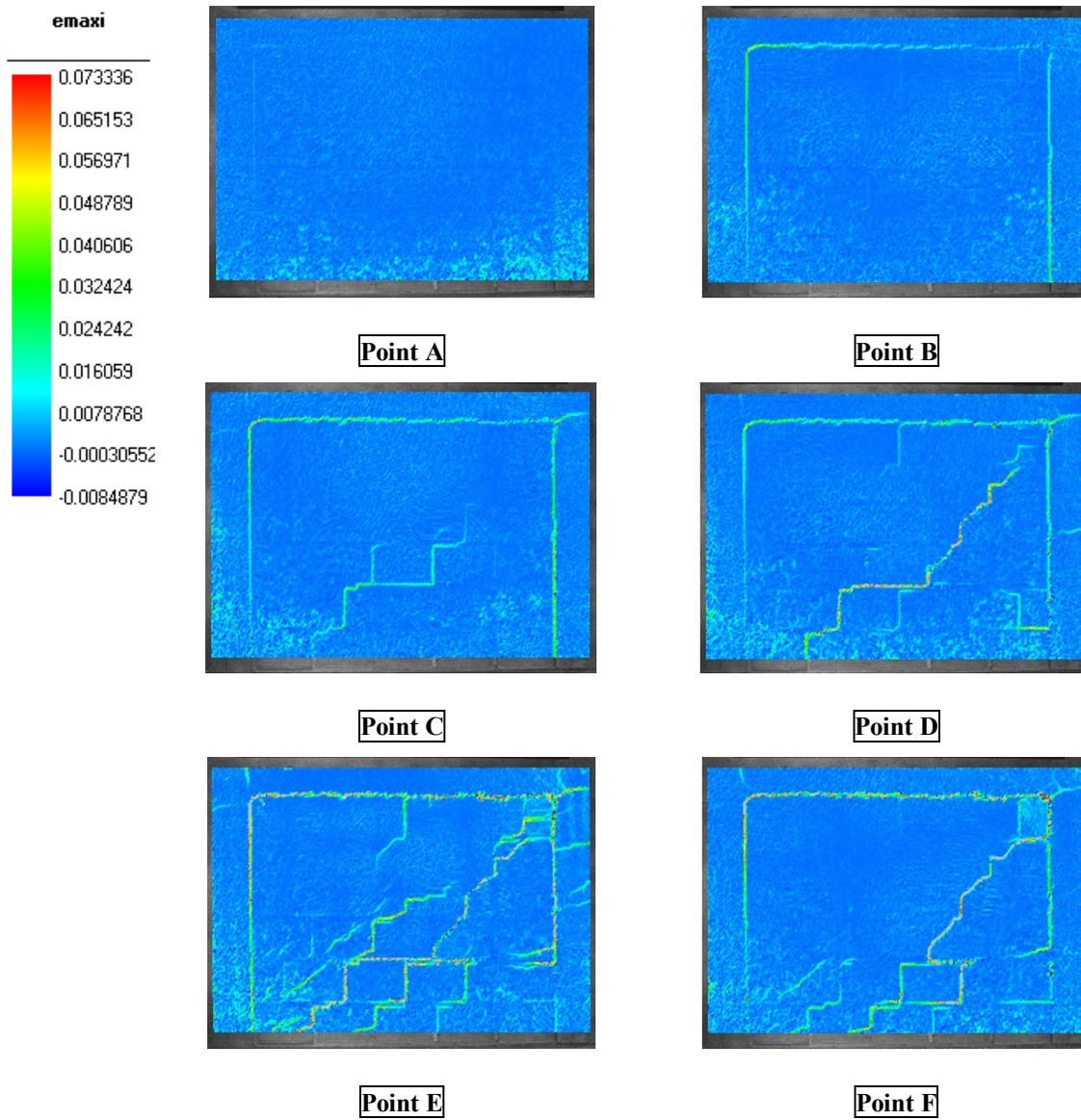
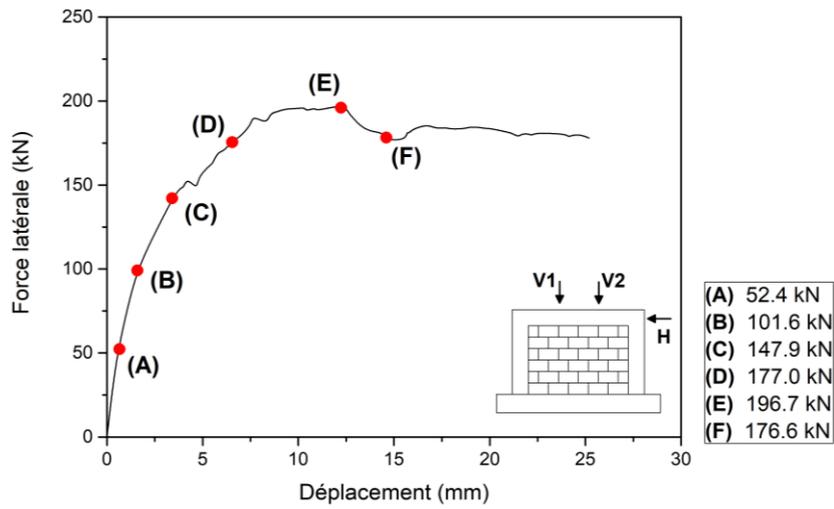


Fig. 66 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen **P.R. 01** dans différents niveaux de chargement latéral

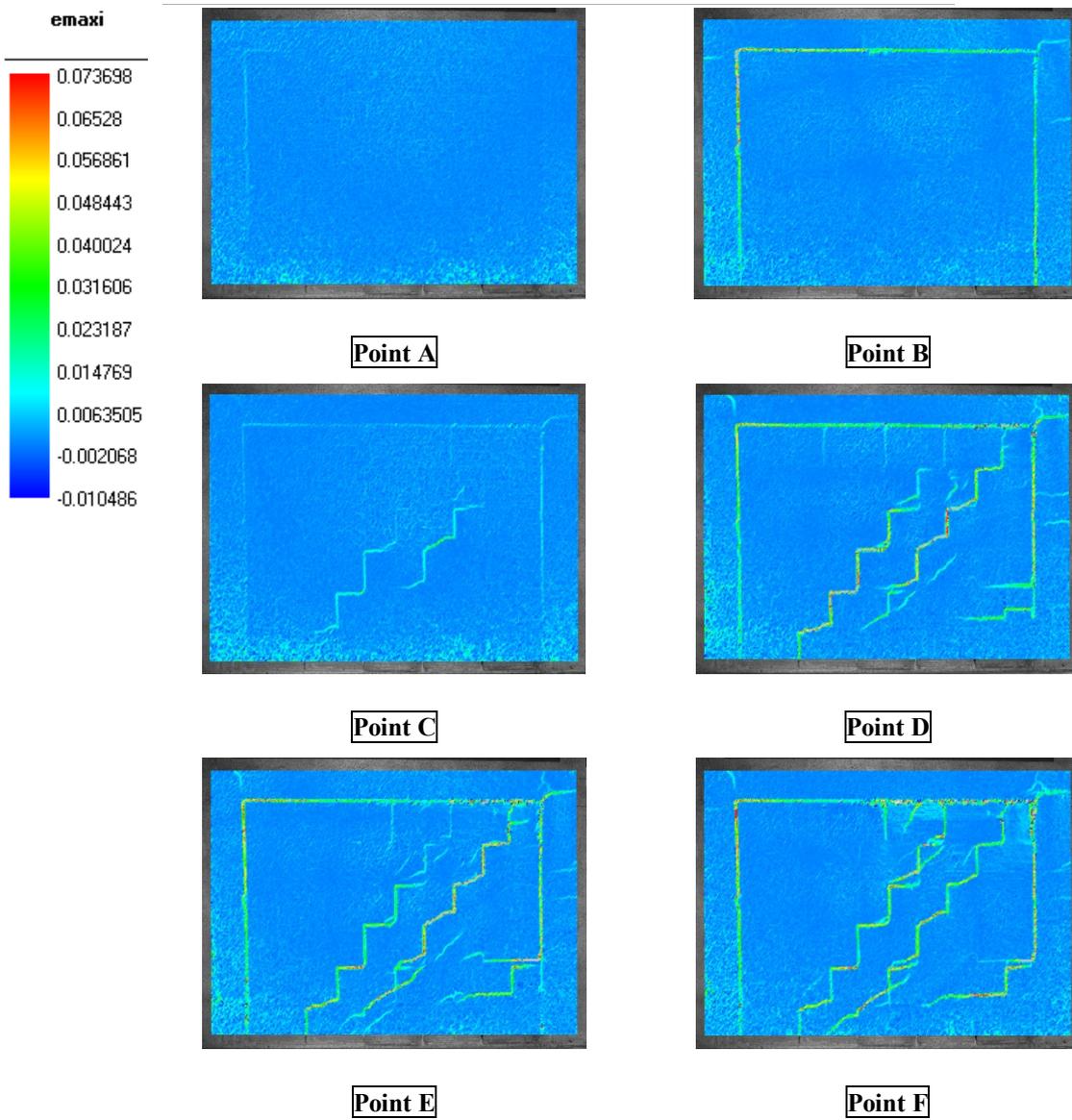
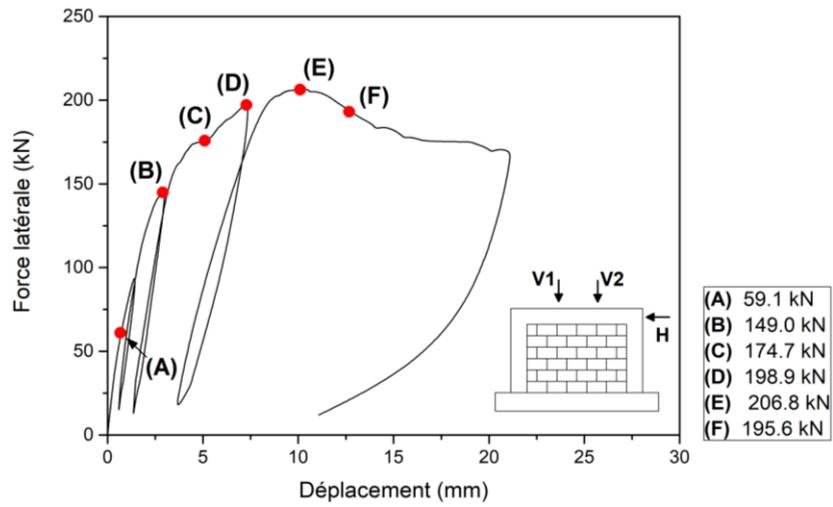


Fig. 67 Résultats de l'analyse par corrélation d'images en termes de déformations en traction pour le spécimen *P. R. 02* dans différents niveaux de chargement latéral

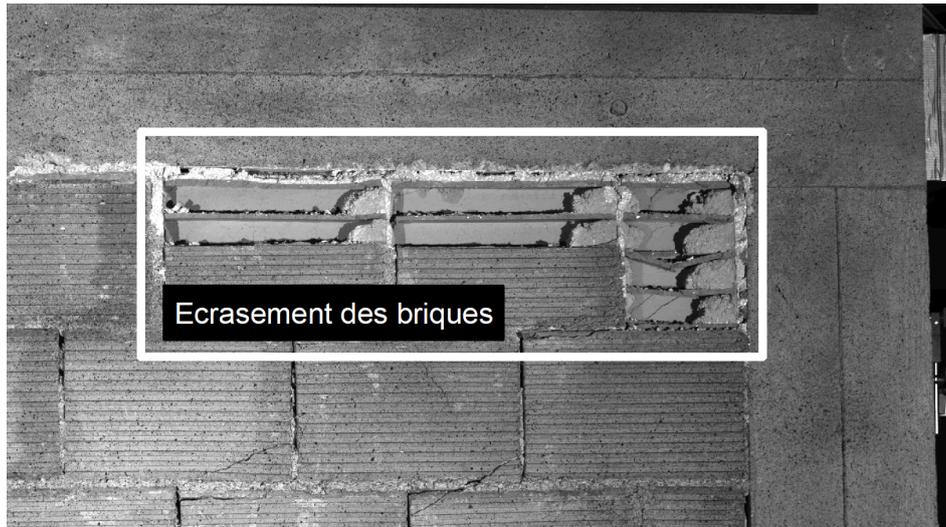


Fig. 68 Ecrasement des éléments de briques dans le cas de spécimen **P. R. 02**

Pour l'ensemble des portiques testés, le tableau **Tableau 3** regroupe les valeurs du chargement latéral et du déplacement latéral correspondantes au début de la désolidarisation mur-cadre, à l'apparition de la première fissure (au sein du panneau et du cadre) et au niveau de la résistance maximale.

Tableau 3 Les valeurs du chargement latéral et déplacement latéral dans trois phases principales

Référence	Type de chargement	Début de désolidarisation		Première fissure (panneau de remplissage)		Première fissure (cadre en béton armé)		Résistance maximale	
		F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)	F (kN)	d (mm)
P.S.01	Monotone	-	-	-	-	25.55	1.84	76.1	24.3
P.S.02	Charge/décharge	-	-	-	-	30.11	2.16	76.4	15.9
P.R.01	Monotone	52.4	0.59	101.6	1.65	123.8	2.61	196.7	12.2
P.R.02	Charge/décharge	59.1	0.64	161.7	3.77	141.0	2.53	206.8	10.1

II.3.2 Résistance au chargement latéral et ductilité

Les courbes force-déplacement des essais monotones ainsi que les courbes enveloppes des essais de charge/décharge sont comparés dans la figure **Fig. 69**. Considérant chaque type de portique séparément (**Fig. 69b-c**), les courbes enveloppe de l'essai composé de cycles de charge/décharge sont équivalente à celles de l'essai monotone. Ce résultat implique un effet « mémoire » du matériau ainsi qu'une bonne reproductibilité des résultats. En revanche, cela signifie aussi que l'essai composé de cycles de charge/décharge ne peut pas reproduire le phénomène de fatigue constaté dans le cas d'un chargement cyclique effectué dans les deux sens, en positif et en négatif [Mehrabi et al, 1996].

En termes de résistance au chargement latéral, les portiques vides *P.S.01* et *P.S.02* ont atteint, respectivement, une charge maximale F_{max} de 76.1 kN et 76.4 kN, alors que des valeurs maximales de 196.7 kN et 206.8 kN ont été enregistrés, respectivement, pour *P.R.01* et *P.R.02*, (**Tableau 4**). Prenant le ratio de F_{max} des portiques vides égal à 1, la résistance des portiques remplis est donc environ trois fois plus importante que celle des portiques vides (respectivement, des ratios de 2.6 et 2.7 pour les portiques testés sous chargement monotone et cycle de charge/décharge). Des rapports similaires ont été constatés lors d'études antérieures [Mehrabi et al, 1996] [Essa et al, 2014] [Sigmund et al, 2014] [Basha et al, 2016], ce qui confirme le fait que le remplissage en maçonnerie a permis à la structure une augmentation importante en terme de résistance.

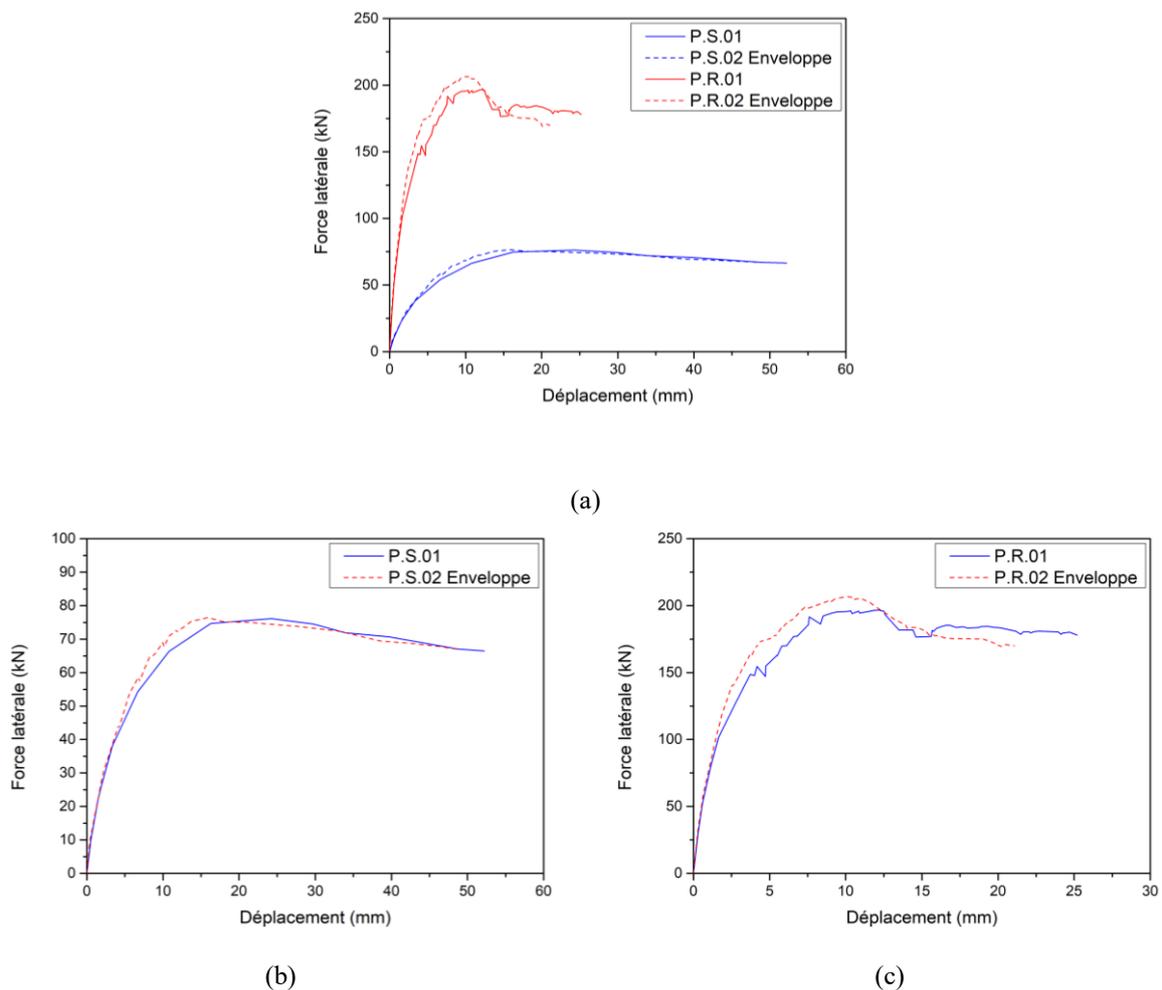


Fig. 69 Courbes force-déplacement des essais expérimentaux : portiques vides vs portiques remplis (a), *P.S.01* vs *P.S.02* enveloppe (b) et *P.R.01* vs *P.R.02* enveloppe (c)

Tableau 4 Résistance au chargement latéral des portiques

Référence	Type de portique	Type de chargement	F_{max} (kN)	Ratio de F_{max}
<i>P.S.01</i>	Portique vide	Monotone	76.1	1
<i>P.S.02</i>	Portique vide	Cycles de charge/décharge	76.4	1
<i>P.R.01</i>	Portique rempli	Monotone	196.7	2.6
<i>P.R.02</i>	Portique rempli	Cycles de charge/décharge	206.8	2.7

Concernant le déplacement en tête de portique, sa valeur δ_{max} pour la charge maximale est plus importante dans le cas des portiques vides comparé à celui des portiques remplis avec des rapports de 2 et 1.6, respectivement, pour les portiques testés sous chargement monotone et cycle de charge/décharge (**Tableau 5**).

La capacité des portiques testés à supporter des déformations inélastiques a été étudiée à travers le facteur de ductilité μ (**Tableau 5**). Ce facteur est exprimé par le rapport entre le déplacement latéral à 85 % de la charge ultime dans les parties ascendante et descendante de la courbe force-déplacement tel que défini dans [Crisafulli, 1997], (**Fig. 70**). Le facteur de ductilité μ est donc calculé par l'équation (**Eq. 29**, où δ_1 et δ_2 sont, respectivement, les déplacements latéraux à 85 % de la charge maximale dans les parties ascendante et descendante de la courbe force-déplacement. Les valeurs obtenues sont présentées dans le **Tableau 5**. A défaut d'une baisse de résistance de 85 % non atteinte dans la partie descendante pour le cas de portique rempli *P.R.01*, la valeur de δ_2 est prise égale au dernier déplacement obtenu à la fin de l'essai.

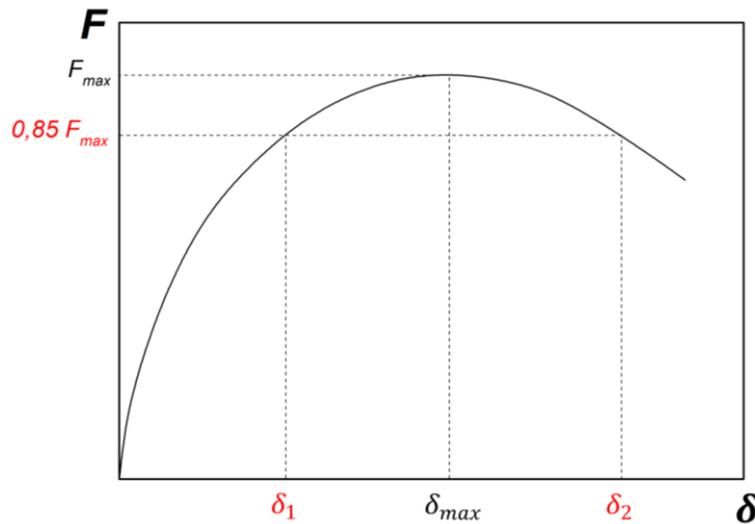
$$\mu = \frac{\delta_2}{\delta_1} \quad (\text{Eq. 29})$$

La figure **Fig. 70b** montre les facteurs de ductilité de l'ensemble des portiques vides et remplis. Les portiques vides ont présenté un comportement plus ductile par rapport aux portiques remplis. Des facteurs de ductilité de 4.8 et 5.6 ont été obtenus pour les portiques vides, respectivement, *P.S.01* et *P.S.02*, comparés à 4.3 et 4.0 pour les portiques remplis, respectivement, *P.R.01* et *P.R.02*. Malgré une rupture intervenue plus tôt comparé à *P.S.01*, le portique *P.S.02* a montré une ductilité plus importante, environ 17 % de plus. Tandis que dans le cas des portiques remplis la différence de ductilité entre *P.R.01* et *P.R.02* est moins significative (7.5 %). De plus, le rapport δ_2/δ_{max} dans le **Tableau 5** nous indique la capacité des portiques testés à maintenir leur résistance, une fois le pic dépassé. L'ensemble des portiques testés ont donc montré une capacité de ductilité comparable indépendamment de type

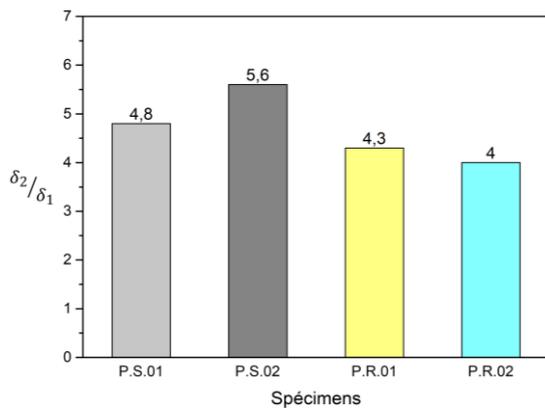
de portique ou de chargement, mais plus prononcée dans le cas de *P.S.02*. Des rapports de ductilité similaires ont été trouvés dans [Jiang et al, 2015] et [Essa et al, 2014], validant que la présence du remplissage en maçonnerie améliore la résistance au chargement latéral de la structure mais limite sa capacité à se déformer inélastiquement.

Tableau 5 Ductilité des portiques

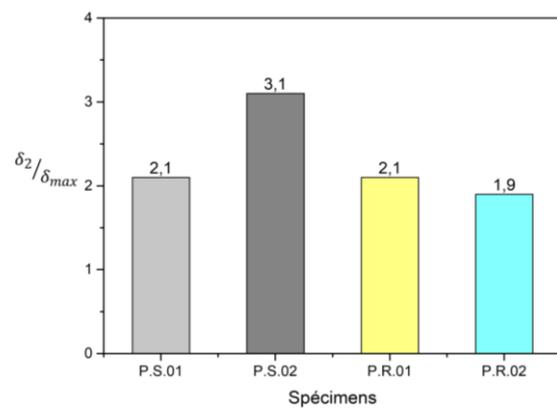
Référence	δ_1 (mm)	δ_{max} (mm)	δ_2 (mm)	δ_2/δ_{max}	μ
<i>P.S.01</i>	10.8	24.3	52.2	2.1	4.8
<i>P.S.02</i>	8.8	15.9	49.0	3.1	5.6
<i>P.R.01</i>	5.8	12.2	25.2	2.1	4.3
<i>P.R.02</i>	4.7	10.1	19.0	1.9	4.0



(a)



(b)



(c)

Fig. 70 Ductilité de l'ensemble des portiques testés : définition des déplacements latéraux prises en compte sur la base du travail de Crisafulli, 1997 (a), rapport δ_2/δ_1 (b) et rapport δ_2/δ_{max} (c)

II.3.3 Raideur latérale

Comme indiqué dans le **Tableau 6**, la raideur initiale K_0 des portiques remplis $P.R.01$ et $P.R.02$ a été trouvée 5.3 et 4.4 fois plus importante que celle des portiques vides $P.S.01$ et $P.S.02$, respectivement. Cela implique que le remplissage des portiques en maçonnerie confère plus de raideur à la structure. Des résultats proches ont été trouvés dans la littérature [Murty et al, 2000], [Stylianidis, 2012]. Afin de suivre l'évolution de la raideur à travers les cycles de charge/décharge, la raideur sécante de chaque cycle a été également calculée dans le cas des spécimens soumis au chargement non monotone ($P.S.02$ et $P.R.02$) (**Tableau 7**). La raideur sécante des structures endommagées K_s est donc déterminée à partir de la droite connectant les deux points extrêmes de chaque cycle.

Tableau 6 Raideur initiale des portiques

Référence	Raideur initiale (kN/mm)	Ratio de raideur
$P.S.01$	19.0	1
$P.S.02$	25.2	1
$P.R.01$	101.1	5.3
$P.R.02$	110.9	4.4

Tableau 7 Dégradation de raideur aux différents cycles de charge/décharge

Référence	Raideur initiale K_0 (kN/mm)	Raideur par cycle de charge/décharge K_s (kN/mm)				
		Premier cycle	Seconde cycle	Troisième cycle	Quatrième cycle	Cinquième cycle
$P.S.02$	25.2	16.1	11.3	8.3	6.4	5.7
$P.R.02$	110.9	97.8	81.4	47.6	15.3	—

La figure **Fig. 71** montre l'évolution de la raideur en fonction du déplacement latéral. Dans la même figure, le ratio de la raideur est déterminé en divisant la raideur sécante de chaque cycle par la raideur initiale, tandis que le ratio de déplacement est déterminé en divisant le déplacement de chaque cycle par le déplacement au pic. À l'augmentation du chargement latéral, une dégradation de raideur a été observée à travers les cycles pour les deux cas de portiques testés (**Fig. 71a**). La majeure partie de cette dégradation intervient en début de chargement et avant le pic de chargement pour les deux portiques (**Fig. 71b**). En post-pic, le portique $P.R.02$ a connu une perte importante de raideur de $47.6 kN/mm$ à $15.3 kN/mm$ entre le troisième et le quatrième cycle, soit 68 %. En revanche, dans le cas de portique $P.S.02$, la perte de raideur en post-pic est moins significative de $8.3 kN/mm$ à $5.7 kN/mm$, soit 31 % environ. L'endommagement excessif de la maçonnerie de remplissage a provoqué la perte

importante de raideur dans le cas de portique *P. R. 02* et plus particulièrement en post-pic (**Fig. 67-Fig. 68**), (**Tableau 7**).

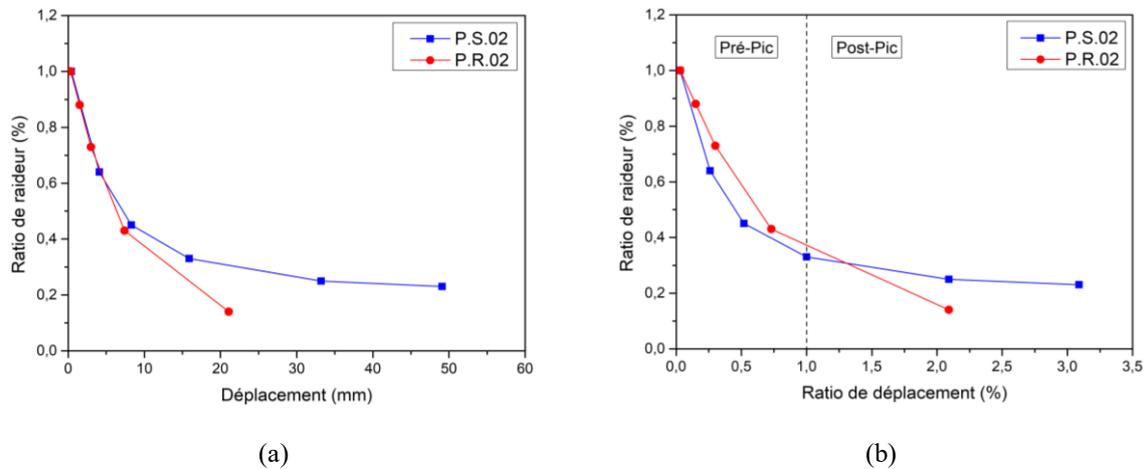


Fig. 71 Dégradation de raideur dans les cycles de charge/décharge : ratio de raideur en fonction du déplacement (a) et ratio de raideur en fonction du ratio de déplacement (b)

II.3.4 Capacité de dissipation d'énergie

La capacité de dissipation d'énergie des portiques testés sous cycle de charge/décharge a été également étudiée dans notre travail. Pour mieux confronter les résultats des deux portiques, seuls les cycles de charge/décharge effectués jusqu'au pic de chargement seront pris en compte. L'énergie dissipée dans chaque cycle a été calculée en prenant en compte l'air de la zone délimitée par les boucles d'hystérésis dans la courbe force-déplacement. La dissipation d'énergie accumulée a été ensuite déduite à partir de la somme de l'énergie dissipée dans chaque cycle (**Tableau 8**).

Tableau 8 Dissipation d'énergie aux différents cycles de charge/décharge

Référence	Energie dissipée par cycle de charge/décharge (<i>kN.mm</i>)			Dissipation d'énergie accumulée (<i>kN.mm</i>)
	Premier cycle	Second cycle	Troisième cycle	
<i>P. S. 02</i>	9.6	36.4	77.3	123.3
<i>P. R. 02</i>	9.4	18.8	87.3	115.5

La figure **Fig. 72a** montre l'évolution de l'énergie dissipée accumulée des deux portiques *P.S. 02* et *P.R. 02* en fonction du ratio du déplacement obtenu en divisant le déplacement de chaque cycle par le déplacement au pic. Pour les deux portiques testés, la dissipation d'énergie est trouvée proportionnelle au déplacement latéral. Pour plus de clarté, l'analyse a été effectuée ensuite en fonction des cycles (**Fig. 72b**). Le portique vide *P.S. 02* a dissipé légèrement plus d'énergie au cours de l'essai comparé au portique rempli *P.R. 02*, soit 6.7 % de plus. Cela

diffère des résultats trouvés dans la littérature où le remplissage en maçonnerie a permis à la structure de dissiper plus d'énergie avec des rapports allant de 1.3 à 3.3 fois, [Zovkic et al, 2012] [Essa et al, 2014] [Jiang et al, 2015] [Basha et al, 2016]. De plus, le chargement de type Push-over réalisé ici diffère de celui des essais de la littérature, qui sont généralement réalisés avec un chargement cyclique. Cet aspect peut influencer les résultats en termes d'énergie dissipée.

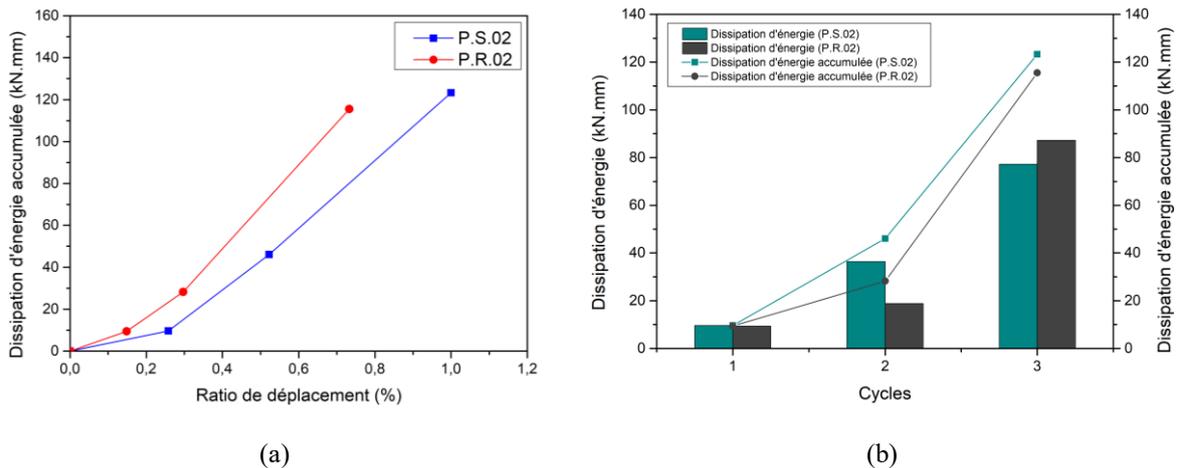


Fig. 72 Dissipation d'énergie des portiques *P.S.02* et *P.R.02* : dissipation d'énergie accumulée en fonction du ratio de déplacement (a) et la dissipation d'énergie en fonction des cycles de charge/décharge (b)

II.3.5 Interaction mur - cadre du portique

La désolidarisation entre le panneau de maçonnerie et le cadre en béton armé est le premier phénomène d'irréversibilité constaté pour les spécimens *P.R.01* et *P.R.02*. La section actuelle propose une étude de ce phénomène par l'examen des déplacements relatifs entre le poteau droit et le panneau de remplissage. L'interaction entre le mur de remplissage et le portique a été analysée à l'aide de la technique de la corrélation d'images pour les deux portiques remplis *P.R.01* et *P.R.02*. Le contact mur-cadre a été évalué par le suivi des déplacements verticaux et horizontaux des deux côtés des bords de contact comme il est indiqué sur la **Fig. 73**. Le déplacement vertical et horizontal au cours de l'essai de deux points situés à la même hauteur initialement : un point côté mur ($d_{x,yM}$) et un autre côté cadre ($d_{x,yP}$), ont été identifiés pour trois niveaux (supérieur, à mi-hauteur et inférieur). La distance initiale séparant deux points en vis-à-vis est égale à 8 cm. Le suivi des déplacements de ces points nous permettra de quantifier l'intégrité entre le mur et son cadre puisque ces parties ne subissent pas de déformations significatives.

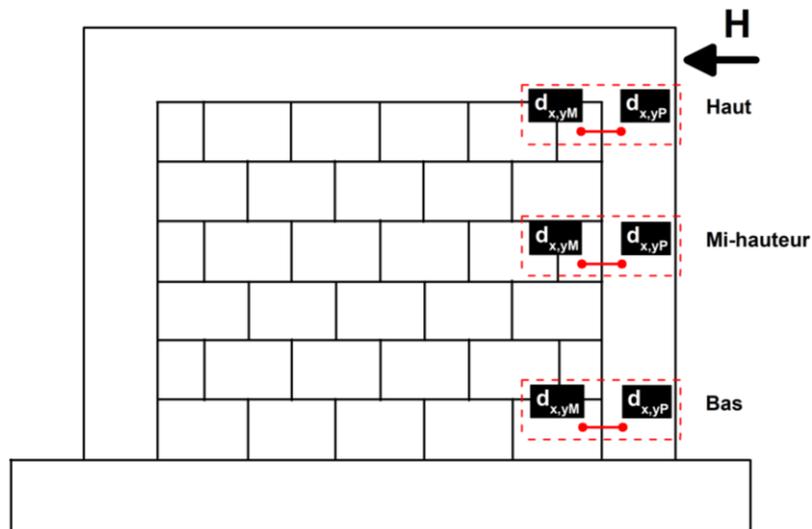
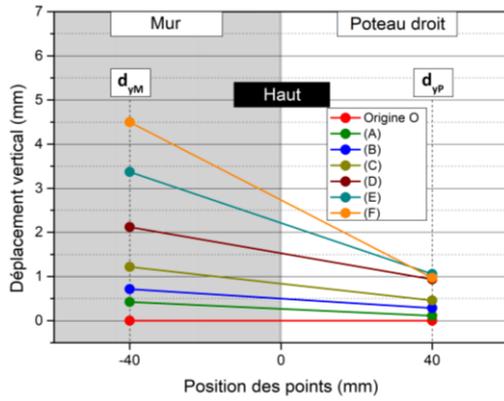
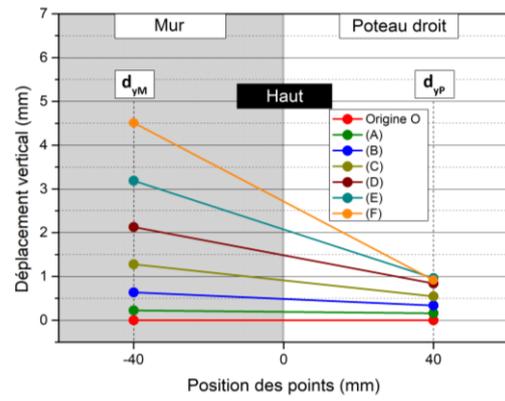


Fig. 73 Définition des points sur les trois niveaux pour l'évaluation des déplacements horizontaux et verticaux

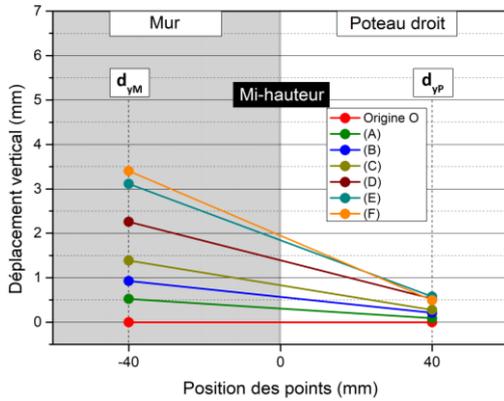
La figure Fig. 74 indique que, pour les deux portiques remplis, le déplacement vertical côté mur de remplissage (d_{yM}), comparé à celui côté cadre (d_{yP}), est plus important dans le niveau supérieur et à mi-hauteur, tandis que les déplacements sont équivalents dans le niveau inférieur. Cela implique l'existence d'un mécanisme de glissement au niveau de l'interface mur-cadre du contour. Le glissement est devenu significatif dans le cas des deux portiques à partir du *point C* de la courbe expérimentale ce qui correspond à un effort latéral égal à 147.9 kN et 174.7 kN , respectivement, pour *P. R. 01* et *P. R. 02*. Le *point C* correspond aussi à un déplacement latéral équivalent égal à 4 mm et 5 mm environ, respectivement, pour *P. R. 01* et *P. R. 02*. En raison de la méthode de construction employée (i.e., construire le mur après le cadre de portique), le vide initialement présent au niveau du contour a permis la mise en glissement entre le mur et son cadre et leur désolidarisation par conséquence. Ce phénomène observé est propre au cas des portiques avec remplissage en maçonnerie. Lorsqu'il s'agit des portiques en maçonnerie chaînée, où le mur est construit avant le cadre, le comportement est différent. D'après le travail de **Ghorbani et al, 2014** dans lequel des portiques en maçonnerie chaînée ont été étudiés, le glissement au niveau de l'interface mur-cadre est trouvé négligeable tout au long de l'essai, ce qui implique que le panneau de maçonnerie agit alors de façon monolithique avec le cadre et participe par conséquence à la résistance latérale dès des étapes précoces de chargement.



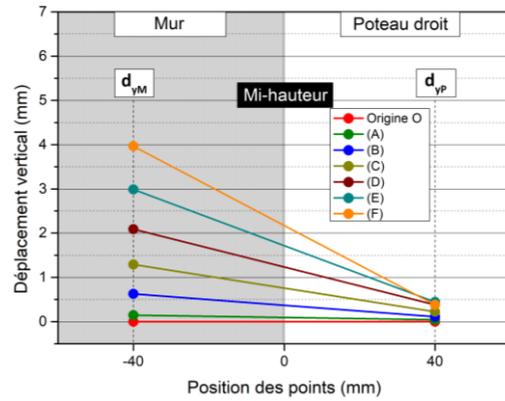
(a)



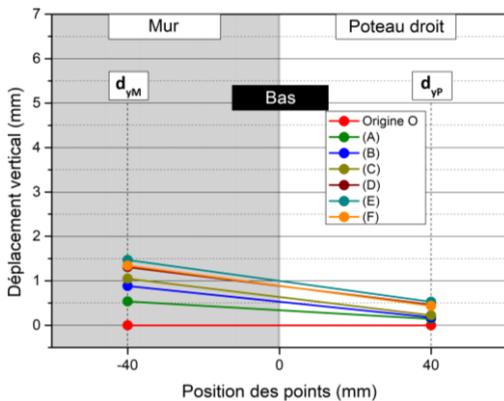
(b)



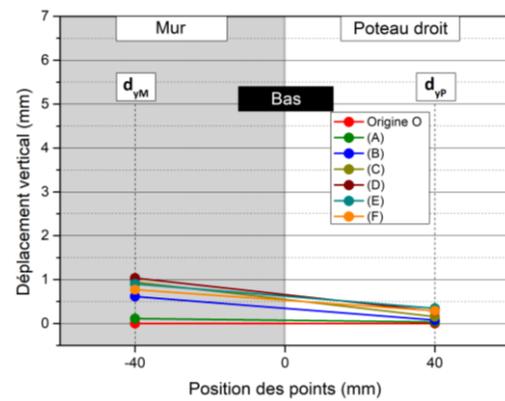
(c)



(d)



(e)

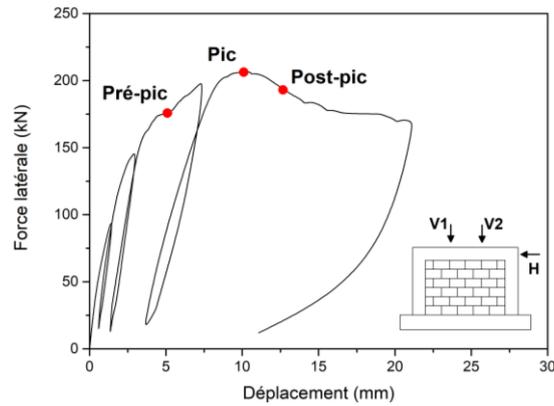


(f)

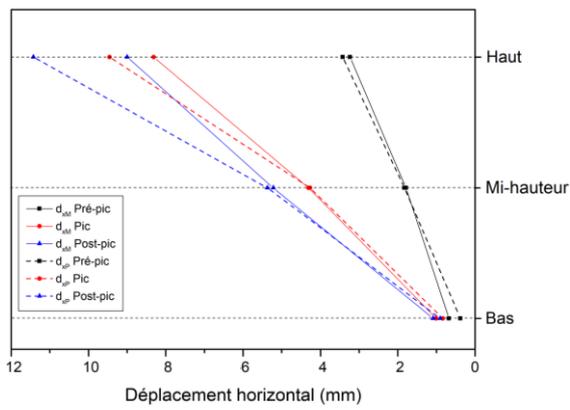
Fig. 74 Profil de déplacement vertical des deux points d_{yM} et d_{yP} : pour le portique **P.R.01**, en haut (a), à mi-hauteur (c) et en bas (e), et pour le portique **P.R.02**, en haut (b), à mi-hauteur (d) et en bas (f)

Pour avoir plus de détails sur l'interaction mur-cadre, d'autres informations peuvent être explorées à partir du suivi des déplacements horizontaux. Le déplacement horizontal a été évalué à travers les points présélectionnés d_{xM} et d_{xP} (**Fig. 75**), ainsi que le champ de déplacement sur toute la surface de portique (**Fig. 76**). L'identification est effectuée pour les trois niveaux (supérieur, à mi-hauteur et inférieur) (**Fig. 73**). Les points identifiés ont été

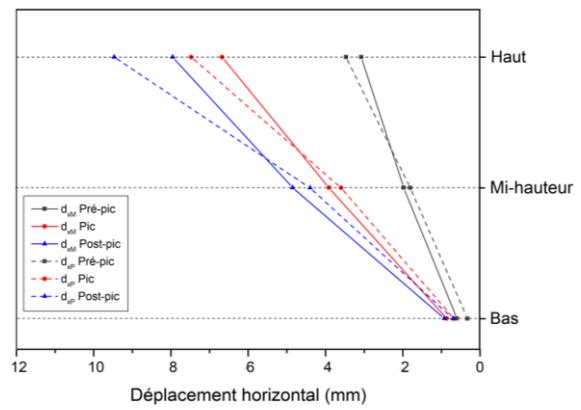
sélectionnés cette fois dans les parties pré-pic, pic et post-pic indiquées sur la figure (Fig. 75a). Des observations concordantes à celles des déplacements verticaux ont été trouvées.



(a)

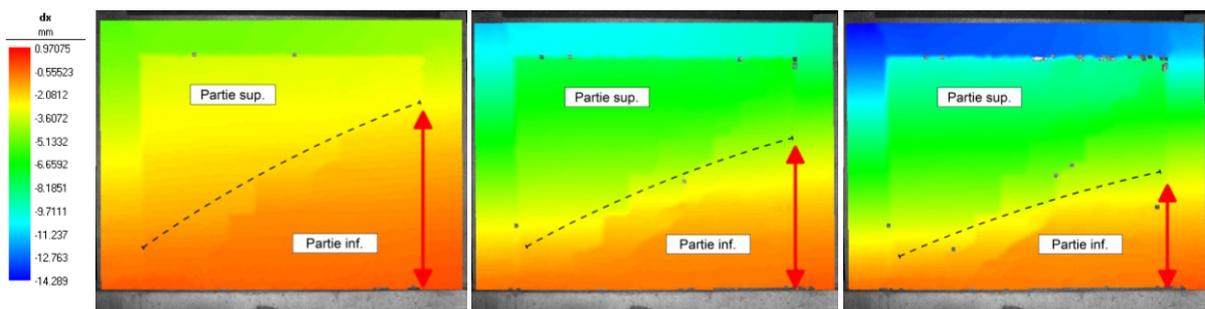


(b)



(c)

Fig. 75 Profil de déplacement horizontal : les trois niveaux d'identification concernés pré-pic, pic et post-pic (a), déplacement horizontal des deux points d_{xM} et d_{xP} pour *P.R. 01* (b) et *P.R. 02* (c)



(a)

(b)

(c)

Fig. 76 Champ de déplacement horizontal dans trois niveaux de chargement latéral : pré-pic (a), pic (b) et post-pic (c)

La figure **Fig. 75** montre que le déplacement horizontal a progressivement augmenté en fonction du chargement latéral au niveau supérieur et à mi-hauteur, tandis que le niveau inférieur n'a pas connu un déplacement significatif. La même figure indique aussi qu'au niveau supérieur, le déplacement horizontal côté cadre est plus important que celui côté mur. Ce constat est encore plus prononcé en post-pic. Cela est peut-être expliqué par l'écrasement du mortier de contour côté coin droit ou à un remplissage non effectif de l'espace entre le panneau et la poutre en béton (**Fig. 77**). Sa résistance a été détériorée par le cisaillement provoqué au niveau de l'interface panneau-cadre (**Fig. 78**).

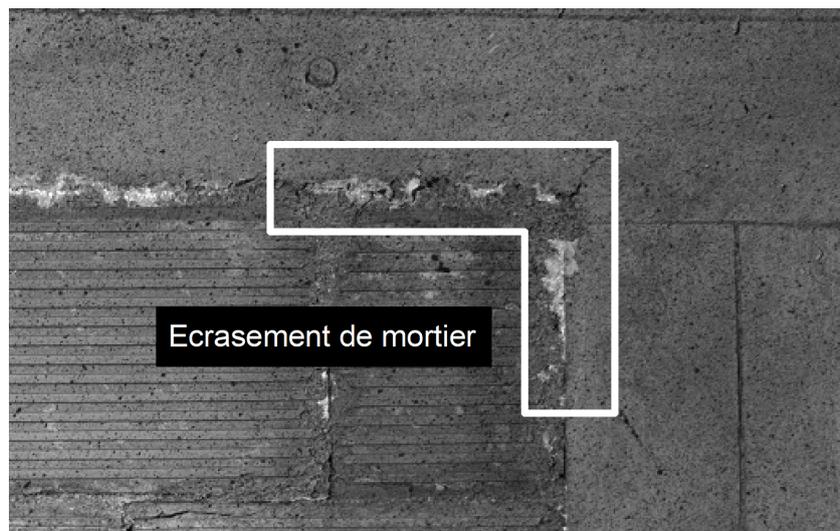


Fig. 77 Ecrasement du mortier dans le coin supérieur droit de mur

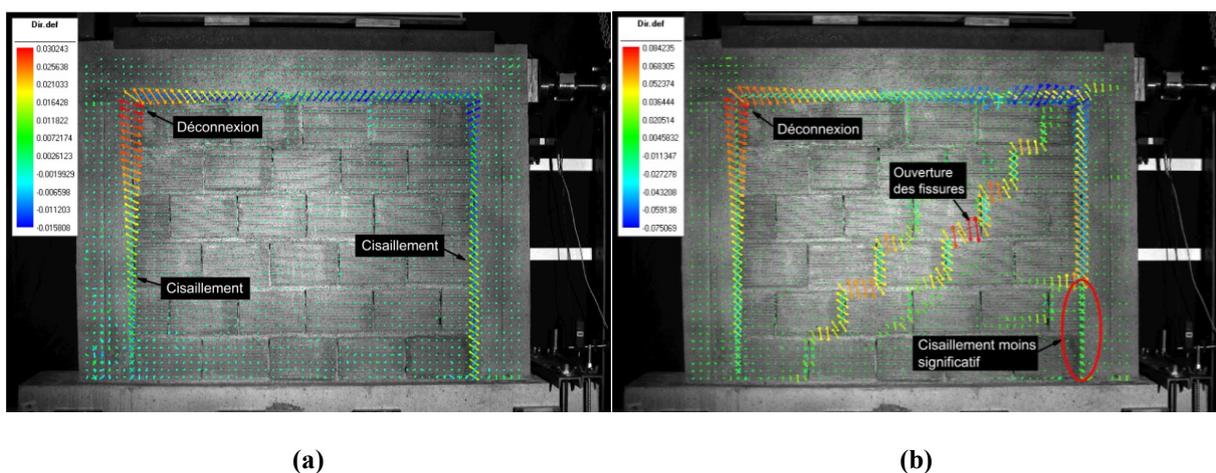


Fig. 78 Directions principales des déformations dans le cas de portique *P.R. 02* : au début de l'essai (a) et au pic de chargement (b)

D'autre part, la figure **Fig. 76** a indiqué un champ de déplacement horizontal divisé majoritairement en deux parties : une partie supérieure et une partie inférieure. La fissuration diagonale a divisé le mur en deux parties. L'ouverture de cette fissuration est en lien avec le déplacement de la poutre. A l'augmentation de chargement, le déplacement de la poutre entraîne la partie supérieure du mur vers la gauche. Une différence importante des valeurs de déplacements a été remarquée entre le déplacement de mur et la poutre. Cela est expliqué par le glissement au niveau de l'interface mur-poutre dû à la faible résistance du mortier de contour ce qui a provoqué ainsi le cisaillement observé au niveau de l'interface (**Fig. 78**). Les directions principales des déformations de cette même figure indiquent également un cisaillement tout au long du contour avec des contraintes de traction dans le coin supérieur gauche qui mènent à la séparation du mur et du cadre. Ce phénomène se poursuit jusqu'à la rupture diagonale. Au pic de chargement (**Fig. 78b**) l'ouverture des fissures diagonales est bien visible. Un cisaillement moins significatif a été observé au niveau inférieur droit à environ 1/3 de la hauteur de mur. Cela implique que le mur de remplissage agit de façon monolithique avec le cadre de portique dans la partie inférieure contrairement à la majeure partie du contour, idem pour la partie inférieure côté gauche. Cela confirme également les observations mentionnées auparavant tirées du déplacement vertical et horizontal, et explique le moindre glissement observé au niveau inférieur des deux côtés mur et cadre.

Enfin, les résultats obtenus en ce qui concerne l'interaction mur de remplissage-cadre sont concordants avec ceux trouvés dans la littérature. Le mur de remplissage agit de façon monolithique avec son cadre dans des étapes précoces de l'essai, et ce n'est qu'à partir d'un chargement très élevé (environ 75 % de la résistance maximale dans notre cas) que commence une désolidarisation significative entre eux. Cet état coïncide avec le développement de la fissuration diagonale. La majeure partie du contour a subi soit un glissement significatif soit un décollement. Néanmoins, la séparation mur-cadre n'a pas été observée sur tout le contour. Le comportement monolithique est devenu par conséquent restreint au niveau de la partie inférieure droite et gauche de mur. Ces deux parties inférieures n'ont pas subi une désolidarisation significative suite à l'ouverture des fissures diagonales.

II.4 Discussion des résultats et conclusion

Suite aux résultats exposés ci-dessus, l'effet du remplissage en maçonnerie sur le comportement de l'ensemble du portique a été expérimentalement évalué. Quatre portiques en béton armé, deux pour chaque type : vides et remplis, ont été testés sous chargement latéral dans le plan. Indépendamment du type de chargement, les essais de chaque type de portique ont montré une bonne reproductibilité des résultats, validant ainsi le protocole expérimental adapté. L'analyse d'image incrémentale a permis une visualisation complète du schéma de la rupture. Les modes de rupture ainsi identifiés sont concordants avec ceux trouvés dans la littérature. Suite à un mécanisme de flexion, les portiques vides ont subi une rupture au niveau des connexions poteau-poutre. Dans le cas des portiques remplis, le mécanisme de la rupture diagonale classique a été également trouvé. La fissuration diagonale a commencé au centre de mur puis s'est propagée vers les coins en une seule ou double diagonales dominantes. En revanche, aucun rapport de cause à effet n'a été observé entre la propagation des fissures au sein du mur et la connexion poteau-poutre. En effet, le remplissage des portiques en maçonnerie apporte une amélioration significative de la résistance au chargement latéral. La résistance du portique avec remplissage est d'environ trois fois plus élevée par rapport au portique vide. En revanche, sa capacité de supporter des déformations inélastique (ductilité) est clairement réduite. Bien que les portiques remplis aient montré plus de raideurs latérales comparées aux portiques vides, les dommages excessifs du mur ont entraîné une forte dégradation de la raideur lors des cycles de charge/décharge. D'autre part, le type de chargement « charge/décharge » n'a pas fourni un bon aperçu sur la capacité de dissipation d'énergie des portiques. L'énergie dissipée obtenue par conséquent est relativement proche entre *P. S. 02* et *P. R. 02* ce qui diffère des cas usuels trouvés dans la littérature, où il est admis que le portique rempli en maçonnerie dissipe plus d'énergie comparé à un portique non rempli. Pour avoir des résultats cohérents, il pourrait être utile de privilégier des essais sous chargement cyclique dans les deux sens, en positif et en négatif.

Le mode de construction le plus répandu en Algérie, c.-à-d. construire le mur de remplissage après la construction du portique, s'est avérée avoir une influence significative sur l'interaction mur-cadre en béton armé. Contrairement à un portique en maçonnerie chaînée, la déficience du joint de mortier situé entre le mur de remplissage et le cadre en béton armé lors de la construction a provoqué un effet de désolidarisation au niveau du contour, qui est l'amorce d'un phénomène irréversible. A la suite de ce phénomène, le comportement monolithique entre le mur et son cadre a été altéré et est devenu restreint au $1/3$ inférieur de la consolidation mur-

cadre. Des contraintes de cisaillement et de traction ont caractérisé l'interaction mur-cadre par conséquent.

Enfin, la technique de la corrélation d'images numériques s'est avérée un outil performant tant d'un point de vue qualitatif que quantitatif, permettant une analyse plus détaillée de l'interaction mur-cadre tout au long de l'essai. Cette technique sera également utilisée pour la caractérisation du comportement de la maçonnerie à l'échelle de muret (Chapitre 3).

Chapitre 3

Etude expérimentale : essais de caractérisation

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la campagne expérimentale des essais de caractérisation nécessaires à la construction du modèle numérique. Ces essais ont pour objectif l'identification des propriétés mécaniques des différents matériaux utilisés pour la construction des portiques objets des essais présentés au chapitre 2. Cette partie comporte, dans ce cas, les essais sur les matériaux de base, à savoir : l'acier, le béton, le mortier et les briques, et des essais sur les matériaux composés de brique-mortier et d'assemblages des triplets en brique afin de caractériser le comportement des interfaces. Ensuite, des essais de type compression normale et diagonale sur murets en maçonnerie permettront de définir le comportement lié à la composition brique-mortier à l'échelle d'un muret et l'influence de l'anisotropie de cet assemblage. Les résultats serviront par la suite comme référence pour la calibration et la validation du modèle numérique à l'échelle du portique (voir chapitre 4).

III.2 Caractérisation des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

III.2.1 Essai sur le matériau « Béton »

Afin de caractériser le béton utilisé, la confection des éprouvettes de béton a été menée conjointement avec la confection des portiques. Au total 12 éprouvettes cylindriques de dimension $16 \times 32 \text{ cm}$ ont été d'abord rectifiées, pour assurer la planéité des surfaces en contact avec les plateaux de la presse, et préparées en vue des essais de compression et de fendage (**Fig. 79a**). Parallèlement à ces dernières, d'autres éprouvettes de dimension de $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ ont été préparées pour un essai de flexion trois points (**Fig. 79b**). La quantité réduite de gâchage à la fin de la confection des portiques a imposé un nombre réduit d'éprouvettes pour les essais de flexion, permettant ainsi une seule éprouvette de $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ pour chaque type de portique. Toutes les éprouvettes sont préparées conformément à la norme **NF EN 12390-1, 2001**.



(a)



(b)

Fig. 79 Eprouvettes de béton : $16 \times 32 \text{ cm}$ (a) et $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$ (b)

III.2.1.1 Compression

Afin de déterminer la résistance à la compression et le module sécant selon l'Eurocode 2, pour chaque lot de portiques, 6 éprouvettes ont été préparées pour un essai de compression uni-axiale selon la norme **NF EN 12390-3, 2003**. La figure **Fig. 80a-b** montre la mise en place de l'éprouvette dans la machine d'essai. L'éprouvette de béton est, tout d'abord, centrée au niveau du plateau inférieur de la presse. Le chargement est piloté en force, par déplacement du plateau inférieur vers le haut, avec une vitesse correspondant à 0.5 MPa/s jusqu'à la rupture. Le **Tableau 9** résume les propriétés mécaniques issues de cet essai.

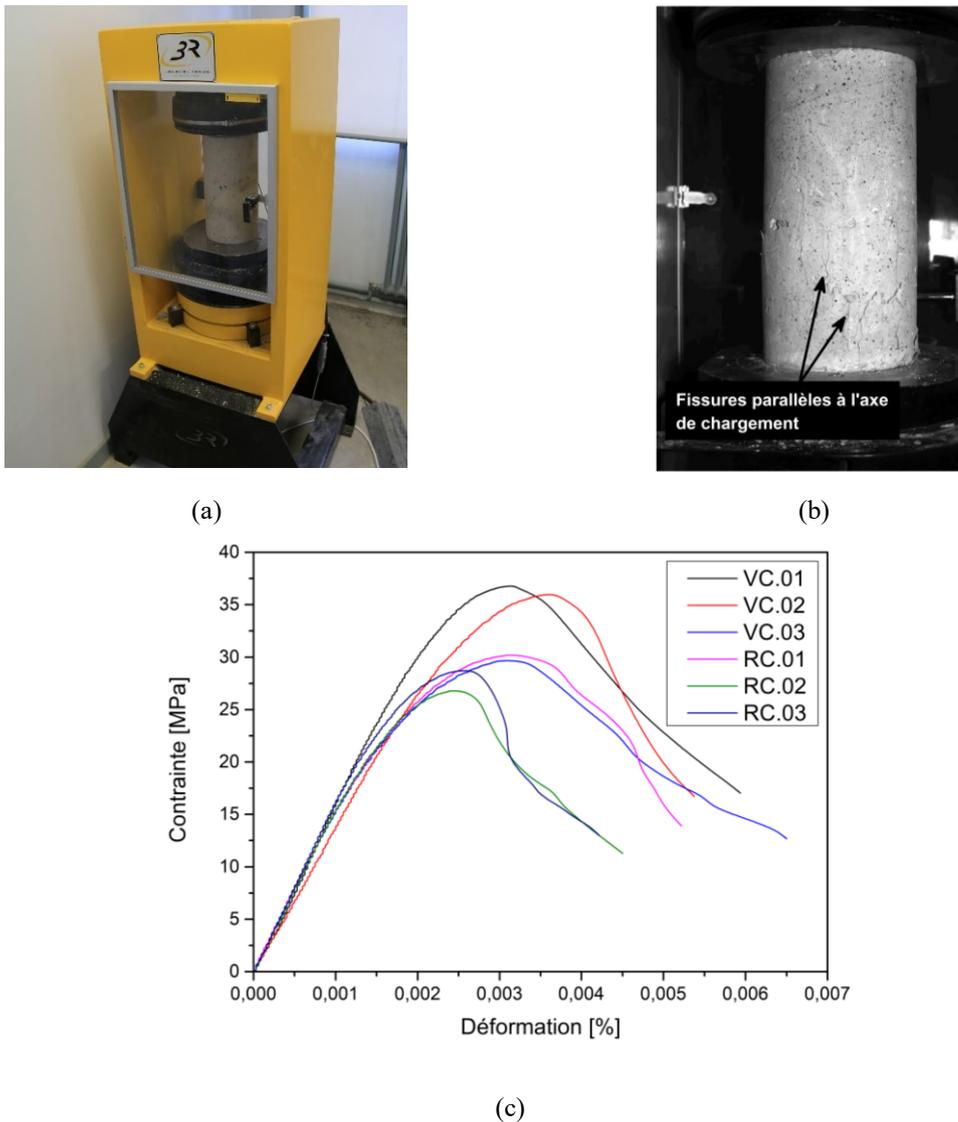


Fig. 80 Essai de compression sur béton, éprouvette **16x32 cm** : mise en place (a), exemple d'une éprouvette rompue (b) et courbes contrainte-déformation (c)

Tableau 9 Résultats de l'essai de compression sur éprouvettes de béton **16x32 cm**

Référence éprouvette	Résistance à la compression (MPa)	Résistance moyenne selon l'EC2 (MPa)	Déformation au pic (%)
Portique vide	VC.01	36.8	$3.09e^{-3}$
	VC.02	36.0	$3.62e^{-3}$
	VC.03	30.2	$3.09e^{-3}$
	Moyenne	34.3	$3.27e^{-3}$
Portique rempli	RC.01	30.2	$3.10e^{-3}$
	RC.02	26.8	$2.40e^{-3}$
	RC.03	28.7	$2.62e^{-3}$
	Moyenne	28.6	$2.71e^{-3}$

28
(Béton classe C20/25)

Les résultats en termes de relation contrainte-déformation montrent un comportement classique du béton avec une phase initiale linéaire suivie d'une phase non-linéaire avant le pic, puis un adoucissement en post-pic (**Fig. 80c**). Un exemple de la rupture du béton à la fin de l'essai est présenté dans la figure **Fig. 80b**. La rupture est caractérisée par des fissures parallèles à l'axe de chargement conforme à la norme **NF EN 12390-3, 2003**. Les résultats de l'essai montrent une résistance à la compression différente entre les éprouvettes du portique vide et celles du portique rempli. La résistance à la compression du béton de portique vide est plus grande, comparée au béton de portique rempli avec une différence de 24 % (**Tableau 9**). Bien que la résistance à la compression du béton dans le cas de portique rempli soit plus faible (28.6 MPa de moyenne), elle reste cependant dans la limite basse réglementaire pour la résistance caractéristique qui est selon l'Eurocode 2 de $f_{cm} - 8 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C20/25, et dans la limite admissible du règlement **RPA99 ver2003, 2003** qui est 20 MPa. Cette variation est peut-être liée à la vibration des éprouvettes au moment de la confection où les éprouvettes les mieux vibrées ont une meilleure résistance. Les éprouvettes du portique vide ont été vibrées avec un vibreur de diamètre approprié qui a permis le bon déroulement de cette étape. En revanche, dû à un problème technique avec ce vibreur, un autre vibreur spécialement conçu pour les grandes structures, a été utilisé pour les éprouvettes du portique rempli ce qui explique, probablement, la différence de résistance observée. En ce qui concerne le module de Young, sa mesure n'a pas été réalisée dans cette partie expérimentale. Sa valeur sera déterminée numériquement dans le quatrième chapitre par analyse inverse de l'essai de compression sur béton.

III.2.1.2 Traction par fendage

L'essai de traction par fendage est régi par la norme **NF EN 12390-6, 2001**. La disposition de l'éprouvette dans la machine d'essai est présentée sur la figure **Fig. 81a**. L'éprouvette est centrée au moyen d'un gabarit de centrage pour limiter l'application d'un chargement excentré. Ensuite, l'effort est appliqué progressivement à l'aide des plateaux de la presse avec une vitesse de 0.05 MPa/s jusqu'à la rupture. La rupture apparaît perpendiculairement à l'axe de chargement (**Fig. 81b**). Les résultats de l'essai en termes de relation contrainte-déplacement et la résistance à la traction sont montrés sur la figure **Fig. 81c** et **Tableau 10**. Un comportement bilinéaire quasi-fragile a été observé. Il est caractérisé par une phase de mise en contact, suivi d'une branche linéaire similaire pour toutes les éprouvettes testées et qui se termine par une rupture fragile.

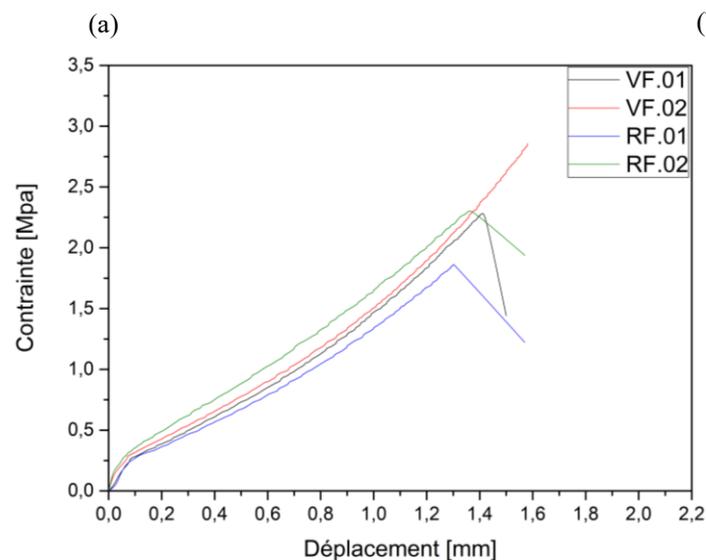
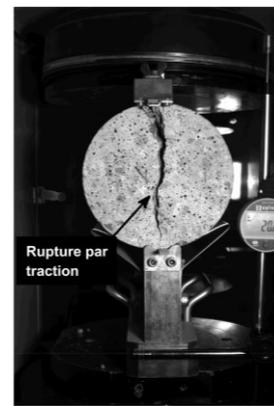


Fig. 81 Essai de fendage béton, éprouvette **16x32 cm** : mise en place (a), mode de rupture par traction (b) et courbe contrainte-déplacement (c)

Des résistances moyennes de 2.6 MPa et 2.1 MPa ont été obtenues pour la résistance à la traction du béton des portiques, respectivement, vide et rempli. La valeur expérimentale du portique rempli est légèrement inférieure à celle estimées par l'équation (Eq. 30 de l'Eurocode 2 [NF EN 1992-1-1, 2005] à partir de la résistance à la compression moyenne (f_{cm}), ce qui donne 2.2 MPa. La différence reste dans un ordre de grandeur acceptable de l'ordre de 5 %.

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Eq. 30})$$

$$f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ MPa} \quad (\text{Eq. 31})$$

Avec :

f_{ctm} est la résistance moyenne à la traction du béton, f_{cm} est la résistance moyenne à la compression du béton et f_{ck} la résistance caractéristique à la compression du béton

Tableau 10 Résultats de l'essai de traction par fendage sur éprouvettes de béton **16x32 cm**

Référence éprouvette	Résistance à la traction par fendage (MPa)	Résistance moyenne selon l'EC2 (MPa)
Portique vide	VF. 01	2.3
	VF. 02	2.9
	Moyenne	2.6
Portique rempli	RF. 01	1.9
	RF. 02	2.3
	Moyenne	2.1

2.2
(Béton classe C20/25)

III.2.1.3 Flexion 3 points

Dans cet essai, deux éprouvettes, une pour chaque type de portiques, ont été soumises à un moment de flexion par l'application d'un effort vertical au centre de l'éprouvette posée au préalable sur deux appuis. Le dispositif expérimental conforme à la norme NF EN 12390-5, 2001 est montré sur la figure Fig. 82a. L'éprouvette de béton a pour section de 10x10 cm² et une longueur de 40 cm. La distance entre appui de la machine de flexion est égale à 30 cm. Les résultats relatifs aux deux éprouvettes sont présentés dans le Tableau 11 et illustrés par la figure Fig. 82c.

La résistance à la traction par flexion a été calculée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{cf} = \frac{3 \cdot F \cdot l}{2 \cdot d_1 \cdot d_2^2} \quad (\text{Eq. 32})$$

Avec :

f_{cf} est la résistance à la traction par flexion, F est la charge maximale, l est l'écartement entre les deux appuis, et d_1 et d_2 sont les dimensions de la section transversale de l'éprouvette.

D'après les courbes de la figure **Fig. 82c**, les deux éprouvettes ont une allure quasi identique jusqu'au déplacement de 0.02 mm . A partir de ce point, l'éprouvette du portique rempli présente une diminution rapide de la raideur. En revanche, le même déplacement à la rupture de 0.04 mm a été aussi remarqué pour les deux éprouvettes. Des résistances à la traction par flexion de 3.5 MPa et 2.9 MPa sont trouvées dans ce cas pour les éprouvettes respectives du portique vide et celui rempli.

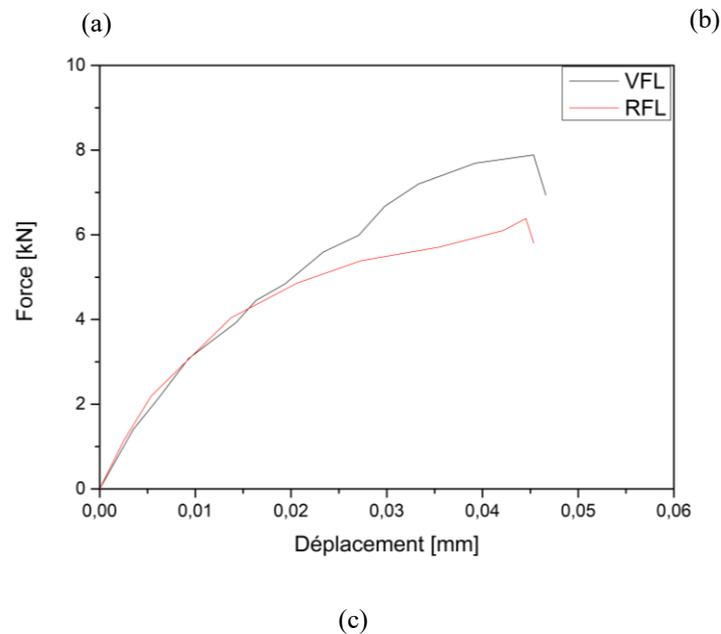
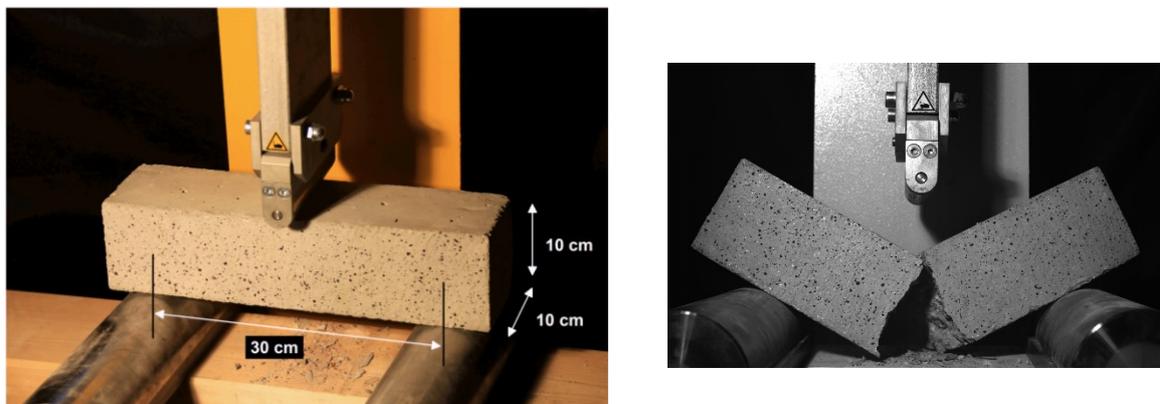


Fig. 82 Essai de flexion trois points béton, éprouvette $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}$: mise en place (a), mode de rupture par traction (b) et courbe force-déplacement (c)

Tableau 11 Résultats de l'essai de traction par flexion 3pts sur éprouvettes de béton **10x10x40 cm**

Référence éprouvette	Résistance à la traction par flexion (MPa)	Résistance à la traction par flexion selon l'EC2 (MPa)
Portique vide (<i>VFL</i>)	3.5	3.3
Portique rempli (<i>RFL</i>)	2.9	(Béton classe C20/25)

Selon l'Eurocode 2 [NF EN 1992-1-1, 2005], le calcul de la résistance à la traction par flexion en fonction de f_{ctm} donne une valeur égale à 3.3 MPa (Eq. 33). Cette valeur est légèrement supérieure à celle obtenue expérimentalement pour le portique rempli de l'ordre de 12 % (2.9 MPa). Cependant, l'essai de traction par flexion offre une résistance nettement supérieure à celle obtenue par fendage (2.6 MPa et 2.1 MPa), soit 34 % et 38 %, respectivement ce qui est classique pour ce matériau.

$$f_{ctm,flexion} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm} ; f_{ctm} \right\} \quad (\text{Eq. 33})$$

Avec :

$f_{ctm,flexion}$ est la résistance moyenne à la traction par flexion du béton

h est la hauteur totale de l'éprouvette de béton

III.2.2 Essai sur Acier

Une série d'essais de traction uni-axiale a été, également, effectué sur des barres d'aciers utilisées dans la confection des portiques. Le but est de déterminer le module de Young et la limite d'élasticité. Les barres testées ont des diamètres de 12 mm et 6 mm, conformément aux sections utilisées pour les aciers longitudinaux et les cadres des portiques en béton armés. Les figures **Fig. 83-Fig. 84** montrent la mise en place ainsi que l'état de rupture des barres d'acier. Les résultats obtenus sont présentés dans le **Tableau 12**.

À la suite d'un défaut de synchronisation, seules les valeurs de la limite d'élasticité ont été prises en compte, les valeurs du module de Young ont été jugées erronées. L'essai a montré des modules de 170 et 123.5 GPa de moyenne pour l'acier de 12 et 6 mm de diamètre, respectivement. Ces valeurs sont largement inférieures à la valeur classique de 210 GPa et par conséquent, ne seront prise en compte par la suite.



(a)



(b)

Fig. 83 Essai de traction sur barres d'aciers de **12 mm** de diamètre : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)



(a)



(b)

Fig. 84 Essai de traction sur barres d'aciers de **6 mm** de diamètre : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)

Tableau 12 Résultats de l'essai de traction sur les barres d'aciers

Référence éprouvette	Limite ultime (MPa)	Limite élastique (MPa)	Module de Young (GPa)
A12.01	591.1	495.6	181.5
A12.02	596.5	497.8	149.6
A12.03	606.1	510.2	179.3
Moyenne	597.9	501.2	170.1
A6.01	495.4	405.7	103.1
A6.02	491.7	393.0	150.5
A6.03	470.1	363.5	116.9
Moyenne	485.7	387.4	123.5

III.2.3 Essai sur le mortier : compression et traction par flexion

Pour identifier les propriétés mécaniques en traction et en compression du mortier, des essais de type flexion 3 points et de compression ont été effectués selon la norme **NF EN 1015-11, 2000**. Les éprouvettes pour l'essai de flexion 3 points ont une dimension de 4x4x16 cm confectionnées avec le même gâchage utilisé pour la construction des murs (**Fig. 85a**). La figure **Fig. 85b** montre la phase de rupture de l'éprouvette. La rupture s'est produite à mi-travée par une fissuration partant de la fibre inférieure vers la fibre supérieure morcelant l'éprouvette en deux moitiés. Ces deux moitiés ont été testées ensuite sous compression (**Fig. 86a**). Dans ce dernier cas, la rupture s'est produite par l'écrasement du mortier après l'apparition des microfissures (**Fig. 86b**). Les résultats en termes de résistance à la compression et traction par flexion sont regroupés dans le **Tableau 13**.

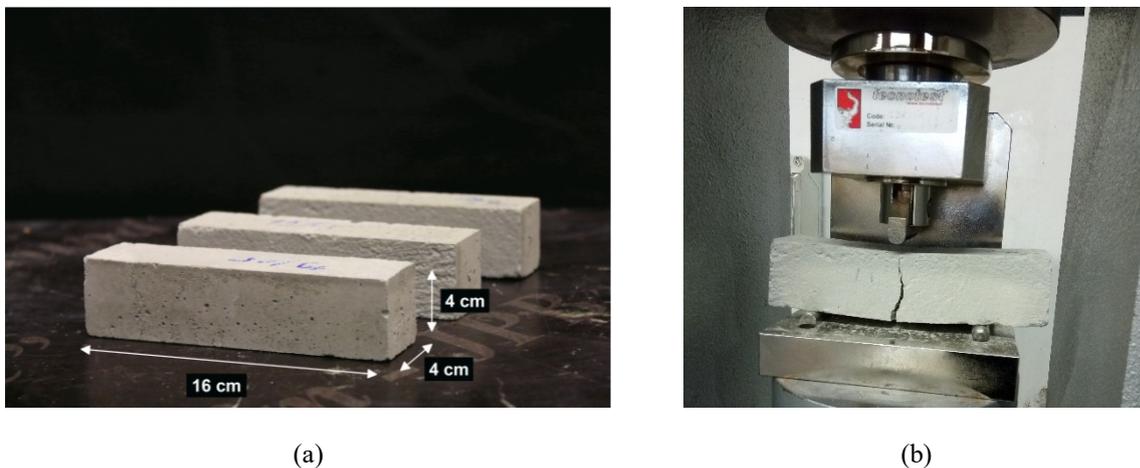


Fig. 85 Essai de flexion 3 points sur mortier : éprouvettes de mortier **4x4x16 cm** (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)

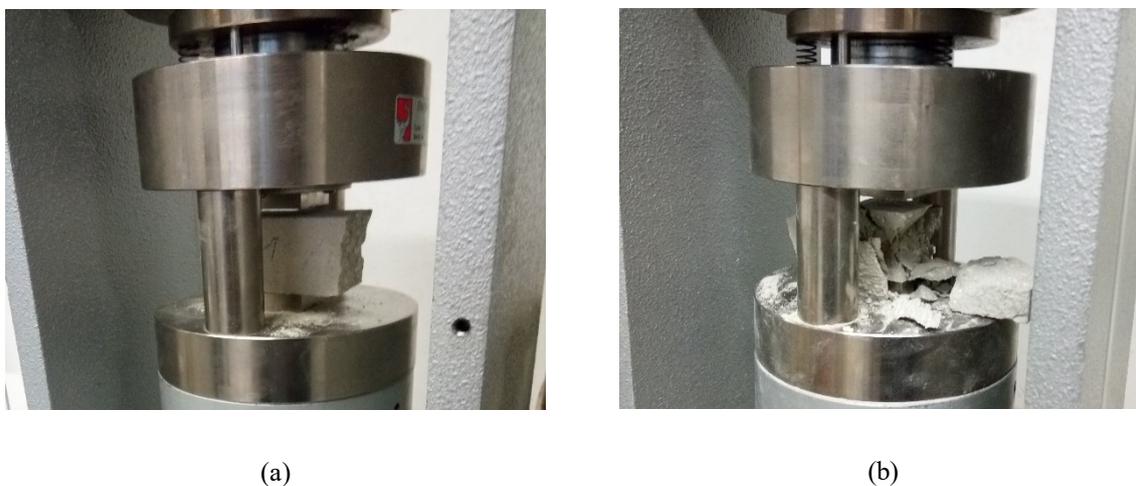


Fig. 86 Essai de compression sur mortier : mise en place (a) et la rupture à la fin de l'essai (b)

La résistance à la traction par flexion est calculée par l'équation (Eq. 34), tandis que la résistance à la compression est calculée en divisant simplement la charge à la rupture par la surface de la section d'application de la charge (Eq. 35).

$$R_f = \frac{1.5 \cdot F_f \cdot l}{b^3} \quad (\text{Eq. 34})$$

$$R_c = \frac{F_c}{b^2} \quad (\text{Eq. 35})$$

Avec :

R_f et R_c sont les résistances à la traction par flexion et à la compression, F_f et F_c sont les charges à la rupture de flexion et compression, b est le côté de la section carré de l'éprouvette, qui vaut 4 cm et l est l'écartement entre les deux appuis, qui vaut dans notre cas 10 cm.

Tableau 13 Résultats de l'essai de flexion 3 points et compression sur mortier

Référence éprouvette	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la traction par flexion (MPa)
M01	15.2	3.9
M02	14.0	3.7
M03	15.5	4.2
Moyenne	14.9	3.9

III.2.4 Essai sur la brique

La brique utilisée dans la construction des murs est une brique creuse de dimensions 10x20x30 cm, en provenance de l'Algérie (Fig. 87). La perforation génère une anisotropie du matériau, ce qui impose une identification des propriétés mécaniques suivant les trois orientations principales par rapport aux perforations. D'autre part, il est à noter que les facettes sont de différentes sections, ce qui implique des différences pour les surfaces d'application de la charge ainsi que des différences de l'élancement de l'éprouvette, ce qui peut interférer les résultats des essais. Un schéma explicatif des différentes directions est présenté dans la figure Fig. 87.

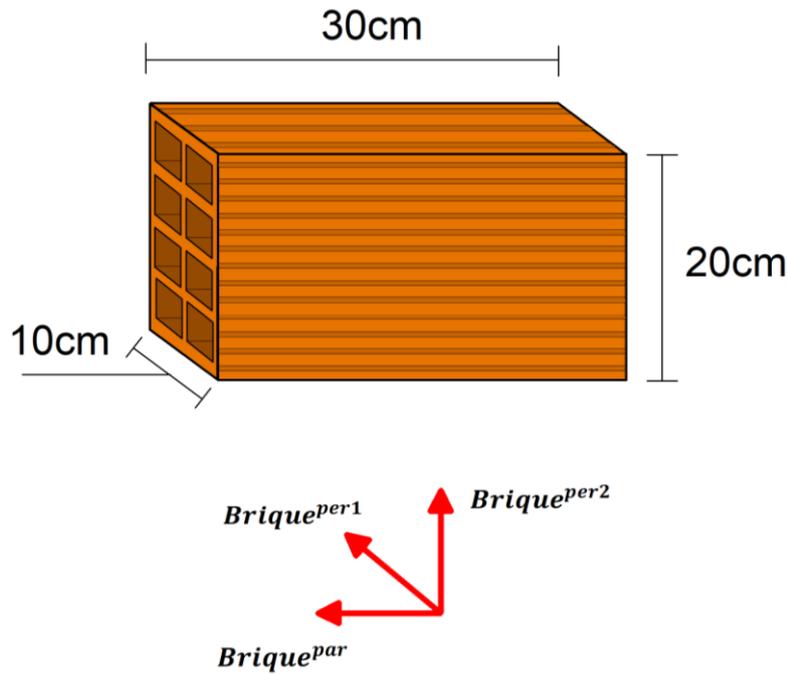


Fig. 87 Essai de compression sur brique : dimension de la brique et les directions principales par rapport aux perforations : $Brique^{per1}$, $Brique^{per2}$ et $Brique^{par}$

Afin d'étudier l'effet de l'orientation de la brique par rapport à l'axe de chargement sur ses propriétés mécaniques, un essai de compression uni-axiale a été donc effectué dans deux directions orthogonales ($Brique^{per1}$ et $Brique^{per2}$) et une direction parallèle ($Brique^{par}$) par rapport aux perforations (**Fig. 88-Fig. 90**). Pour limiter l'effet de frottement, des appuis en néoprène d'épaisseur 1 cm ont été placés entre chaque face sollicitée de la brique et la presse. Une autre raison de placer cette couche est due à la nature fragile de la brique afin d'éviter son écrasement au moment du contact avec le vérin de chargement. Le chargement, piloté en force, est ensuite appliqué sur la surface supérieure de la brique avec une vitesse de 0.8 kN/s jusqu'à la rupture. Les résultats de l'essai en ce qui concerne la force à la rupture, la résistance à la compression et la raideur initiale sont indiqués dans le **Tableau 14**. En raisonnant sur des briques pleines, la résistance à la compression est calculée en divisant la charge à la rupture par la surface apparente d'application de la charge. Ce calcul sera utilisé dans la partie simulations numériques. D'après les résultats obtenus (**Tableau 14**), la résistance à la compression de la brique varie selon la direction de chargement. La résistance plus élevée est observée pour le test dans la direction parallèle aux perforations ($Brique^{par}$). Elle est d'environ 9 et 6 fois plus élevée que ceux observées pour les deux directions orthogonales ($Brique^{per1}$) et ($Brique^{per2}$), respectivement. Cependant, le rapport de résistance entre ces deux derniers cas est moins important. Il est de l'ordre de 1.6. Au niveau du même type d'essai (même direction), une dispersion dans la résistance à la compression a été rapportée. Cela est peut-être expliqué par

le défaut de fabrication dans certaines éprouvettes, pour lesquelles des microfissures ont été constatées. Un comportement fragile a été observé pour toutes les éprouvettes testées dans les trois directions. La rupture étant brutale et marquée par un écrasement et un éclatement de la brique (**Fig. 88b-Fig. 90b**). Il faut signaler que pour toutes les briques testées, le comportement pré-pic dans l'essai expérimental est caractérisé par la présence de deux pentes initiales différentes. La comparaison des trois essais montre une rupture de pente brusque pour les deux directions orthogonales et progressive pour le cas de la direction parallèle. En comparant les conditions d'essai sur la brique dans les trois directions, la couche de néoprène dans le cas de la brique *Brique^{par}* est en contact direct avec la structure des alvéoles ce qui provoque sa déformation progressive au début de l'essai par un effet de poinçonnement. La déformation de cette couche est moins importante dans le cas des deux autres directions.

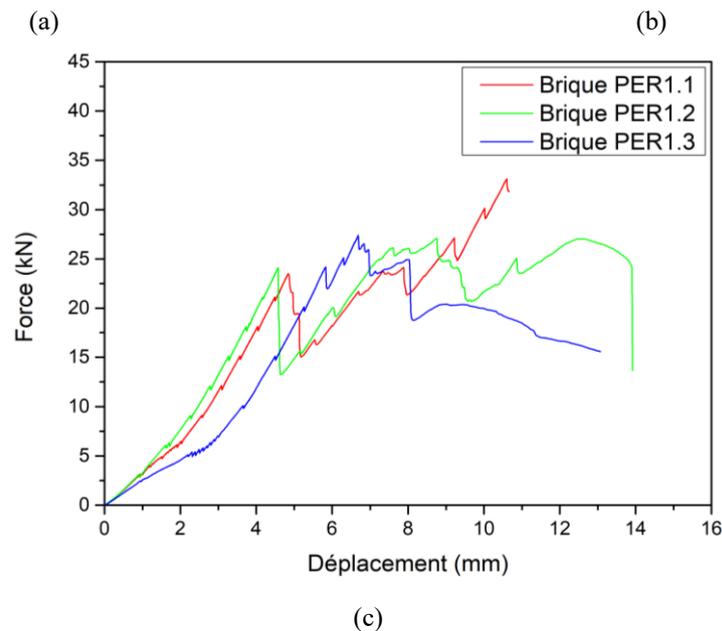
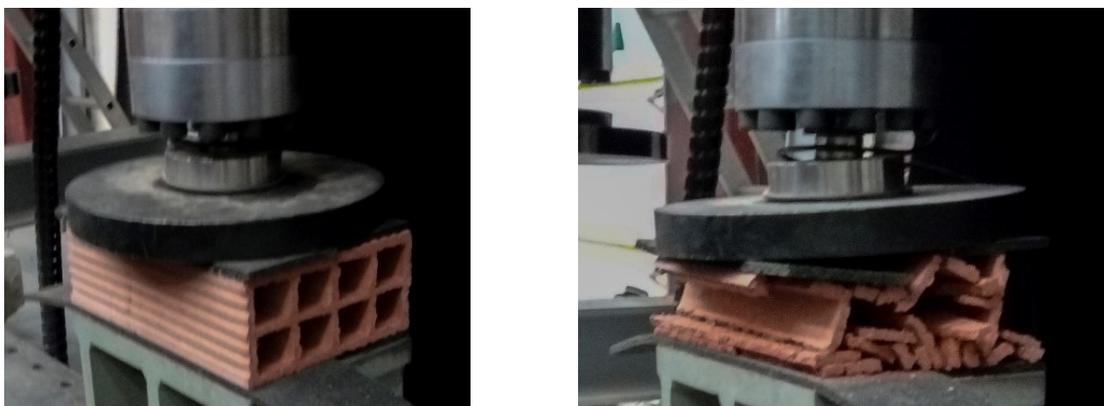


Fig. 88 *Brique^{per1}* sous compression : au cours de l'essai (a), rupture à la fin de l'essai (b) et courbes force-déplacement (c)

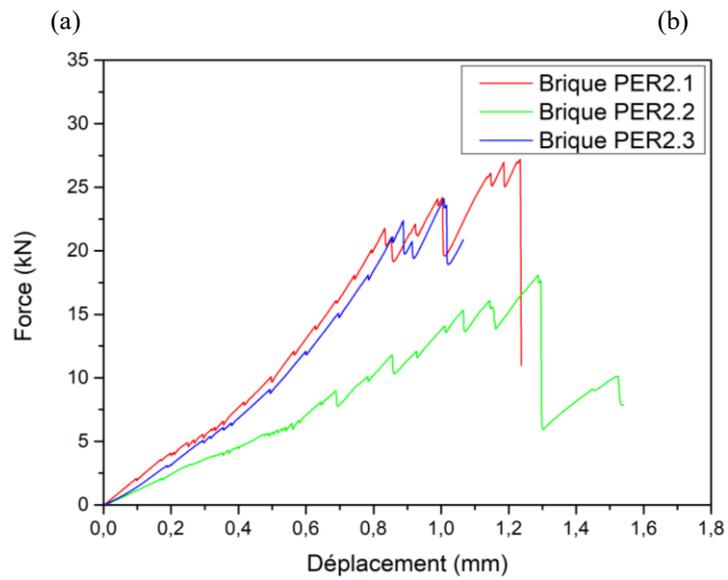
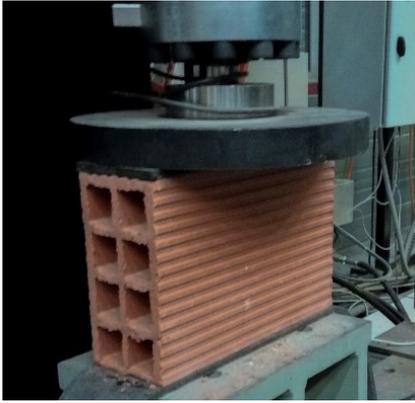


Fig. 89 *Brique^{per2}* sous compression : au cours de l'essai (a), rupture à la fin de l'essai (b) et courbes force-déplacement (c)

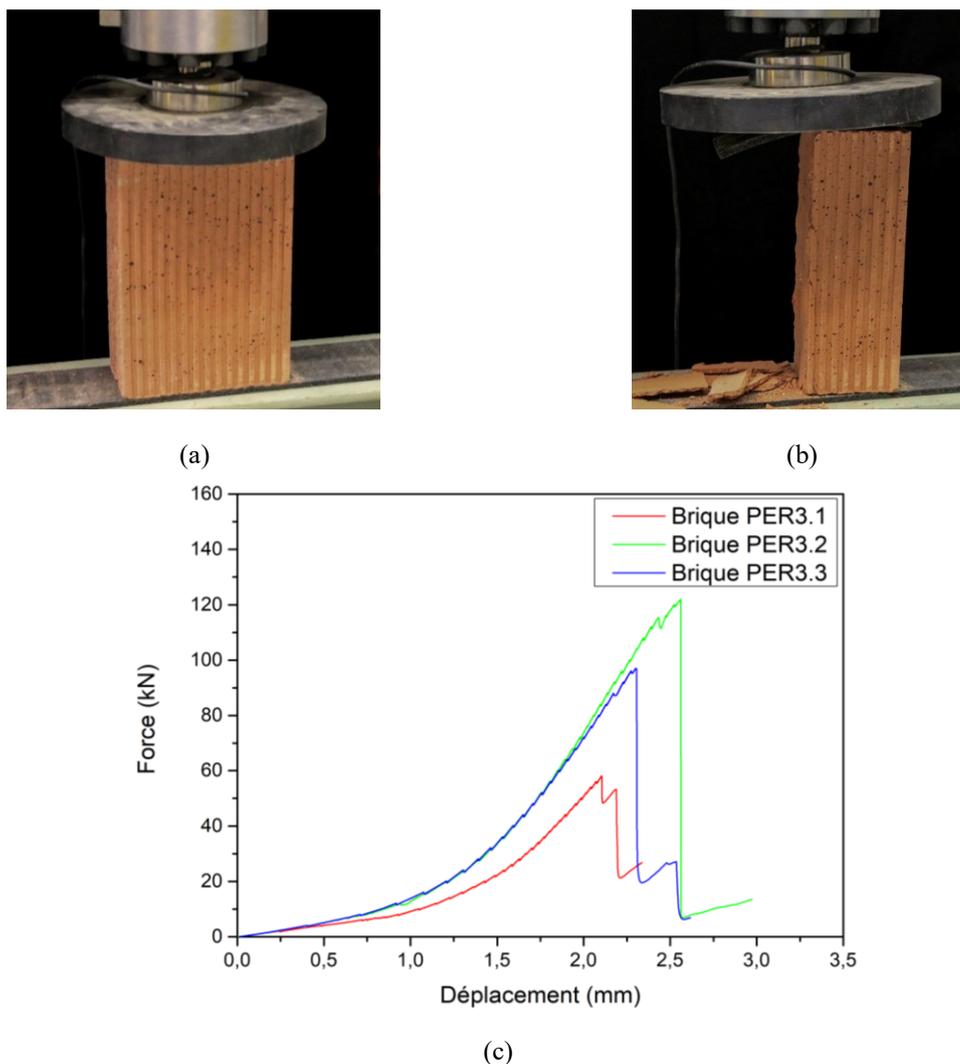


Fig. 90 *Brique^{par}* sous compression : au cours de l’essai (a), rupture à la fin de l’essai (b) et courbes force-déplacement (c)

Une conclusion peut être tirée à partir de ces observations, est que la *Pente*¹ est considérée comme la phase de mise en contact entre le vérin et l’éprouvette altérée par la déformation de la couche de néoprène sans pour autant exposer la vraie raideur de la brique. La détermination de la raideur initiale de la brique peut être effectuée donc à partir de la *Pente*² sous l’hypothèse qu’elle représente la vraie raideur de la brique. Prenant l’exemple de la courbe d’essai de *Brique^{per1}*, ces deux pentes sont indiquées par *Pente*¹ et *Pente*² dans la figure **Fig. 91**. Il est clairement remarqué que les deux pentes sont largement différentes. L’intersection de la *Pente*² avec l’axe des abscisses correspond à la nouvelle origine *O*. En soustrayant les déplacements provoqués par la phase de mise en contact et la déformation de la couche de néoprène, la courbe convenable sera retracée (**Fig. 92-Fig. 93**). La raideur initiale de la brique est ensuite déterminée à partir de la tangente (**Tableau 14**). Les valeurs obtenues sont

extrêmement différentes pour les trois directions de la brique avec une raideur initiale pour la brique $Brique^{par}$ d'une moyenne de 84.8 kN/mm .

Tableau 14 Résultats de l'essai de compression sur brique dans les trois directions

Référence éprouvette	Force à la rupture (kN)	Résistance à la compression (MPa)	Raideur initiale (kN/mm)	
$Brique^{per1}$	$Brique_1^{per1}$	33.1	0.6	
	$Brique_2^{per1}$	27.1	0.5	
	$Brique_3^{per1}$	27.4	0.5	
	Moyenne	29.2	0.5	6.7
$Brique^{per2}$	$Brique_1^{per2}$	27.2	0.9	34.5
	$Brique_2^{per2}$	18.1	0.6	33.2
	$Brique_3^{per2}$	24.1	0.8	17.4
	Moyenne	23.1	0.8	28.4
$Brique^{par}$	$Brique_1^{par}$	58.1	2.9	72.6
	$Brique_2^{par}$	121.9	6.1	91.7
	$Brique_3^{par}$	97.0	4.9	90.1
	Moyenne	92.3	4.6	84.8

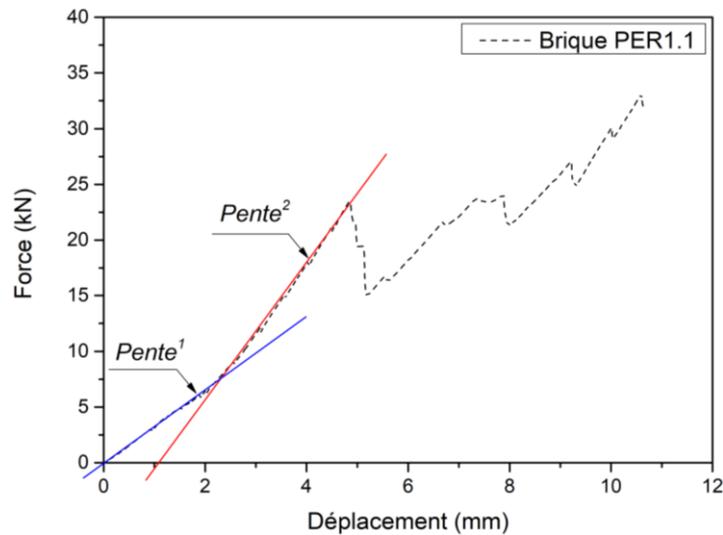


Fig. 91 Exemple d'un traçage des deux pentes $Pente^1$ et $Pente^2$ pour la courbe de $Brique^{per1.1}$

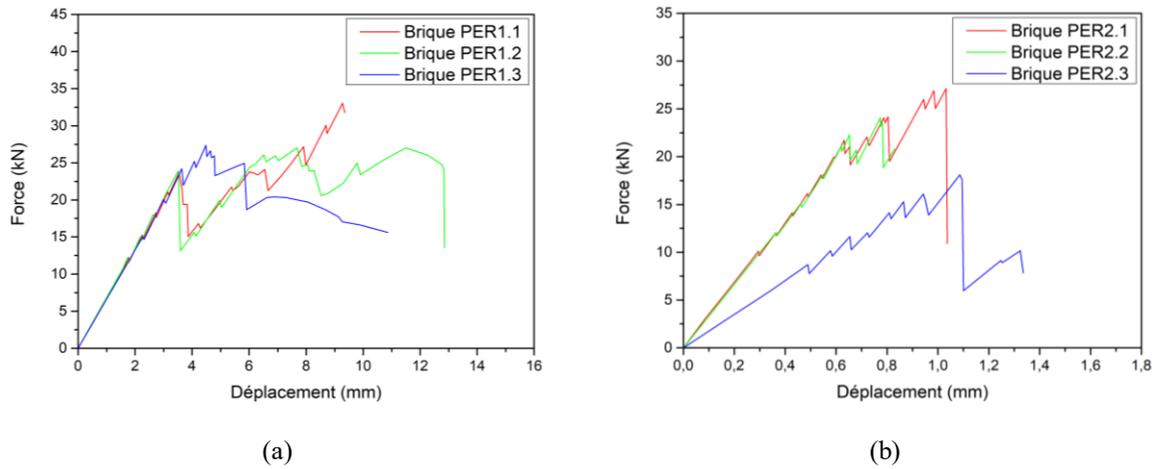


Fig. 92 Courbes force-déplacement retracées pour : *Brique^{per1}* (a) et *Brique^{per2}* (b)

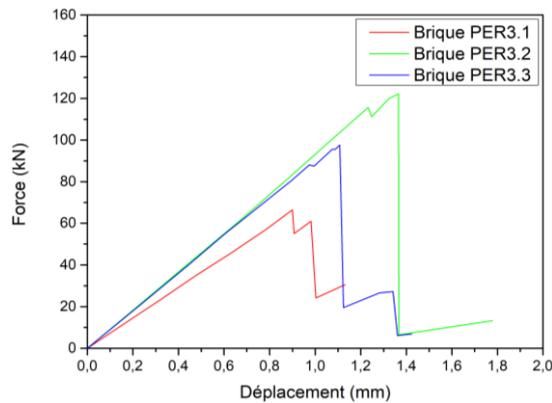


Fig. 93 Courbes force-déplacement retracées pour : *Brique^{par}*

A ce point il faut rappeler que la direction sur laquelle la brique est sollicitée dans le cas d'un mur de remplissage au sein de portique est à la fois celle de *Brique^{par}* et *Brique^{per2}*. A cet effet, les résultats de l'essai sur *Brique^{per1}* ne seront pas pris en compte pour la suite de notre travail puisqu'il s'agit d'un comportement hors plan, selon lequel les murs n'ont pas été sollicités. Les nouvelles courbes de *Brique^{par}* et *Brique^{per2}* seront utilisées plus tard pour l'identification des paramètres de la brique dans le modèle numérique.

III.2.5 L'Interface brique-mortier

Dans le but d'évaluer le comportement de l'interface brique-mortier en traction, un autre type d'essai de flexion trois points a été réalisé sur une éprouvette composée de brique et mortier (Fig. 94). L'éprouvette fabriquée a une dimension de $10 \times 40 \times 30$ cm en raison de simulation de la dimension de la brique. Afin d'éviter l'éclatement de la brique au cours de l'essai et dans le but d'induire ainsi la rupture au niveau de l'interface brique-mortier, les trous de la brique ont

été remplis de mortier. L'essai a été effectué sur une machine de flexion pour les poutres, adaptée pour l'occasion avec la mise en place de deux éléments en acier servant d'appuis (**Fig. 94**). La distance entre ces deux appuis est de 30 cm. L'éprouvette est ensuite placée sur ces appuis avec un débord de 5 cm sur chaque côté. L'effort vertical est appliqué au centre de l'éprouvette, sur la ligne de contact brique-mortier avec une vitesse de 0.1 kN/s. La figure **Fig. 95a-b** montre le mode de rupture des deux éprouvettes.

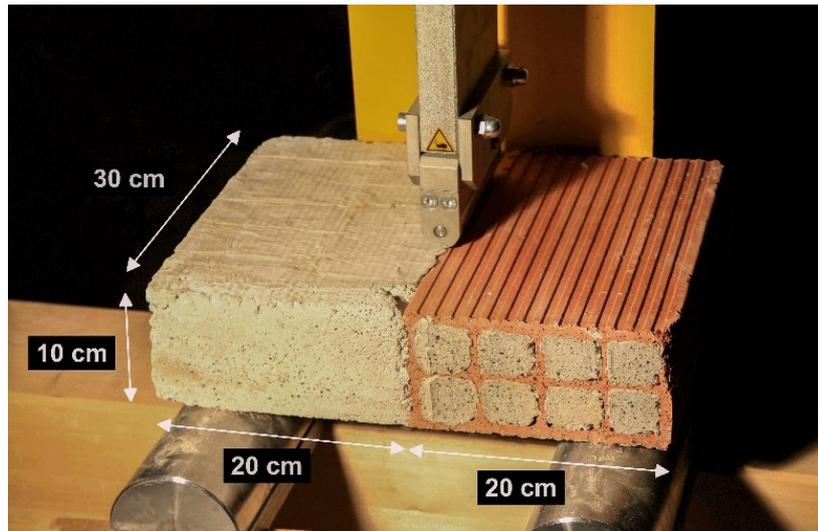


Fig. 94 Mise en place de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier, éprouvette **0x40x30 cm**

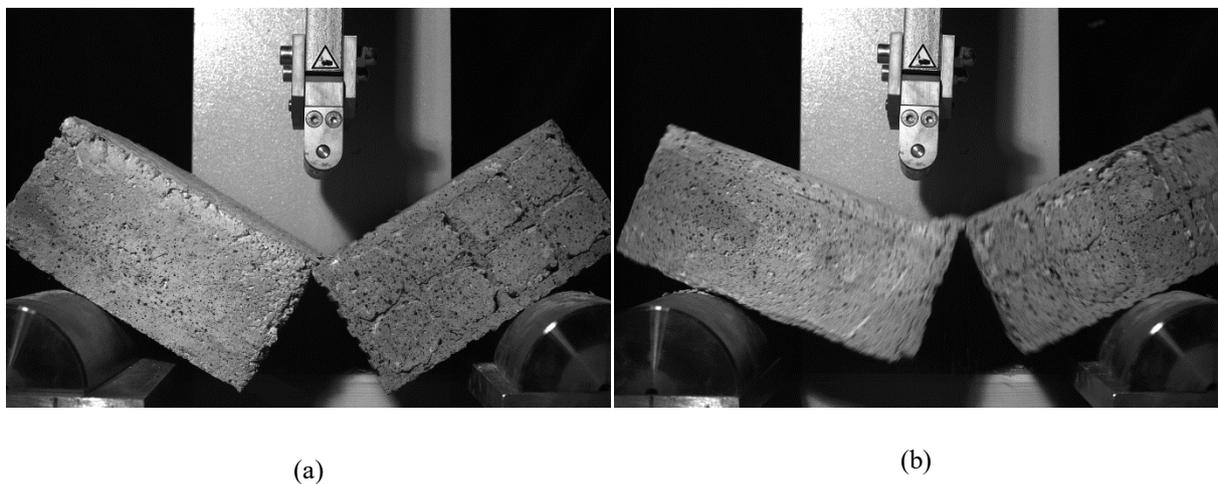


Fig. 95 Essai de flexion trois points sur interface brique-mortier, éprouvette **10x40x30 cm** : mode de rupture de **Interface¹** (a) et **Interface²** (b)

La figure **Fig. 96** montre la courbe force-déplacement résultante. Le comportement de l'éprouvette **Interface¹** est caractérisé par une pente linéaire jusqu'à la rupture fragile au niveau de l'interface. En revanche, le comportement pré-pic de **Interface²** est non-linéaire jusqu'à la rupture fragile localisée cette fois au niveau de la brique (**Fig. 96c**). Des résistances

à la traction par flexion de 0.1 MPa et 0.3 MPa ont été constatées respectivement pour les deux éprouvettes d'interface, *Interface*¹ et *Interface*² (Tableau 15).

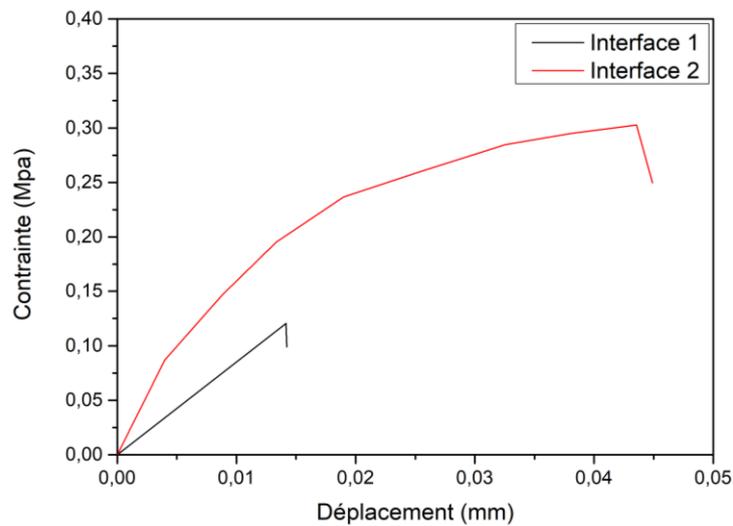


Fig. 96 Courbe contrainte-déplacement de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier

Tableau 15 Résultats de l'essai de traction par flexion 3pts sur l'interface brique-mortier

Référence éprouvette	Résistance à la traction par flexion d'interface (MPa)
<i>Interface</i> ¹	0.1
<i>Interface</i> ²	0.3

Il est important de rappeler que le but de cet essai est de caractériser le comportement de l'interface brique-mortier. Le fait que la rupture de *Interface*² est localisée au niveau de la brique implique que les résultats de cet essai ne seront pas représentatifs du comportement de cette interface. Le fait qu'elle n'ait pas cédé pour une contrainte 0.3 MPa implique que sa résistance est supérieure à cette valeur. Par conséquent, l'essai sur *Interface*² ne sera pas pris en compte, tout en considérant qu'une forte disparité des résultats est présente.

III.2.6 Essai sur triplet de brique

Pour étudier le comportement de la maçonnerie en cisaillement à l'échelle d'un assemblage brique-mortier, un essai sur triplet de brique a été effectué. L'application d'une pré-charge permet d'identifier la cohésion ainsi que l'angle de frottement interne entre la brique et le mortier. Le dispositif expérimental adopté pour cet essai, conformément à la norme NF EN 1052-3, 2003, est présenté sur la figure Fig. 97. La brique et le mortier sont les mêmes matériaux utilisés précédemment. Les briques ont donc les dimensions de 10x20x30 cm liées par un joint de mortier de 10 mm d'épaisseur.

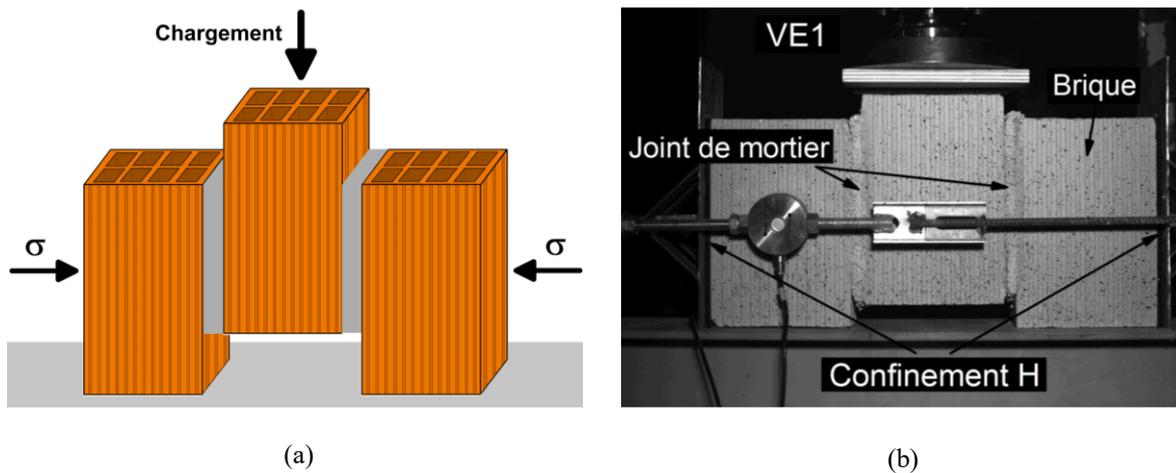


Fig. 97 Essai sur triplets : Schéma explicatif de l'essai (a) et dispositif expérimental envisagé (b)

A l'aide d'un appareillage spécifique, l'essai consiste à appliquer un chargement vertical progressif avec une vitesse de 0.4 N/s tout en mettant l'assemblage sous un effort latéral de confinement perpendiculaire aux joints d'assise. Le dispositif expérimental utilisé est montré sur la figure **Fig. 97b**. Les valeurs de confinement appliqué sont : 0 N/mm^2 (sans confinement), 0.1 N/mm^2 , 0.3 N/mm^2 et 0.5 N/mm^2 . Les résultats obtenus sont présentés dans les figures **Fig. 98-Fig. 99** et **Tableau 16-Tableau 17**. La contrainte de cisaillement τ est calculée à l'aide de la formule suivante [NF EN 1052-3, 2003] :

$$\tau = \frac{F}{2A} \quad (\text{Eq. 36})$$

Avec :

F est l'effort vertical appliqué et A est la surface de contact brique-mortier.

D'après les courbes contrainte-déplacement de la figure **Fig. 98**, le comportement de l'ensemble des éprouvettes testées est fragile, caractérisé par une chute brusque de la résistance suivie en post-pic d'un palier relativement constant jusqu'à la fin de l'essai. Ce palier représente la contrainte résiduelle provenant du glissement de la brique centrale par rapport aux deux briques adjacentes. L'effort de confinement appliqué latéralement sur les triplets a une influence significative sur leur comportement. L'éprouvette de triplet testée sans effort de confinement a une résistance en cisaillement faible, comparée aux valeurs obtenues avec confinement. L'application de confinement augmente visiblement la résistance de l'éprouvette (**Tableau 16**). Cependant, les éprouvettes testées sous un effort de confinement de 0.3 N/mm^2 et 0.5 N/mm^2 avaient des résistances au cisaillement très proches 0.84 MPa et 0.83 MPa , respectivement. Ces résultats indiquent une probable dispersion des résultats, que seule une campagne d'essais

de caractérisation plus importante pourrait confirmer ou non. En revanche, une relation proportionnelle au confinement a été observée pour la contrainte résiduelle, la contrainte résiduelle augmentant avec le confinement. Contrairement aux travaux précédents [Gabor et al, 2006], une dépendance de la résistance maximale à la pression de confinement est obtenue. Cependant, la variabilité apparente des résultats rend complexe la détermination de ces paramètres. En première approche, l'angle de frottement du matériau est donc considéré égale à sa valeur au palier, afin d'éviter toute surestimation des capacités de dissipation du matériau. Le traçage de la courbe contrainte de cisaillement résiduelle en fonction de la contrainte de confinement permet de déduire l'angle de frottement interne et la cohésion du joint de mortier (Fig. 99) (Tableau 17). Les valeurs déduites sont : 0.03 MPa de cohésion et 40.3° d'angle de frottement.

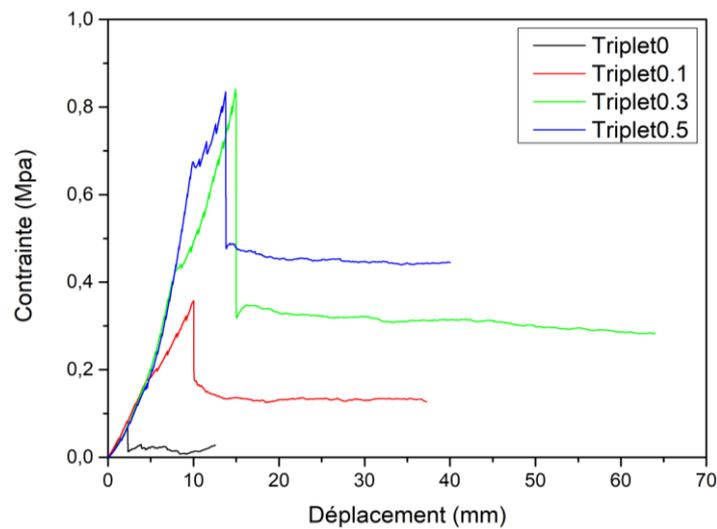


Fig. 98 Courbes contrainte-déplacement résultantes de l'essai sur triplets

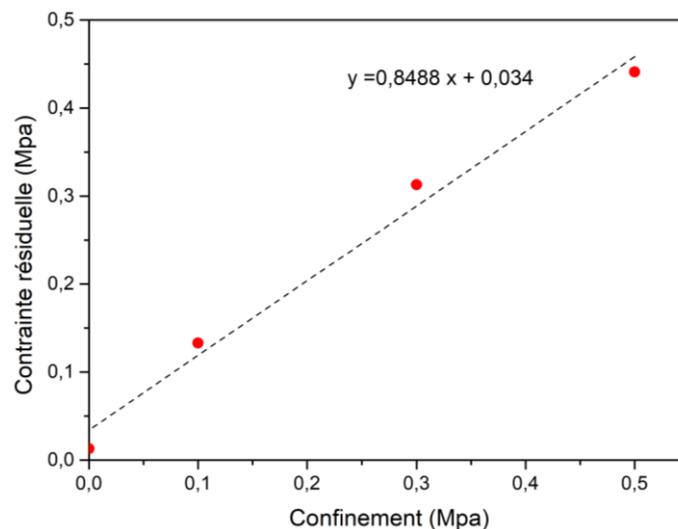


Fig. 99 Contrainte de cisaillement résiduelle en fonction de confinement

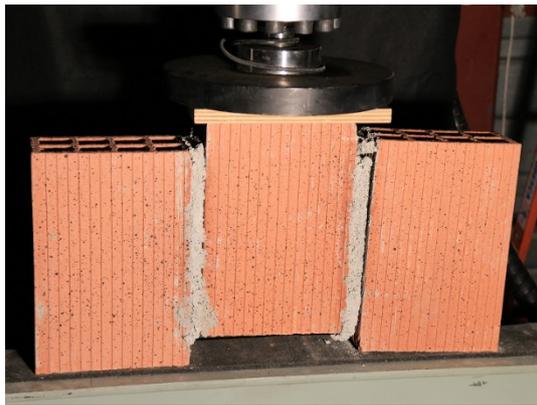
Tableau 16 Résultats de l'essai sur triplets sous différentes valeurs de confinement

Contrainte de confinement (MPa)	Référence éprouvette	Contrainte de cisaillement maximale (MPa)	Mode de rupture
0	<i>Triplet</i> ⁰	0.07	Interface
0.1	<i>Triplet</i> ^{0.1}	0.36	Interface
0.3	<i>Triplet</i> ^{0.3}	0.84	Interface et mortier
0.5	<i>Triplet</i> ^{0.5}	0.83	Interface et mortier

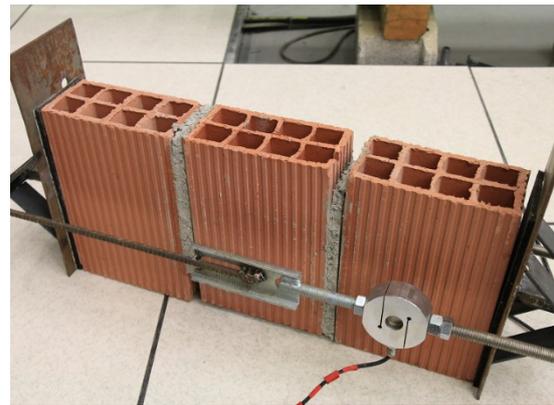
Tableau 17 Résultats de l'essai sur triplets en termes de cohésion et angle de frottement

Cohésion (MPa)	Angle de frottement (°)
0.03	40.3

En ce qui concerne la rupture des éprouvettes testées, deux modes de rupture ont été observés : un cisaillement au niveau de l'interface brique-mortier (**Fig. 100a-b**) et un cisaillement, à la fois, au niveau du joint de mortier et l'interface brique-mortier (**Fig. 101-Fig. 102**).

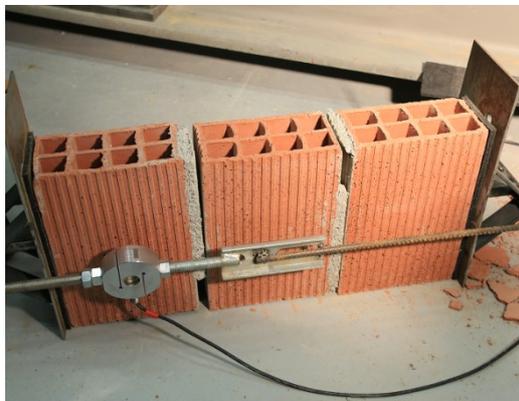


(a)



(b)

Fig. 100 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de : sans confinement (a) et **0.1 kN/mm²** (b)



(a)



(b)

Fig. 101 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de **0.3 kN/mm²** (a) et (b)

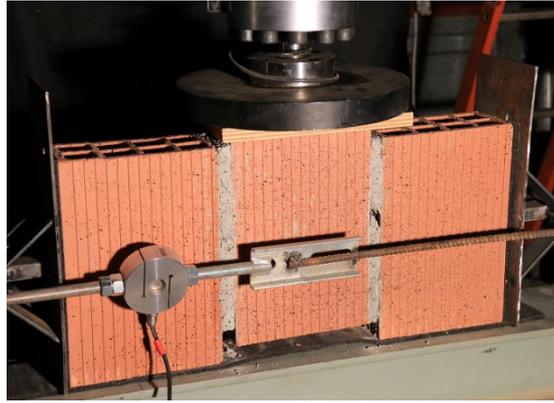


Fig. 102 Modes de rupture de triplets en briques pour les niveaux de confinement de 0.5 kN/mm^2

Enfin, les modes de ruptures sont conformes aux attentes et aux normes [NF EN 1052-3, 2003], validant ainsi le dispositif expérimental adopté.

III.2.7 Essai sur Murets

Le comportement de la maçonnerie est anisotrope. Pour cette raison, le travail ne peut pas se baser uniquement sur la caractérisation du comportement individuel des constituants. La caractérisation du comportement composite brique-mortier sous les différentes conditions auxquelles elle peut être soumise (solicitation normale et diagonale) est nécessaire. A cet effet, des essais sur muret en maçonnerie ont été effectués dans cette partie. L'objectif est de caractériser le comportement de la maçonnerie à l'échelle de muret et de vérifier la validité de la calibration des paramètres matériaux lors du passage à l'échelle du portique. Deux types d'essais ont été réalisés : compression normale et compression diagonale. L'essai de la compression normale permet de caractériser le comportement en compression de la composition brique-mortier dans la direction perpendiculaire aux joints d'assises.

L'essai de la compression diagonale permet de reproduire un état de contrainte proche de celui observé dans le cas d'un mur de remplissage au sein du cadre en béton armé, lequel est soumis à une sollicitation diagonale lors d'un chargement latéral du portique. Les résultats seront ainsi présentés et discutés dans cette partie.

III.2.7.1 Compression normale

Le muret testé sous compression normale avait une dimension de $10 \times 83 \times 103 \text{ cm}$ (**Fig. 103a**). Le chargement vertical est appliqué dans la direction perpendiculaire aux joints horizontaux à l'aide d'un élément en acier de type *UPN*. Cet élément est mis en place pour assurer une

répartition verticale de la charge tout au long de l'essai. Le type de chargement étant monotone piloté en force avec une vitesse de 0.4 kN/s jusqu'à la rupture. Le dispositif expérimental utilisé est montré sur la figure **Fig. 103b**. Le système de mesure par corrélation d'images a été aussi utilisé dans cet essai. Le but est, d'un côté, de suivre les déformations du muret, et d'un autre, de tester l'efficacité de cet outil pour déterminer le module élastique de l'élément de brique au sein du muret que nous pourrions comparer à celui obtenu dans la **Section III.2.4**. En ce qui concerne la courbe d'essai, les résultats ainsi que les modes de ruptures observés sont présentés sur les figures **Fig. 103c** et **Fig. 104**. La courbe contrainte-déformation de la figure **Fig. 103c** montre une branche quasi linéaire jusqu'à la rupture. La rupture observée est de type fragile, caractérisée par l'écrasement au niveau des briques comme indiqué dans la figure **Fig. 104**.

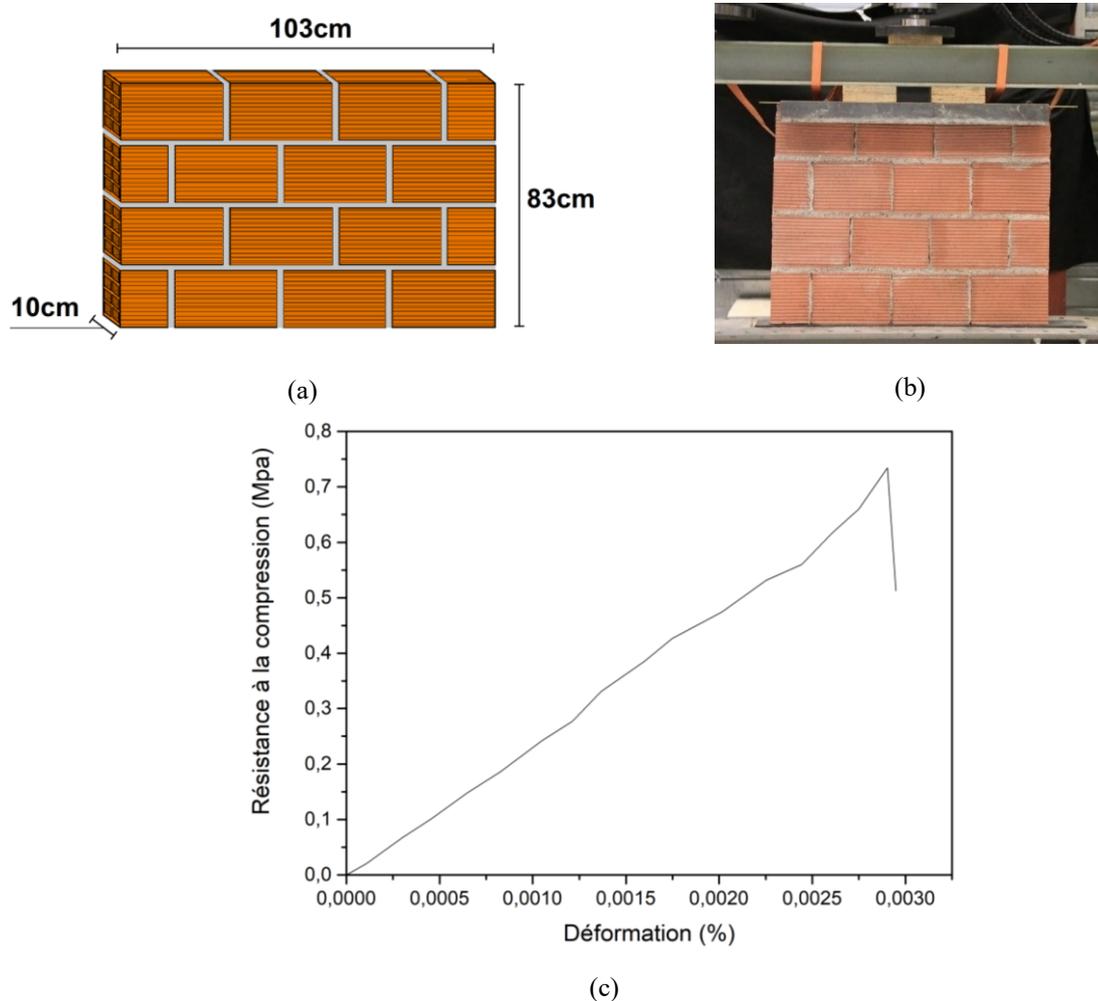
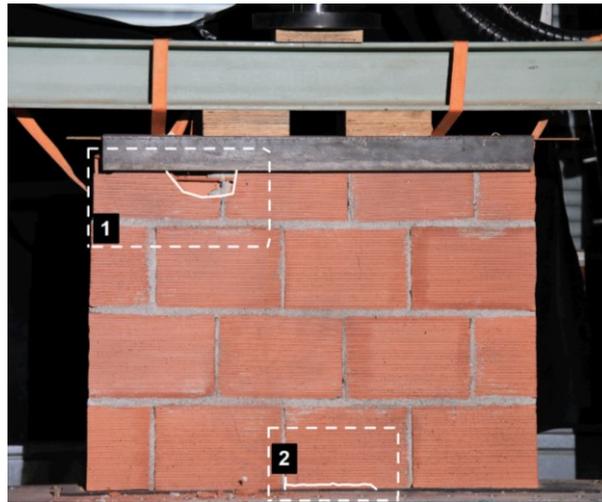


Fig. 103 Muretⁿ sous compression normale : dimension du muret (a), dispositif expérimental (b) et courbe contrainte-déformation résultante



(a)



(b)



(c)

Fig. 104 Modes de rupture du *Muret*ⁿ : lieux de la rupture (a), écrasement de la brique supérieure (b) et inférieure (c)

La figure **Fig. 105** montre, par analyse d'images avant l'écrasement de la brique, l'ouverture des fissures verticales qui se développent aux interfaces brique-mortier en contact avec l'élément en acier supérieur. Aucune fissuration dans le joint de mortier n'a été observée. Cela peut être dû à la forte résistance à la compression du mortier comparée à celle de la brique et aussi à la nature fragile de la brique. La figure **Fig. 106** montre le profil de déplacement vertical issu de l'analyse d'image avec une image à 1/3 de la résistance à la rupture et une autre qui précède l'écrasement de la brique. A 1/3 de la résistance à la rupture, le déplacement vertical est homogène sur toute la surface étudiée de l'ordre de 0.6 à 1 mm, ce qui signifie que le chargement vertical est bien réparti sur toute la surface supérieure du muret. En revanche, la deuxième image (**Fig. 106b**) montre un déplacement vertical plus important dans la partie gauche du muret et plus particulièrement au niveau de la brique de bord. Cela indique que le chargement a penché légèrement vers la gauche à l'ouverture de fissures au niveau de l'interface ce qui a provoqué une concentration de contrainte sur la brique de bord et donc son écrasement.

La résistance à la compression du muret est trouvée égale à 0.73 MPa . Elle est calculée en divisant la charge à la rupture par la surface sur laquelle elle est appliquée. Le module sécant est ensuite calculé à $1/3$ de cette résistance soit 0.24 MPa environ (**Tableau 18**).

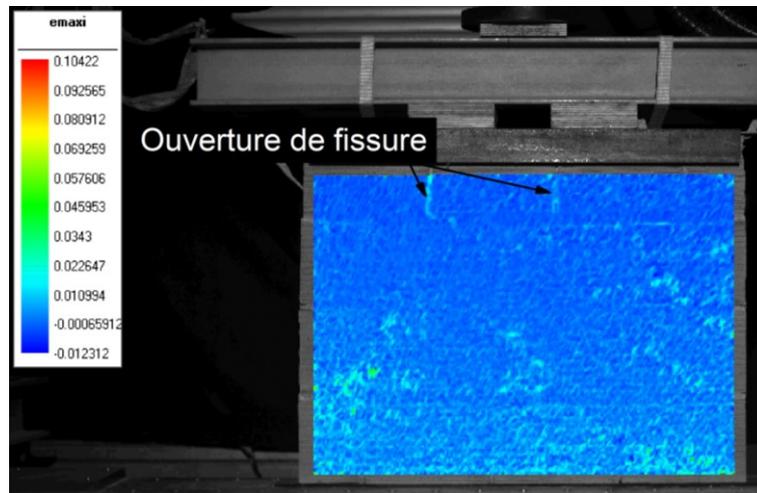


Fig. 105 Profil de déformation en traction issu de la corrélation d'images du *Muretⁿ* avant l'écrasement de la brique

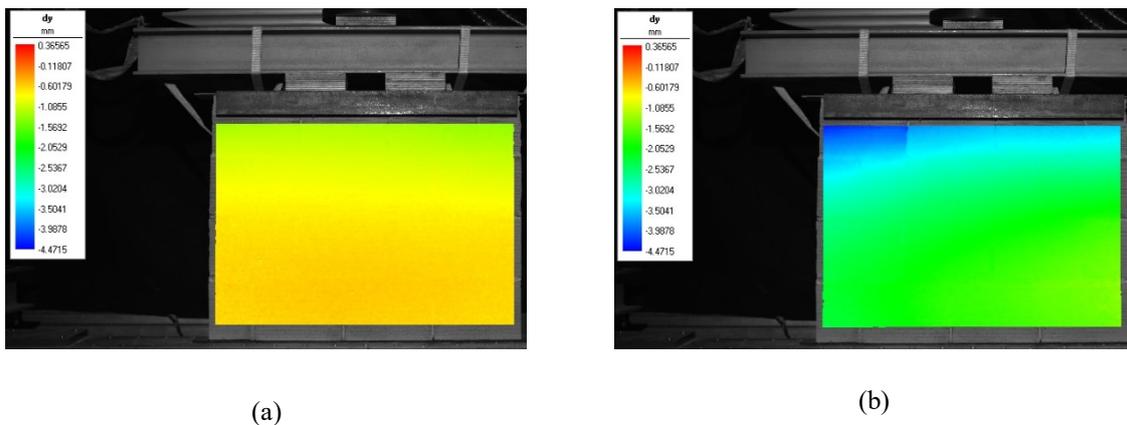


Fig. 106 Profil de déplacement vertical issu de la corrélation d'images du *Muretⁿ* : à $1/3$ de sa résistance à la rupture (a) et avant l'écrasement de la brique (b)

Tableau 18 Résultats de l'essai de compression normale sur *Muretⁿ*

Référence éprouvette	Force à la rupture (kN)	Résistance à la compression normale (MPa)	Module élastique sécant (MPa)
<i>Muretⁿ</i>	75.6	0.73	230.5

Parmi les points forts de la technique d'analyse d'image est de pouvoir déterminer les champs de déplacement et de déformation à partir de n'importe quel point sur la surface étudiée du spécimen. Ce principe a été utilisé pour donner une estimation du module élastique de la brique au sein du muret et de le comparer avec le module déterminé dans la **Section III.2.4**. Admettant

que le comportement de muret est linéaire jusqu'à 1/3 de sa résistance à la rupture et que la contrainte de compression appliquée est de même intensité dans chaque niveau de lits de brique (**Fig. 107a**). L'idée est de déterminer la déformation des éléments de brique dans un même niveau en fixant deux points de références pour l'obtention des déplacements comme il est indiqué dans la figure **Fig. 107b**. La différence des déplacements supérieurs et inférieurs par leurs distances préalablement connues permet d'accéder à la déformation au sein de la brique. La détermination est effectuée à 1/3 de la résistance à la rupture de muret soit à 0.24 MPa . Le module élastique de la brique est ensuite calculé en divisant la contrainte appliquée par la déformation obtenue pour chaque position (**Tableau 19**), (**Fig. 107b**). Le module obtenu grâce à la corrélation d'images est de $E_{brique}^{corr} = 182 \text{ MPa}$. La valeur est proche de celle déterminée dans la **Section III.2.4** ($Brique^{per2} = 189.1 \text{ MPa}$) à partir d'un essai de compression directe sur un élément de brique, indiquant la cohérence de l'analyse par la technique de corrélation d'images, notamment.

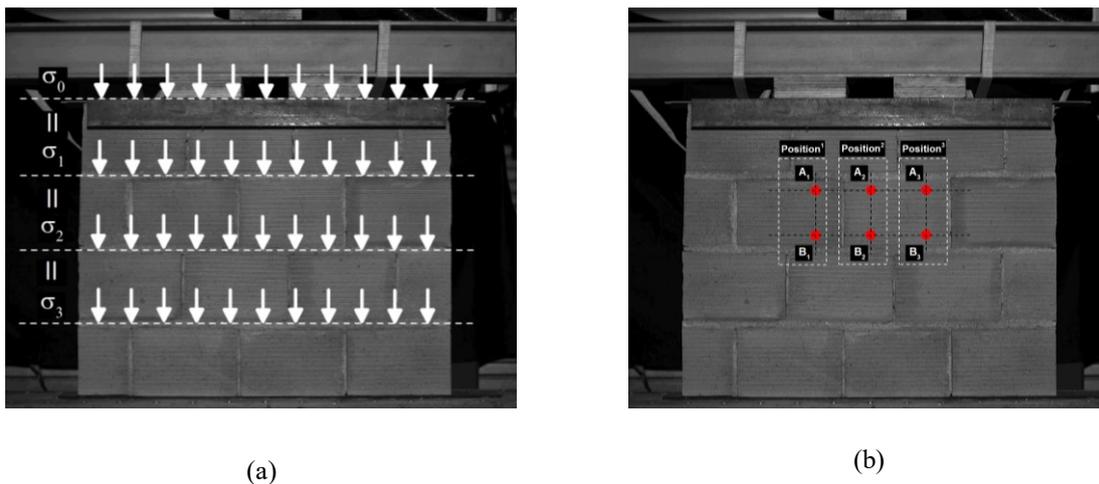


Fig. 107 Détermination du module élastique de la brique : répartition de contrainte dans chaque niveau (a) et points de références sur le muret (b)

Tableau 19 Module élastique de la brique déterminé par corrélation d'image

	<i>Position</i> ¹	<i>Position</i> ²	<i>Position</i> ³	Moyenne
$E_{brique}^{corr} \text{ [MPa]}$	172	180	193	182

III.2.7.2 Compression diagonale

Au total 3 murets en maçonnerie de dimensions de $10 \times 103 \times 104 \text{ cm}$ ont été préparés et testés sous compression diagonale (**Fig. 108a**). Le maintien de muret sur le portique d'essai est assuré par deux supports en acier fabriqués à cet effet (**Fig. 108b**). Le dispositif expérimental adopté est montré sur la figure **Fig. 109**.

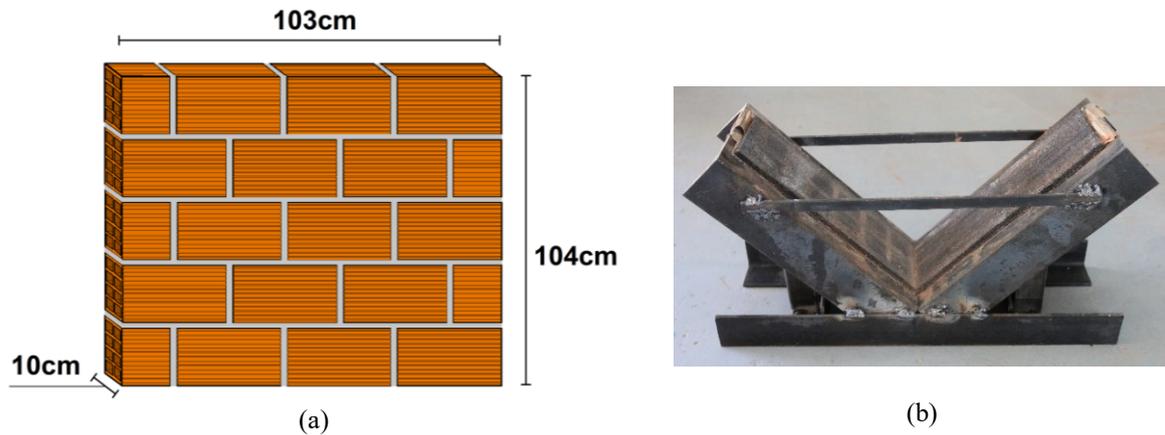


Fig. 108 Murets en maçonnerie pour la compression diagonale : dimension du muret (a) et support en acier (b)

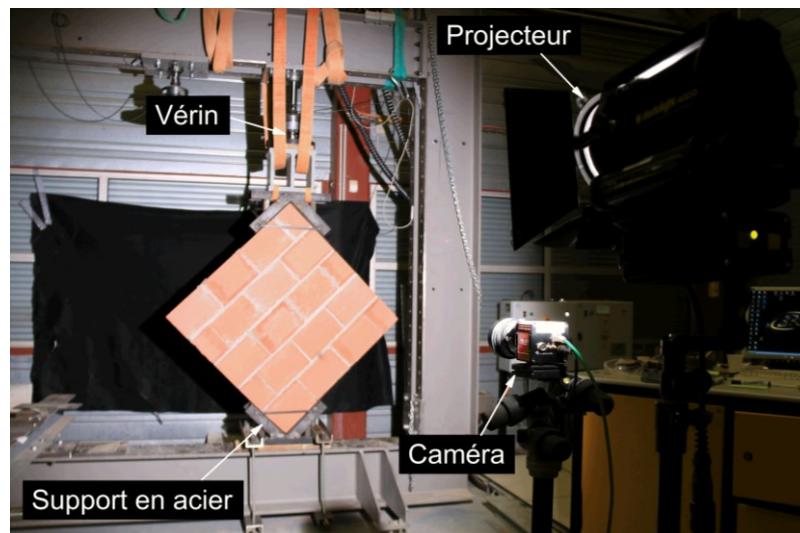


Fig. 109 Dispositif expérimental adopté pour l'essai de compression diagonale

Le muret a été soumis à un chargement monotone appliqué dans sa diagonale à l'aide du support supérieur. Le chargement est piloté en force avec une vitesse de 0.4 kN/s jusqu'à la rupture. Le système de mesure par corrélation d'images a également été mis en place afin de suivre l'évolution des déformations des murets. Une caméra haute résolution et un projecteur ont été employés à cet effet. Les images seront ensuite analysées au moyen du logiciel de traitement d'images, le logiciel 7D [Vacher et al, 1999]. Ce dernier permet d'accéder aux champs de déformation de la surface du mur à partir des mesures des déplacements au cours de l'essai. Les figures **Fig. 110-Fig. 111** montrent le résultat de l'analyse par corrélation d'images des murets $Muret^{d1}$ et $Muret^{d2}$ en termes de déformations en traction. Le premier muret $Muret^{d1}$ a subi une rupture diagonale typique de ce type d'essais, qui a commencé à sa partie centrale puis élargie vers les bords supérieurs et inférieurs (**Fig. 110**). La même figure montre que les fissures

sont développées au niveau de la brique (intra-brique) le long de la diagonale. En revanche, la fissuration diagonale n'a pas été complètement reproduite dans le cas du *Muret*^{d2}, à cause de la rupture due à l'écrasement précoce de la brique en contact avec le support inférieur suivi d'un renversement du spécimen testé (**Fig. 111**).

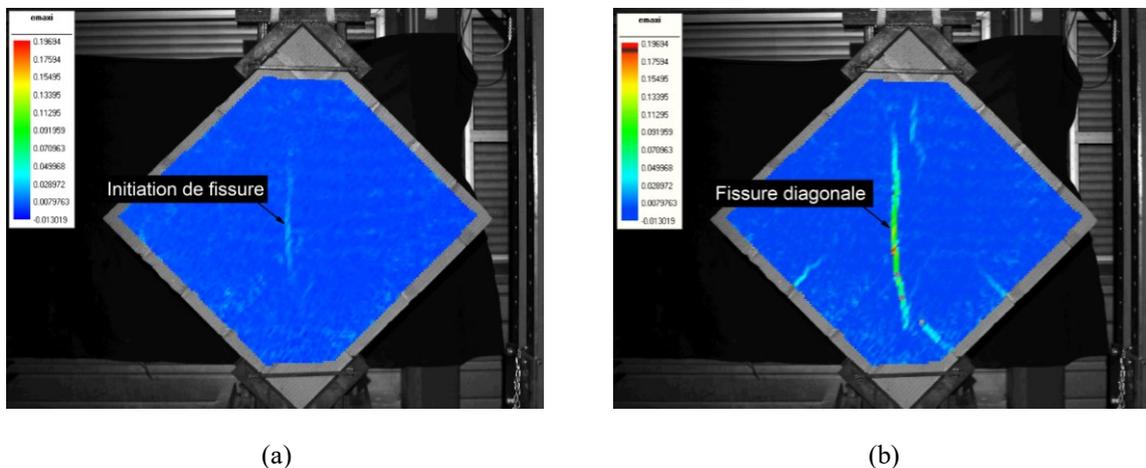


Fig. 110 Profil de déformations en traction de *Muret*^{d1} issu de la corrélation d'images : à un déplacement diagonal égal à **0.4 mm** (a) et au pic de chargement (b)

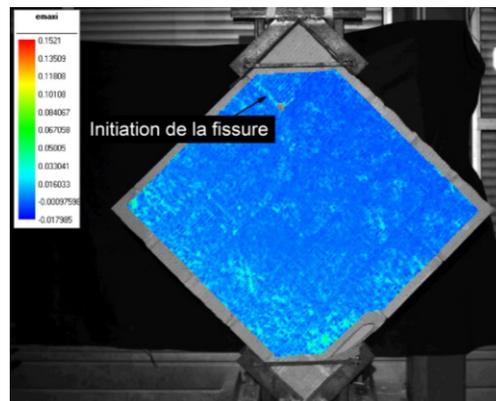


Fig. 111 Profil de déformations en traction de *Muret*^{d2} issu de la corrélation d'image

Pour le dernier muret *Muret*^{d3} et en raison de l'écrasement prématuré de la brique en contact avec le support supérieur, aucune fissuration diagonale n'a été rapportée (**Fig. 112**). L'écrasement de la brique pour les deux derniers cas est dû à un effet de poinçonnement et à une concentration de contraintes au niveau des appuis relativement rigides par rapport à la nature fragile de brique.

L'analyse en termes de directions principales des déformations indique une rupture en traction de muret *Muret*^{d1} tout au long de sa diagonale verticale (**Fig. 113**). En raison de la rupture non appropriée des deux derniers murets *Muret*^{d2} *Muret*^{d3}, seuls les résultats du muret *Muret*^{d1}

seront pris en compte pour la suite de ce travail. Sa rupture diagonale est provoquée par l'atteinte de la résistance à la traction de la brique ce qui constitue un élément important pour la calibration du modèle numérique.

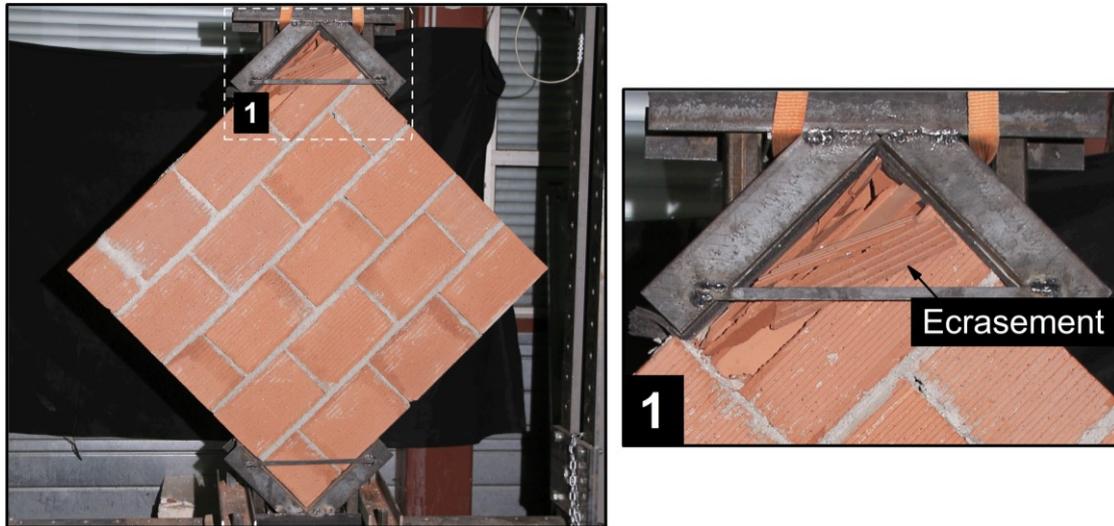


Fig. 112 Modes de rupture du *Muret*^{d3}

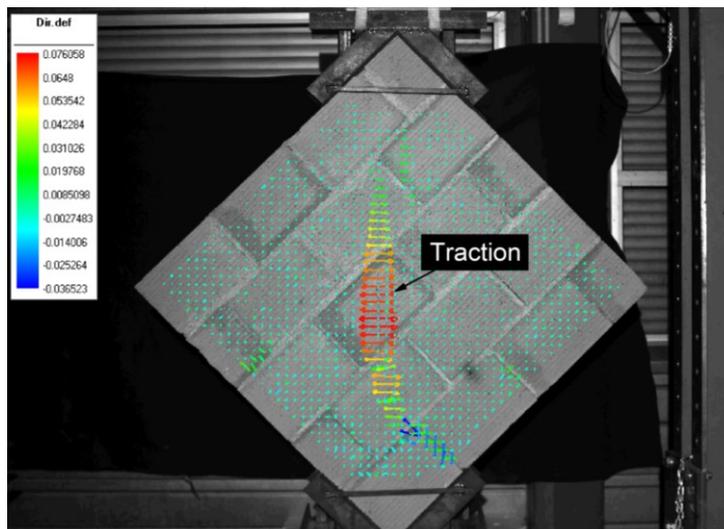


Fig. 113 Directions principales des déformations de *Muret*^{d1} issues de la corrélation d'image

Selon [Borri et al, 2011], la résistance à la traction d'un muret sollicité dans sa diagonale f_{dt} est calculée par l'équation (Eq. 37, ce qui donne, dans notre cas, une résistance égale à 0.19 MP pour *Muret*^{d1} (Tableau 20).

$$f_{dt} = 0.5 \cdot \frac{F_{max}}{A_n} \quad (\text{Eq. 37})$$

$$A_n = \left(\frac{w + h}{1} \right) \cdot t \quad (\text{Eq. 38})$$

Avec :

F_{max} est l'effort diagonale maximale, et A_n la section nette du muret donnée par l'équation (Eq. 38, où t est l'épaisseur de muret, w et h sont la largeur et la hauteur, respectivement.

Tableau 20 Résultats de l'essai de compression diagonale sur murets

Référence éprouvette	Force à la rupture (kN)	Résistance à la traction diagonale (MPa)	Raideur initiale (kN/mm)
<i>Muret</i> ^{d1}	38.6	0.19	50.7

D'après la courbe force-déplacement de la figure **Fig. 114**, le muret *Muret*^{d1} avait un comportement non-linéaire en pré-pic suivi d'un changement de pente jusqu'à une rupture à caractère fragile. Le changement de pente est dû au début de la fissuration diagonale intrabrique au centre du muret pour un déplacement de 0.4 mm (**Fig. 110a**). La raideur initiale du muret est égale à 50.7 kN/mm (**Tableau 20**).

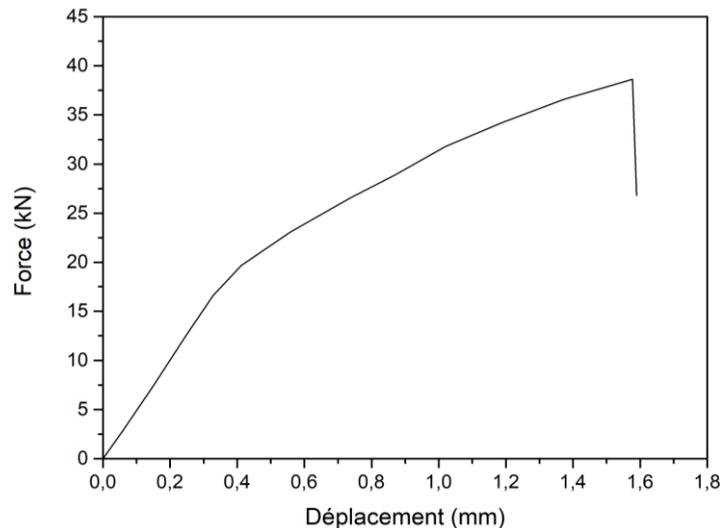


Fig. 114 Courbe force-déplacement de l'essai de compression diagonale sur *Muret*^{d1}

III.3 Conclusion

Dans ce chapitre, le comportement individuel ainsi que des associations élémentaires de matériaux ont été caractérisés pour la plupart. Les résultats obtenus pour les bétons, l'acier et le mortier sont conformes aux attentes. Néanmoins, le module de Young du béton n'a pas été déterminé expérimentalement et une valeur faible a été constatée pour le module de Young de l'acier. Ces valeurs seront donc discutées et réévaluées par la suite. Le comportement de la brique

a dévoilé une forte anisotropie suivant ses trois directions principales. La résistance de la brique est plus importante dans la direction parallèle aux perforations, tandis que les deux autres directions perpendiculaires ont données des résistances très proches mais des valeurs relativement faibles. En fait, la sollicitation de mur dans notre travail fait intervenir uniquement une de ces deux directions perpendiculaires nommée *Brique^{per2}* conjointement à celle de la direction parallèle aux perforations *Brique^{par}*.

A défaut d'une rupture non appropriée au niveau de la brique, l'essai de flexion sur *Interface²* a été écarté. Seul l'essai sur *Interface¹* sera retenu. En ce qui concerne l'essai sur triplets de briques, les résultats obtenus sont conformes aux attentes et aux normes. Le comportement résiduel dû au frottement au niveau de l'interface brique-mortier a été bien rapporté. Le nombre limité d'essais sur les murets n'est pas suffisant pour avoir une idée précise sur leur résistance. Seul un ordre de grandeur pourra en être déduit.

De manière générale et afin d'identifier plus précisément l'ensemble de ces paramètres, une campagne d'essais de caractérisation plus étoffée serait nécessaire.

Chapitre 4

Etude numérique

IV.1 Introduction

Le présent chapitre s'intéresse à la modélisation numérique des essais expérimentaux du chapitre précédent. L'objectif est, dans un premier temps, de reproduire le comportement expérimental des différents essais élémentaires (phase de calage des paramètres), et dans un deuxième temps, de vérifier que le modèle numérique est capable de reproduire le comportement mécanique des portiques en béton armé avec ou sans remplissage. La stratégie de la modélisation adoptée est présentée par la suite, elle sera suivie du processus d'identification des paramètres matériaux nécessaires à la modélisation. Bien que le chapitre expérimental ait montré une bonne reproductibilité des essais à l'échelle du mur, une certaine variabilité reste toujours inhérente à la complexité des essais. C'est pourquoi les calibrations de paramètres qui suivent ne visent pas à reproduire exactement les courbes expérimentales, mais plutôt à déterminer, par une calibration rapide, les jeux de paramètres reproduisant convenablement ces essais.

IV.2 Stratégie de modélisation adoptée

La stratégie de modélisation utilisée dans ce travail est de réaliser des modèles 3D en se basant sur l'approche par micro modélisation. La présence des joints de mortier notamment sera introduite au moyen d'éléments volumiques aplatis, plutôt que d'utiliser des éléments d'interface. Ce choix a pour but de pouvoir utiliser une loi de comportement identique pour les différents constituants – excepté l'acier – avec les jeux de paramètres appropriés pour chacun des matériaux respectifs. Chaque constituant de la structure est décrit dans ce cas avec sa propre loi de comportement. L'acier, en particulier, est décrit avec un modèle élasto-plastique standard implémenté dans Cast3M. Pour le reste des matériaux : béton, brique et mortier, la loi développée par **Sellier et al, 2013** a été utilisée car elle fait intervenir des lois d'endommagement et des critères de plasticité en traction et en compression. Les paramètres nécessaires pour le modèle élasto-plastique standard de l'acier ont été identifiés simplement à partir de l'essai de traction. Pour le reste des matériaux (brique, béton et mortier) l'identification des paramètres a été faite en deux phases. La première phase est limitée à l'échelle des constituants. Elle a pour but d'identifier les paramètres matériaux intrinsèques de chaque élément de la structure. Ensuite, les paramètres matériaux identifiés pour la brique et mortier seront utilisés dans la deuxième phase afin d'étudier le comportement d'un ensemble brique-mortier à l'échelle d'un muret. L'effet de l'interface entre les matériaux, qui constitue souvent une zone de faiblesse, pourra ainsi être déterminé. Enfin, après avoir validé les paramètres

matériaux de chaque élément dans les deux phases, l'étape finale consiste à reproduire le comportement des portiques en béton armé avec ou sans maçonnerie à partir des résultats sur les matériaux (**Fig. 115**). Dans le but de d'éviter l'influence du maillage au passage à l'échelle des portiques, la même taille d'éléments a été retenue pour toutes les simulations numériques pour le mortier, la brique et leur assemblage.

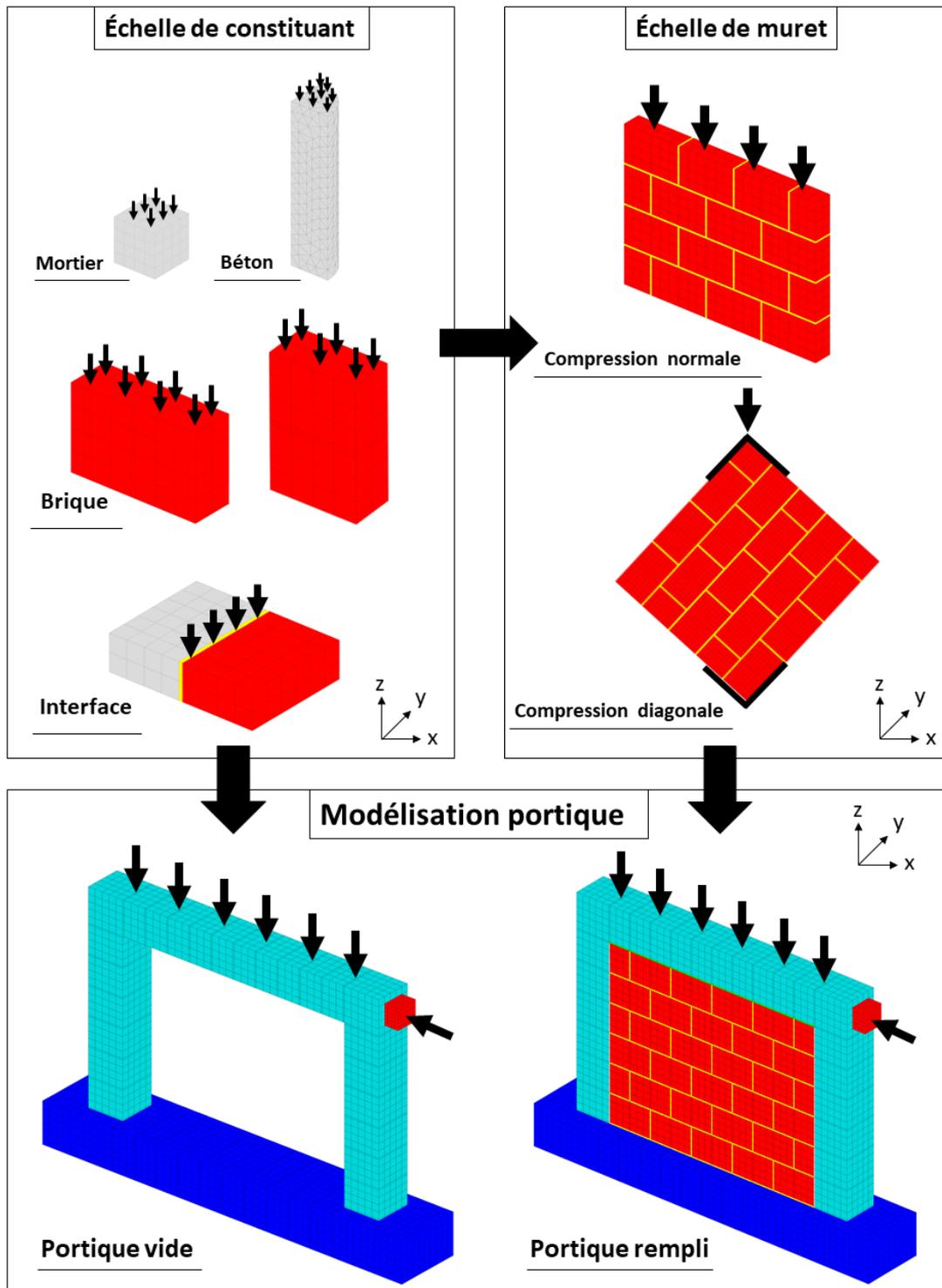


Fig. 115 Stratégie de modélisation adoptée

IV.3 Identification des paramètres matériaux

IV.3.1 Première phase : détermination à l'échelle des constituants

IV.3.1.1 Détermination des paramètres de l'acier

Un modèle élasto-plastique standard implémenté sous Cast3M a été choisi pour l'acier de construction. Les caractéristiques mécaniques nécessaires pour ce modèle sont le module d'Young E et la limite d'élasticité conventionnelle F_e . Cette dernière a été directement obtenue à partir de l'essai de traction sur des barres d'acier présentés dans le troisième chapitre. Pour le module de Young, la valeur usuelle de 200 Gpa pour un acier de construction a été adoptée. Une valeur classique du coefficient de poisson égal à 0.3 a été attribuée pour l'acier. Les paramètres matériaux utilisés dans la modélisation sont montrés dans le **Tableau 21**.

Tableau 21 Paramètres matériaux fixés pour l'acier

Type d'acier	Module de Young $E_{acier} [MPa]$	Coefficient de poisson ν	Limite d'élasticité $F_e [MPa]$
Acier <i>HA</i> diamètre 12 mm	200	0.3	500
Acier <i>RL</i> diamètre 6 mm	200	0.3	390

IV.3.1.2 Détermination des paramètres du béton, brique et mortier

Tout d'abord, il faut signaler que la loi élasto-plastique avec endommagement [Sellier et al, 2013] décrite précédemment, nécessite l'identification de nombreux paramètres matériaux. Ces paramètres sont répartis sur trois catégories comme indiqué dans le **Tableau 22** [Parent, 2015] : paramètres liés au comportement élastique, à un comportement en traction et finalement les paramètres liés à un comportement en compression. A travers cette partie, la signification de chaque paramètre et l'essai utilisé pour son identification seront présentés dans le cas du béton, la brique et le mortier.

Tableau 22 Paramètres matériaux nécessaires pour la loi d'endommagement [Sellier et al, 2013] [Parent, 2015]

Paramètre	Symbole
Paramètres élastiques	
Module élastique [MPa]	E
Coefficient de poisson	ν
Paramètres liés à la traction	
Résistance à la traction [MPa]	R_t
Energie surfacique de traction [MJ/m ²]	Gf^t
Paramètres liés à la compression	
Résistance à la compression [MPa]	R_c
Déformation au pic de compression	$\varepsilon_{R_c}^{pk}$
Coefficient de Drucker-Praguer	δ
Coefficient de dilatation	β
Déformation caractéristique de compression	$\varepsilon^{k,s}$
Contrainte de refermeture de fissure [MPa]	R_R

IV.3.1.2.1 Détermination des paramètres du béton

Les résultats des essais mécaniques présentés dans le chapitre de caractérisation ont été utilisés pour identifier les paramètres matériau du béton dans le modèle numérique. Vu que les éprouvettes de béton pour l'essai de compression ont été confectionnés séparément pour chaque type de portique vide et/ou rempli, des paramètres matériaux différents ont été identifiés pour le béton dans la modélisation des portiques nommé : *Béton^V* pour le portique vide et *Béton^R* pour le cas du rempli.

Les paramètres de traction ont été directement déterminés à partir des données expérimentales de l'essai de flexion trois points pour les deux modèles de béton. Il s'agit de la résistance caractéristique à la traction $R_t = 3.2 \text{ MPa}$ et l'énergie surfacique de traction $Gf^t = 1e^{-4} \text{ MJ/m}^2$. Cette dernière est prise égale à l'aire sous la courbe contrainte-déplacement de l'essai de flexion.

La résistance à la compression R_c , le module élastique $E_{\text{béton}}$, la déformation au pic de compression $\varepsilon_{R_c}^{pk}$ et la déformation caractéristique de compression $\varepsilon^{k,s}$ ont été déterminés à partir d'une analyse inverse de l'essai de compression uni-axiale sur béton (**Fig. 116 et Fig. 117**). Le paramètre $\varepsilon^{k,s}$ contrôle l'endommagement de compression et le comportement adoucissant en post-pic du modèle soumis à un effort de compression. Quant à δ , le paramètre

de Drucker-Prager, il traduit la sensibilité du matériau testé au confinement. Sa valeur a été choisie égale à $\delta = 1$ sur la base du travail de **Burlion, 1997**. Le paramètre de refermeture de fissure R_R nécessite la connaissance du comportement du béton sous chargement cyclique. Il s'agit de la contrainte de compression nécessaire pour restituer complètement la rigidité du matériau lors d'une refermeture de fissure. Cela conduit à calibrer ce paramètre plus loin dans ce chapitre à partir de l'essai sur portique vide sous charge/décharge (**Section IV.4.2.2**). La comparaison de la courbe expérimentale et numérique au cours d'un déchargement a permis de cerner une valeur égale à 10 MPa pour R_R .

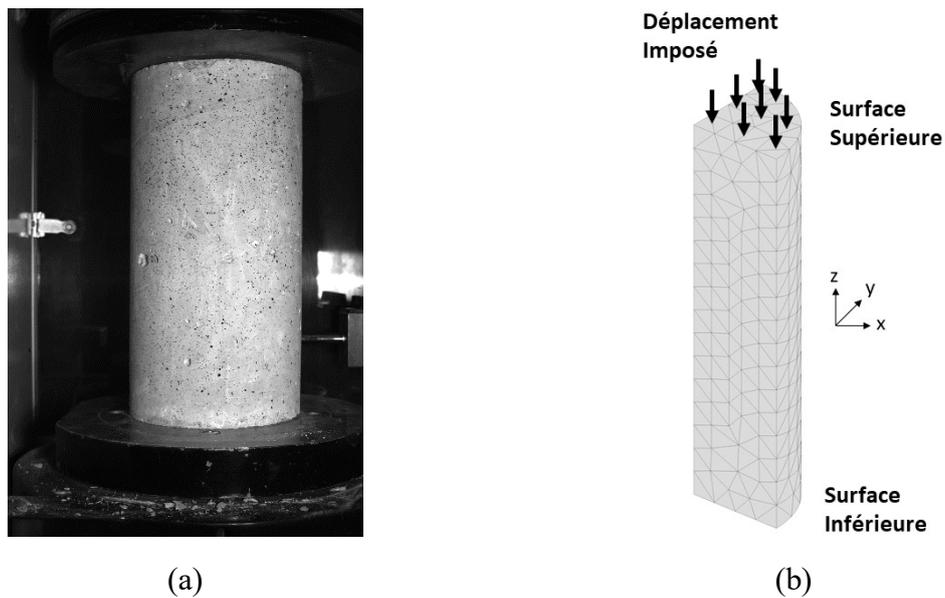


Fig. 116 Essai de compression sur béton, éprouvette 16x32 cm : modèle réel (a) et modèle numérique (b)

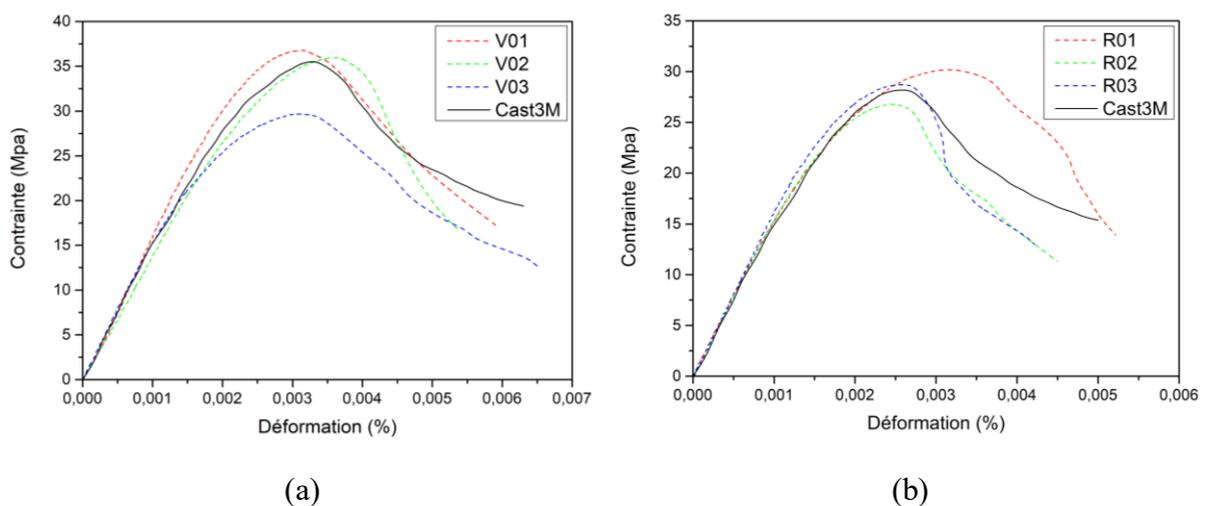


Fig. 117 Courbes contrainte-déformation expérimentale et numérique : **Béton^V** (a) et **Béton^R** (b)

L'essai expérimental de compression uni-axiale sur béton a été simulé numériquement sous le code Cast3M afin de calibrer les paramètres restants par analyse inverse. L'éprouvette numérique possède les mêmes dimensions que l'éprouvette cylindrique 16 – 32 expérimentale. Elle a été construite en 3D, le maillage à l'aide d'éléments finis tétraédriques à 10 nœuds de type *TE10*. Due à la symétrie suivant les deux plans perpendiculaires xOz et yOz , seul le quart du cylindre a été modélisé (**Fig. 116**). Sur le modèle numérique, la symétrie s'est traduite par le blocage du déplacement normal des deux surfaces des plans de symétrie. Les surfaces supérieure et inférieure sont bloquées dans les directions horizontales afin de prendre en compte les conditions de frottement développée entre la surface de l'éprouvette et la platine de la presse. Le déplacement vertical de la surface inférieure est également bloqué. Le chargement est appliqué suivant la direction verticale (*axe Z*) par un déplacement imposé sur la surface supérieure de l'éprouvette. La figure **Fig. 117** montre les résultats de l'essai numérique comparés à ceux obtenus expérimentalement en termes de relation contrainte-déformation pour les deux modèles de béton. Les paramètres identifiés sont présentés dans le **Tableau 23**.

Notons ainsi que pour la suite de ce travail, des valeurs classiques égales à 0.2 pour le coefficient de Poisson ν et 0.15 pour le coefficient de dilatation β ont été attribuées pour l'ensemble des matériaux béton, brique et mortier du modèle numérique due au manque d'un essai expérimental sur lequel ces paramètres peuvent être identifiés. Ces valeurs ont été choisies sur la base des travaux de **Sellier et al, 2013** et **Gabor et al, 2006**.

Tableau 23 Paramètres matériaux fixés pour le béton

Matériau	ν	$E_{\text{béton}} [MPa]$	$R_c [MPa]$	$\varepsilon_{R_c}^{pk}$	$R_t [MPa]$	$Gf^t [MJ/m^2]$	δ	$\varepsilon^{k,s}$	β	$R_R [MPa]$
<i>Béton^V</i>	0.2	15200	34	$3.7e^{-3}$	3.2	$1e^{-4}$	1	$3e^{-4}$	0.15	10
<i>Béton^R</i>	0.2	15200	27	$2.8e^{-3}$	3.2	$1e^{-4}$	1	$3e^{-4}$	0.15	10

IV.3.1.2.2 Détermination des paramètres de la brique

Paramètres élastiques : E_{brique} et ν

La nature anisotrope de l'élément de brique nécessite l'identification de deux modules élastiques différents suivant la direction d'application de la charge par rapport aux trous, perpendiculaire E_{brique}^{per} et parallèle E_{brique}^{par} pour *Brique^{per}* et *Brique^{par}*, respectivement. Pour déterminer ces modules, une simulation élastique linéaire des deux essais de compression sur brique dans la direction perpendiculaire et parallèle aux trous a été effectuée. La comparaison de la pente linéaire expérimentale et numérique permettra de fixer les valeurs adéquates des modules. Les modèles numériques construits à cet effet sont présentés sur les

figures **Fig. 118** et **Fig. 119**. Le maillage est généré par des éléments finis cubiques de type *CUB8* sous Cast3M. Les conditions aux limites sont assurées par un blocage des déplacements dans les trois directions pour la surface inférieure tandis qu'un déplacement vertical réparti est appliqué sur la surface supérieure.

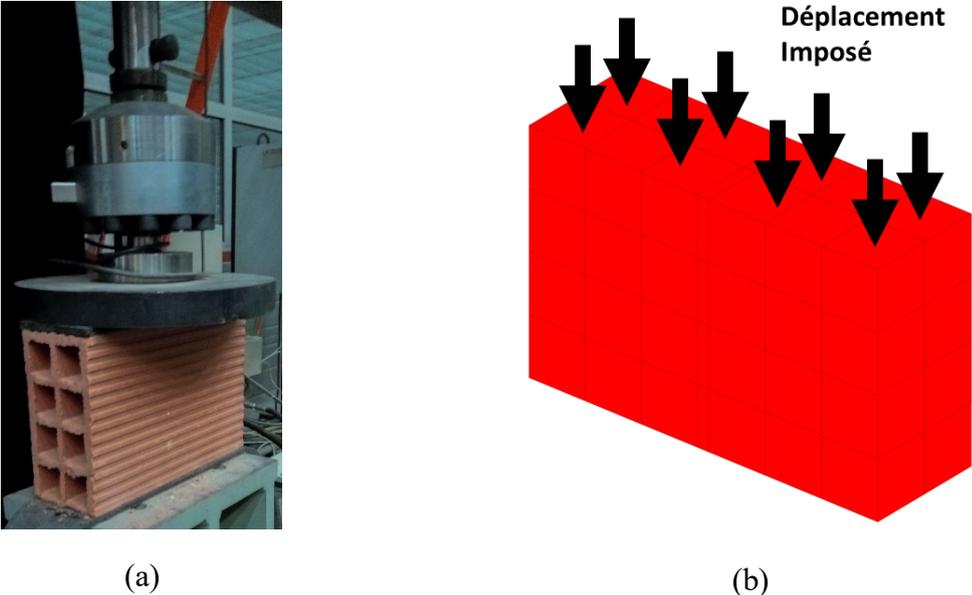


Fig. 118 Essai de compression sur brique dans la direction perpendiculaire, *Brique^{per}* : modèle réel (a) et modèle numérique (b)

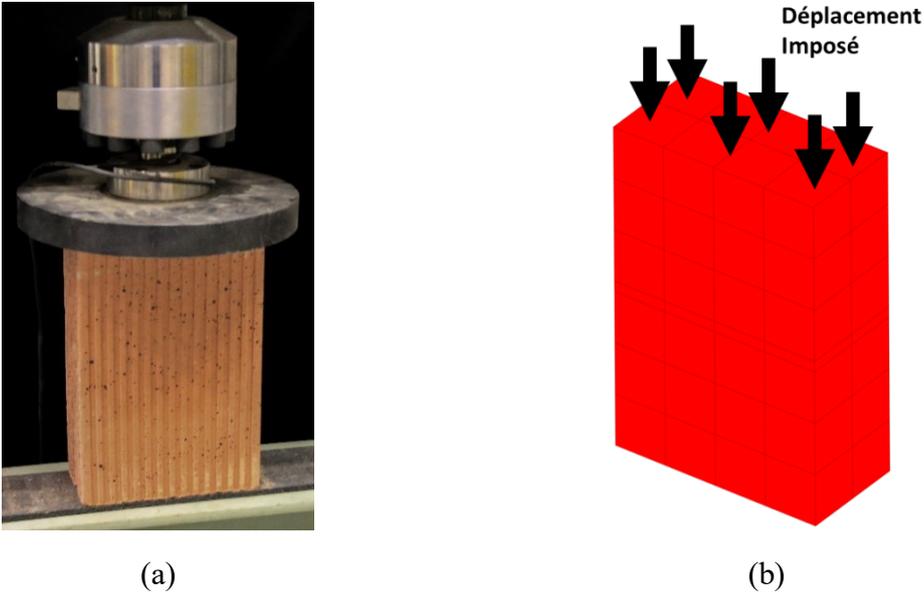


Fig. 119 Essai de compression sur brique dans la direction parallèle, *Brique^{par}* : modèle réel (a) et modèle numérique (b)

D'après les courbes force-déplacement de la figure **Fig. 120**, des modules élastiques égaux à 180 MPa et 1200 MPa ont été fixés pour reproduire la raideur initiale des deux cas de briques testés dans les deux directions perpendiculaire et parallèle aux trous, respectivement (**Tableau 24**). D'autre part, il faut noter aussi que le module élastique de la brique $E_{brique}^{per} = 180 \text{ MPa}$ déterminé dans la simulation numérique est similaire à celui déterminé à partir de l'analyse d'images numériques dans le troisième chapitre (E_{brique}^{corr}). Cela implique par conséquent la cohérence des résultats fournis par la technique ainsi que son efficacité.

En ce qui concerne le coefficient de poisson, la valeur de $\nu = 0.2$ a été attribuée sur la base du travail de **Gabor et al, 2006**.

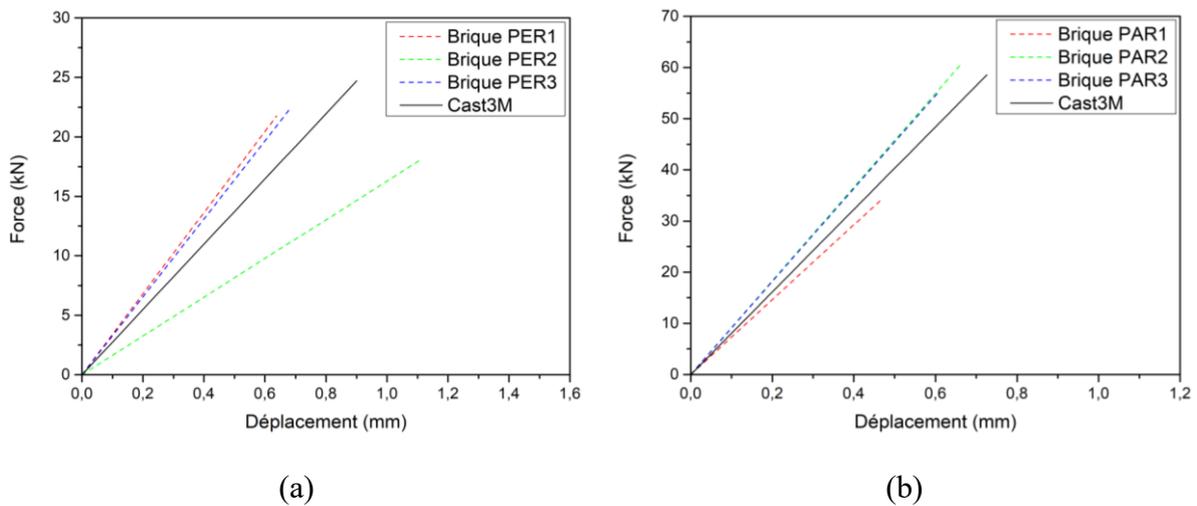


Fig. 120 Calage du module élastique de la brique : *Brique^{per}* (a) et *Brique^{par}* (b)

Paramètres liés au comportement en traction : R_t et Gf^t

La résistance à la traction de la brique n'a pas été déterminée par un essai expérimental direct sur un élément de brique. Ce paramètre a été calibré par analyse inverse en simulant l'essai de la compression diagonale sur murets. Cette étape sera présentée dans la **Section IV.3.2.2.2**. Une résistance à la traction égale à 0.32 MPa a été identifiée à cet effet. Le paramètre de l'énergie de fissuration est déterminé par conséquent à partir de l'équation (**Eq. 39**) suggérée par **Parent, 2015** :

$$Gf^t = 2 \cdot R_t \cdot \varepsilon_{R_t}^{pk} \cdot l \quad (\text{Eq. 39})$$

Où R_t est la résistance à la traction, $\varepsilon_{R_t}^{pk}$ correspond à la déformation au pic de traction calculée comme le rapport de la résistance à la traction et le module élastique de la brique, en supposant

un endommagement pré-pic négligeable. l prise égale à 10 cm est la hauteur classique d'une éprouvette de traction, ce qui donne : $Gf^t = 1.13e^{-4} \text{ MJ/m}^2$.

Paramètres liés au comportement en compression : R_c , $\varepsilon_{R_c}^{pk}$, δ , $\varepsilon^{k,s}$ et R_R

Comme exposé dans le chapitre précédent, le comportement de la brique sous compression est assimilé à une pente linéaire élastique jusqu'à la rupture fragile de l'éprouvette. Dans ce cas, le paramètre $\varepsilon_{R_c}^{pk}$ est pris égal au rapport de la résistance à la compression et le module élastique de la brique, ce qui donne les valeurs indiquées dans le **Tableau 24**.

Tableau 24 Paramètres matériaux fixés pour la brique

Matériau	ν	$E_{brique} [MPa]$	$R_c [MPa]$	$\varepsilon_{R_c}^{pk}$	$R_t [MPa]$	$Gf^t [MJ/m^2]$	δ	$\varepsilon^{k,s}$	β	$R_R [MPa]$
<i>Brique^{per}</i>	0.2	180	0.85	$4.7e^{-3}$	0.32	$1.13e^{-4}$	0.95	$5e^{-4}$	0.15	5
<i>Brique^{par}</i>	0.2	1200	4.6	$3.8e^{-3}$	0.32	$1.13e^{-4}$	0.95	$1e^{-4}$	0.15	5

Le paramètre de confinement δ dépend de l'angle de frottement interne du matériau \emptyset à travers l'équation (**Eq. 40**). Ce paramètre a été calculé par cette équation sur la base d'un angle de frottement de 40.3° entre la brique et le mortier issu de l'essai de cisaillement sur triplets. Cela donne une valeur de $\delta = 0.95$.

$$\delta = \frac{2\sqrt{3} \cdot \sin\emptyset}{3 - \sin\emptyset} \quad (\text{Eq. 40})$$

Par manque de données expérimentales d'un essai cyclique sur brique, la valeur classique du paramètre de refermeture de fissure $R_R = 5 \text{ MPa}$ a été attribuée pour la brique dans notre travail [Sellier et al, 2013]. Les autres paramètres, R_c et $\varepsilon^{k,s}$ ont été déterminés par une analyse inverse grâce à la modélisation de l'essai expérimental de compression sur brique. Dans ce cas, la loi de comportement développée par Sellier et al, 2013 a été utilisée pour modéliser le comportement de la brique. Les modèles numériques construits à cet effet sont les mêmes que ceux présentés précédemment (**Fig. 118 et Fig. 119**). Les courbes force-déplacement de l'essai numérique comparées à celles expérimentales sont montrées sur la figure (**Fig. 121**). La figure montre un comportement similaire entre l'essai numérique et expérimental. Le modèle numérique a réussi à reproduire le comportement expérimental caractérisé par la pente pré-pic linéaire suivi d'une rupture fragile. Les paramètres déterminés après calage sont présentés dans le **Tableau 24**. Il s'agit de : $R_c = 0.85 \text{ MPa}$, $\varepsilon^{k,s} = 5e^{-4}$ et $R_c = 4.6 \text{ MPa}$, $\varepsilon^{k,s} = 1e^{-4}$, respectivement, pour *Brique^{per}* et *Brique^{par}*. La rupture du modèle numérique est exposée

sur la figure **Fig. 122** à travers le profil de déformation inélastique en compression au pic de chargement. Le profil de déformation souligne une rupture en compression survenue au niveau de la moitié supérieure de l'éprouvette pour les deux cas de briques testées.

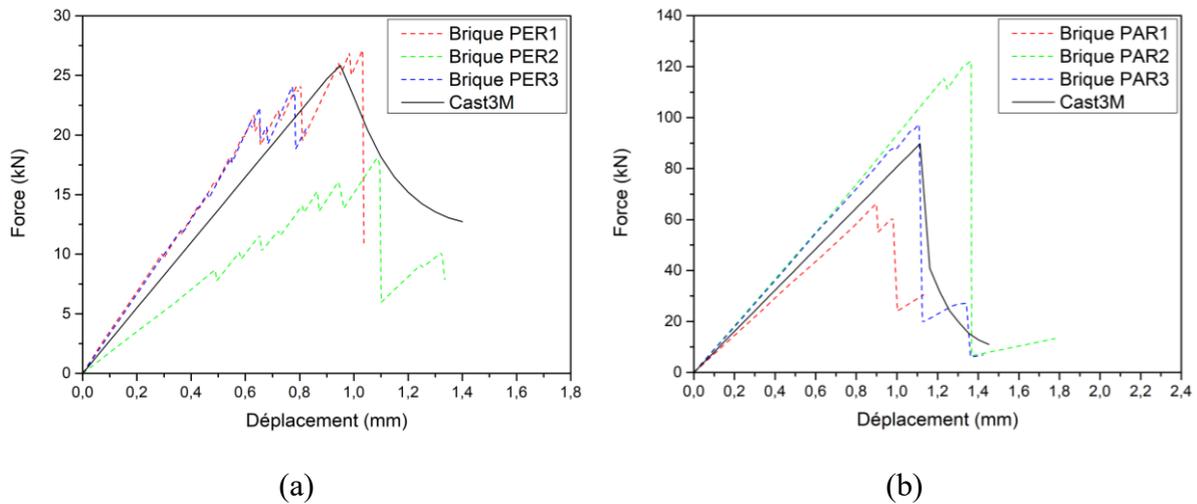


Fig. 121 Courbe force-déplacement de la modélisation numérique de l'essai de compression sur brique : *Brique^{per}* (a) et *Brique^{par}* (b)

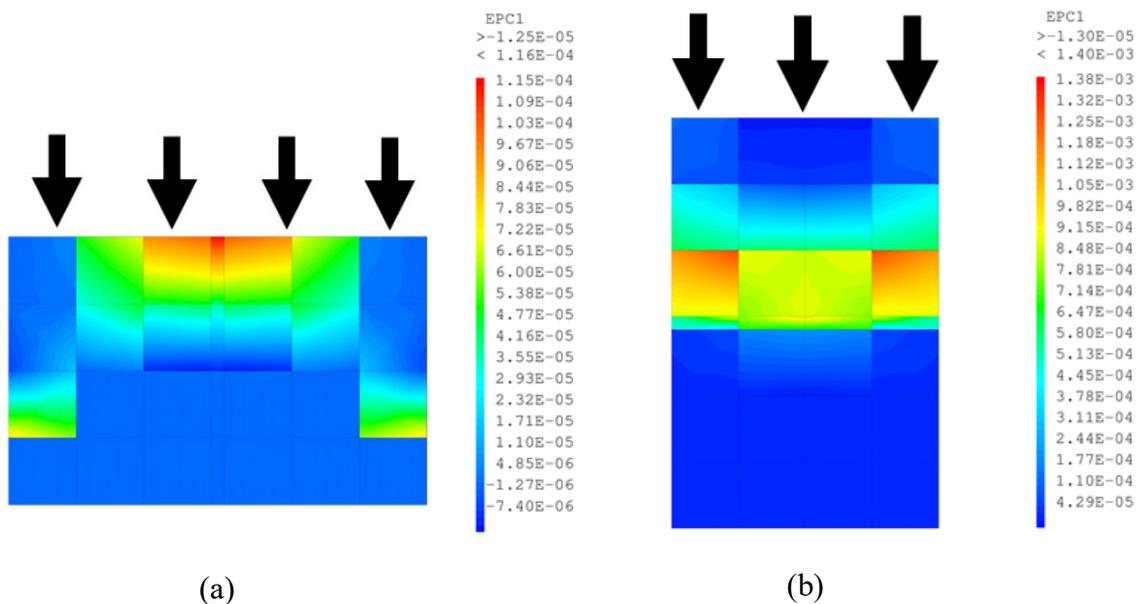


Fig. 122 Profil de déformation inélastique en compression de la brique : *Brique^{per}* (a) et *Brique^{par}* (b)

IV.3.1.2.3 Détermination des paramètres du mortier

Paramètres élastiques : $E_{mortier}$ et ν

Le module élastique du mortier n'a pas été déterminé par un essai expérimental dans ce travail. Pour déterminer sa valeur, une simulation numérique de la partie élastique linéaire de l'essai de compression normale sur muret a été effectuée. Le détail de la simulation est présenté dans la

Section IV.3.2.1. Un module élastique égal à 8000 MPa a été fixé dans ce cas pour le mortier. Comme dans le cas de la brique, un coefficient de poisson $\nu = 0.2$ a été aussi fixé pour le mortier sur la base du travail de **Gabor et al, 2006**.

Paramètres liés au comportement en traction : R_t et Gf^t

Le paramètre de la résistance à la traction $R_t = 4 \text{ MPa}$ a été obtenu directement à partir de l'essai de flexion trois point sur mortier. En absence de la courbe expérimentale, le paramètre de l'énergie de fissuration a été déterminé à partir de l'équation **(Eq. 39)** **[Parent, 2015]**. Cela donne : $Gf^t = 4e^{-4} \text{ MJ/m}^2$.

Paramètres liés au comportement en compression : R_c , $\varepsilon_{R_c}^{pk}$, δ , $\varepsilon^{k,s}$ et R_R

Tout d'abord, il faut noter que la machine utilisée pour l'essai de compression sur mortier ne fournit pas de courbe expérimentale, le seul paramètre déterminé par cet essai est la résistance à la compression. Pour le paramètre δ de Drucker-Prager, la même valeur calculée pour la brique, $\delta = 0.95$, a été aussi attribuée au mortier. Le paramètre de refermeture de fissure R_R , a été pris égal à 5 MPa , cette valeur étant usuelle pour le mortier **[Stablon et al, 2012]**. Le manque de courbe expérimentale permettant l'identification du reste des paramètres, i. e., $\varepsilon_{R_c}^{pk}$ et $\varepsilon^{k,s}$, a conduit par la suite à déterminer leurs valeurs par analyse inverse en simulant un essai de compression sur mortier. D'après des données expérimentales trouvées dans la littérature **[Gabor et al, 2006]** et **[Bergami, 2007]**, le comportement d'un mortier sous compression est similaire à un comportement non-linéaire à allure parabolique avec adoucissement en post-pic **(Fig. 123)**.

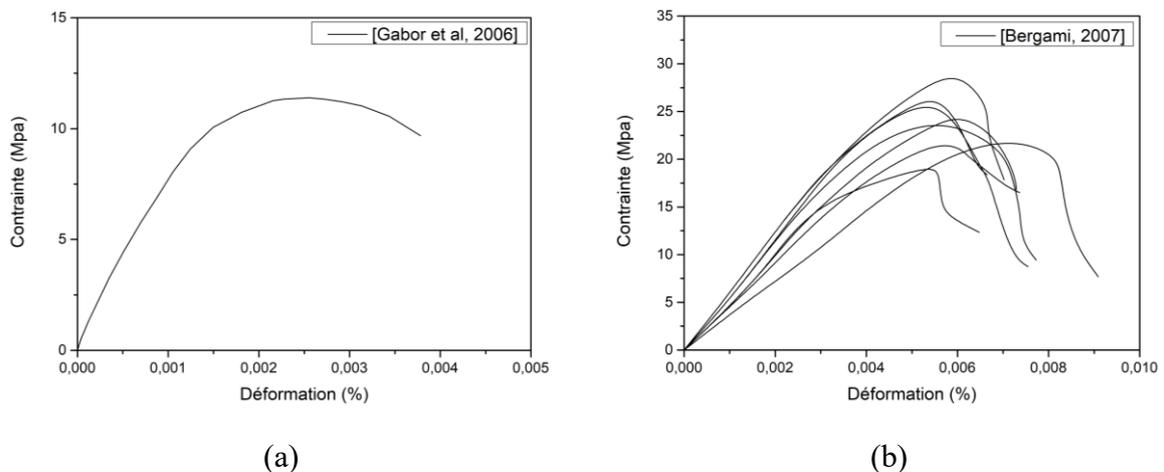


Fig. 123 Courbes contrainte-déformation usuelle d'un essai de compression sur mortier : **[Gabor et al, 2006]** (a) et **[Bergami, 2007]** (b)

L'idée de la simulation numérique est donc d'utiliser les paramètres déjà identifiés pour caler le reste des paramètres en reproduisant l'allure d'un comportement usuel du mortier sous compression, et de comparer le mode de rupture expérimental et numérique. Le modèle numérique de l'éprouvette de mortier $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}$ construit à cet effet est présenté sur la figure **Fig. 124a**. Des éléments finis cubique de type *CUB8* ont été utilisés pour modéliser le mortier. La surface inférieure a été bloqué en déplacement tandis que le chargement est appliqué sur la surface supérieure par un déplacement vertical imposé. Afin de prendre en compte le frottement entre la surface de l'éprouvette et la platine de la presse, la surface supérieure est bloquée dans les directions horizontales. L'essai numérique est lancé prenant en compte les caractéristiques mécaniques identifiées préalablement : un module de Young $E_{mortier} = 8000 \text{ MPa}$, la résistance à la compression $R_c = 14 \text{ MPa}$, la résistance à la traction $R_t = 4 \text{ MPa}$, l'énergie de fissuration en traction $Gf^t = 4e^{-4} \text{ MJ/m}^2$ et le paramètre de refermeture de fissure $R_R = 5 \text{ MPa}$.

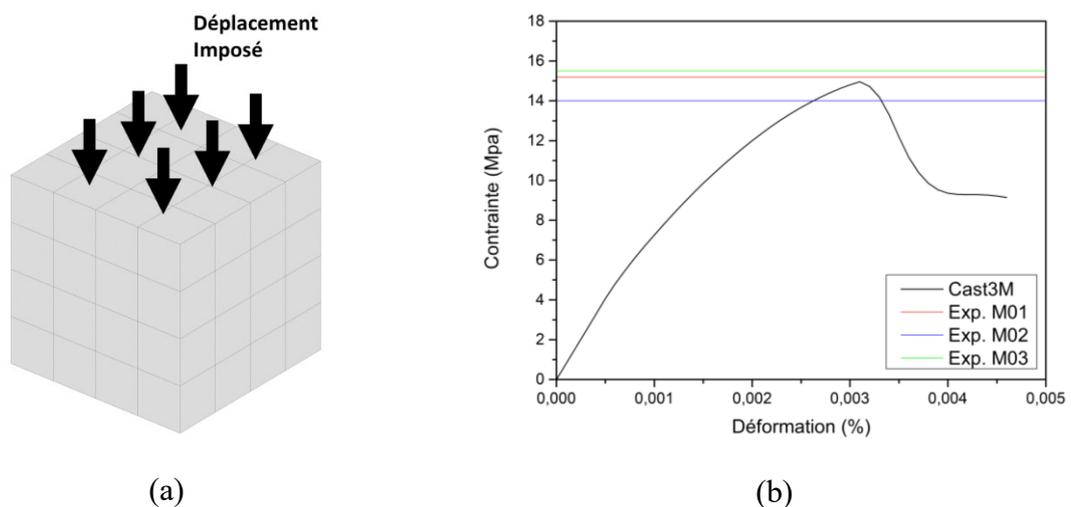


Fig. 124 Modélisation numérique de l'essai de compression sur mortier : modèle numérique (a) et courbe contrainte-déformation

La courbe contrainte-déformation issue de la simulation numérique après calage est présentée sur la figure **Fig. 124b**. Les paramètres identifiés par analyse inverse dans ce cas sont : $\varepsilon_{R_c}^{pk} = 3e^{-3}$, $\varepsilon^{k,s} = 5e^{-4}$. La validité de l'essai numérique est assurée en reproduisant le comportement non-linéaire jusqu'au pic de chargement et l'adoucissement post-pic. En effet, le modèle numérique a réussi à reproduire un comportement analogue à celui observé dans la littérature [**Bergami, 2007**]. De plus, la contrainte maximale numérique est équivalente à la moyenne de celles obtenues expérimentalement de *M01*, *M02* et *M03* (**Tableau 13**). Le profil de rupture numérique est montré sur la figure (**Fig. 125a**) au moyen des déformations

inélastiques en compression. Les déformations inélastiques ont pris la quasi-totalité du volume de l'éprouvette soulignant une rupture brutale similaire à celle de l'essai expérimentale (**Fig. 125b**). Finalement, le **Tableau 25** résume l'ensemble des paramètres identifiés pour le mortier.

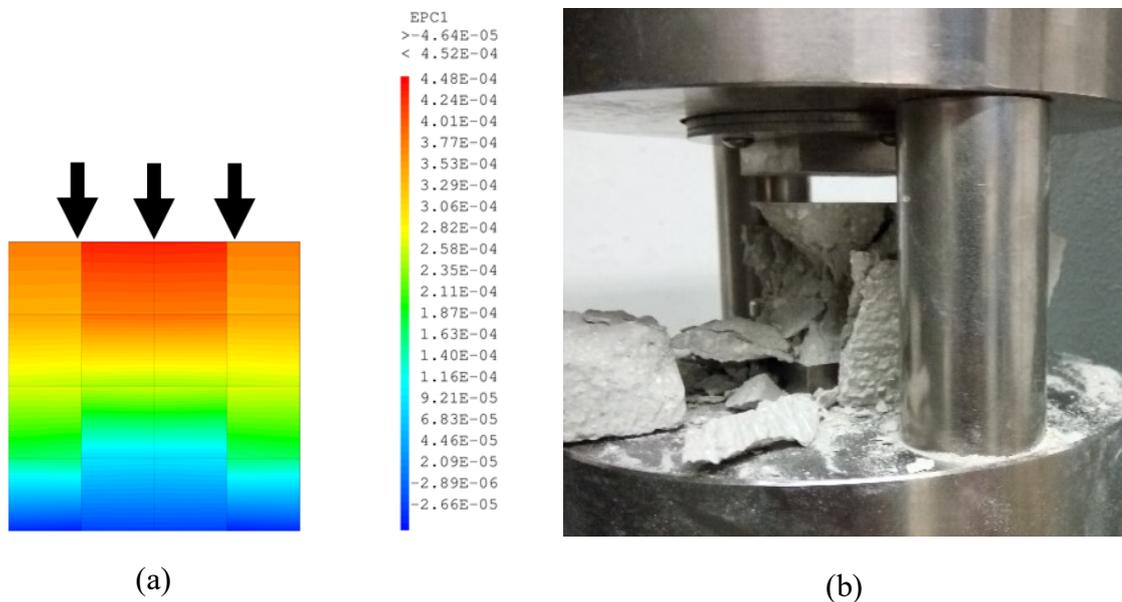


Fig. 125 Profil de rupture de l'essai de compression sur mortier : profil de déformation inélastique en compression au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b)

Tableau 25 Paramètres matériaux fixés pour le mortier

Matériau	ν	$E_{mortier}$ [MPa]	R_c [MPa]	$\varepsilon_{R_c}^{pk}$	R_t [MPa]	Gf^t [MJ/m ²]	δ	$\varepsilon^{k,s}$	β	R_R [MPa]
Mortier	0.2	8000	14	$3e^{-3}$	0.1	$4e^{-4}$	0.88	$5e^{-4}$	0.15	5

IV.3.2 Deuxième phase : détermination à l'échelle d'un muret

IV.3.2.1 Compression normale sur muret

A la suite du manque de la courbe expérimentale d'un essai de compression uni-axial sur mortier, la modélisation numérique de l'essai de compression normale à l'échelle du muret a pour but de déterminer le module élastique du mortier. Cela a été effectué par une simulation élastique linéaire de la pente initiale de la courbe d'essai. Prenant en compte le module élastique des briques ayant été établi précédemment, le module des joints de mortier est déduit à partir d'une analyse inverse.

Calage du module élastique du mortier

Considérant l'essai de compression normale sur muret, la composition brique-mortier du modèle expérimental permettra de conclure que la pente initiale de la courbe d'essai est influencée par deux paramètres, à la fois le module élastique de la brique et celui du mortier.

Comme présenté précédemment, le module élastique de la brique dans la direction perpendiculaire aux joints horizontaux a été fixé à $E_{brique}^{per} = 180 \text{ MPa}$ grâce à l'analyse d'images et la simulation numérique. Connaissant ce paramètre, la modélisation élastique linéaire de l'essai expérimental permettra, par conséquent, de caler le module élastique du mortier. L'idée est de reproduire la pente initiale de la courbe d'essai expérimental par un modèle numérique.

Sur la base de l'approche de la micro-modélisation, le modèle numérique est construit à cet effet en 3D sans introduire un élément d'interface entre la brique et le mortier. En ce sens, on homogénéise la couche de mortier et les deux interfaces situées entre le mortier et les briques, car c'est le module de ce complexe et non celui du mortier qui est à déterminer ici. Les deux constituants brique et mortier ont été modélisés dans ce cas avec des éléments finis cubiques de type *CUB8*. Le maillage du modèle numérique est présenté sur la figure **Fig. 126**. En ce qui concerne les conditions aux limites, le déplacement de la surface inférieure du muret a été bloqué dans les trois directions de l'espace. Le chargement est appliqué par un déplacement vertical imposé sur la surface supérieure.

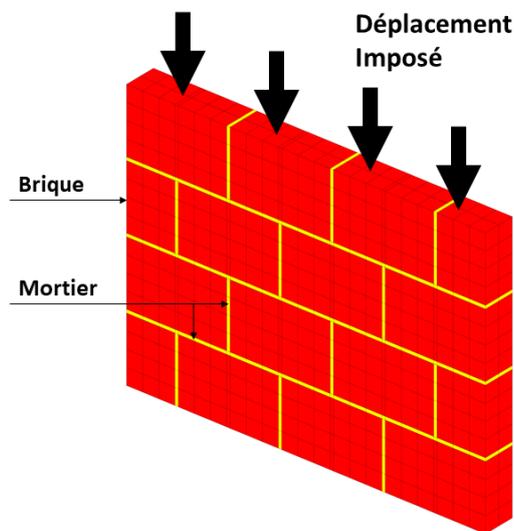


Fig. 126 Modèle numérique du muret sous compression normale

Les courbes contrainte-déformation issues de l'essai numérique sont comparées à celle de l'essai expérimental et montrées sur la figure **Fig. 127**. Le jeu de paramètres utilisé dans la simulation numérique est indiqué dans le **Tableau 26**. Trois valeurs variant de 4000 à 12000 *MPa* ont été choisies pour le module de mortier. Le choix du jeu de paramètres adéquat est basé sur la comparaison des modules tangent de l'essai numérique et sécant expérimental. Le module tangent de l'essai numérique est comparé à celui de l'essai expérimental à 1/3 de

la résistance à la compression du muret soit 0.24 MPa . Comme indiqué dans le **Tableau 26** et la figure **Fig. 127**, un module de mortier égal à 8000 MPa est adéquat pour reproduire la pente initiale de l'essai expérimental. Cela correspond à un module tangent numérique global égal à 230.4 MPa , équivalent à celui de l'essai expérimental qui vaut 230.5 MPa .

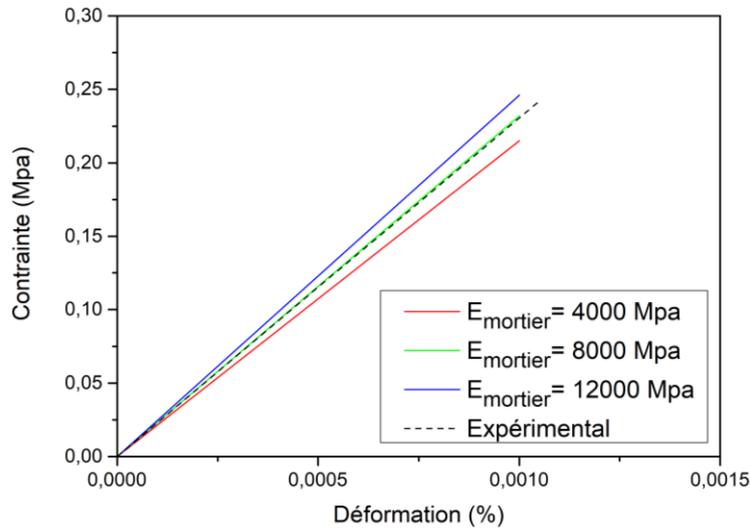


Fig. 127 Calage du module élastique de mortier

Tableau 26 Identification du module élastique de mortier

E_{brique}^{per} [MPa]	180	180	180
$E_{mortier}$ [MPa]	4000	8000	12000
Module tangent num. [MPa]	208.2	230.4	238.4
Module sécant exp. [MPa]	230.5		

Enfin, un module élastique $E_{mortier} = 8000 \text{ MPa}$ est fixé pour le mortier pour la suite de notre travail. Notons ainsi que la valeur adoptée est proche de celle déterminée dans le travail de **Gabor et al, 2006** égale à 8300 MPa pour un mortier de 11 MPa de résistance environ (15 MPa dans notre cas).

IV.3.2.2 Compression diagonale sur muret

La compression diagonale fait intervenir les deux modules élastiques de la brique E_{brique}^{per} et E_{brique}^{par} , présentés précédemment. Dans un premier temps, le module élastique de la brique dans la direction diagonale doit donc être déterminée grâce à la simulation numérique élastique linéaire de cet essai. En comparant les raideurs initiales de l'essai numérique et expérimental, le module élastique diagonale de la brique peut être évalué. Le fait que la rupture diagonale dans l'essai expérimental soit gouvernée par l'atteinte de la résistance à la traction de la brique,

la deuxième utilité de cet essai consiste à déterminer le paramètre de résistance à la traction de la brique, que l'expérimentation n'a pas pu fournir. La variation de ce paramètre et la comparaison de la rupture à l'échelle globale du muret permettront de fixer la valeur adéquate de résistance à la traction.

IV.3.2.2.1 Calage du module élastique de la brique

Comme indiqué précédemment, le module élastique de la brique dans la direction perpendiculaire aux trous a été estimé grâce à l'analyse d'images et à la simulation numérique. Cependant, dans le cas où la brique est sollicitée dans sa direction diagonale, le cas de la maçonnerie de remplissage dans notre étude, son module élastique est différent. D'après **Tomazevic et al 2012**, ce module diagonal peut-être déterminé grâce à un essai de compression diagonale mené sur un élément de brique ce qui n'as pas été effectué dans notre travail. Pour avoir une estimation de ce paramètre, une simulation numérique élastique linéaire de l'essai de compression diagonale sur muret a été conduite. Le même principe utilisé pour déterminer le module du mortier dans le cas de la compression normale a été également suivi pour le module élastique de la brique. Il s'agit de reproduire la pente initiale de l'essai de compression diagonale avec un jeu de paramètres basé sur le module élastique du mortier et celui de la brique. En raison de la nature supposée isotrope du mortier, le module élastique déterminé précédemment, $E_{mortier} = 8000 \text{ MPa}$, est conservé pour l'ensemble de la modélisation numérique. Le jeu de paramètres comprend des modules élastiques de brique allant de 900 MPa à 1300 MPa (**Tableau 27**).

Tableau 27 Identification du module élastique diagonale de la brique

$E_{mortier} \text{ [MPa]}$	8000	8000	8000
$E_{brique}^{diag} \text{ [MPa]}$	900	1100	1300
Raideur initiale num. $[\text{kN/mm}]$	42.5	50.1	57.1
Raideur initiale exp. $[\text{kN/mm}]$	50.7		

La stratégie de modélisation adoptée dans la simulation numérique de l'essai de compression normale est aussi utilisée dans le cas de la compression diagonale. Les deux constituants, brique et mortier, ont été modélisés avec des éléments finis cubiques de type *CUB8*. Le modèle numérique construit à cet effet est montré sur la figure **Fig. 128**. Par mesure de simplification, le modèle numérique est testé dans une position horizontale. Cela facilite l'application des conditions aux limites et du chargement comme il est bien indiqué dans la même figure. Le chargement est appliqué par deux déplacements identiques imposés sur les deux surfaces comme indiqué sur la même figure.

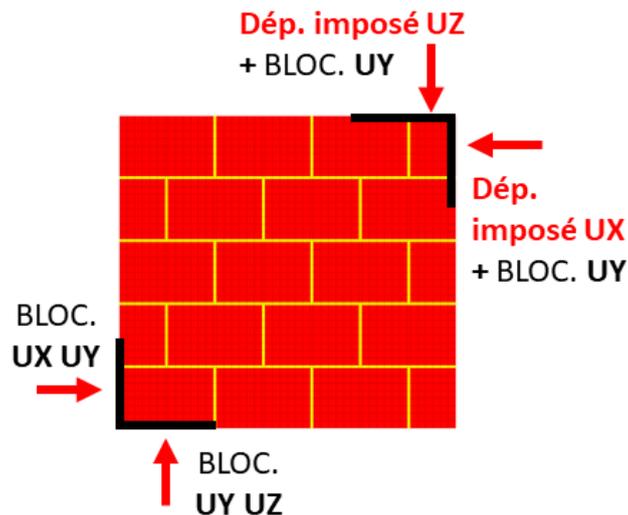


Fig. 128 Modèle numérique du muret sous compression diagonale

Les courbes force-déplacement de l'essai numérique et expérimental sont montrées sur la figure **Fig. 129**. La raideur initiale issue de la simulation numérique et de l'essai expérimental sont déterminées à 1/3 de la résistance à la rupture diagonale du muret, soit à 12.9 kN. Un bon accord entre la pente initiale numérique et expérimentale est observé quand un module élastique égal à 1100 MPa est choisi pour la brique (**Fig. 129**). Cela correspond à une raideur initiale numérique égale à 50.1 kN/mm comparé à 50.7 kN/mm de l'essai expérimental (**Tableau 27**). Enfin, un module élastique $E_{brique}^{diag} = 1100 \text{ MPa}$ est fixé pour la brique dans ce cas.

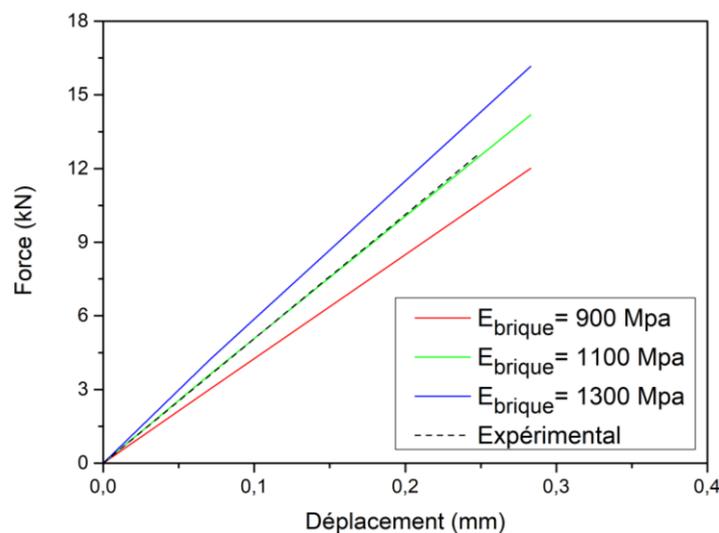


Fig. 129 Calage du module élastique diagonale de la brique

IV.3.2.2.2 Calage de la résistance à la traction de la brique

Comme évoqué dans le troisième chapitre, le mode de rupture du muret testé sous compression diagonale est caractérisé par une fissuration intra-brique le long de la diagonale. La fissuration en escalier des joints de mortier horizontaux et verticaux n'a pas été signalée. Par conséquent,

la rupture diagonale du muret est supposée gouvernée par la résistance à la traction de la brique. Donc, à travers une simulation numérique non-linéaire, la variation de ce paramètre permettra d'identifier la résistance à la traction de l'élément de brique. Trois valeurs ont été utilisées dans la simulation numérique : 0.22, 0.32 et 0.42 MPa (**Tableau 28**) (**Fig. 130**). En comparant la courbe expérimentale avec celles de la simulation numérique, une résistance à la traction $R_t = 0.32 \text{ MPa}$ pour la brique ait apparue la plus adéquate, donnant ainsi une résistance à la rupture diagonale de 38.3 MPa analogue à celle donnée par l'essai expérimental (**Fig. 131**). Le profil de rupture est aussi convenablement reproduit par le modèle numérique, caractérisé par une rupture diagonale en traction des éléments de briques (**Fig. 132**). On constate néanmoins une variation du profil de rupture au niveau des conditions limites. En effet, la fissuration se propage expérimentalement jusqu'au niveau des appuis, tandis qu'elle n'intervient pas dans cette zone dans les simulations numériques, induisant une inclinaison de la surface de rupture.

Tableau 28 Identification de la résistance à la traction de la brique

R_t [MPa]	0.22	0.32	0.42
Résistance du muret num. [kN]	31.8	38.3	47.5
Résistance du muret exp. [kN]	38.6		

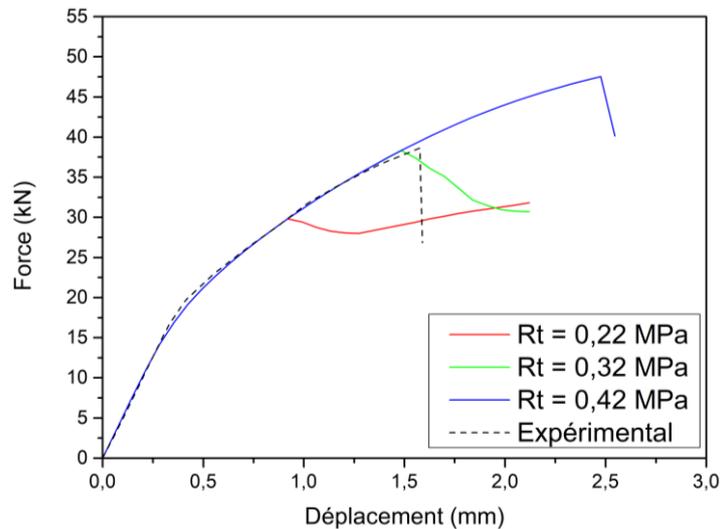


Fig. 130 Calage de la résistance à la traction de la brique

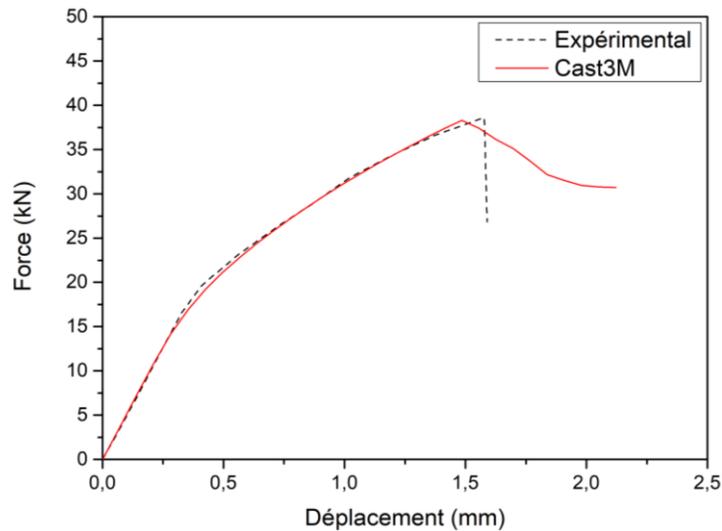


Fig. 131 Courbe force-déplacement de modélisation numérique de l'essai de compression diagonale sur muret

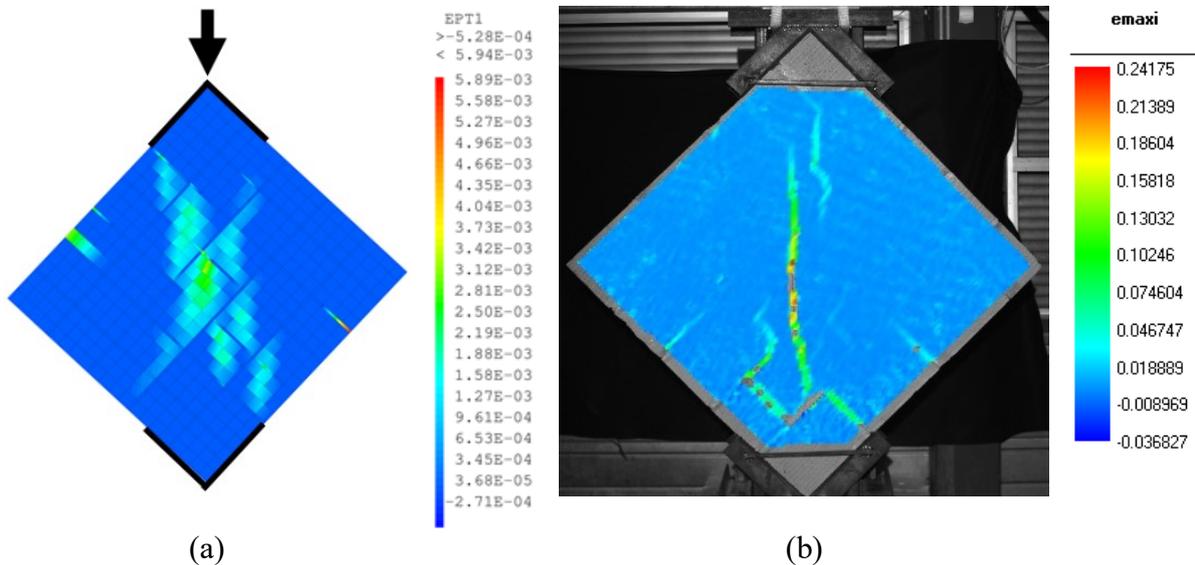


Fig. 132 Profil de rupture de l'essai de compression diagonale sur muret : profil de déformation inélastique en traction au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b)

IV.4 Modélisation à l'échelle globale : Portique vide et rempli en maçonnerie

IV.4.1 Construction du modèle numérique

Les dimensions du modèle expérimental traité auparavant ont été respectées dans le modèle numérique. La géométrie du modèle dans ce cas nécessite un maillage spécifique, adaptée au béton, à la brique, au joint de mortier et aux aciers présents. Chaque élément de la structure doit être modélisé avec sa propre géométrie en conséquence. A cet effet, l'acier de ferrailage est modélisé par un élément barre à deux nœuds (Fig. 133a). Quant au béton et aux éléments de la

maçonnerie, brique et mortier, ils sont considérés comme des éléments continus en élément finis volumique de type *CUB8*, d'élancement plus ou moins important suivant le constituant considéré (Fig. 133b et Fig. 134).

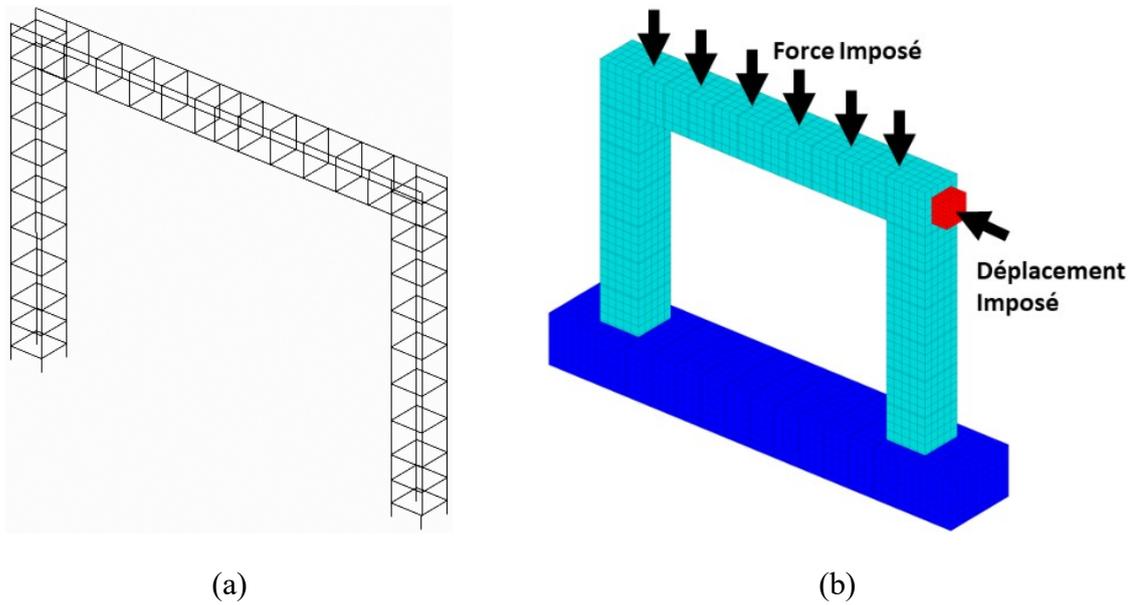


Fig. 133 Modélisation du portique vide : acier de ferrailage (a) et cadre de portique sur longrine en béton et avec la platine de chargement (b)

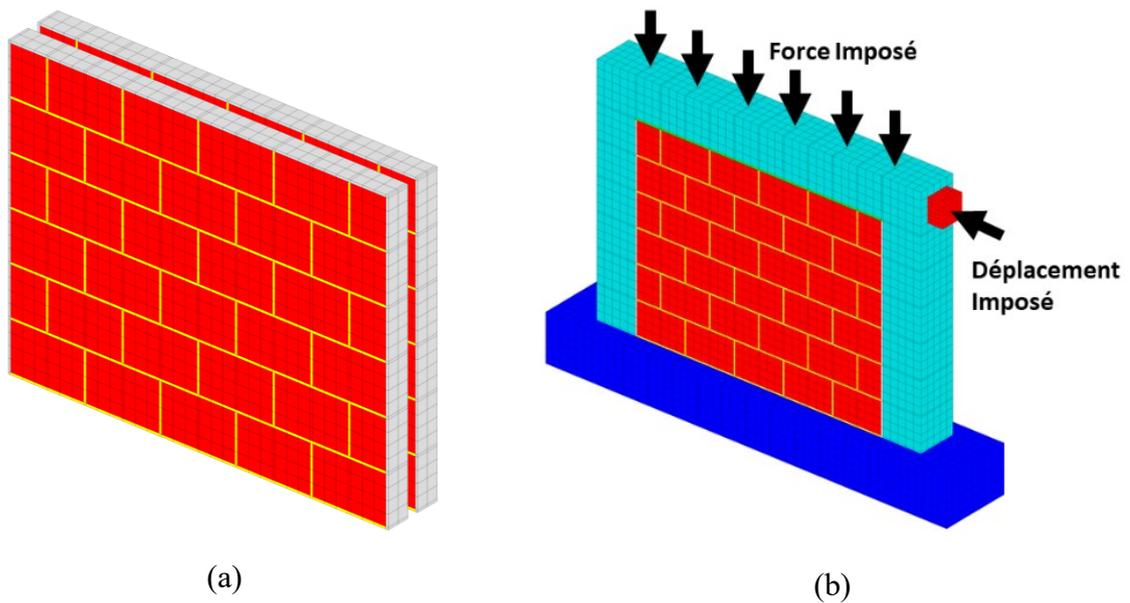


Fig. 134 Modélisation du portique rempli : maçonnerie de remplissage en double parois (a) et portique rempli sur longrine en béton et avec la platine de chargement (b)

Conformément au protocole expérimental, le modèle numérique est soumis au début de l'essai à un chargement vertical réparti maintenu constant durant toute l'opération. Ce chargement est piloté en force jusqu'à l'atteinte d'une charge répartie constante de 80 kN . Ensuite, un

déplacement latéral imposé est appliqué au moyen d'une platine modélisée à cet effet (**Fig. 133b et Fig. 134b**). Les conditions aux limites sont assurées grâce à un blocage complet de la longrine.

En ce qui concerne la loi de comportement, l'acier de construction suit un modèle élasto-plastique standard implémenté sous Cast3M dont les paramètres sont présentés dans le **Tableau 21**. De la même manière, la loi d'endommagement décrite précédemment est utilisée pour modéliser le comportement de béton et les éléments de maçonnerie, brique et mortier.

IV.4.2 Portique vide

IV.4.2.1 Chargement monotone

La simulation numérique de l'essai sur portique vide est effectuée tout d'abord sous un chargement monotone prenant en compte les paramètres matériaux identifiés dans la **Section IV.3.1.1 et IV.3.1.2.1** pour l'acier et le béton (*Béton^V*). Le modèle numérique construit à cet effet est présenté dans la figure **Fig. 133**. La figure **Fig. 135** montre la courbe force-déplacement correspondante à l'essai numérique comparée à celle de l'essai expérimental. La résistance latérale est légèrement sous-estimée par rapport au modèle expérimental d'environ 2.6 %, 74.2 kN comparée à 76.2 kN expérimentale (**Tableau 29**). En revanche, un déplacement au pic très proche est rapporté dans ce cas, 24.5 mm comparé à 24.3 mm pour l'essai expérimental. En post-pic, une perte plus importante de résistance a été constatée dans le cas du modèle numérique.

Au début de l'essai, le modèle numérique a montré une raideur initiale surestimée par rapport à celle obtenue expérimentalement, respectivement, 28.1 kN/mm comparée à 19 kN/mm (**Tableau 29**). Un changement de pente brusque a été constaté par la suite dans la partie pré-pic. Cela commence à partir d'un déplacement latéral d'environ 10 mm (*point Pré – pic*, **Fig. 135**). Cette variation brusque coïncide avec le début de plastification de l'armature en bas du poteau gauche comme indiqué dans la figure **Fig. 136**. Le profil de déformation inélastique de portique obtenu au niveau *Pré – pic* montre aussi un développement de fissures importantes de flexion au niveau de la poutre (côté chargé) et en bas des poteaux ce qui n'a pas été constaté dans le cas de l'essai expérimental (**Fig. 137a-b**). Un mode de rupture dû à un mécanisme de flexion proche de celui de l'essai expérimental est obtenu numériquement. Il est caractérisé par la localisation des fissures importantes au niveau des connexions poteau-poutre, côté gauche

principalement. La plastification de l'armature est aussi constatée en bas des poteaux et au niveau des connexions poteau-poutre.

En effet, le comportement non-linéaire du portique sous chargement monotone est convenablement reproduit par le modèle numérique validant ainsi les paramètres matériaux identifiés précédemment.

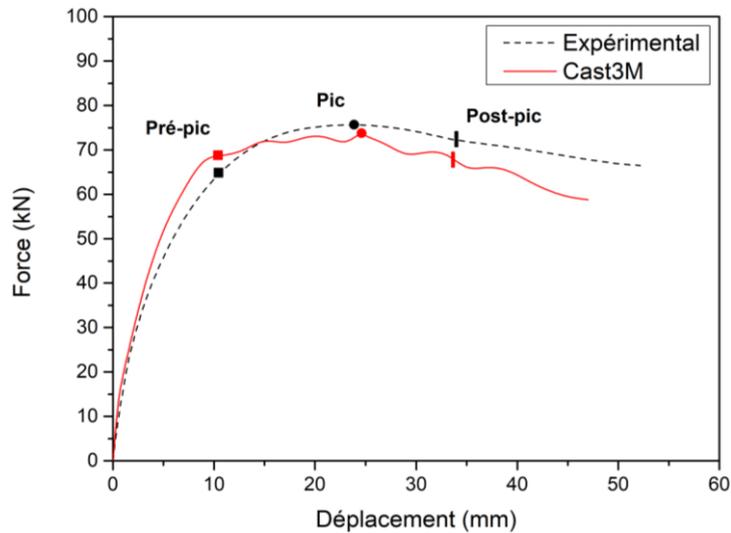


Fig. 135 Réponse de l'essai numérique sur portique vide (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (pré-pic, pic et post-pic)

Tableau 29 Résultats numériques du portique vide sous chargement monotone comparés aux résultats expérimentaux

	Expérimental	Numérique
Résistance latérale du portique [<i>kN</i>]	76.2	74.2
Déplacement au pic de chargement [<i>mm</i>]	24.3	24.5
Raideur initiale [<i>kN/mm</i>]	19.0	28.1

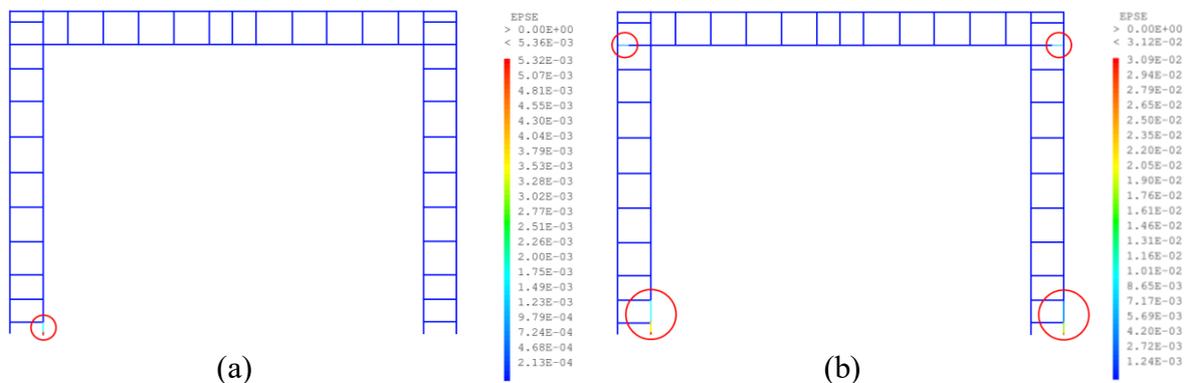


Fig. 136 Profil de déformation inélastique de l'armature dans le cas de portique *P.S.02* dans deux niveaux de chargement : pré-pic (a) et pic (b)

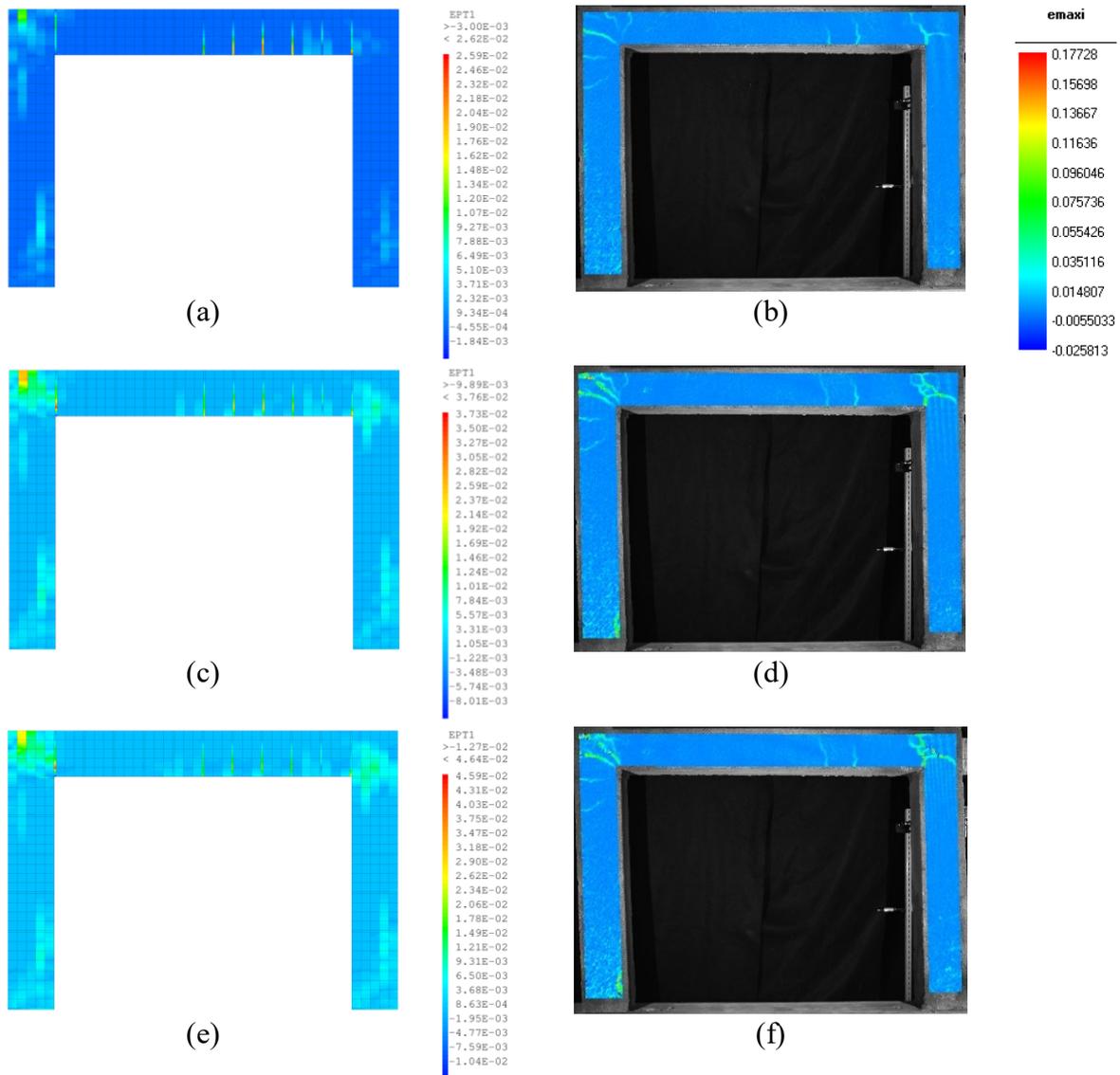


Fig. 137 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement (chargement monotone) : pré-pic (a)-(b), pic (c)-(d) et post-pic (e)-(f)

IV.4.2.2 Cycles de charge/décharge

Relativement à un chargement de type cyclique, la loi d'endommagement utilisée offre un mécanisme de restitution de la rigidité géré par un paramètre de refermeture de fissure nommée R_R . Il s'agit de la contrainte de compression nécessaire pour restituer la rigidité d'un matériau fissuré suite à une phase de traction. Ce paramètre est identifié dans cette partie en testant le même modèle numérique précédent du portique vide soumis cette fois à des cycles de charge/décharge. L'idée est de reproduire, par analyse inverse, l'allure de la courbe force-déplacement et le comportement hystérétique de l'essai expérimental. Trois valeurs ont été testées pour R_R à cet effet : 6 MPa, 8 MPa et 10 MPa (**Fig. 138**).

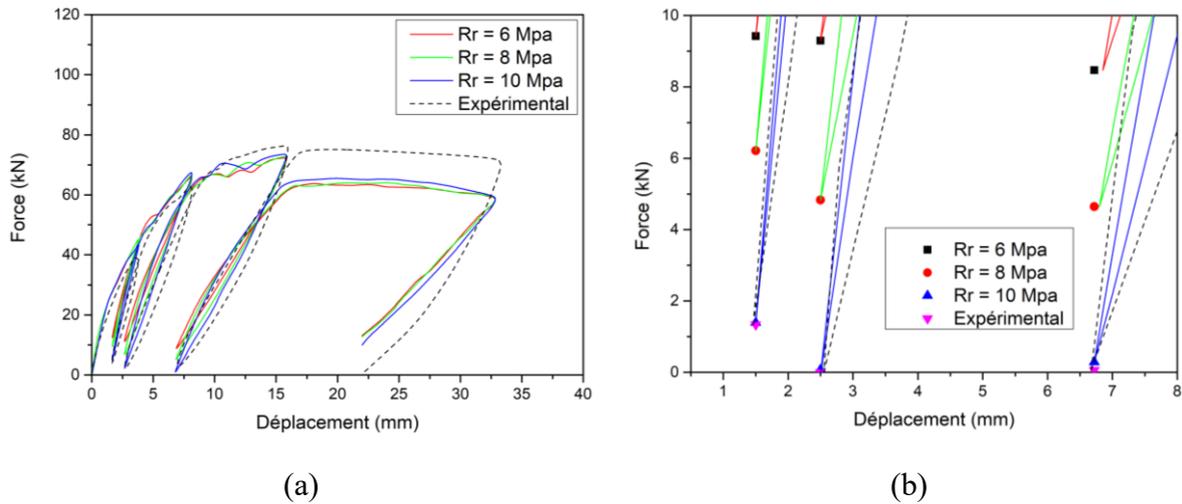
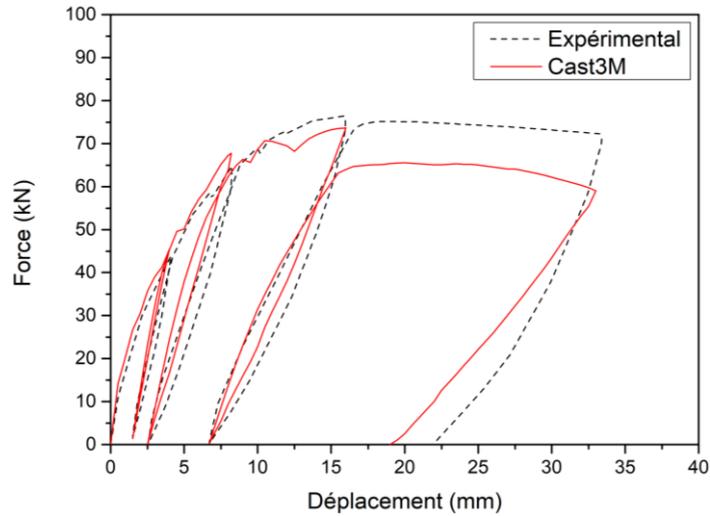
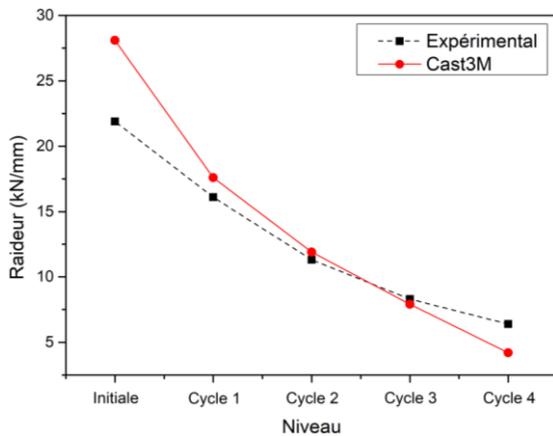


Fig. 138 Calage du paramètre de refermeture de fissure R_R : courbes force-déplacement (a), points limites à la fin de déchargement pour chaque cycle (b)

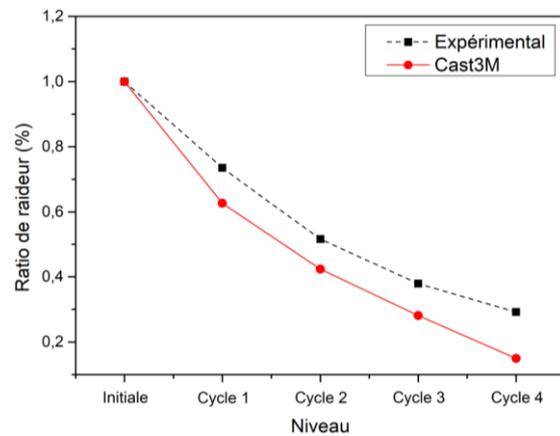
D'après la figure **Fig. 138**, il est clairement observé une influence considérable de ce paramètre au niveau de la restitution de la raideur du portique au moment de déchargement. De même, les trois valeurs de R_R ont données des efforts latéraux différents, en fin d'un déchargement et pour le même déplacement imposé (**Fig. 138b**). La même figure montre que pour un choix de $R_R = 10 \text{ MPa}$ les points limites à la fin de déchargement du modèle numérique et expérimental sont superposés. C'est cette valeur qui sera retenue par la suite. La figure **Fig. 139a** montre la courbe numérique pour la valeur retenue de $R_R = 10 \text{ MPa}$ comparée à celle de l'essai expérimental. A part une résistance latérale légèrement sous-estimée au pic d'environ 3.7 % (73.6 kN comparée à 76.4 kN expérimentale), le modèle numérique a réussi à reproduire globalement un comportement en hystérésis proche de celui de l'essai expérimental. Les figures **Fig. 139b-c** et le **Tableau 30** montrent par ailleurs l'évolution de la raideur du portique au niveau de chaque cycle pour l'essai numérique et expérimental. La raideur initiale dans l'essai numérique est légèrement surestimée par rapport à celle de l'essai expérimental, respectivement, 28.1 kN/mm comparée à 21.9 kN/mm. A travers les cycles de charge/décharge, la dégradation de raideur est générée par le modèle numérique avec la formation des boucles hystérésis. Cette dégradation est due à l'ouverture des fissures au sein du portique et plus particulièrement à leur concentration au niveau de la connexion poteau-poutre (**Fig. 141**). L'écart entre la raideur numérique et la raideur expérimentale se réduit progressivement de 22 % en raideur initiale à 4.8 % au pic de chargement (cycle 3) (**Tableau 30**). Cependant, dans les cycles 3 et 4 qui interviennent après le pic de chargement, le modèle numérique a connu une perte plus importante de raideur par rapport à la raideur initiale comparée à l'essai expérimental (**Fig. 139c**).



(a)



(b)



(c)

Fig. 139 Evolution de la raideur à travers les cycles (portique vide) : courbe force-déplacement (a), évolution de la raideur en fonction des cycles (b) et évolution de la raideur dans les cycles par rapport à la raideur initiale (c)

Tableau 30 Raideur initiale et sécante à travers les cycles de portique vide

	Initiale	1 ^{er} cycle	2 ^{ème} cycle	3 ^{ème} cycle	4 ^{ème} cycle
Raideur Exp. [kN/mm]	21.9	16.1	11.3	8.3	6.3
Raideur Num. [kN/mm]	28.1	17.6	11.9	7.9	4.2

Le profil de déformation numérique est comparé au profil de déformation expérimental en trois niveaux (**Fig. 140**) : pré-pic, pic et post-pic. La figure **Fig. 141** montre un schéma de rupture analogue à celui obtenu dans le cas du chargement monotone. En comparant le mode de rupture numérique et expérimental de la figure **Fig. 141c-f**, la perte plus importante de raideur dans le modèle numérique est dû à une fissuration plus importante et plus diffuse comparée à celle de l'essai expérimental. Une perte plus importante est également constatée en termes de résistance entre le 3^{ème} et 4^{ème} cycle de la courbe force-déplacement (**Fig. 140**).

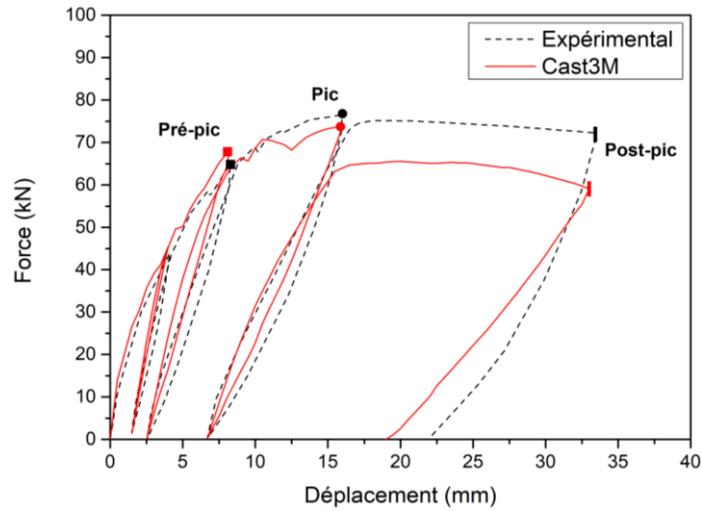


Fig. 140 Réponse de l'essai numérique sur portique vide (cycles de charge/décharge) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (pré-pic, pic et post-pic)

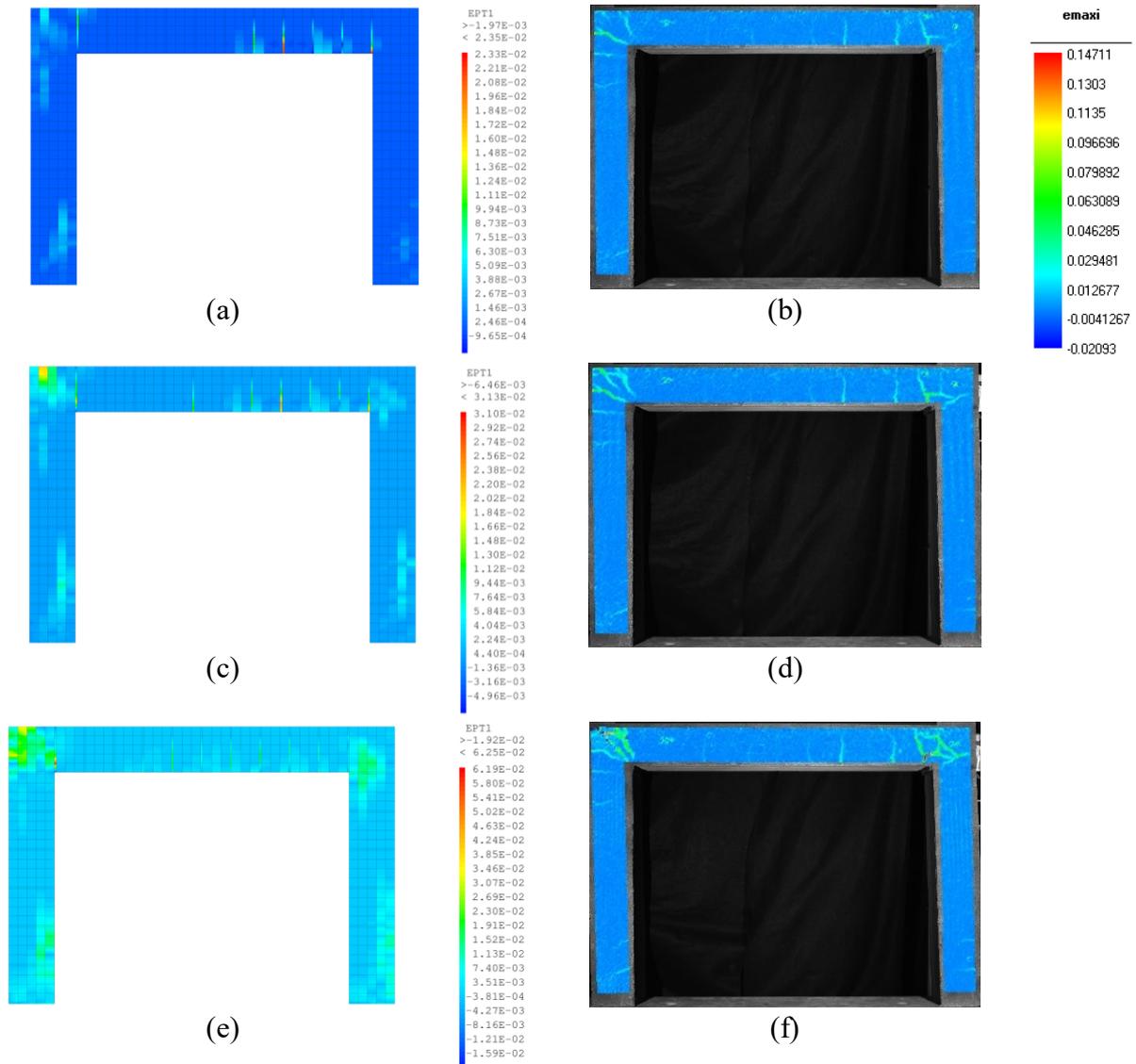


Fig. 141 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement (cycle de charge/décharge) : pré-pic (a)-(b), pic (c)-(d) et post-pic (e)-(f)

IV.4.3 Portique rempli

IV.4.3.1 Chargement monotone

Dans le cas du portique vide, les paramètres matériaux identifiés à l'échelle de constituant sont plutôt suffisants pour reproduire un comportement adéquat à une échelle de portique. De la même manière, la simulation du portique rempli soumis au chargement monotone est réalisée en premier lieu. Elle fait intervenir les paramètres matériaux identifiés précédemment. Pour la structure en béton armé, les paramètres matériaux concernent l'acier de construction et le béton (*Béton^R*) présentés dans les **Tableau 21** et **Tableau 23** (**Section IV.3.1.1** et **IV.3.1.2.1**). Pour la maçonnerie de remplissage, les paramètres de la brique (*Brique^{per}*) et le joint de mortier présentés dans le **Tableau 24** et **Tableau 25** sont utilisés (**Section IV.3.1.2.2** et **IV.3.1.2.3**).

Le modèle numérique construit à cet effet est présenté sur la figure **Fig. 134**. Sa réponse en termes de relation force-déplacement indique une sous-estimation de la résistance latérale d'environ 13 % par rapport à l'essai expérimental, 171.4 kN contre 196.7 kN (**Fig. 142**). Ce fait indique une sous-estimation d'un ou plusieurs paramètres lors du passage d'une échelle de constituants ou de muret à l'échelle de portique. Les résultats en termes de profil de déformations inélastiques sont montrés dans la figure **Fig. 143** en deux niveaux de chargement : au début de l'essai (*point A*) et au pic de chargement.

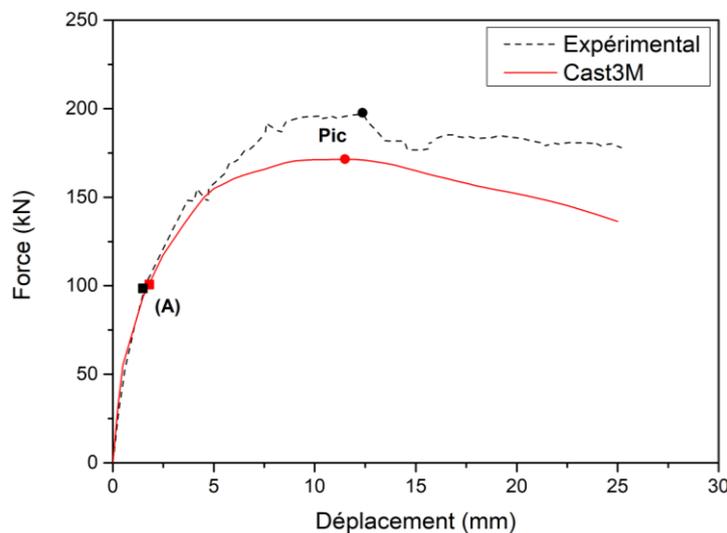


Fig. 142 Réponse du premier essai numérique sur portique rempli (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (*point A* et pic)

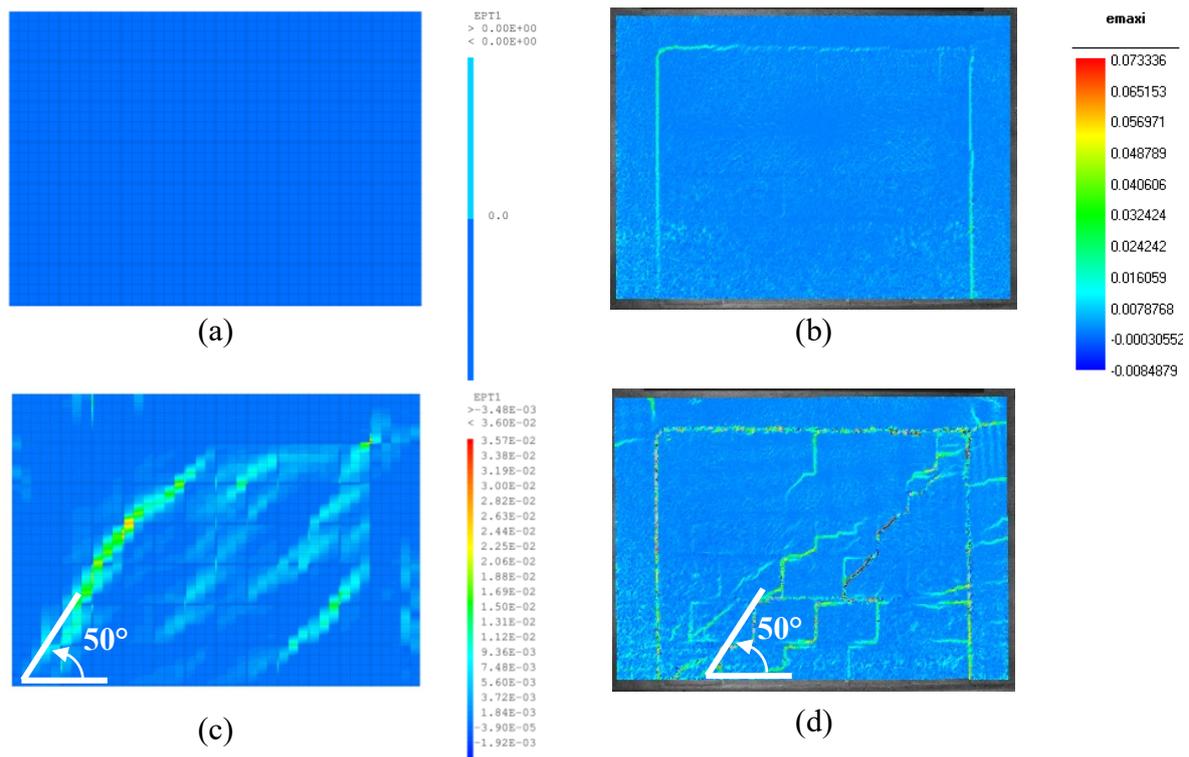


Fig. 143 Profil de déformation inélastique en traction dans deux niveaux de chargement : *point A* (a)-(b), et au pic de chargement (c)-(d)

Malgré la résistance latérale sous-estimée, le modèle numérique a reproduit des fissurations diagonales diffuses au sein de mur. L'ouverture des fissures au niveau de la connexion poteau-poutre et des fissurations de flexion en bas de poteau côté droit sont également rapportées, tandis que les déformations au niveau du contour mur-cadre de portique n'ont pas été reproduites. Vu que le comportement du cadre de portique seul est déduit par passage d'une échelle de constituants à l'échelle de portique sans avoir recours à un recalage, les paramètres du béton et de l'acier n'ont pas d'impact sur cette baisse de résistance globale dans le cas du portique rempli. D'autre part, le profil de déformation inélastique montre que même si les déformations diagonales numériques et expérimentales ont les mêmes orientations à 50° (**Fig. 143c-d**), le chemin des déformations du modèle numérique est principalement intra-brique différent du modèle expérimental. Cela est peut-être dû à la modélisation isotrope des briques, qui ne prend pas en compte l'anisotropie ni en termes de raideur, ni en termes de résistance. L'attention est donc portée aux paramètres de la maçonnerie et de la brique en particulier, en raison de la sensibilité de sa résistance à la compression à la direction d'application de la charge. Il faut noter que la résistance à la compression utilisée dans le modèle numérique pour la brique est celle de la direction perpendiculaire aux trous (*Brique^{per}*) alors que la sollicitation appliquée à l'élément de brique dans le cas de ce portique est à la fois perpendiculaire et

parallèle aux trous. Cela permet de mettre l'hypothèse que le paramètre de résistance à la compression de l'élément de brique dans ces conditions est compris entre la résistance aux sollicitations perpendiculaire et parallèle au trous, $R_c = 0.85 \text{ MPa}$ et $R_c = 4.6 \text{ MPa}$, respectivement (**Tableau 24**). A cet effet, une analyse inverse de ce paramètre est effectuée afin de trouver la résistance appropriée sous ces nouvelles conditions. La valeur initiale est augmentée par pas de 0.1 MPa jusqu'à recouvrer la résistance latérale expérimentale. La figure **Fig. 144** et le **Tableau 31** montrent l'influence du paramètre R_c sur la courbe force-déplacement ainsi que la résistance au pic obtenu, respectivement.

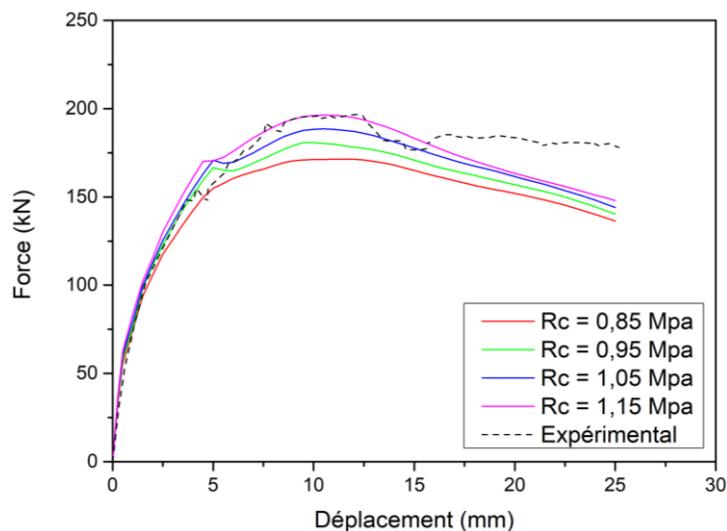


Fig. 144 Réponse du portique rempli en fonction du paramètre R_c de la brique

Tableau 31 Résistance latérale du portique rempli sous chargement monotone en fonction du paramètre R_c de la brique

	$R_c = 0.85 \text{ MPa}$	$R_c = 0.95 \text{ MPa}$	$R_c = 1.05 \text{ MPa}$	$R_c = 1.15 \text{ MPa}$
Résistance latérale Exp. [kN]			196.7	
Résistance latérale Num. [kN]	171.4	180.8	188.6	196.4

D'après les résultats numériques, l'augmentation de la résistance à la compression de la brique se traduit par une augmentation de la résistance au chargement latéral. De plus, une résistance à la compression $R_c = 1.15 \text{ MPa}$ pour la brique permet de retrouver la résistance latérale de l'essai expérimental ainsi qu'une courbe de comportement proche (**Fig. 145**). C'est donc principalement la résistance en compression perpendiculaire aux trous qui pilote la résistance des briques dans la maçonnerie avant tout. En revanche, le modèle numérique n'a pas reproduit les déformations au niveau du contour mur-cadre de portique comme le profil de déformation inélastique l'indique (**Fig. 146a**).

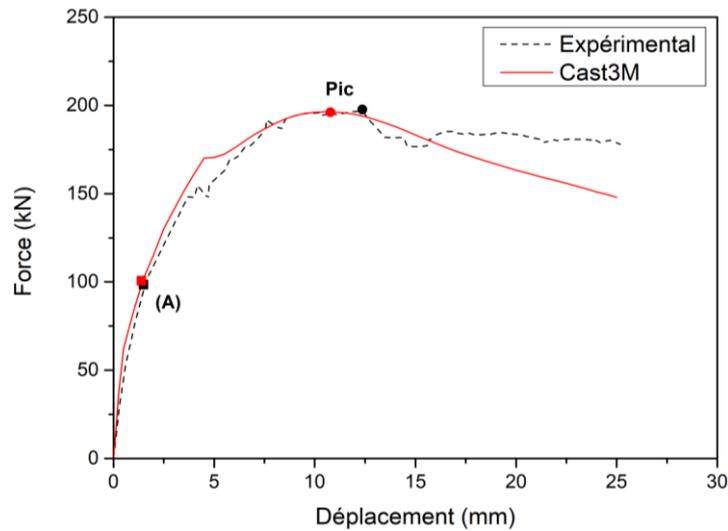


Fig. 145 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli après calage du paramètre R_c : courbe force-déplacement

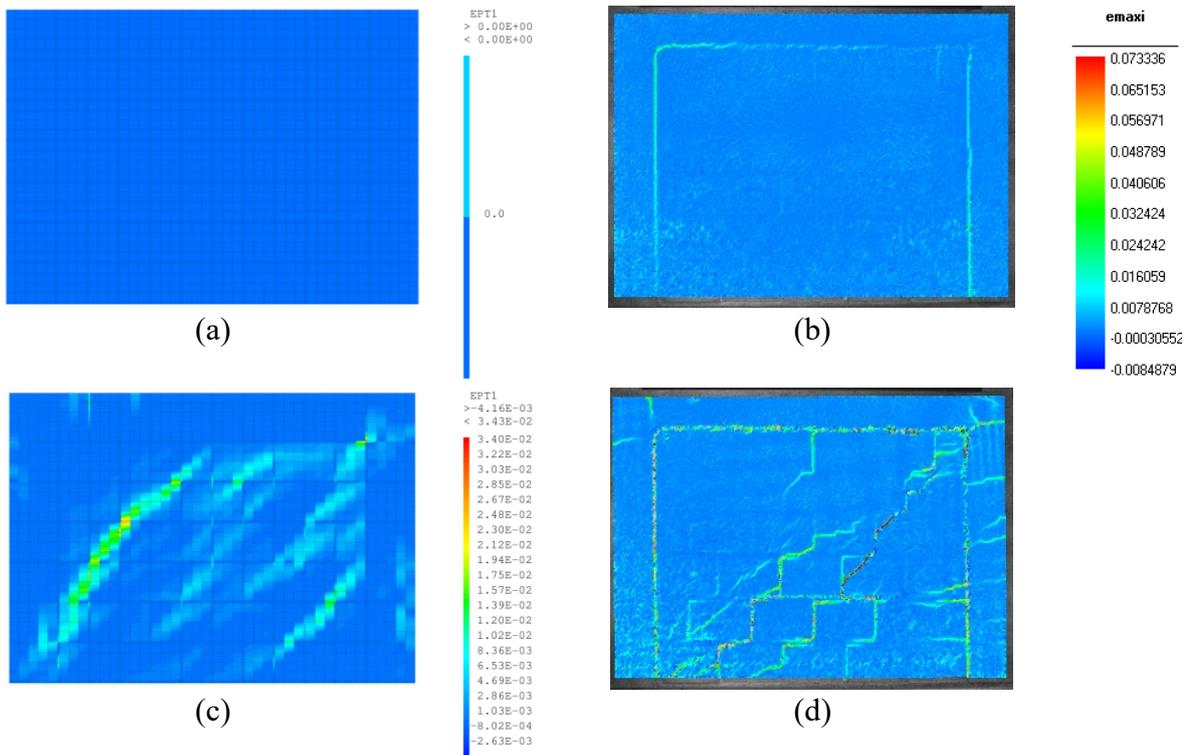


Fig. 146 Profil de déformation inélastique en traction dans deux niveaux de chargement après calage du paramètre R_c : *point A* (a)-(b), et au pic de chargement (c)-(d)

Comme expliqué dans le deuxième chapitre, les déformations observées dans le contour représentent une désolidarisation entre le mur en maçonnerie et le cadre de portique. Cette désolidarisation est expliquée à la fois, par une mise en traction et un cisaillement du joint de mortier de contour au niveau de l'interface entre le mortier et le béton du portique (Fig. 147).

Dans le modèle numérique, la prise en compte du cisaillement est assurée à travers le paramètre δ de Drucker-Prager déterminé à partir de l'essai sur triplets de briques. La même valeur de ce paramètre $\delta = 0.95$ est attribuée pour les joints de mortier horizontaux et verticaux et au joint de mortier du contour. En revanche, la résistance à la traction du joint de mortier du contour dans le modèle numérique doit être assimilée à celle de son interface. Parmi les essais de caractérisation effectués dans le chapitre précédent, l'essai expérimental susceptible de reproduire ce cas de figure est celui de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier. C'est clair que la désolidarisation dans nos essais est intervenue entre la maçonnerie et le béton, mais pour caractériser le comportement au niveau de l'interface, les résultats de l'essai sur interface brique-mortier peuvent reproduire un comportement proche. La simulation numérique de cet essai permettra donc d'identifier le paramètre de résistance à la traction le plus convenable pour le joint de mortier du contour. En fait, ce paramètre ne consiste qu'une borne supérieure de la valeur de résistance à la traction à introduire dans le modèle numérique.

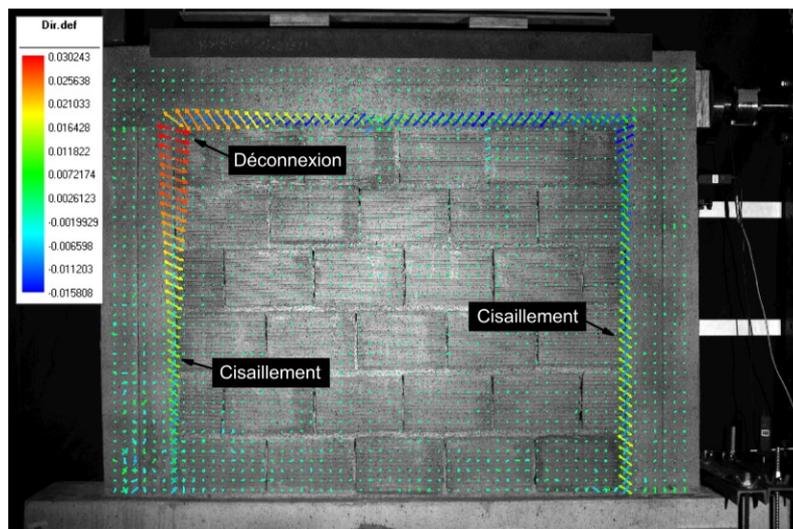


Fig. 147 Directions principales des déformations dans le cas de portique *P. R. 02* au début de l'essai

Le modèle numérique de l'essai sur interface brique-mortier est présenté sur la figure **Fig. 148**. Les conditions aux limites sont assurées par un blocage en déplacement au niveau des appuis comme il est indiqué sur la même figure. Le chargement est appliqué par déplacement imposé. Les paramètres mécaniques identifiés préalablement pour la brique et mortier sont utilisés pour la modélisation. Le seul paramètre à calibrer est la résistance à la traction du mortier qui se trouve au milieu où sa réponse est assimilée à celle d'une interface.

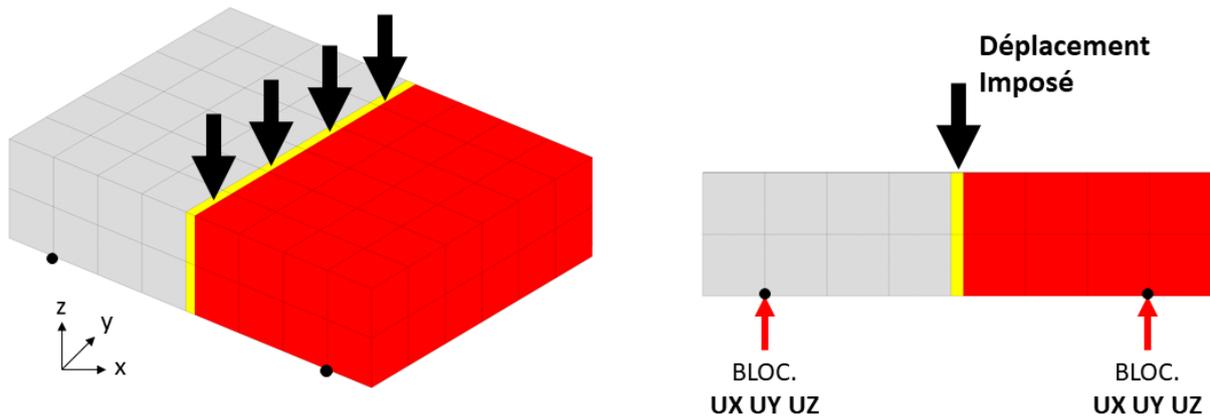


Fig. 148 Modèle numérique de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier

La courbe contrainte-déplacement résultante après calage est présentée sur la figure **Fig. 149** comparée à celle de l'essai expérimental. La valeur de la résistance à la traction identifiée pour reproduire la réponse de l'essai expérimental est $R_{t_interface} = 0.055 \text{ MPa}$ (voir **Fig. 150**). Le paramètre $R_{tmortier}$ du mortier de contour, utilisé précédemment, est donc remplacé par $R_{t_interface}$ par la suite.

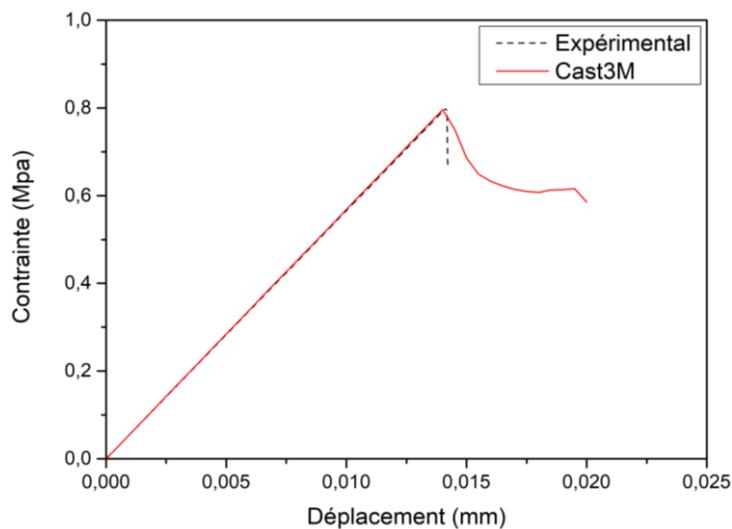


Fig. 149 Réponse de l'essai numérique sur interface brique-mortier après calage du paramètre $R_{tmortier}$: courbe force-déplacement

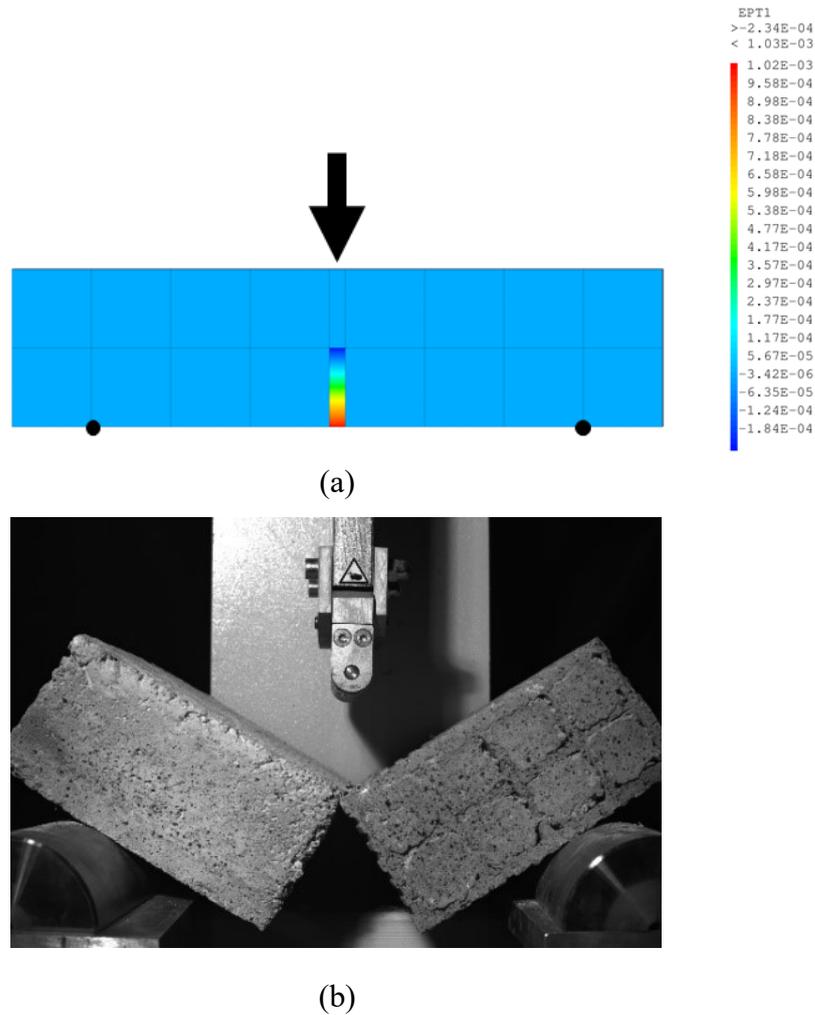


Fig. 150 Profil de déformation inélastique en traction au pic (a) et profil de rupture du modèle réel (b)

La nouvelle courbe numérique de l'essai monotone sur portique rempli est montrée dans la figure **Fig. 151**. La résistance latérale trouvée est relativement proche à celle du modèle expérimental, 194.6 kN comparée à 196.7 kN expérimentale (**Tableau 32**). Un déplacement au pic légèrement inférieur est rapporté dans ce cas, 10.5 mm comparé à 12.2 mm pour l'essai expérimental. En revanche, le modèle numérique a montré une raideur initiale nettement supérieur à celle obtenue expérimentalement d'environ 30.5 %, respectivement, 145.5 kN/mm comparée à 101.1 kN/mm (**Tableau 32**). Le changement de pente à environ 5.5 mm de déplacement latéral (point pré-pic) correspond au début de plastification de l'armature en bas du poteau gauche **Fig. 152a**. Au pic de chargement, la plastification s'est légèrement développée davantage en bas de poteau gauche touchant uniquement l'armature longitudinale (**Fig. 152b**).

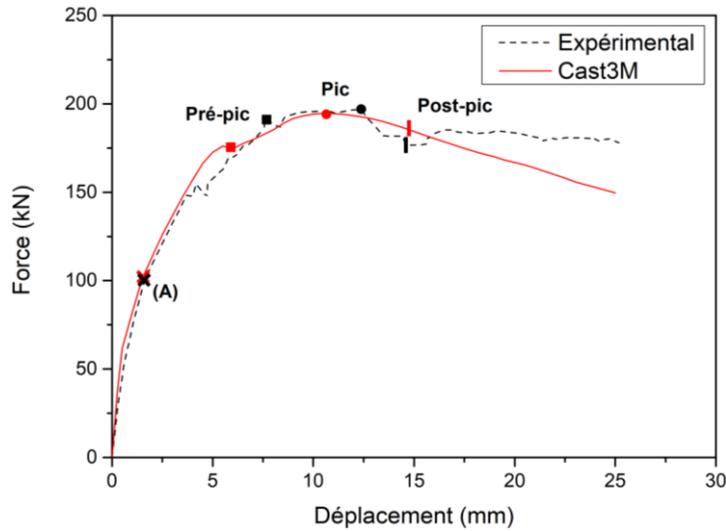


Fig. 151 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli (chargement monotone) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (*point A*, pré-pic, pic et post-pic)

Tableau 32 Nouvelles résultats numériques du portique rempli sous chargement monotone comparés aux résultats expérimentaux

	Expérimental	Numérique
Résistance latérale du portique [<i>kN</i>]	196.7	194.6
Déplacement au pic de chargement [<i>mm</i>]	12.2	10.5
Raideur initiale [<i>kN/mm</i>]	101.1	145.5

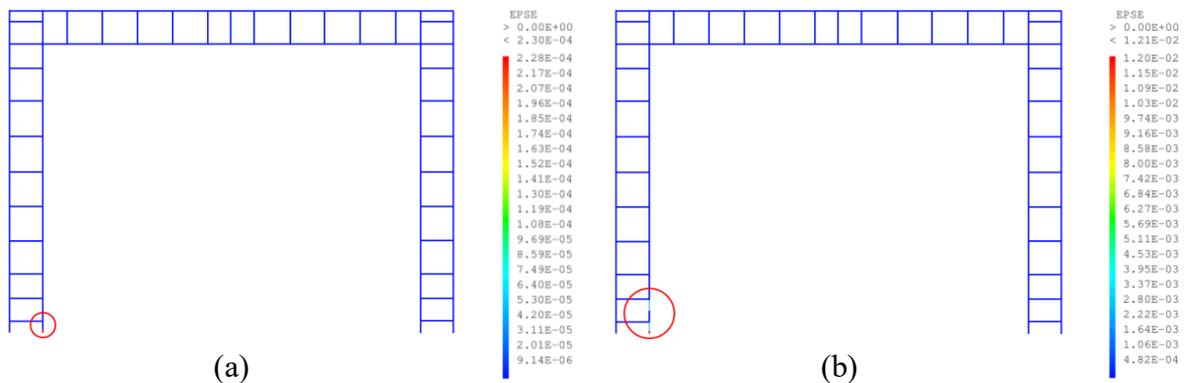


Fig. 152 Profil de déformation inélastique de l'armature dans le cas de portique . **R. 02** dans deux niveaux de chargement : pré-pic (a) et pic (b)

Les déformations inélastiques indiquent que la désolidarisation au niveau du contour est relativement reproduite par le modèle numérique au *point A* (**Fig. 153a**). Cependant, la rupture diagonale n'a pas été complètement reproduite de manière proche à l'essai expérimental (**Fig. 153e-f**). La déformation diagonale la plus importante est constatée dans la partie gauche du mur inversement à l'essai expérimental où la rupture diagonale est produite dans sa partie droite

tandis que la partie gauche reste plutôt intacte. De plus, les déformations sont développées majoritairement au sein des briques et de façon plus diffuse que dans l'expérimentation.

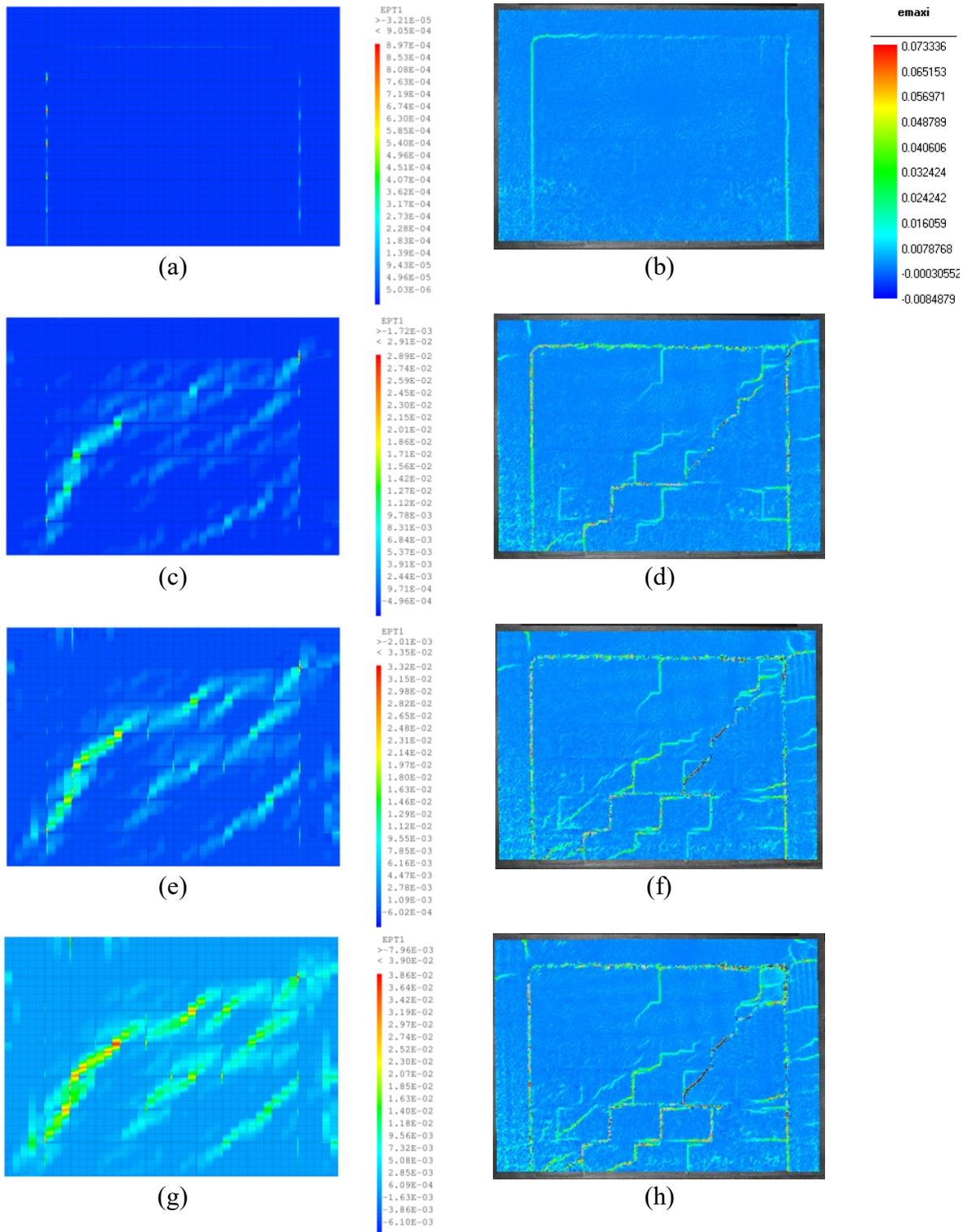


Fig. 153 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement, *point A* (a)-(b), pré-pic (c)-(d), pic (e)-(f) et post-pic (g)-(h)

D'après la littérature, la rupture au niveau des joints horizontaux et verticaux (inter-brique) se développe lorsque la résistance de ces derniers est très faible par rapport à celle de la brique ce qui permet à la fissuration de suivre la zone la plus faible dans le mur [Lourenço, 1996]. Dans notre cas, l'absence des déformations au niveau des joints de mortier horizontaux et verticaux (inter-brique) est donc expliquée par la différence de résistance (résistance à la traction) entre la brique et le mortier, 0.32 MPa comparée à 4 MPa , respectivement. La résistance du joint de mortier est plus importante comparée à celle de la brique ce qui favorise une rupture au sein de la brique plutôt que dans le joint de mortier dans le modèle numérique.

IV.4.3.2 Cycles de charge/décharge

Cet essai est modélisé avec les paramètres établis dans l'essai monotone. La courbe force-déplacement obtenue est comparée à celle de l'expérimentation (Fig. 154). La résistance latérale est relativement proche, avec 202.5 kN numérique, comparée à 206.8 kN pour l'essai expérimental, tandis que la raideur initiale est surestimée 145.5 kN/mm comparée à 111 kN/mm (Fig. 155a), (Tableau 33). La raideur sécante dans chaque cycle de charge/décharge est aussi globalement surestimée par rapport à l'essai expérimental. Cet écart se réduit progressivement de 23.7 % en raideur initiale à 18.5 % au dernier cycle (cycle 4), ce qui signifie qu'une perte de raideur est d'autant plus accentuée dans le cas du modèle numérique, et particulièrement à partir du 3^{ème} cycle qui précède le pic de résistance (Fig. 155a) (Tableau 33). Cependant, sa dégradation progressive à travers les cycles par rapport à la raideur initiale est en accord avec celle de l'essai expérimental, même si les boucles hystérésis ne sont pas reproduites de manière satisfaisante (Fig. 155b).

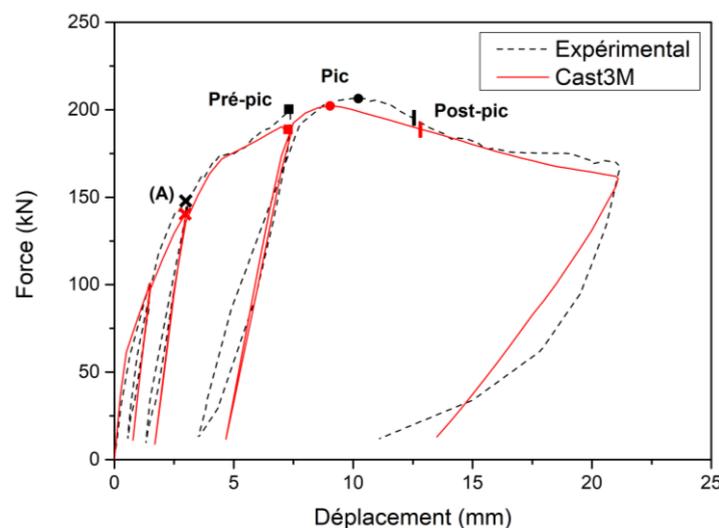
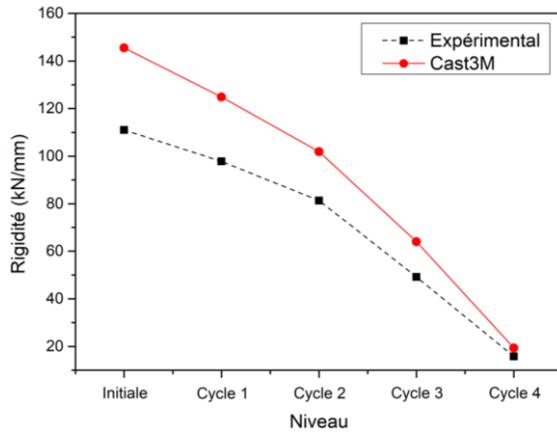
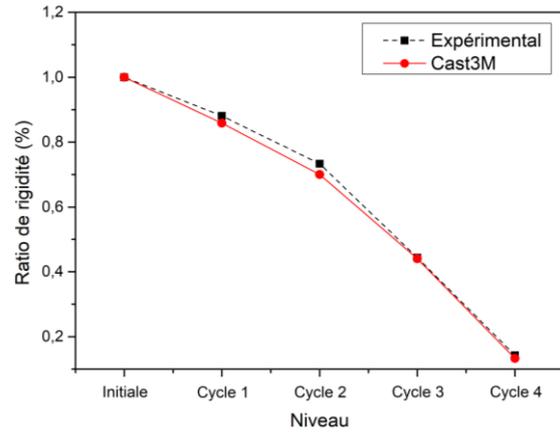


Fig. 154 Réponse de l'essai numérique sur portique rempli (cycles de charge/décharge) : Courbe force-déplacement avec les niveaux d'identification concernés (point A, pré-pic, pic et post-pic)



(a)



(b)

Fig. 155 Evolution de la raideur à travers les cycles (portique rempli) : évolution de la raideur en fonction des cycles (a) et évolution de la raideur dans les cycles par rapport à la raideur initiale (b)

Tableau 33 Raideur initiale et sécante à travers les cycles de portique rempli

	Initiale	1 ^{er} cycle	2 ^{ème} cycle	3 ^{ème} cycle	4 ^{ème} cycle
Raideur Exp. [kN/mm]	111.0	97.8	81.4	49.2	15.8
Raideur Num. [kN/mm]	145.5	124.9	101.9	64.0	19.4

Le profil de déformation numérique et expérimental de cet essai est comparé en plusieurs niveaux : *point A*, pré-pic, pic et post-pic indiqués dans la figure **Fig. 154**. Les deux diagonales dominantes observées dans l'essai expérimental n'ont pas été reproduites par le modèle numérique. En revanche, le schéma de rupture obtenu est similaire à celui de l'essai numérique testé sous chargement monotone caractérisé par des déformations dispersées à travers les briques (intra-brique) (**Fig. 156**).

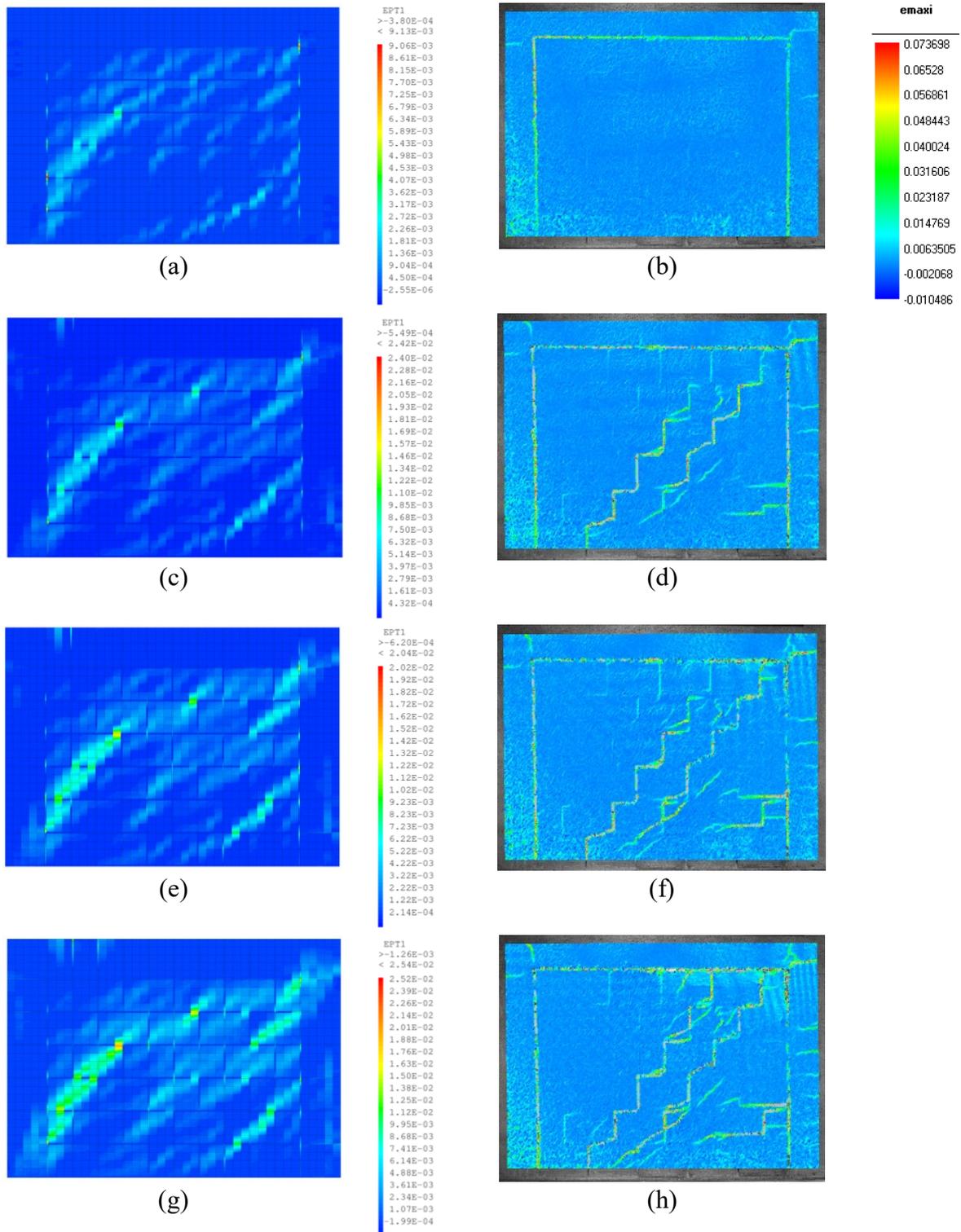


Fig. 156 Profil de déformation en traction dans plusieurs niveaux de chargement, *point A* (b)-(c), pré-pic (d)-(e), pic (f)-(g) et post-pic (h)-(i)

IV.5 Conclusion

En se basant sur les données expérimentales des deux chapitres précédents, cette partie propose une modélisation des portiques en béton armé remplis en maçonnerie. La stratégie de modélisation adoptée dans ce travail est basée sur une approche en micro-modélisation. La principale adaptation réside sur le fait que la modélisation est effectuée sans introduire d'éléments d'interface, ni avoir recours à la technique de l'homogénéisation. Les différents constituants de la structure ont été modélisés séparément par leur propre loi de comportement. A cet effet, les paramètres matériaux nécessaires pour la loi de comportement relatif à chaque constituant ont été identifiés au moyen d'un processus d'identification effectué en deux phases. La première phase a concerné l'identification des paramètres matériaux issus d'un comportement individuel. Ces paramètres ont été utilisés ensuite dans la deuxième phase pour identifier les paramètres influencés par le comportement composite. Les paramètres non déterminés par un essai expérimental ont été identifiés par une analyse numérique inverse. A travers les deux phases, le modèle numérique a donné des résultats cohérents par rapport à ceux des essais expérimentaux validant ainsi le processus d'identification.

L'étape suivante a consisté à introduire les paramètres identifiés dans la modélisation des portiques vide et rempli en maçonnerie. Malgré une surestimation de la raideur initiale et une perte plus importante de la résistance latérale en post-pic, le comportement expérimental du portique vide, dans son ensemble, a été convenablement déduit à partir des essais élémentaires initiaux sur le béton et l'acier. Ceci est aussi valable, pour le comportement en hystérésis sous charge/décharge. Ensuite, la prise en compte de la maçonnerie ainsi que son influence sur l'ensemble ont été étudiés à travers la modélisation du portique rempli en comparaison avec les essais expérimentaux. De même, la modélisation du portique rempli en maçonnerie a été déduite des calibrations réalisées sur matériaux individuels et murets. Néanmoins, pour le modèle numérique, un recalage du paramètre de résistance à la compression de la brique est nécessaire pour reproduire une résistance au chargement latéral analogue à celle de l'essai expérimental. Les résultats ont montré que, dans ce type de sollicitation, la résistance en compression perpendiculaire aux trous pilote principalement la résistance des briques dans la maçonnerie. D'autre part, pour reproduire la désolidarisation observée dans l'essai expérimental, le paramètre $R_{t_interface}$ déterminé par l'essai de flexion 3 points sur interface brique-mortier a été affecté pour le joint de mortier du contour. En supposant que la désolidarisation est due à l'atteinte de la résistance à la traction de l'interface du contour, l'idée était d'assimiler la résistance à la traction du joint de mortier du contour dans le modèle

numérique à celle de son interface. A la suite de cette réadaptation, des déformations inélastiques ont été développées par le modèle numérique au niveau du contour mur-cadre qui représente par conséquent la désolidarisation observée expérimentalement.

En ce qui concerne le mode de rupture obtenu, le modèle numérique n'a pas permis le développement complet de la rupture diagonale. Les deux portiques remplis testés sous chargement monotone et cycle de charge/décharge avaient le même profil de rupture caractérisé par des déformations inélastiques majoritairement intra-brique de façon plus dispersée que dans l'essai expérimental. De plus, les deux diagonales dominantes, majoritairement inter-brique, observées dans l'essai expérimental de cycle de charge/décharge n'ont pas été reproduites. La non apparition de la rupture au sein des joints horizontaux et verticaux (inter-brique) signifie que la différence de résistance dans le modèle numérique entre le joint de mortier ($R_{tmortier} = 4 \text{ MPa}$) et l'élément de brique ($R_t = 0.32 \text{ MPa}$) favorise une rupture au sein de la brique plutôt que dans le joint de mortier.

Conclusion générale

L'objectif de ce travail de thèse était d'étudier l'influence du remplissage en maçonnerie sur la réponse des portiques en béton armé sous chargement latéral dans le plan. En premier lieu, l'étude bibliographique a dévoilé que le comportement de ce type de structure est fortement influencé par la présence du remplissage en maçonnerie et de son interaction avec le cadre en béton armé. Les aspects qui influencent le comportement sous un chargement latéral ont été aussi abordés. Une attention particulière a été considérée pour le comportement de la maçonnerie dû à son anisotropie. Une partie de l'étude bibliographique a été consacrée à la présentation des techniques de modélisation existantes pour ce type de structure. Deux techniques ont été présentées dans ce cas : macro-modélisation et micro-modélisation. Le choix de la stratégie de modélisation dépend donc du niveau de détail souhaité pour l'analyse numérique. Afin d'effectuer une analyse numérique plus fine qui tient compte le comportement individuel des constituants, l'approche par micro-modélisation a été adoptée dans notre travail.

Ensuite, l'effet de remplissage en maçonnerie sur le comportement de l'ensemble de la structure en béton armé a été expérimentalement évalué à travers des essais de type Push-over. Des portiques d'un seul étage et d'une seule travée, vides et remplis en maçonnerie, ont été testés sous chargement latéral dans le plan. Le profil de déformation fourni par la technique d'analyse d'image numérique a permis une visualisation complète du schéma de rupture. Indépendamment du type de chargement, une rupture au niveau de la connexion poteau-poutre sous un mécanisme de flexion a caractérisé le comportement des portiques vides tandis que les portiques remplis en maçonnerie ont été rompus par un mécanisme de rupture diagonale au sein du panneau. En ce qui concerne la résistance et la raideur latérale des portiques, un effet positif de la présence du remplissage en maçonnerie a été constaté. Une augmentation près de 3 fois de la résistance latérale et de 5 fois de la raideur a été obtenue dans ce cas. En revanche, sa présence a réduit la capacité de la structure à se déformer inélastiquement et a mené à une rupture plus fragile. Les résultats en ce qui concerne la capacité de dissipation d'énergie ont été jugés non représentatifs dû à l'insuffisance des données fournies par le chargement de type « charge/décharge » utilisé dans ce travail. D'autre part, le fait de construire le mur de remplissage après la construction du cadre a provoqué la désolidarisation entre le mur de remplissage et son cadre au niveau du contour. Ce phénomène a interrompu le comportement monolithique de l'ensemble mur-cadre provoquant ainsi un glissement au niveau du contour.

Ce glissement entre le mur et son cadre a pu être quantifié à travers le profil de déplacement fourni par l'analyse d'image. Les plus grandes valeurs de déplacements ont été constatées dans la partie supérieure du panneau, tandis que la partie inférieure a connu des déplacements non significatifs, voire négligeables.

Une partie expérimentale dédiée à la caractérisation du comportement mécanique des constituants de la structure a été aussi menée. Cette partie a comporté des essais sur les matériaux à l'échelle individuelle ainsi que des associations élémentaires de matériaux. Les essais de compression uni-axiale menés sur brique ont dévoilé sa forte anisotropie. La résistance la plus importante est constatée pour les briques testées dans la direction parallèle aux perforations. L'essai de flexion trois points conduit sur une éprouvette composée de brique et mortier a permis la caractérisation du comportement d'interface brique-mortier en traction. L'effet de l'anisotropie de la maçonnerie a été pris en compte à travers des essais sur murets. L'ordre de grandeur du comportement de la maçonnerie sous sollicitations normale et diagonale a été obtenu par conséquent. D'autre part, la technique de la corrélation d'images a permis, à travers une analyse linéaire de l'essai de compression normale sur muret, de vérifier le module élastique de la brique obtenu par l'essai de compression directe dans la direction perpendiculaire aux trous. Une bonne cohérence entre les deux valeurs a été constatée dans ce cas.

La stratégie de modélisation employée dans ce travail est basée sur l'approche par micro-modélisation. Cette dernière a été adaptée en considérant les briques et mortier en tant que des éléments continus sans introduire un élément d'interface au niveau du contact brique-mortier. Cela implique aussi l'adaptation du maillage afin de prendre en compte la géométrie des différents constituants. Chaque constituant de la structure a été modélisé avec sa loi de comportement respectif. L'acier avec un élément barre à deux nœuds en lui affectant un modèle élasto-plastique standard implémenté sous le code de calcul Cast3M. Le béton, la brique et le joint de mortier ont été modélisés comme des éléments finis volumiques. Un modèle de comportement basé sur la plasticité et l'endommagement a été affecté pour ces derniers. Le modèle a montré sa capacité à modéliser les matériaux de type quasi-fragile dans des travaux antérieurs. Cependant, l'emploi de ce modèle a impliqué l'identification de plusieurs paramètres matériaux. Les résultats de la campagne d'essais de caractérisation ont servi à l'élaboration d'un processus d'identification en deux phases. Dans la première phase, les paramètres matériaux relatifs au comportement individuel de chaque matériau - excepté l'acier - ont été identifiés. Dans la deuxième phase seuls les paramètres de la brique et mortier sont

concerné. Les paramètres ont été introduits et recalés par analyse inverse afin de reproduire le comportement de la composition brique-mortier dans le cas d'un muret. La modélisation linéaire de l'essai sur muret sous compression normale et diagonale a permis l'obtention du module élastique isotrope du mortier et du module élastique de la brique dans la direction diagonale. Le fait que la rupture du muret en compression diagonale dans l'essai expérimental a été caractérisé par une rupture en traction de la brique, la modélisation non linéaire de cet essai a permis de caler le paramètre de la résistance à la traction de la brique.

Enfin, les essais sur portique vides et remplis ont été ensuite modélisés. Par simple introduction des paramètres de l'acier et du béton, les résultats de la simulation numérique des portiques vides sous chargement monotone et sous cycles de charge/décharge ont montré une bonne cohérence comparés à l'essai expérimental. De plus, le comportement en hystérésis a été convenablement reproduit. En deuxième étape, le modèle numérique de portique a été construit avec remplissage en maçonnerie. La modélisation de cet essai fait intervenir les paramètres matériaux identifiés dans les deux phases précédentes, à l'échelle élémentaire et l'échelle de muret. Les premiers résultats de la simulation en termes de relation force-déplacement ont montré une sous-estimation de la résistance latérale comparée à l'essai expérimental. Cela a été expliqué par la forte anisotropie de la brique qui n'a pas été pris en compte dans le modèle numérique où le modèle de la brique a été considéré isotrope. Pour caler cette baisse de résistance, l'attention a été portée sur le paramètre de la résistance à la compression de la brique en raison de sa forte anisotropie suivant la direction d'application de la charge. La sollicitation à laquelle le mur a été soumis dans notre essai regroupe les deux directions perpendiculaire et parallèle aux trous. Une hypothèse a été faite dans ce cas, supposant que le paramètre de résistance à la compression de la brique est compris entre ceux obtenus sous sollicitations perpendiculaire et parallèle aux trous. Une légère augmentation de ce paramètre a permis de retrouver une résistance latérale appropriée à celle de l'essai expérimental. La valeur obtenue est trouvée très proche de celle de la sollicitation perpendiculaire aux trous ce qui implique que ce paramètre est piloté essentiellement par la résistance à la compression dans cette direction.

Afin de reproduire la déformation au niveau du contour mur-cadre, la résistance à la traction du joint de mortier du contour a été assimilée à celle de l'interface mur-cadre supposant que la désolidarisation est régie par l'atteinte de la résistance à la traction de ce dernier. Par manque d'un essai représentatif de l'interface maçonnerie-béton, le choix a été porté sur l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier. Cette alternative permet d'obtenir un ordre de grandeur de la résistance à la traction de l'interface. Le paramètre de la résistance à la traction

de l'interface a été identifié, dans ce cas, grâce à la simulation numérique de l'essai de flexion trois points sur interface brique-mortier. Cependant, la nouvelle simulation a permis une reproduction relative des déformations au niveau du contour. Cela implique qu'un essai de caractérisation du comportement de l'interface maçonnerie-béton est désormais nécessaire pour définir le comportement au niveau du contour mur-cadre et obtenir un profil de déformation qui soit comparable aux résultats expérimentaux. En ce qui concerne le mode de rupture, le profil de déformation inélastique du modèle numérique a montré un chemin de déformations principalement intra-brique différent de celui de l'essai expérimental. La rupture diagonale n'a pas été complètement développée et la rupture en escalier au niveau des joints de mortier horizontaux et verticaux n'a pas pu être reproduite. En fait, la non reproduction des déformations au niveau des joints de mortier est expliquée par la différence de résistance à la traction entre la brique et le mortier qui a favorisé une rupture intra-brique plutôt qu'une rupture inter-brique. Sous charge/décharge, le comportement en hystérésis n'a pas été convenablement reproduit comme dans le cas du portique vide. Ce fait met en évidence la nécessité d'un recalage supplémentaire des paramètres de la maçonnerie influencés par ce type de chargement. D'autres essais qui tiennent compte du comportement sous chargement cyclique devront, par conséquent, être réalisés pour obtenir le jeu de paramètres adéquat.

Bibliographie

[**Abdou, 2005**] Abdou L. Modélisation du comportement mécanique des murs en maçonnerie chargés dans leur plan. Thèse de doctorat. Université de Marne-La-Vallée, France, 2005.

[**Abdou et al, 2006**] Abdou L, Ami SR, Meftah F, Mebarki A. Experimental investigations of the joint-mortar behavior. *Mech. Res. Commun.*, 2006, 33(3):370-84.

[**Al-Chaar et al, 2002**] Al-Chaar G, Issa M, Sweeney S. Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *J Struct Eng*, 2002, 128(8):1055-1063.

[**Al-Chaar et al, 2008**] Al-Chaar G, Mehrabi AB, Manzouri T. Finite element interface modeling and experimental verification of masonry-infilled RC frames. *Masonry Soc. J.*, 2008, 26(1):47-65.

[**Almeida et al, 2002**] Almeida JC, Lourenço PB, Barros JA. Characterization of brick and brick-mortar interface under uniaxial tension. *Proceedings of 7th international seminar on structural Masonry, Brazil : CEFET-MG*, 2002, 67-76.

[**AlShebani et al, 1999**] Alshebani M, Sinha S. Stress-strain characteristics of brick masonry under uniaxial cyclic loading. *ASCE J. Struct. Eng.*, 1999, 125(6):600-4.

[**Amato et al, 2008**] Amato G, Cavaleri L, Fossetti M, Papia M. Infilled frames: influence of vertical loads on the equivalent diagonal strut model. *Proceedings of 14th WCEE, Beijing, China*, 2008.

[**Asteris et al, 2011a**] Asteris PG, Kakaletsis DJ, Chrysostomou CZ, Smyrou EE. Failure modes of in-filled frames. *Electron J Struct Eng*, 2011, 11(1):11-20.

[**Asteris et al, 2011b**] Asteris PG, Antoniou ST, Sophianopoulos D. S., Chrysostomou C. Z. Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *J Struct Eng-ASCE*, 2011, 137(12):1508-1517.

[**Backes, 1985**] BACKES HP. (1985) - On the behavior of masonry under tension in the direction of the bed joints. Thèse de doctorat. Université de Technologie d'Aachen, Aachen, Allemagne.

[Basha et al, 2016] Basha SH, Kaushik HB. Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Eng. Struct.*, 2016, 111:233-245.

[Bergami, 2007] Bergami AV. Implementation and experimental verification of models for nonlinear analysis of masonry infilled r.c. frames. Thèse de doctorat, Université de Rome III, Rome, Italy, 2007.

[Bergami et al, 2015] Bergami AV, Nuti C. Experimental tests and global modeling of masonry infilled frames. *Earthq. Struct.*, 2015, 9(2):281-303.

[Borri et al, 2011] Borri A, Castori G, Corradi M, Speranzini E. Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests. *Construct Build Mater*, 2011, 25(12):4403-4414.

[Burlion, 1997] Burlion N. Compaction des bétons : éléments de modélisation et caractérisation expérimentale. Thèse de doctorat, ENS de Cachan, Cachan, France, 1997.

[Cai et al, 2017] Cai G, Su Q. Effect of Infills on Seismic Performance of Reinforced Concrete Frame structures – A Full-Scale Experimental Study. *J. Earthq. Eng.*, 2017, 1-29.

[Capozucca, 2011] Capozucca R. Shear behaviour of historic masonry made of clay bricks. *Open Constr Build Technol J*, 2011, 5:89-96.

[Cavaleri et al, 2014] Cavaleri L, Di Trapani F. Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 2014, 65:224-242.

[Christy et al, 2013] Christy FC, Tensing D, Shanthi MR. Experimental study on axial compressive strength and elastic modulus of the clay and fly ash brick masonry. *J. Civ. Eng. Constr. Technol.*, 2013, 4(4):134-141.

[Chrysostomou, 1991] Chrysostomou CZ. Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames. Thèse de doctorat. Cornell Univ., Ithaca, NY, 1991.

[Churilov et al, 2010] Churilov S, Jovanoska ED. In-plane shear behaviour of unreinforced masonry walls. 14th European Conference in Earthquake Engineering, 2010.

[Crisafulli, 1997] Crisafulli, FJ. Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. Thèse de doctorat, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, 1997, p. 404.

[Crisafulli et al, 2007] Crisafulli FJ, Carr A J. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. Bull. New Zealand Soc. Earthquake Eng., 2007, 40(2):69-77.

[Davidovici, 2003] Davidovici V. Séisme de Boumerdès 21 Mai 2003. Rapport préliminaire, Algeria, 2003.

[Dhanasekar et al, 1985] Dhanasekar M, Page AW, Kleeman PW. The failure of brick masonry under biaxial stresses. Proc. Inst. Civ. Eng. Struct. Build., 1985, 79:295-313.

[Domede et al, 2013] Domede N, Sellier A, Stablon T. Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling. Eng. Struct., 2013, 56:837-849.

[DTR C2-45, 1997] DTR C2-45. Règle de conception et de calcul des maçonneries. Document technique réglementaire, CNERIB, 1997, Alger.

[DTR E2-4, 1997] DTR E2-4. Travaux de maçonnerie de petits éléments. Document technique réglementaire, CNERIB, 1997, Alger.

[El-dakhakhni et al, 2003] El-Dakhakhni W, Elgaaly M, Hamid A. Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. J Struct Eng-ASCE, 2003, 129(2):177-185.

[Essa et al, 2014] Essa ASAT, Badr MRK, El-Zanaty AH. Effect of infill wall on the ductility and behavior of high strength reinforced concrete frames. HBRC J, 2014, 10:258-264.

[Eymard, 2014] Eymard M. Analyse du comportement mécanique de l'interface entre un enduit d'isolation thermique innovant et son support structurel. Thèse de doctorat. Université de Grenoble, France, 2014.

[Fichant, 1996] Fichant S. Endommagement et anisotropie induite du béton de structures. Modélisations approchées. Thèse de doctorat. ENS Cachan, France, 1996.

[Fiorato et al, 1970] Fiorato AE, Souzen MA, Gamble WL. An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler wall. No. Structural Research Ser-370. Département de génie civil, Université de Illinois, Urbana-Champaign, USA, 1970.

[Fouchal, 2006] Fouchal F. Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures maçonnées. Thèse de doctorat. Université de Reims Champagne-Ardenne, France, 2006.

[Furtado et al, 2016] Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H. Experimental evaluation of out-of-plane capacity of masonry infill walls. *Eng. Struct.*, 2016, 111:48-63.

[Furtado et al, 2018] Furtado A, Rodrigues H, Arêde A, Varum H. Double-Leaf Infill Masonry Walls Cyclic In Plane Behaviour: Experimental and Numerical Investigation. *Open Construct. Build. Technol. J.*, 2018, 12(1):35-48.

[Gabor et al, 2006] Gabor A, Ferrier E, Jacquelin E. Analysis and modelling of the in-plane shearbehaviour of hollow brick masonry panels. *Construct Build Mater*, 2006, 20(5):308-21.

[Ghorbani et al, 2014] Ghorbani R, Matta F, Sutton MA. Full-field deformation measurement and crack mapping on confined masonry walls using digital image correlation. *Exp Mech*, 2014, 55:227-243.

[Guerrero et al, 2013] Guerrero N, Martinez M, Picon R, Marante ME, Hild F, Roux S, Florez-Lopez J. Experimental analysis of masonry infilled frames using digital image correlation. *Mater Struct*, 2013, 47(5):873-884.

[Guinea et al, 2000] Guinea GV, Hussein G, Elices M, Planas J. Micromechanical modeling of brick-masonry fracture. *Cement and Concrete Research*, 2000, 30(5):731-737.

[Haach et al, 2011] Haach VG, Vasconcelos G, Lourenço PB. Parametrical study of masonry walls subjected to in-plane loading through numerical modeling. *Eng. Struct.*, 2011, 33(4):1377-1389.

[Haldar et al, 2013] Haldar P, Singh Y, Paul DK. Identification of seismic failure modes of URM infilled RC frame buildings. *Eng Fail Anal*, 2013, 33:97-118.

[Holmes, 1961] Holmes M. Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 1961, 19(4):473-478.

[Jiang et al, 2015] Jiang H, Liu X, Mao J. Full-scale experimental study on masonry infilled RC moment-resisting frames under cyclic loads, *Eng. Struct.*, 2015, 91:70-84.

[Jukes et al, 1998] Jukes P, Riddington J. A review of masonry tensile bond strength test methods. *Masonry international*, 1998, 12(2):51-57.

- [Kakaletsis et al, 2008]** Kakaletsis DJ, Karayannis CG. Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cyclic loading. *J. Earthq. Eng.*, 2008, 12(2):197-221.
- [Kaushik et al, 2007]** Kaushik HB, Rai DC, Jain SK. Stress–strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. *J. Mater. Civil Eng. ASCE*, 2007, 19(9):728-39.
- [Liauw et al, 1984]** Liauw TC, Kwan KH. Nonlinear behaviour of non-integral infilled frames. *Comput. Struct.*, 1984, 18, 551-560.
- [Liberatore et al, 2018]** Liberatore L, Noto F, Mollaioli F, Franchin P. In-plane response of masonry infill walls: comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. *Eng. Struct.*, 2018, 167:533-548.
- [Lotfi et al, 1991]** Lotfi HR, Shing PB. An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis. *Computers and Structures*, 1991, 41(3):413-425.
- [Lotfi et al, 1994]** Lotfi HR, Shing PB. An interface model applied to fracture of masonry structures. *J. Struct. Eng.*, 1994, 1201:63-80.
- [Lourenço, 1996]** Lourenço PB. Computational strategies for masonry structures. Thèse de doctorat. Université de technologie de Delft, Delft, Pays-Bas, 1996.
- [Lourenço et al, 1997]** Lourenço PB, Rots JG. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *J Eng Mech*, 1997, 123(7):660-668.
- [Lourenço et al, 1998]** Lourenço PB. Experimental and numerical issues in the modeling of the mechanical behavior of masonry. *Structural analysis of historical constructions*. Barcelone: CIMNE, 1998, p. 57-91.
- [Lourenço et al, 2007]** Lourenço PB, Milani G, Tralli A, Zucchini A. Analysis of masonry structures : review of and recent trends of homogenisation techniques. *Can. J. Civil. Eng.*, 2007, 34:1443-1457.
- [Mainstone, 1971]** Mainstone RJ. On the stiffness and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV*, 49(2), 57-90, Garston, UK, 1971.
- [Mainstone, 1974]** Mainstone RJ. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. *Current Paper CP 13/74*, Garston, Watford, UK, 1974.
- [McNary et al, 1985]** McNary WS, Abrams DP. Mechanics of masonry in compression. *J. Struct. Eng. (ASCE)*, 1985, 11(4):857-870.

[Mehrabi et al, 1994] Mehrabi AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL. Performance of masonry infilled R/C frames under in-plane lateral loads. Rapport Numéro CU/SR-94/6. Université de Colorado Boulder, Boulder, Colo, 1994.

[Mehrabi et al, 1996] Mehrabi AB, Shing PB, Shuller M, Noland J. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. J Struct Eng, 1996, 122(3):228-237.

[Mohamed et al, 2018] Mohamed H, Romão X. Robust calibration of macro-models for the in-plane behavior of masonry infilled RC frames. J. Earthq. Eng., 2018, 1-27.

[Mojsilović et al, 2010] Mojsilović N, Simundic G, Page AW. Masonry wallettes with damp-proofcourse membrane subjected to cyclic shear : an experimental study. Construct. Build. Mater., 2010, 24(11):2135-44.

[Murty et al, 2000] Murty CVR, Jain SK. Beneficial influence of masonry infills on seismic performance of RC frame buildings. Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000, Paper No. 1790.

[Naraine et al, 1989] Naraine K, Sinha S. Behaviour of brick masonry under cyclic compressive loading. ASCE J. Struct. Eng., 1989, 115(2):1432-1445.

[Nazir, 2015] Nazir S. Studies on the failure of unreinforced masonry shear walls. Thèse de doctorat. Université de Technologie du Queensland, Australia, 2015.

[Nazir et al, 2013] Nazir S, Dhanasekar M. Modelling the failure of thin layered mortar joints in masonry. Eng. Struct., 2013, 49:615-627.

[NF EN 1015-11, 2000] NF EN 1015-11. Détermination de la résistance à la traction par flexion et à la compression. Méthodes d'essai des mortiers pour maçonnerie, 2000.

[NF EN 1052-1, 1999] NF EN 1052-1. Méthode d'essai de la maçonnerie - Partie 1 : détermination de la résistance à la compression, 1999.

[NF EN 1052-3, 2003] NF EN 1052-3. Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement. Méthode d'essai de la maçonnerie, 2003.

[NF EN 1992-1-1, 2005] NF EN 1992-1-1. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Eurocode 2 – Calcul des structures en béton, 2005.

[NF EN 12390-1, 2001] NF EN 12390-1. Partie 1 : Forme, dimensions et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules. Méthode d'essai pour béton durci, 2001.

[NF EN 12390-3, 2003] NF EN 12390-3. Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes. Méthode d'essai pour béton durci, 2003.

[NF EN 12390-5, 2001] NF EN 12390-5. Partie 5 : Résistance à la flexion sur éprouvettes. Méthode d'essai pour béton durci, 2001.

[NF EN 12390-6, 2001] NF EN 12390-6. Partie 6 : Résistance en traction par fendage d'éprouvettes. Méthode d'essai pour béton durci, 2001.

[NF P13-301, 1974] NF P13-301. Briques creuses de terre cuite. Norme française pour les briques creuses, 1974.

[Oliveira, 2003] Oliveira DV. Experimental and numerical analysis of blocky masonry structures under cyclic loading. Thèse de doctorat. Université de Minho, Guimaraes, Portugal, 2003.

[Özcebe et al, 2003] Özcebe G, Ramirez J, Wasti ST, Yakut A. 1 May 2003 Bingöl Earthquake Engineering Report, rapport technique génie parasismique. Middle East Technical University (METU), Scientific and Technical Research Council of Turkey (Tubitak), Purdue University, U.S. National Science Foundation (NSF), Turkey, 2003.

[Page, 1981] PAGE AW. The biaxial compressive strength of brick masonry. Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, 1981, 71:893-906.

[Panagiotakos et al, 1996] Panagiotakos TB, Fardis MN. Seismic response of infilled RC frames structures. XXI WCEE. Acapulco, 1996.

[Parent, 2015] Parent T. Méthodologie de diagnostic de structures maçonnées anciennes. Thèse de doctorat, Université Toulouse III - Paul Sabatier, Toulouse, France, 2015.

[Paulay et al, 1992] Paulay T, Priestley MJN. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, John Wiley, 1992.

[RPA99 ver2003, 2003] RPA99. Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003. Document technique réglementaire, CNERIB, 2003, Alger.

[Saneinejad et al, 1995] Saneinejad A, Hobbs B. Inelastic design of infilled frames. J Struct Eng, ASCE, 1995, 121(4):634-50.

- [Sattar, 2013]** Sattar S. Influence of masonry infill walls and other building characteristics on seismic collapse of concrete frame buildings. Thèse de doctorat, Département de Civil, Environmental and Architectural Engineering. Université de Colorado, Boulder, 2013.
- [Sellier et al, 2013]** Sellier A, Casaux-Ginestet G, Buffo-Lacarrière L, Bourbon X. Orthotropic damage coupled with localised crack reclosure processing. Part I: Constitutive laws. *Eng Fract Mech*, 2013, 97:148-67.
- [Sigmund et al, 2014]** Sigmund V, Penava D. Influence of opening, with and without confinement, on cyclic response of infilled R-C frames – An experimental study. *J Earthq. Eng.*, 2014, 18:113-146.
- [Stablon, 2011]** Stablon T. Méthodologie pour la requalification des ponts en maçonnerie. Thèse de doctorat. Université Paul Sabatier, Toulouse, France, 2011.
- [Stablon et al, 2011]** Stablon T, Sellier A, Domede N, Plu B, Dieleman L. Influence of building process on stiffness: numerical analysis of a masonry vault including mortar joint shrinkage and crack re-closure effect. *Mater Struct*, 2011, 45:881-98.
- [Stavridis et al, 2010]** Stavridis A, Shing PB. Finite element modeling of nonlinear behavior of masonry infilled RC frames. *J Struct Eng*, 2010, 136 (3):285-296.
- [Stylianidis, 2012]** Stylianidis KC. Experimental investigation of masonry infilled RC frames. *Open Constr. Build. Technol. J*, 2012, 6:194-212.
- [Tarque et al, 2015]** Tarque N, Candido L, Camata G, Spacone E. Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling. *Earthq. Struct.*, 2015, 8(3):733-59.
- [Tasnimi et al, 2011]** Tasnimi AA, Mohebkah A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Eng. Struct.*, 2011, 33:968-80.
- [Tomazevic, 2009]** Tomazevic M. Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6 : shear versus tensile strength of masonry. *Mater. Struct.*, 2009, 42:889-907.
- [Tomazevic et al 2012]** Tomazevic M, Weiss P. Robustness as a criterion for use of hollow clay masonry units in seismic zones: an attempt to propose the measure. *Mater Struct*, 2012, 45:541-559.

[Trapani et al, 2015] Di Trapani F, Macaluso G, Cavaleri L, Papia M. Masonry infills and RC frames interaction: literature overview and state of the art of macromodeling approach. *Eur. J. Environ. Civ. Eng.*, 2015, 19(9):1059-95.

[Vacher et al, 1999] Vacher P, Dumoulin S, Morestin F, Mguil-Touchal S. Bidimensional strain measurement using digital images. *Proc Inst Mech Eng, Part C: J Mech Eng Sci*, 1999, 213(8):811-817.

[Vögeli et al, 2015] Vögeli C, Mojsilovic N, Stojadinovic B. Masonry wallettes with a soft layer bed joint : Behaviour under static-cyclic loading. *Engineering Structures*, 2015, 86:16-32.

[Zovkic et al, 2012] Zovkic J, Sigmund V, Guljas I (2013) Cyclic testing of a single bay reinforced concrete frames with various types of masonry infill. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 42(8):1131-1149.