

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID – TLEMCEM



**Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil**

Mémoire

Pour l'obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil

Option : Matériaux-Structures-Géotechniques

Thème

**COMPORTEMENT DES STRUCTURES
EN MAÇONNERIE SOUS
SOLLICITATION UNIAXIALE**

Présenté par

Farid Brahim HOUTI

Soutenu le 03 Novembre 2002 devant le Jury composé de :

Mr A. BEKKOUCHE	Maitre de Conférences	Président
Mr F. GHOMARI	Maitre de Conférences	Encadreur
Mr A. MEGNOUNIF	Chargé de Cours	Co-Encadreur
Mr A. BALI	Professeur	Examineur
Mr A. KHELAFI	Maitre de Conférences	Examineur
Mr M.A. ALLAL	Chargé de Cours	Examineur

RESUME

Diverses études sur le comportement des structures en maçonnerie porteuse à l'état ultime ont été réalisées de par le monde. Dans notre pays, ce mode de construction a été très utilisée avant l'avènement du béton, cependant il est complètement marginalisé de nos jours.

Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons à l'étude expérimentale de panneaux de maçonnerie en briques creuses de terre cuite, en blocs de béton « parpaing » et en briques silico-calcaire hourdées au mortier de ciment et mortier bâtard testés sous chargement uniaxial jusqu'à la rupture, et aussi, nous avons varié l'épaisseur du joint (0.5, 1.0 et 1.5 cm) et l'orientation du joint par rapport à l'axe du chargement (0° , 45° et 90°).

Nous tentons de montrer l'influence de l'ensemble de ces paramètres sur le comportement des structures en maçonnerie étudiées.

Mots-Clés : Brique, Compression, Joint, Maçonnerie, Muret, Orientation, Parpaing, Rupture.

ABSTRACT

Various studies on the behavior of the structures in carrying masonry in an ultimate state were carried out all over the world. In our country, this method of construction was very much used before the advent of the concrete, however it is completely marginalized nowadays.

Within the framework of this work, we are interested in the experimental study of panels of brickwork of terra cotta dig, concrete blocks " breeze block " and bricks of silicocalcareous tested under uniaxial loading until the rupture. Roughcast with the bastard mortar and cement mortar. Also, we varied the thickness of the joint (0.5, 1.0 and 1.5 cm) and the orientation of the joint compared to the axis of the loading (0° , 45° and 90°).

We try to show the influence of the whole of these parameters on the behavior of the structures in masonry studied.

Key word Brick, Compression, Joined, Masonry, wall, Orientation, Breezeblock, Rupture.

ملخص

لقد أُنجزت عبر العالم عدة دراسات حول رد فعل هياكل البناء الحاملة في طاقتها القصوى. كان هذا النمط من البناء مستعملا بكثرة في بلادنا، قبل ظهور الخرصانة، ثم همش بشكل يكاد أن يكون تاما في أيامنا.

في إطار هذا العمل وجهنا اهتمامنا نحو الدراسة التجريبية للعوارض التي يستعمل في بنائها الحجر من التربة الحمراء المثقبة، و القطع من خليط الإسمنت «Parpaing» و الحجر الجيري «Silico-Calcaire»، المحجرة تحت ضغط وحيد المحور «Uniaxial» إلى غاية الإنهيار. موصول بالخرصانة من الإسمنت و الخرصانة الخلطة «Bâtard». لذلك فقد عمدنا إلى تنوع حجم الوصلة (0,5، 1,0 و 1,5 سم) و اتجاهها إزاء محور الضغط (0° ، 45° و 90°).

نحاول من خلال هذا العمل أن نظهر تأثير مجموع هذه المعطيات على رد فعل هياكل البناء المدروسة.

الكلمات المفتاحية : الحجر المثقبة، البناء، حائط صغير، خليط الإسمنت، قطيعة، وحيد المحور.

TABLE DES MATIERES

Nomenclature	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des photos	
Introduction	1
Chapitre 1 : Les différents types de maçonnerie	
1.1 Les différents types de maçonnerie.....	3
1.1.1 Introduction.....	3
1.1.2 Maçonnerie de pierre naturelle.....	3
1.1.2.1 Nature des pierres.....	4
1.1.2.2 Dispositions des pierres.....	4
1.1.2.3 Joints.....	4
1.1.2.4 Epaisseur des murs.....	4
1.1.3 Maçonnerie en agglomérés de béton.....	6
1.1.4 Maçonnerie en briques d'argile cuite.....	7
1.1.4.1 Briques pleines.....	7
1.1.4.2 Les briques perforées.....	7
1.1.4.3 Les briques creuses.....	8
1.1.5 Maçonnerie en briques silico-calcaire.....	9
1.2 Les mortiers de liaisonnement.....	11
1.3 Technologie de la maçonnerie.....	12
1.4 Conclusion.....	14
Chapitre 2 : Comportement des structures en maçonnerie	
2.1 Introduction.....	15
2.2 Comportement en compression de la maçonnerie.....	15
2.3 Comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement et sous charges diagonales.....	18
2.3.1 Essais de cisaillement.....	19
2.3.2 Essai de traction diagonale	21
2.4 Comportement en flexion de la maçonnerie.....	21
2.5 Comportement à la traction de la maçonnerie.....	23
2.6 Comportement de la maçonnerie vis-à-vis de la charge concentrée.....	23
2.7 Murs sous charges latérales monotones, murs non confinés.....	25
2.8 Conclusion.....	28
Chapitre 3 : Modélisation de la maçonnerie sous charges verticales	
3.1 Résistance des maçonneries sous charges verticales.....	29
3.1.1 Introduction.....	29
3.1.2 Particularités propres de la maçonnerie	29
3.1.3 Le projet d'EUROCODE6.....	30
3.1.4 Modèle analytique de calcul.....	31
3.1.4.1 Remarques générales.....	31
3.1.4.2 Déformabilité globale d'un assemblage bloc-mortier	31

3.1.4.3	Hypothèses reliant résistance et déformabilité.....	32
3.1.4.4	Formulation générale.....	33
3.1.4.5	Remarques.....	33
3.1.5	Résistances des maçonneries de produits pleins.....	33
3.1.6	Résistance des maçonneries de blocs perforés ou creux.....	36
3.1.6.1	Poinçonnement du mortier des joints par les cloisons.....	36
3.1.6.2	Rupture des cloisons par écrasement de leur matériau.....	36
3.1.6.3	Rupture par flambement des cloisons des blocs.....	37
3.1.7	Résistance des maçonneries en briques creuses de terre cuite à alvéoles horizontales...	38
3.2	Les formules empiriques pour le calcul de la résistance à la compression de la maçonnerie.....	40
3.3	Les études numériques.....	42
3.4	Les études expérimentales concernant un chargement uniaxial.....	43
3.4.1	Les travaux de Page.....	43
3.4.2	Travaux de SHAAN et TORRENTI (ENTPE).....	45
3.4.2.1	Machine d'essai.....	46
3.4.2.2	Principe des essais.....	48
3.4.4	Travaux de PUME.....	49
3.4.5	Les travaux de HAKIMI et Col.....	49
3.4.5.1	Caractéristiques des matériaux utilisés.....	50
3.4.5.2	Murets en brique silico-calcaire.....	51
3.5	Conclusion.....	52

Chapitre 4 : Présentation des matériaux et les techniques expérimentales utilisées

4.1	Introduction.....	53
4.2	Matériaux utilisés.....	53
4.2.1	Provenance des matériaux.....	53
4.2.2	Caractéristiques des matériaux.....	53
4.2.2.1	Les briques.....	53
4.2.2.2	Mortiers.....	55
4.2.2.3	Déformation ultime des matériaux.....	57
4.3	Programme des essais.....	57
4.3.1	Introduction.....	57
4.3.2	Nature des murets tests.....	59
4.3.2.1	Muret test en briques de terre cuite creuse : 10 x 90 x 100 cm ³	59
4.3.2.2	Muret test en bloc de béton « parpaing » : 10 x 80 x 100 cm ³	59
4.3.2.3	Muret test en briques silico-calcaires : 11.5 x 75 x 104 cm ³	60
4.3.2.4	Muret test en briques silico-calcaires (modèle réduit) : 5.6 x 24 x 32 cm ³	60
4.2.3.5	Muret en Epi.....	61
4.4	Confection des murets.....	62
4.4.1	Matériel utilisé.....	62
4.4.2	Méthodologie de la confection des murets.....	63
4.4.2.1	Mur en parpaing (orientation du joint à 90°).....	64
4.4.2.2	Mur en parpaing (orientation du joint à 45°).....	65
4.4.2.3	Mur en brique silico-calcaire (modèle réduit), orientation du joint à 90°.....	66
4.4.2.4	Mur en brique silico-calcaire (modèle réduit), orientation du joint à 45°.....	67
4.5	Dispositif d'essai.....	68
4.5.1	Principe de l'essai.....	68
4.6	Répétabilité des essais.....	70
4.7	Conclusion.....	70

Chapitre 5 : Résultats et interprétations	
5.1 Résistance des murets testés.....	71
5.1.1 Influence de l'épaisseur du joint.....	72
5.1.2 Influence de l'orientation du joint par rapport au chargement.....	74
5.1.3 Influence de la nature du joint.....	77
5.2 Comparaison avec les expressions analytiques et empiriques.....	78
5.3 Comparaison avec les résultats du CNERIB.....	79
5.4 Mode de rupture des murets.....	80
5.4.1 Brique en terre cuite creuse.....	81
5.4.2 Bloc en béton « parpaing ».....	82
5.4.3 Murs en silico-calcaire (modèle réduit).....	83
5.4.4 Mur silico-calcaire en épie.....	84
5.5 Conclusion.....	85
Conclusion générale.....	86
Références bibliographiques.....	89
Annexe	

INTRODUCTION

L'utilisation de la maçonnerie dans la construction des bâtiments est une pratique généralisée dans de nombreux pays. Dans les pays du tiers monde, la plupart des maisons de campagne et dans certains quartiers défavorisés des villes sont construites en maçonnerie porteuse.

Les expériences désastreuses des séismes tel que, celui qui s'est produit à EL-ASNAM (1980) en ALGERIE, à COLINGA (1982) en CALIFORNIE, à POPAYAM (1983) en COLOMBIE, au MEXIQUE (1986) et tout récemment au CAIRE (1997) en EGYPTE, en GRECE, en TURQUIE (1999) et à AIN-TEMOUCHENT (1999) en ALGERIE, témoignent de la nécessité de réglementer la construction en maçonnerie, qui est réalisée généralement sans contrôle.

La maçonnerie présente un comportement très complexe, ceci est du essentiellement à l'hétérogénéité des matériaux et des techniques presque artisanales associées à sa production, qui en font un matériau très variable, difficile à normaliser.

La plupart des règlements existants simplifient le comportement de la maçonnerie dans le but de fournir des critères pratiques pour l'analyse et le calcul des structures. Ces critères comportent, en général, l'utilisation des modèles linéaires qui considèrent la maçonnerie comme un matériau homogène. Ils sont proposés sur la base de propriétés mécaniques déterminées au moyen d'essais simples sur des petits murs ou des prismes, ce qui reste insuffisant pour décrire le comportement mécanique d'une structure réelle.

Les études analytiques et expérimentales sur le comportement non-linéaire de la maçonnerie ne sont pas nombreuses. La plupart des travaux publiés proposent des modèles simplifiés qui sont incapables de représenter tous les mécanismes de rupture, caractéristique de la maçonnerie, spécialement ceux associés aux DECOLLEMENT, GLISSEMENT et FROTTEMENT.

C'est pourquoi l'objectif de notre travail est de faire des essais expérimentaux, sur des murs en maçonnerie en utilisant divers matériaux locaux. Ces essais tiendront compte des caractéristiques d'hétérogénéité de la maçonnerie et les différents mécanismes de rupture, précités.

Notre travail a été organisé en 5 chapitres :

Le premier chapitre présente les différents types de maçonnerie existantes et les modes de constructions des murs en maçonneries.

Le deuxième chapitre présente une revue bibliographique sur le comportement de la maçonnerie à la compression, à la traction, à la flexion, au cisaillement, sous une charge concentrée et sous des charges latérales monotones

Le troisième chapitre présente les expressions analytiques et empiriques, ainsi que les principales études expérimentales et analytiques en relation avec le travail envisagé.

Le quatrième chapitre relatif à la partie expérimentale met en revue le dispositif utilisé et la méthodologie préconisée pour la conduite de nos essais.

Le cinquième chapitre présente les résultats des essais expérimentaux réalisés sur des murets tests. Nous avons retenu plusieurs variables : celles relatives à la nature des composantes de la maçonnerie (support et mortier de jointement) et celles liées au mode de construction (épaisseur et orientation des joints). La comparaison des résultats obtenus est réalisée avec les travaux cités dans la bibliographie.

Enfin nous concluons ce travail en précisant ses limites et ses perspectives.

Chapitre 2

COMPORTEMENT MECANIQUE DES STRUCTURES EN MAÇONNERIE

2.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous présentons un état des connaissances sur

- Le comportement en compression des murs en maçonnerie,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous des charges diagonales et sous des charges de cisaillement,
- Le comportement en flexion des murs en maçonnerie,
- Le comportement en traction des murs en maçonnerie,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous une charge concentrée,
- Le comportement des murs en maçonnerie sous des charges latérales monotones.

Nous mettons l'accent sur les aspects concernant les mécanismes de rupture des murs en maçonnerie, soumis à des charges statiques dans le plan. Les variables qui influencent leur comportement seront examinées.

Comme le béton ordinaire, la maçonnerie possède une bonne résistance en compression, modérée jusqu'à mauvaise en cisaillement mais faible en traction.

Etant donné l'hétérogénéité des matériaux, il n'est pas possible de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie à partir de l'étude isolée des matériaux qui la composent. C'est pourquoi les règlements proposent la réalisation d'essais, sur de petits prismes¹ ou des murs composés de quelques pièces. Nous décrirons brièvement les essais recommandés.

2.2 COMPORTEMENT EN COMPRESSION DE LA MAÇONNERIE

La plupart des normes conseillent la détermination de la résistance à la compression à partir d'essais sur prismes¹ simples en maçonnerie, composés de 3, 4 ou 5 éléments, soumis à la compression uniaxiale. En général, l'expérience [Page, 1978] a montré que la résistance du prisme est supérieure à celle du mortier et inférieure à celle de la pièce de maçonnerie isolée (figure 2.1). Plusieurs mécanismes de rupture ont été observés : l'écrasement des pièces de

¹ Le prisme est un empilement vertical de plusieurs pièces en maçonnerie.

maçonnerie, la fissuration verticale due à des contraintes transversales et la rupture soudaine due à l'instabilité des parois internes dans le cas des briques creuses [Lafuente, 1990].

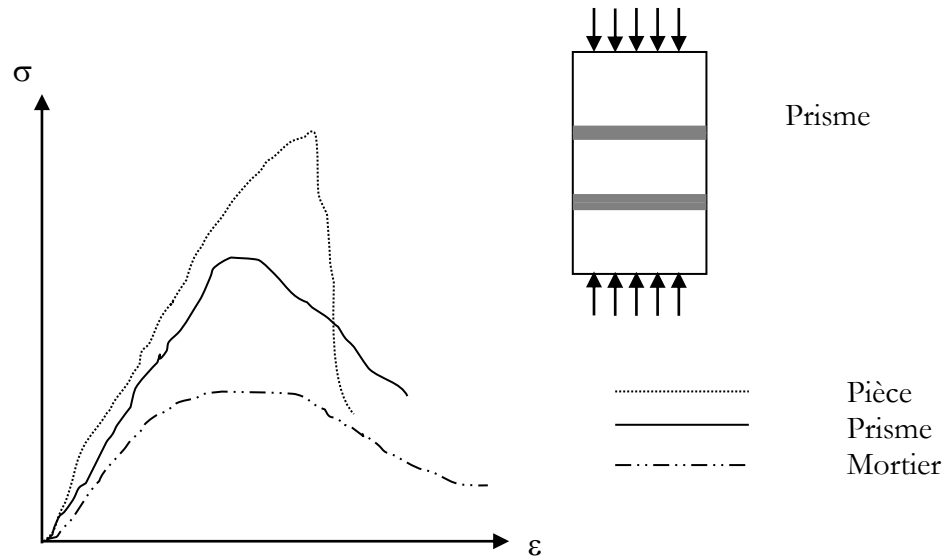


Figure 2.1 Comportement de prismes en compression

Le mortier, en général est plus flexible que les éléments de maçonnerie, essaie de s'échapper du joint sous la charge verticale, tandis que la pièce, plus rigide, s'oppose à ce mouvement. De ce fait, le mortier est placé dans un état de compression biaxiale et la pièce reste soumise à des contraintes de traction transversales qui diminuent la résistance du prisme. Meli [cité par Lafuente, 1990] a appelé cet effet, étudié aussi en détail par Hilsdorf [cité par Lafuente, 1990] « l'effet joint ».

Dans son travail, Meli résume les résultats de ses travaux sur prismes en compression uniaxiale. Il propose des courbes contrainte-déformation axiale qui peuvent être considérées comme linéaires jusqu'à 70% de la charge maximale.

La connaissance des courbes contrainte-déformation de la maçonnerie est d'importance fondamentale pour la proposition d'un modèle mathématique permettant par la suite l'étude du comportement en flexion des structures. Il a été établi que le comportement de la maçonnerie en compression peut être assimilé, dans certaines limites, au comportement du béton armé [Tomazevic, 1980]. Hart et col [Hart, 1989], ont proposé des courbes adaptées à la modélisation de la maçonnerie en blocs de béton. Cependant, ces études concernent surtout la maçonnerie armée [Hart, 1989].

Il a été établi que la valeur de « F_c » obtenue au moyen des prismes en compression uniaxiale constitue un critère fournissant une large marge de sécurité pour l'évaluation de la résistance des murs à l'échelle réelle. Il faut mentionner qu'un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire le comportement des murs soumis à des états combinés de contraintes.

De nombreux travaux de recherche, pour la plupart à caractère expérimental, portent sur le comportement de la maçonnerie sous sollicitation biaxiale [Hegmier, 1978], [Page, 1981] et [Rochet, 1985]. Page [Page, 1981] a réalisé des essais sur 102 murs en maçonnerie sous compression biaxiale. Les paramètres considérés sont :

- L'angle d'orientation des joints par rapport à la verticale,
- La variation des charges appliquées.

Lorsque l'une des contraintes est beaucoup plus importante que l'autre, la rupture se produit dans un plan normal au plan du mur en maçonnerie (figure 2.2). Dans les autres cas, la rupture a lieu dans un plan parallèle à celui du mur (figure 2.3).

Il est important de signaler que pour les cas de rupture dans le plan normal (c'est-à-dire les cas proches du cas uniaxial), l'orientation des joints influence la résistance à la rupture, tandis que pour les autres cas cette influence peut être négligée. A partir des résultats obtenus, on peut constater que la résistance à la compression uniaxiale sous-estime la résistance à la compression biaxiale.

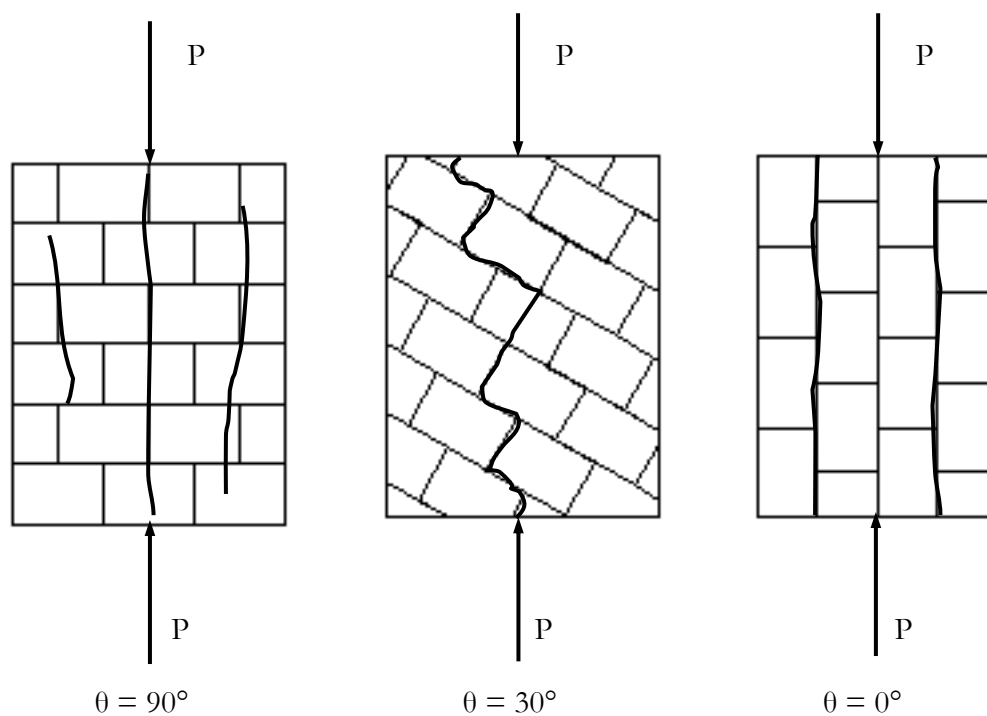


Figure 2.2 Fissuration (plan perpendiculaire)

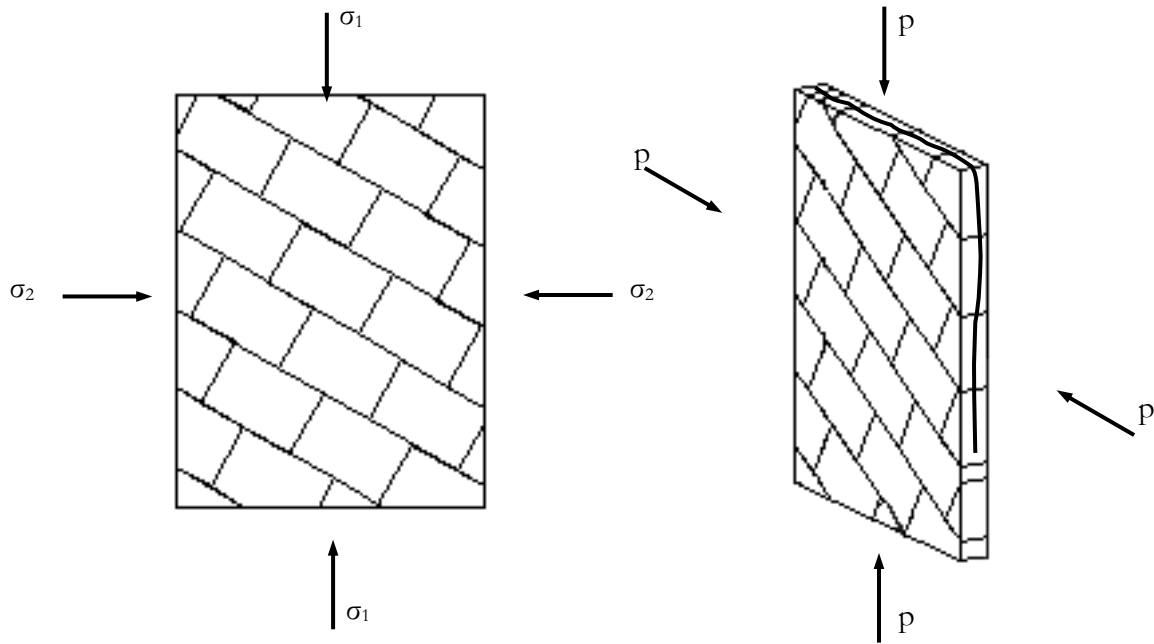


Figure 2.3 Fissuration (plan parallèle)

Une autre étude expérimentale de prismes sous charges uniaxiale et biaxiale, a été entreprise par Rochet [Rochet, 1985]. Ces études confirment le fait qu'une augmentation du confinement latéral fait augmenter la résistance du prisme en compression et que le mécanisme de rupture change selon le rapport des forces appliquées. Il étudie aussi l'effet du type de mortier employé. Cette variable s'avère importante fondamentalement dans les essais uniaxiaux, la résistance du prisme semble diminuer pour les mortiers maigres et pour les joints plus épais.

En conclusion, l'analyse bibliographique nous permet de constater que le comportement de la maçonnerie en compression est assez complexe. Malgré l'énorme quantité d'informations déjà existante, une étude rigoureuse sur les différentes variables qui influencent son comportement s'avère encore nécessaire. La généralisation des résultats expérimentaux disponibles reste contestable, si on tient compte de la diversité des matériaux utilisés d'un pays à un autre et de la dispersion de ces résultats.

2.3 COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE SOUS CHARGE DE CISAILLEMENT ET SOUS CHARGES DIAGONALES.

D'un point de vue pratique, il s'avère nécessaire de fixer un critère pour définir la résistance d'un mur en maçonnerie sous charge latérale. De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement « nominale » qui pourrait être déterminée expérimentalement [Lafuente, 1990].

Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer d'une manière simple et pratique la contrainte de cisaillement :

- Les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des joints (figure 2.4)
- Les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale (figure 2.5)

2.3.1 Essais de cisaillement

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement est celui montré sur la figure 2.4d. En ce qui concerne les autres types d'essais, il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.

Le modèle dont il est question est constituée d'un ensemble de trois blocs de maçonnerie, où celui du milieu se trouve coupé en deux. Les deux moitiés sont séparées par un joint vertical vide, d'un (1.0) cm de large. Les charges de cisaillement s'appliquent sur cette pièce au milieu, tandis que les pièces externes peuvent être soumises à l'action de charge verticale.

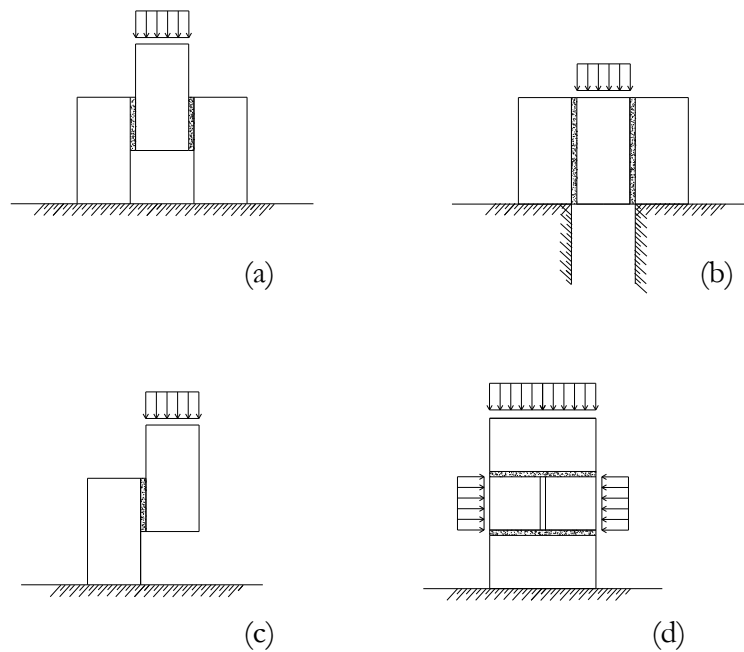


Figure 2.4 Essais de cisaillement

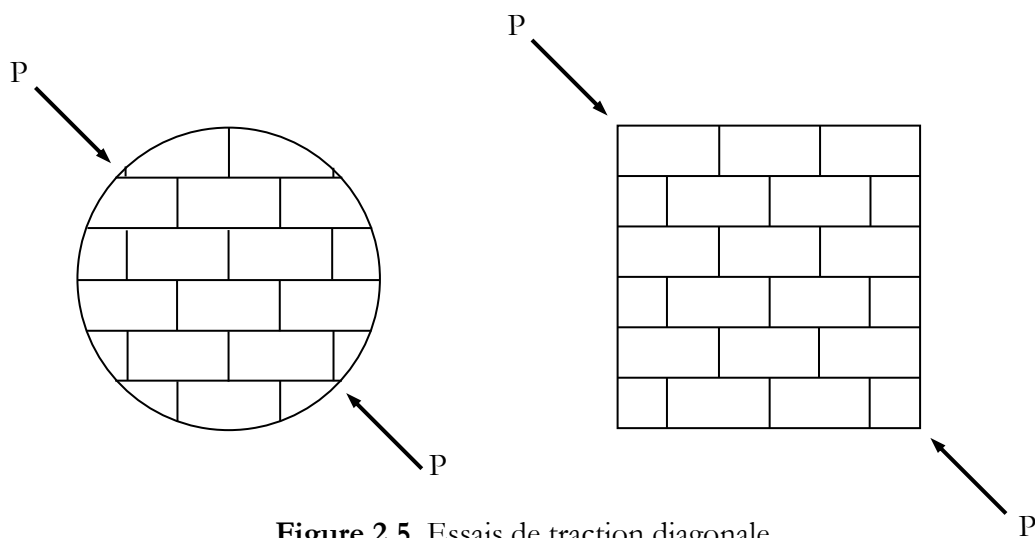


Figure 2.5 Essais de traction diagonale

Les études de Meli et Reyes [cité par Lafuente, 1990], témoignent de l'existence de différents types de comportement à la rupture :

- Rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (figure 2.6a),
- Glissement au niveau des joints (rupture par adhérence (figure 2.6b)).

Meli et Reyes rapportent aussi quelques cas de fissuration par rupture du mortier.

Ce type d'essais aboutit à l'obtention de courbes telles que celles de la figure 2.7 [Anand, 1985], qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction (c et φ). Les coefficients de dispersion sont élevés.

Les références consultées rapportent que dans ce type d'expériences, la ruine survient soudainement et d'une manière fragile, ce qui rend impossible d'observer la propagation de la fissure.

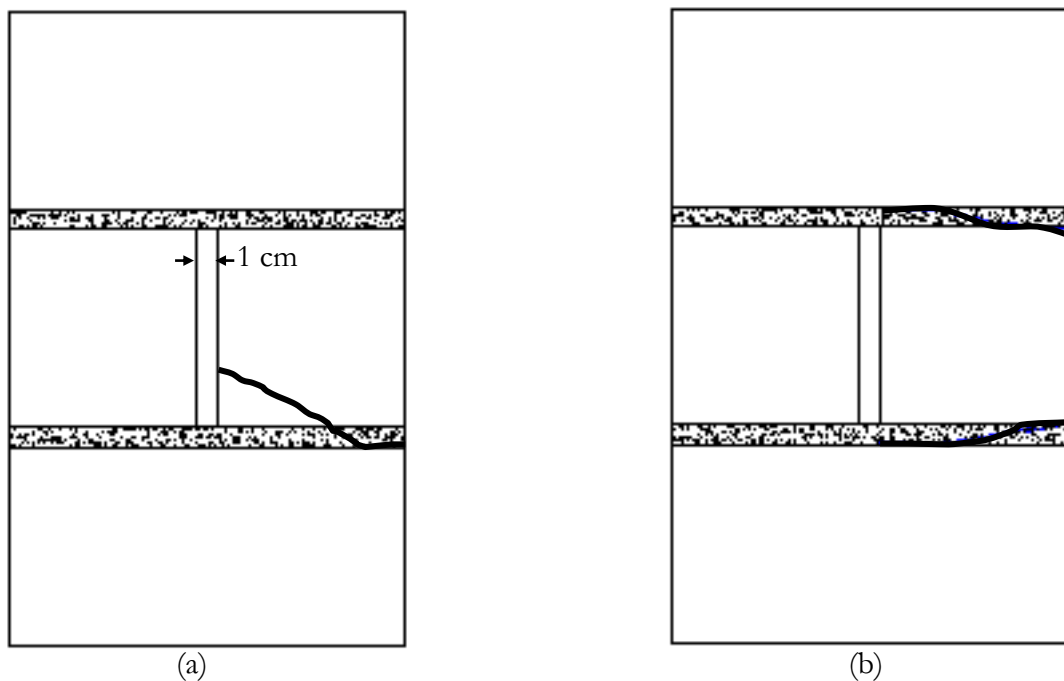


Figure 2.6 Schéma de fissuration

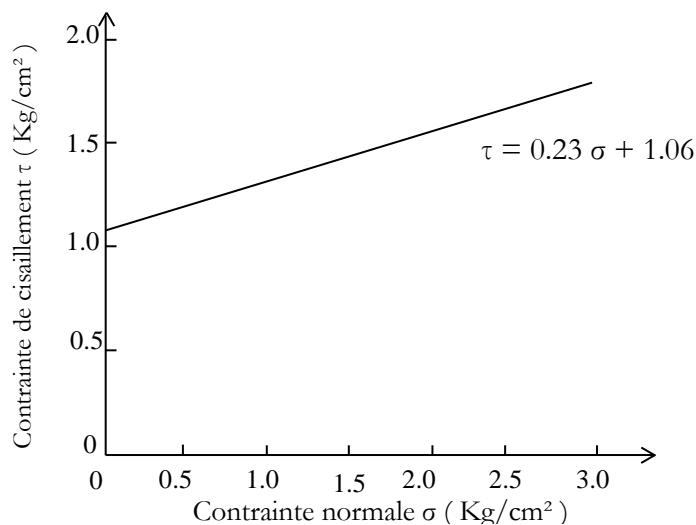


Figure 2.7 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale

2.3.2 Essai de traction diagonale

Ce sont les essais les plus répandus pour la détermination de la résistance à la traction de la maçonnerie, ces expériences sont inspirées de « L'essai brésilien » (figure 2.8), conçu initialement pour l'évaluation de la résistance du béton.

Johnson et Thompson [Johnson et col, 1967], ont décrit les essais réalisés sur des disques en maçonneries soumis à des charges de compression diagonale. Les résultats obtenus varient selon la direction des charges par rapport aux joints, la résistance atteignant un maximum pour des charges perpendiculaires aux joints et un minimum pour des charges parallèles aux joints.

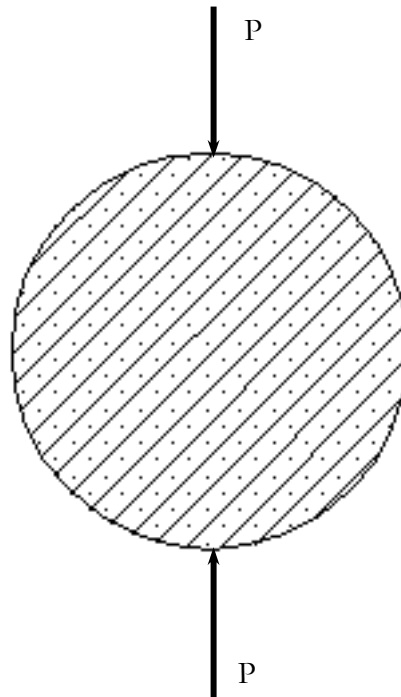


Figure 2.8 L'essai brésilien

2.4 COMPORTEMENT EN FLEXION DE LA MAÇONNERIE

Traditionnellement, la maçonnerie résiste grâce à sa grande inertie et sa masse souvent très importante. Ces structures ne dépendent pas en grande partie du lien du mortier aux éléments-support.

La maçonnerie construite ces dernières décennies a été, cependant, réalisée avec des murs minces dont la résistance aux efforts latéraux (exemple le vent) dépend principalement de l'adhérence du mortier. Ce dernier peut être amélioré par l'ajout d'adjuvants.

On distingue deux modes principaux de flexion dans les deux plans orthogonaux :

- Lorsque l'effort est appliqué au plan perpendiculaire aux joints de pose (figure 2.9).
- Lorsque l'effort est appliqué au plan parallèle aux joints de pose (figure 2.10).

Il est clair que la résistance est susceptible d'être hautement anisotropique, puisque la résistance à l'effort au plan parallèle aux joints de pose est assurée par :

- La résistance au cisaillement des mortiers de pose,
- La résistance élastique des joints de mortier vertical face à la rotation des éléments,
- L'adhérence des joints de mortier vertical,
- La résistance à la flexion des éléments eux mêmes.

La résistance limite de flexion sera la plus petite valeur de $(a + b)$ ou $(c + d)$

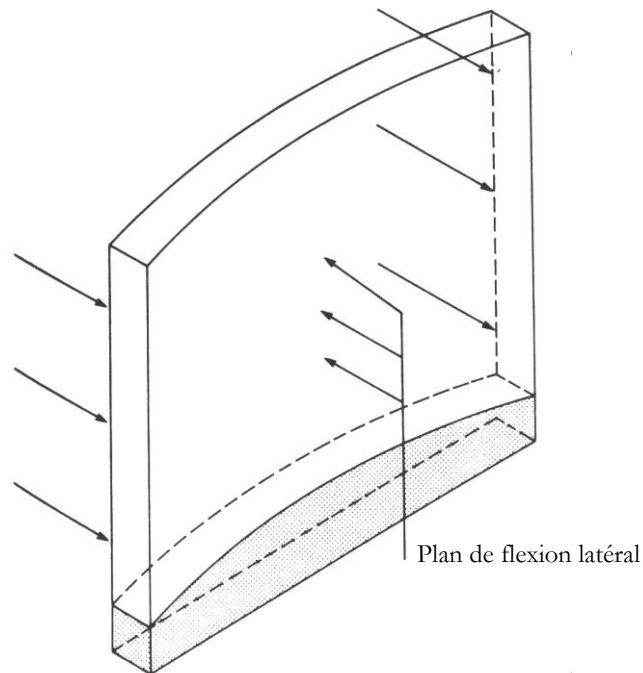


Figure 2.9 Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose

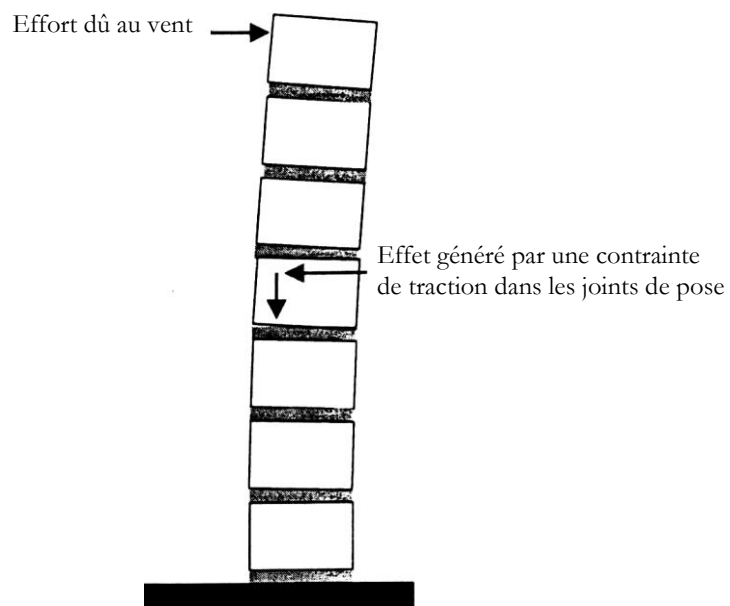


Figure 2.10 Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle au joint de pose

2.5 COMPORTEMENT A LA TRACTION DE LA MAÇONNERIE

La maçonnerie construite avec des mortiers traditionnels a une résistance très limitée face aux efforts de traction pure. La résistance à la traction est habituellement prise égal à zéro. Cette résistance peut être sensiblement améliorée par l'ajout d'adjuvants tels que les Polymères ou le Latex. Des panneaux de maçonnerie d'un étage ont été fabriqués et pourraient être soulevés et transportés sans rupture.

La résistance à la traction horizontale est très rarement mesurée et aucun essai standard n'est disponible d'où l'absence totale de données significatives. L'essai le plus familier étant celui en travers de la brique (ASTM C952-76) illustré dans la figure (2.11). Les résultats de cet essai indiquent que la résistance à la traction directe se situe entre un tiers et deux-tiers du moment de flexion.

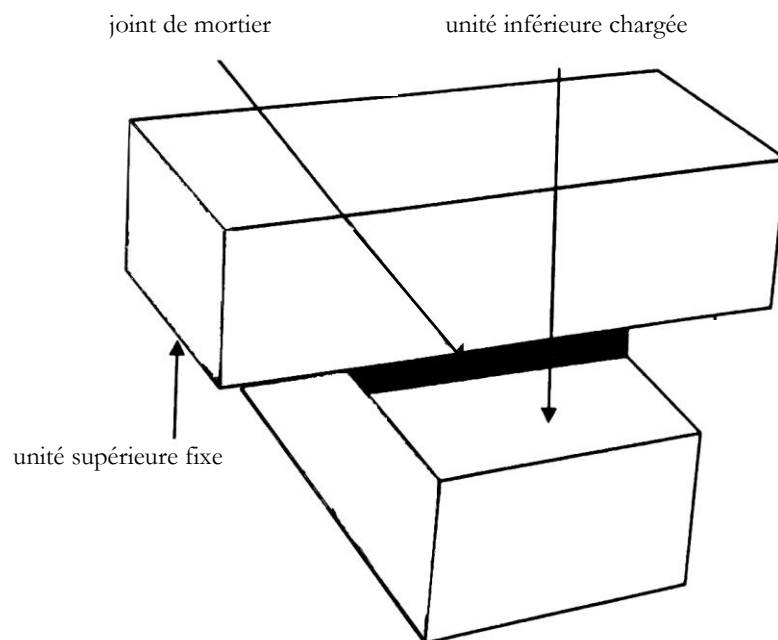


Figure 2.11 Essai de traction

2.6 COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE VIS-A-VIS DE LA CHARGE CONCENTREE

Si la majorité des efforts appliqués au droit d'un mur sont uniformes et amenés par le poids de la structure au-dessus, les charges concentrées, sont dues aux impacts d'extrémités de poutre, de linteaux ou arcs, etc.

Une maçonnerie peut résister à un chargement concentré si celle-ci est correctement positionnée et suit une répartition à 45° similaire à celle montrée en figure 2.12

Page et Hendry [Page et col, 1987] ont étudié expérimentalement et analytiquement le comportement de la maçonnerie sous une charge concentrée. Cette étude a prouvé que les facteurs suivants augmentent la contrainte dans la région soumise à une charge concentrée :

- le rapport de la section chargée à la longueur du mur,
- la position de la charge le long du mur,
- si la charge se prolonge à travers la pleine largeur du mur ou est limitée à une partie de la largeur,
- si la charge est appliquée par une plaque rigide ou flexible,
- le type et la résistance des matériaux de maçonnerie,
- le rapport de longueur-largeur du mur et de son épaisseur,
- la présence du chargement de compression au-dessus du mur de maçonnerie,
- l'application des charges multiples.

Page et Hendry [Page et col, 1987] ont suggéré que pour une charge centrale de bande la longueur utile peut être prise comme longueur réelle mais inférieure à $(b + 1,2 h)$, où b est la longueur de l'extrémité chargée du secteur et h est la taille du mur. Ceci est basé sur le concept que la diffusion de la charge sera contenue dans une ligne de 45° à partir du bord du secteur chargé et que l'effort de compression vertical sera relativement uniforme à 0,6 de la taille de mur à partir du haut.

Appliquant cette définition de longueur utile à un mur de 2,5 m de hauteur portant une poutre de 150mm dont la largeur signifierait que la longueur du mur à considérer, cas du chargement central, serait de 3,15 m, donnant un rapport de la section chargée de 0,048.

La discussion ci-dessus s'applique seulement à la maçonnerie construite avec les unités de maçonnerie pleines. Kirtschig et Kasten [Kirtschig et col, 1979] ont trouvé qu'il n'y a aucune augmentation de contrainte pour les charges concentrées appliquées à l'extrémité d'un mur construit avec des blocs de maçonnerie perforés. Les résultats obtenus par Page et col. [Page et col, 1987] sur les charges concentrées ont prouvé que le mode de rupture pour ce type de chargement se produit dans les fentes des blocs plutôt que par une rupture verticale.

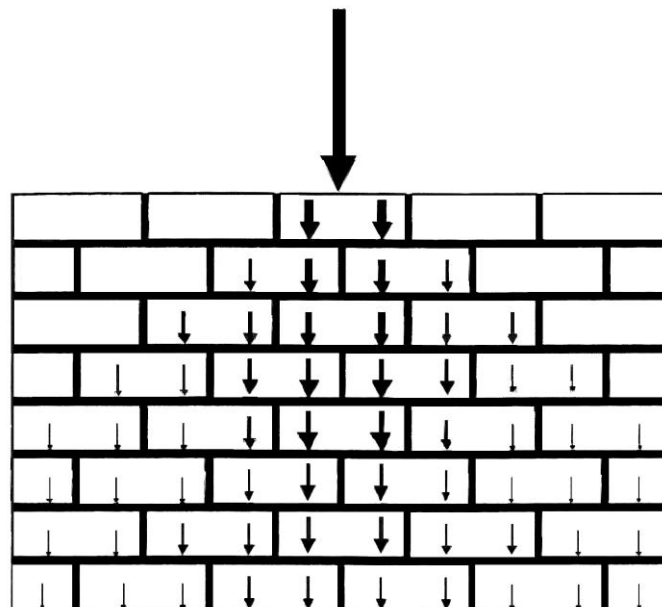


Figure 2.12 Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur

2.7 MURS SOUS CHARGES LATÉRALES MONOTONES

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées dans les structures en maçonnerie, par des murs. Ceux-ci ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou des murs ossatures en béton-armé, les derniers présentent un comportement plus ductile que les premiers, mais ils présentent un réseau de fissuration similaire (figure 2.13) :

- Rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier (figure 2.13a).
- Rupture par friction ou glissement (figure 2.13b).
- Rupture par flexion : la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encastrée (figure 2.13c).
- Rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints (figure 2.13d),
- Ecrasement du matériau dans les zones en compression (figure 2.13e).

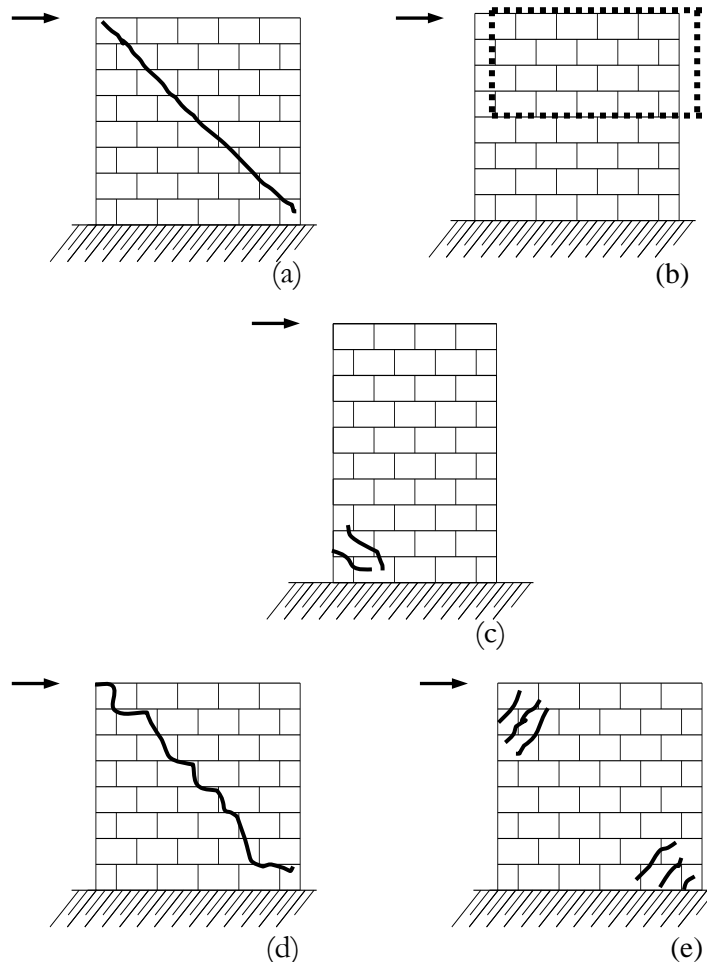


Figure 2.13 Rupture des murs non confinés

L'apparition de l'un de ces mécanismes de rupture dépend de facteurs divers, parmi lesquels :

- Les différences de qualité entre le mortier et les pièces de maçonnerie,
- La géométrie du panneau,
- Les variations de la charge verticale.

Plusieurs types de critères de rupture ont été proposés dans la littérature. Nous pouvons les classer de la manière suivante :

- a) Rupture par contraintes principales : établie par des valeurs limites en compression ou en traction. De nombreuses études déterminent ces valeurs limites en fonction de l'orientation des joints de mortier. Voir notamment les travaux de Meli [cité par Lafuente, 1990].
- b) Rupture par une combinaison critique de contraintes principales : dérivée des résultats expérimentaux pour la plupart. Ces critères déterminent des surfaces de rupture en fonction des valeurs des contraintes principales et de l'angle d'orientation des joints. Voir, par exemple, les travaux de Samarasinghe et col. [Samarasinghe et col, 1980] qui proposent le critère de rupture.
- c) Rupture par extension critique : il s'agit de critères basés sur la définition d'un changement limite de volume, c'est-à-dire, une hypothèse de rupture qui serait fonction de la valeur du module de Poisson [Jhompson et col, 1967].
- d) Rupture par séparation ou glissement des joints : cette hypothèse conduit à la proposition de critères du type Coulomb [Lafuente, 1990]

$$R = u + f \cdot s \quad (2.1)$$

Où :

R : résistance du joint

u : coefficient d'adhérence

f : coefficient de friction

s : contrainte de comportement sur le joint

Selon ce critère la résistance du joint serait fonction de l'adhérence existante entre la pièce de maçonnerie et le mortier et de la friction due à la présence des charges perpendiculaires au joint.

Si l'on considère que la ruine des murs est causée par des fissures diagonales correspondant à l'action des contraintes principales, l'analyse simplifiée (matériau élastique, homogène et isotrope) permettra alors, de définir les expressions suivantes pour estimer la résistance latérale de murs de maçonnerie non-confinée et non armée [Tomazevic, 1980] :

$$\sigma_t = -0.5 \sigma^o + \sqrt{[(0.5 \sigma^o)^2 + (b \tau)^2]} \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = 0.5 \sigma^o + \sqrt{[(0.5 \sigma^o)^2 + (b \tau)^2]} \quad (2.3)$$

$$\phi_t = \phi_c = 0.5 \frac{1}{2} \cdot \arctg\left(2 \frac{\tau}{\sigma^\circ}\right) \quad (2.4)$$

Où :

σ° : contrainte moyenne de compression due à la charge verticale sur la section transversale à mi-hauteur du mur,

τ : contrainte moyenne de cisaillement due à la charge latérale sur la section transversale à mi-hauteur du mur,

σ_t, σ_c : contraintes principales de traction et de compression au milieu du mur,

ϕ_t, ϕ_c : directions des contraintes principales.

Les expressions données, issues d'une analyse élastique classique sont modifiées du facteur b , qui tient compte de la distribution irrégulière des contraintes de cisaillement dans le joint horizontal. Le facteur b représente le rapport existant entre la valeur maximale et la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement sur la section critique du mur. Il est estimé au moyen de la méthode des éléments finis et des résultats expérimentaux. La valeur de b varie de 1.1 à 1.5; $b = 1.5$ pour des murs dont l'élanement est égal ou supérieur à 1 et $b = 1.1$ pour les murs moins élancés.

Dans ce cadre, Tomazevic [Tomazevic, 1980] propose l'évaluation de la résistance latérale du mur au moyen des expressions suivantes :

$$\tau_u = \left(\frac{f_t}{b}\right) \times \sqrt{\frac{\sigma^\circ}{f_t} + 1} \quad (2.5)$$

$$H_{u,m} = C_r A \tau_u \quad (2.6)$$

Où :

τ_u : contrainte moyenne de cisaillement sur la section transversale à mi-hauteur du mur au moment d'atteindre la résistance du mur.

$H_{u,m}$: résistance à l'effort tranchant du mur non-confiné et non-armé.

C_r : facteur de réduction représentant le rapport existant entre les valeurs expérimentales et les valeurs théoriques de la résistance du mur.

Si l'on considère que le mécanisme de résistance du mur sous charges latérales est la friction, l'expression pour la contrainte finale de cisaillement correspondante serait :

$$\tau_u = f_t^\circ + R \sigma^\circ \quad (2.7)$$

Où :

f_t° : résistance latérale d'un mur sans charges verticales.

R : coefficient qui détermine l'augmentation de la résistance du mur en fonction de la charge verticale.

Les résultats expérimentaux montrent que les coefficients f_c et R n'ont pas de rapport direct avec les quantités c et φ trouvées au moyen des essais simples illustrés par la figure (2.3).

Les murs en maçonnerie non-armée et non-confinée présentent un comportement très fragile sous l'action des charges verticales. La ductilité augmente pour les murs en maçonnerie non-armée, confinée par un cadre en béton armé.

2.8 CONCLUSION

Les essais simples proposés dans les règlements de calcul pour caractériser le comportement de la maçonnerie fournissent des valeurs moyennes de résistance en compression (f_M), qui ne peut être directement appliquées pour évaluer la résistance des murs. En effet, ces essais ne sont pas capables de reproduire convenablement les conditions réelles d'un mur à échelle naturelle.

Chapitre 3

MODELISATION DE LA MACONNERIE SOUS CHARGES VERTICALES

3.1 RESISTANCE DES MACONNERIES SOUS CHARGES VERTICALES

3.1.1 Introduction

En réponse à la diversité des maçonneries utilisées (blocs pleins, perforés ou creux en béton, briques creuses de terre cuite à alvéoles horizontaux, blocs en béton cellulaire, montage à joints minces ou épais, etc.), la présente partie présente un ensemble de modèles qui s'appuient sur l'analyse des phénomènes physiques observés pour chaque type de produit.

Cette approche est donc susceptible de fournir une évaluation plus fidèle à la réalité de la résistance des maçonneries sous charges verticales que les formules empiriques contenues dans les règles de calcul actuelles.

La connaissance de la résistance des maçonneries (f_M) sous l'action des charges verticales constitue, avec celle de l'influence des paramètres structuraux tels que l'élançement et l'excentricité des charges appliquées, un élément fondamental dans la conception des ouvrages porteurs en maçonnerie.

3.1.2 particularités propres de la maçonnerie

Contrairement à d'autres techniques de construction pour lesquelles les valeurs théoriques des résistances caractéristiques des matériaux employés peuvent être aisément établies avec une marge d'incertitude satisfaisante, la tâche est plus délicate dans le cas des maçonneries, et ceci pour plusieurs raisons :

- Les produits de maçonnerie présentent des structures internes extrêmement diverses qui induisent des comportements à la rupture particuliers qu'il est nécessaire d'examiner cas par cas,
- La maçonnerie est un matériau composite. Sa résistance est fonction non seulement de celles des éléments constitutifs considérés isolément de certains effets combinés (frettage, contre frettage entre bloc et joint de mortier par exemple), les phénomènes à la rupture peuvent ainsi être différents de ceux observés sur produits seuls,
- Toute comparaison entre la théorie et l'expérimentation reste délicate à établir :
 - i.) Compte tenu de l'hétérogénéité des matériaux utilisés dans la fabrication des produits, les valeurs des résistances à la rupture présentent des dispersions propres généralement importantes,

- ii.) Les caractéristiques mécaniques « intrinsèques » c'est-à-dire ayant la signification physique qu'exigerait leur utilisation dans des modèles de comportement, ne peuvent être connues avec précision en raison du caractère conventionnel des modes expérimentaux de détermination de la résistance des briques ou blocs et du mortier.

3.1.3 Le projet d'EUROCODE6

Selon ce projet, la résistance caractéristique d'une maçonnerie peut être évaluée au moyen de la formule suivante [Eurocode6, 1996] :

$$f_k = K \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25} \quad (3.1)$$

Dans laquelle :

f_b : est la résistance du produit multipliée par un coefficient dit « coefficient de forme », uniquement fonction des dimensions extérieures du produit,
 f_m : résistance de mortier.

Principales observations sur le projet d'EUROCODE6

Pour les produits creux, il paraît hasardeux d'avancer des valeurs théoriques de facteurs de forme puisque la rupture est conditionnée par un ensemble d'éléments dépendant d'autres paramètres que les dimensions extérieures des produits, et notamment par leur géométrie interne.

Si la notion de « facteur de forme » est couramment admise, l'explication physique des phénomènes n'est pas clairement connue, pour autant. Dès lors, on ne doit pas s'étonner si les valeurs numériques avancées dans le projet d'EUROCODE6, valeurs principalement justifiées sur la base des résultats d'essais, le plus souvent dispersées et entachées d'influences, sont sujet à controverse.

Bien que ce facteur de forme englobe l'influence de forme physique bien réel (influence du freinage des plateaux de presse, pourcentage d'épaisseur des joints), il apparaît ici comme un simple artifice de calcul permettant de recalculer tant bien que mal les valeurs données par la formule (3.1) avec les résultats expérimentaux obtenus sur murets.

D'autre part les éléments de maçonnerie utilisés présentent une structure interne largement alvéolée, il en résulte des comportements particuliers qu'il convient de prendre en compte de manière spécifique dans les règles de calcul. Comme ces comportements varient beaucoup avec la structure interne des produits, l'emploi d'une formule unique ne peut représenter l'ensemble des familles des matériaux existants.

Le contenu de l'étude présentée par l'EUROCODE6 tente de combler cette insuffisance en apportant, après analyse des phénomènes observés au cours d'essais et complément d'informations tiré de l'approche par la méthode des éléments finis, un ensemble de formulations simples suffisamment représentatives de la réalité. Pour cela, les maçonneries ont été classées selon leur type de comportement à la rupture en trois groupes :

- Les maçonneries de produits pleins,
- Les maçonneries de produits creux à alvéoles verticales,
- Les maçonneries de produits creux à alvéoles horizontales.

3.1.4 Modèle analytique de calcul

3.1.4.1 Remarques générales

Il est proposé ici un ensemble de modèles simplifiés [Delmotte et col, 1992] permettant le calcul de la résistance d'une maçonnerie (f_m) à partir de celle du produit (f_b), d'une part, et celle du mortier de pose (f_m), d'autre part. Le caractère conventionnel des modes expérimentaux de détermination de ces valeurs, quels qu'ils soient, ne permet pas de disposer de valeurs « intrinsèques », c'est à dire ayant la signification physique qu'exigerait leur utilisation dans des modèles de comportement. Les formules proposées ici ne sont donc numériquement applicables qu'à certains coefficients près liés principalement aux conditions d'essais dans lesquelles f_b et f_m , entre autres caractéristiques, ont été obtenus.

Parmi les principaux paramètres influant sur les résultats d'essais

- Le mode et la vitesse de mise en charge,
- Les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé,
- L'humidité des produits (cas des blocs en béton cellulaire),
- Le frottement des plateaux de presse.

3.1.4.2 Déformabilité globale d'un assemblage bloc-mortier

Si le bloc et le mortier ont la même largeur (figure 3.1), la contrainte moyenne dans l'assemblage est égale à :

$$\sigma_0 = E_b \cdot \Delta h / h \quad (3.2)$$

Où encore à :

$$\sigma_0 = E_m \cdot \Delta e / e \quad (3.3)$$

Où encore à :

$$\sigma_0 = E_M \cdot \Delta(h+e) / (h+e) \quad (3.4)$$

de plus, on a :

$$\Delta(h+e) = \Delta h + \Delta e \quad (3.5)$$

Où :

σ_0 : contrainte moyenne nette appliquée ;
 E_b : Module d'élasticité du produit ;
 E_m : Module d'élasticité du mortier ;
 E_M : Module d'élasticité de la maçonnerie ;
 h : hauteur du produit ;
 e : épaisseur du joint de mortier

Δh , Δe , $\Delta(h+e)$ étant la variation des dimensions h , e et $(h+e)$ sous l'effet de la contrainte moyenne σ_0 .

De (3.2), (3.3), (3.4) et (3.5), l'équation suivante peut être écrite :

$$E_M = \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{(h \cdot E_m + e \cdot E_b)} \quad (3.6)$$

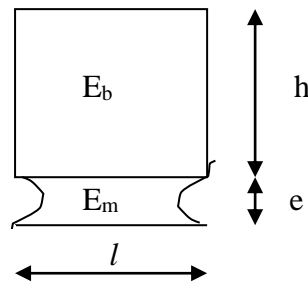


Figure 3.1 Caractéristiques et dimensions du bloc et du joint

3.1.4.3 Hypothèses reliant résistance et déformabilité

On suppose élastique et linéaire le comportement des matériaux constitutifs. Bien que cette hypothèse ne soit généralement pas vérifiée au voisinage de la rupture, elle reste acceptable pour la majorité des maçonneries dont le comportement à la rupture est du type fragile.

Les relations suivantes peuvent alors être écrites :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{bu} \quad (3.7)$$

$$f_m = E_m \cdot \varepsilon_{mu} \quad (3.8)$$

Où :

ε_{bu} : déformation unitaire ultime du matériau du bloc

ε_{mu} : déformation unitaire ultime du mortier

le comportement linéaire du bloc et du mortier entraînant le comportement linéaire de l'assemblage, nous amène à :

$$f_M = E_M \cdot \varepsilon_{Mu} \quad (3.9)$$

Où :

ε_{Mu} : déformation unitaire ultime de la maçonnerie.

E_M est donné par (3.6) et ε_{Mu} par un raisonnement analogue à celui utilisé ci-dessus, soit :

$$\varepsilon_{Mu} = \frac{(h \cdot \varepsilon_{bu} + e \cdot \varepsilon_{mu})}{(h+e)} \quad (3.10)$$

Cette formule, qui suppose la maçonnerie constituée d'un matériau fictif homogène, ne peut donc rendre compte du mode ni de la localisation de la rupture. Bien que comportant une part d'arbitraire, cette formule ne devrait toutefois pas introduire d'erreurs notables compte tenu de la rupture intervenant généralement dans les produits d'une part et de la faible valeur relative du joint « e » d'autre part.

3.1.4.4 Formulation générale

des formules précitées (3.6), (3.7), (3.8), (3.9) et (3.10) et en supposant « e » petit devant « h », on déduit :

$$f_M = f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu}}{h \cdot f_m \cdot \varepsilon_{bu}}} \quad (3.11)$$

La détermination de f_M passe donc également par la connaissance de ε_{bu} et ε_{mu} ou E_b et E_m

Sous l'effet des charges verticales et si le matériau du joint est plus déformable que celui du bloc, la maçonnerie peut être le siège de contraintes horizontales de traction dans le bloc au voisinage du joint qui peuvent, à leur tour, conduire à une rupture prématurée de la maçonnerie par fendage (cas des maçonneries des blocs de béton cellulaire autoclavé par exemple). Ces contraintes sont une conséquence des effets de frettage / contre-frettage entre bloc et mortier et du bloc dans le sens horizontal. Au voisinage immédiat du joint, l'allongement horizontal ε_h peut être estimé à la moyenne des déformations horizontales du bloc et du joint.

$$\varepsilon_h = (\varepsilon_{mh} + \varepsilon_{bh}) / 2 = \frac{\sigma_0 \cdot \nu_m}{2 \cdot E_m} + \frac{\sigma_0 \cdot \nu_b}{2 \cdot E_b} \quad (3.12)$$

Où :

ε_{bh} et ε_{mh} : Déformations du bloc et du mortier dans le sens horizontal.

ν_m et ν_b : Coefficients de poisson du mortier et du bloc.

Si $\varepsilon_{bh} > \varepsilon_{mh}$, la déformation gênée dans le bloc ($\varepsilon_h - \varepsilon_{bh}$) induit dans celui-ci une contrainte de traction dont la valeur peut être évaluée par la formule approchée :

$$\sigma_{traction} = (\lambda + 2\mu) \cdot (\varepsilon_h - \varepsilon_{bh}) + \lambda \cdot \varepsilon_b \quad (3.13)$$

λ , μ : coefficients de Lamé du matériau constitutif du produit.

En toute rigueur, les caractéristiques du joint (mortier) ne sont pas homogènes sur la largeur de la maçonnerie en raison des dessiccations différentielles entre le centre et les faces externes. Ce phénomène, comme celui de la succion de l'eau de gâchage du mortier par le bloc peut être à l'origine des différences considérables constatées entre les caractéristiques du mortier mesurées sur éprouvette, d'une part, et sur maçonnerie, d'autre part.

3.1.5 Résistances des maçonneries de produits pleins

Selon les dimensions relatives des produits et les modalités d'essais de détermination de f_b , on distingue deux modes de rupture possibles :

- Par dépassement de l'allongement ultime du bloc dans le sens horizontal par effet de Poisson (figure 3.2a) :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{tu} / \nu_b \quad (3.14)$$

Ou ε_{tu} : allongement unitaire ultime du bloc.

- Par écrasement du bloc (figure 3.2b) :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{bu} \quad (3.15)$$

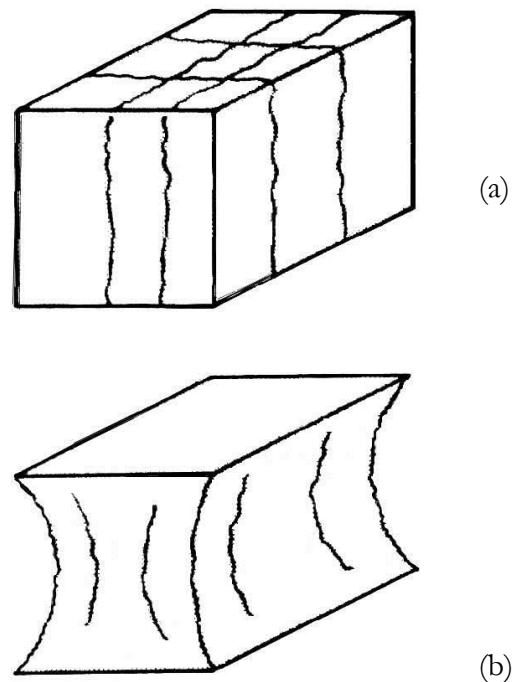


Figure 3.2 Schémas des corps d'épreuve après essai

Lorsque le joint est mince et le mortier est résistant, le comportement de la maçonnerie s'apparente à celui d'un mur monolithe. Lorsque le joint est plus épais, celui-ci se dégrade de l'extérieur vers l'intérieur, voir figure (3.3).

Si les modes de rupture observés sur maçonnerie et sur bloc seul sont du même type, f_M peut être évaluée à partir de la formule (3.11) qu'il convient simplement de corriger par un coefficient réducteur « j » pour tenir compte de la réduction de la largeur des joints au cours du chargement.

On pourra prendre par exemple :

$$J = S_r / S_b = (l - e) / l \quad (3.16)$$

Où:

S_r : section résistante

S_b : section brute

l : largeur du produit

On prendra

$$\varepsilon_{equ} = \varepsilon_{bu} \quad (3.17)$$

Où :

ε_{equ} : est la déformation ultime équivalente

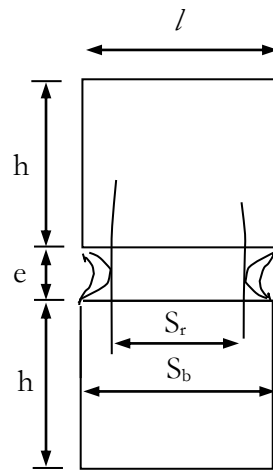


Figure 3.3 Localisation de la section résistante

Si les deux modes de rupture (bloc et maçonnerie) sont différents, ce qui est généralement le cas, f_M ne peut être directement déduite de f_b sans correction. Il convient alors de prendre en compte la résistance qu'aurait le bloc s'il n'était pas soumis aux conditions particulières de frettage rencontrées dans un essai conventionnel, c'est-à-dire à prendre pour f_b la valeur minimale ($E_b \varepsilon_{bu}$, $E_b \varepsilon_{tu} / \nu_b$) en lieu et place de la valeur de la résistance mesurée.

f_M peut être déterminée à partir de la relation (3.11) corrigée par le coefficient « j », et en remplaçant ε_{bu} par $\varepsilon_{equ} = \min(\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{tu} / \nu)$.

Dans les deux cas on a :

$$f_M = f_b \cdot \frac{l-e}{l} \cdot \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu}}{h \cdot f_m \cdot \varepsilon_{equ}}} \quad (3.18)$$

De plus, pour les maçonneries composées de bloc et de mortier de déformabilités différentes, il convient de vérifier que la contrainte de traction $\sigma_{traction}$, donnée dans la formule (3.13) ne dépasse pas la contrainte maximale de traction du matériau constitutif du bloc, ce qui se traduit par la condition :

$$f_M < E_b \cdot \epsilon_{tu} \left((\lambda + 2\mu) \left(\nu_m / E_m - \nu_b / E_b \right) + \lambda / E_b \right)^{-1} \quad (3.19)$$

- Pour les maçonneries pour lesquelles les effets de frettage / contre-frettage bloc-mortier sont importants, le confinement du mortier a pour effet de réduire l'influence défavorable d'un mortier faible sur les capacités mécaniques globales de la maçonnerie, La formule (3.11) ne rend pas directement compte de ce phénomène mais montre toutefois que lorsque e tend vers zéro, f_M tend vers f_b , quelle que soit la résistance du mortier. La maçonnerie se comporte alors comme une structure monolithe.
- La limite $e \rightarrow 0$ reste théorique et l'épaisseur du joint doit être en pratique supérieure à la dimension des plus grands granulats du mortier constituant le joint.

Les graphiques de la figure (3.4) montre une application de la formule (3.18) pour le cas des blocs pleins.

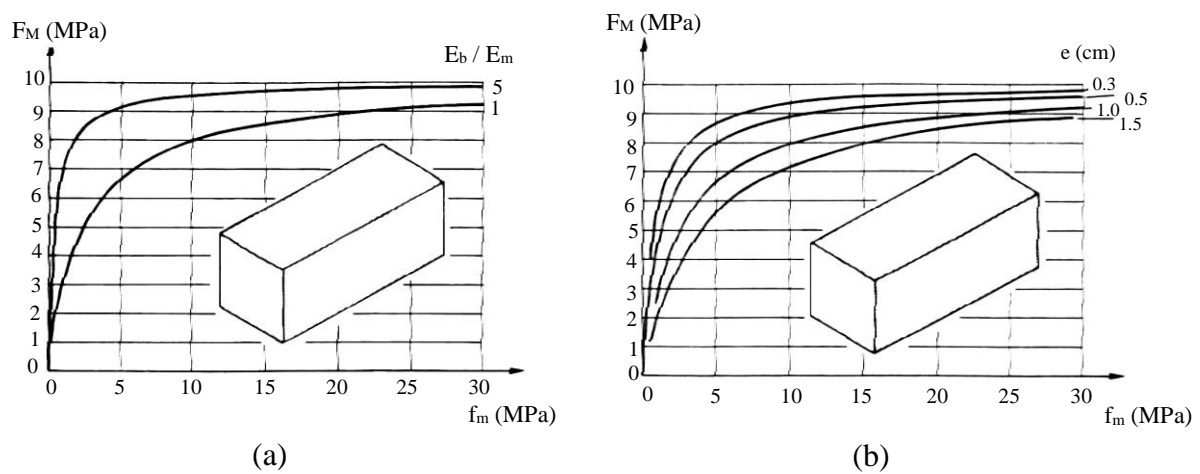


Figure 3.4 (a) : Variations de f_M avec f_m et E_b/E_m
 (b) : Variations de f_M avec f_m et l'épaisseur du joint de mortier

3.1.6 Résistance des maçonneries de blocs perforés ou creux :

on distingue trois modes possibles de rupture :

3.1.6.1 Poinçonnement du mortier des joints par les cloisons

Dans ce cas, la résistance de la maçonnerie est toujours limitée par la quantité $(f_m S_r / E_b)$ dans les conditions définies au paragraphe précédent.

Ce poinçonnement, s'ajoutant aux effets de dessiccation différentielle décrits plus haut, peut conduire à un cisaillement des blocs et à une désolidarisation entre les cloisons médianes et externes [Delmotte et col, 1992].

3.1.6.2 Rupture des cloisons par écrasement de leur matériau

Dans ce cas, on admet les approximations suivantes :

$$f_b = f_p \cdot S_n / S_b \quad (3.20)$$

$$E_p = E_b \cdot S_b / S_n \quad (3.21)$$

Où :

E_p : Module d'élasticité du produit plein ;

f_p : résistance du produit plein

S_n : surface nette du produit.

S_b : surface brute du produit

Soit E_{Mp} le module d'élasticité d'une maçonnerie de produit pleins constitués du même matériau que celui des produits creux, et d'après la formule (3.6) on a :

$$E_{Mp} = \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{h \cdot E_m + e \cdot E_p} \quad (3.22)$$

En supposant $E_M = E_{Mp} \cdot S_n / S_b$, en remplaçant E_p par l'expression (3.21)

$$E_M = \frac{S_r}{S_n} \frac{E_b \cdot E_m (h+e)}{h \cdot E_m + e \cdot S_b / S_n \cdot E_b} \quad (3.23)$$

finalemt, avec $e \ll h$

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \epsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot \epsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.24)$$

Où :

S_r : section résistante

Lorsque f_m tend vers l'infini, la formule (3.24) montre que f_M tend vers $f_b \cdot S_r / S_n$. L'expérimentation, confirmée par l'approche «éléments finis», révèle effectivement que pour des mortiers de résistance élevée, la résistance de la maçonnerie est réduite par rapport à celle du bloc d'une quantité très voisine de S_r / S_n , (figure 3.5b). Cet affaiblissement provient pour une large part de la structure interne des blocs associés à un montage à joint verticaux décalés.

3.1.6.3 Rupture par flambement des cloisons des blocs

La différence avec le cas précédent reste actuellement encore théorique mais pourrait toutefois devenir réelle avec l'apparition de blocs de grande hauteur ($h > 25$ cm) associées à des parois minces dont l'épaisseur ne dépasserait guère le centimètre en partie basse.

Par rapport au cas précédent, l'expression de la déformabilité globale reste inchangée. Seule l'expression de la valeur de rupture diffère.

$$f_b = R_1 f_p S_n / S_b \quad (3.25)$$

Avec

$R_1 < 1$ (R_1 traduisant l'effet réducteur de l'élanement des cloisons).

Donc :

$$f_b = E_b R_1 \varepsilon_b \quad (3.26)$$

Tout se passe donc comme si la déformation ultime dans le bloc était réduite par application du facteur R_1 .

On déduit :

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot R_1 \cdot \varepsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.27)$$

3.1.7 Résistance des maçonneries en briques creuses de terre cuite à alvéoles horizontales :

La rupture se produit par flambement local des cloisons verticales, amorcé par une fissuration des cloisons horizontales jouant le rôle de raidisseurs. Le caractère aléatoire de la localisation des microfissures internes initiales dans la brique ainsi que les interactions brique-mortier rendent délicate la prévision de la zone préférentielle de rupture [Delmotte et col, 1992].

f_M est déterminée à partir de (3.27) en remplaçant $R_1 \cdot S_n / S_b$ par un coefficient $R_2 < 1$. R_2 dépend de la résistance en traction de la terre cuite, et de la raideur en flexion des cloisons-semelles pouvant être caractérisée par la quantité $l^2 / (n_c - 1)^2 r_v^2$

Avec :

n_c : nombre de cloisons verticales (pouvant être caractérisée par la quantité $E_b \cdot r_v^3 / d^2$),

n_h : nombre de cloisons horizontales

r_v : épaisseur des cloisons verticales

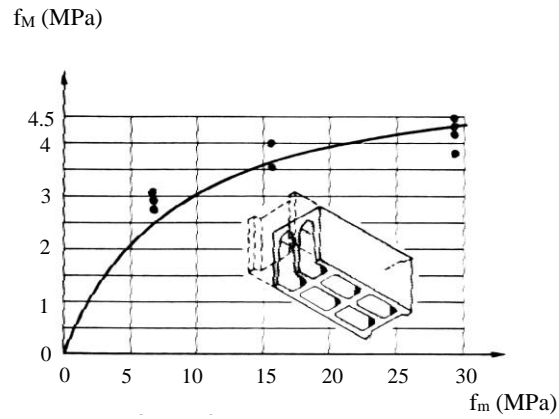
d : distance entre cloisons horizontales et de E_m dont il est une fonction croissante, ainsi :

$$f_M = f_b \frac{l}{l + \frac{e \cdot f_b \cdot \varepsilon_{mu} \cdot S_b}{h \cdot f_m \cdot R_2 \cdot \varepsilon_{bu} \cdot S_n}} \quad (3.28)$$

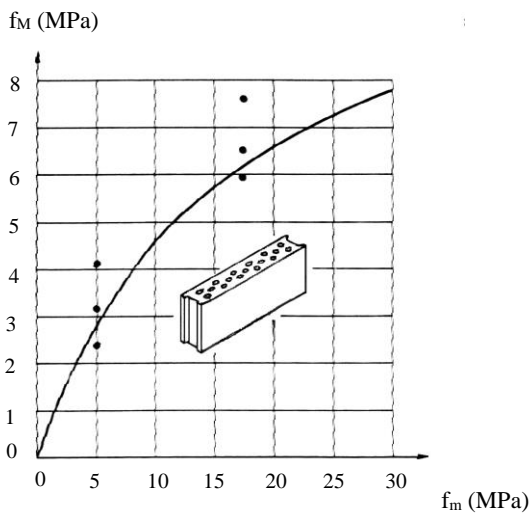
avec

$$R_2 = \left(l + K \cdot \frac{l^2}{(n_c - 1)^2 \cdot n_h^2 \cdot \frac{d^2}{E_b \cdot r_v^3}} \right)^{-1} \quad (3.29)$$

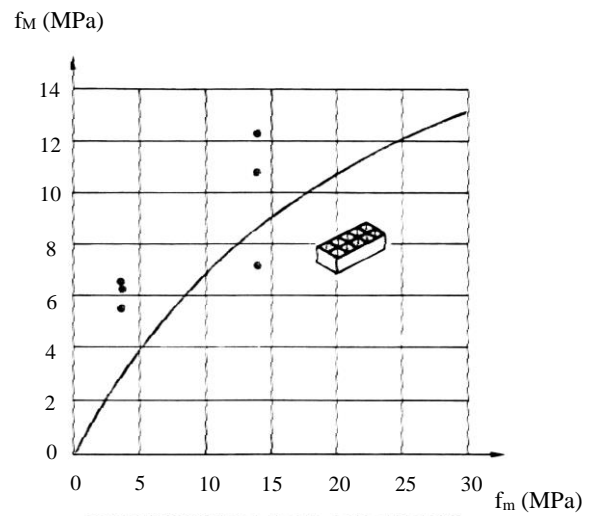
La figure (3.5) illustre la comparaison pour quelques types d'éléments à maçonner représentatifs des produits perforés et creux.



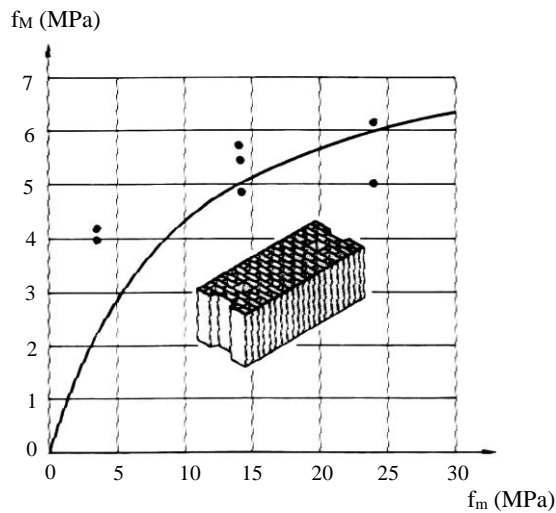
(a) : Maçonnerie de blocs creux en béton



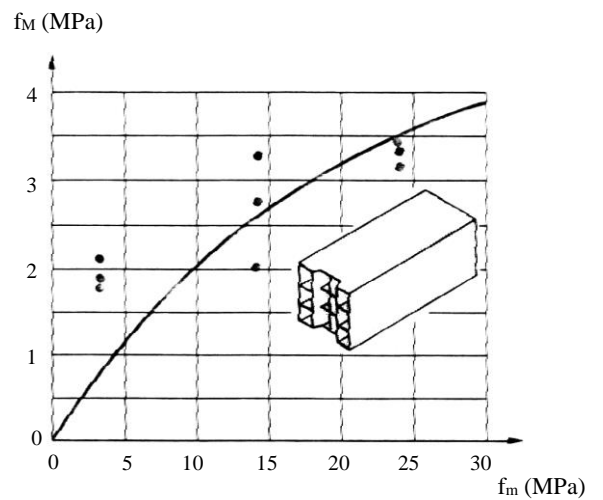
(b) : Maçonnerie de blocs perforés en béton



(c) : Maçonnerie de briques perforées en terre cuite



(d) : Maçonnerie de blocs perforées en terre cuite



(e) : Maçonnerie de briques creuses a alvéoles horizontaux

Figure 3.5 Comparaison de la variation de f_M avec f_m pour différents produits perforés et creux

3.2 LES FORMULES EMPIRIQUES POUR LE CALCUL DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DE LA MACONNERIE

Il existe actuellement en littérature un volume de données considérable des essais sur des murs de maçonnerie effectués dans plusieurs pays dans le monde. Hendry et Malek [Hendry et col, 1986] ont effectué une analyse statistique de plusieurs centaines d'essais de murs et ont obtenu des équations convenables pour la détermination de la résistance moyenne des murs de brique de taille d'étage, épais de 102,5 mm et de 215 mm construits avec des unités pleines, les auteurs ont utilisé un mortier bâtard dans les proportions de 1: ¼: 3 et 1: 1: 6 ciment : chaux : sable. L'épaisseur du mur à 102.5 mm est équivalent à la largeur d'une brique et le mur à 215 mm d'épaisseur est le résultat de 2 briques collées l'une à l'autre et équivalent à la longueur de la brique. Les équations obtenues étaient comme suit:

Épaisseur de maçonnerie (millimètre)	Résistance à la compression moyenne du mur (N/mm ²)
102,5	$f_M = 1.42 f_b^{0.531} f_m^{0.208}$ (3.30)
215,0	$f_M = 0.334 f_b^{0.778} f_m^{0.234}$ (3.31)

Tableau 3.1 Formules empiriques de Hendry et Malek en fonction de l'épaisseur du mur

Où :

f_b résistance à la compression de la brique

f_m résistance à la compression du mortier.

Après les premiers travaux, Rostampour [Rostampour, 1973] a constaté que la résistance à la compression moyenne de la maçonnerie de parpaings réalisée avec un mortier bâtard, dans les proportions 1: 1: 6 Ciment : chaux: sable, est représentée par l'équation :

$$f_M = 0.9 f_b^{0.67} f_m^{0.33} \quad (3.32)$$

Ceci s'applique à la maçonnerie dans laquelle la résistance de bloc / la résistance de mortier est supérieur à 1,7. Le rapport de la hauteur de bloc / épaisseur du bloc est autour de 2,2.

Basé sur une analyse statistique des résultats de 925 essais de murs avec divers types d'éléments et de résistance de mortiers, Mann [Mann, 1982] a établi une relation entre les résistances de la maçonnerie, les produits et les mortiers, semblable à celle de Rostampour [Rostampour, 1973], soit :

$$f_M = 0.83 f_b^{0.66} f_m^{0.33} \quad (3.33)$$

Kirtschig [Kirtschig, 1985] a remplacé la résistance du mortier par le module d'élasticité et a proposé la relation suivante :

$$f_M [MPa] = 0.97 f_b^{0.43} E_m^{0.26} \quad (3.34)$$

Où E_m est le module élastique du mortier divisé par 1000.

Une proposition quelque peu semblable pour le calcul de la force caractéristique a été adoptée dans EUROCODE6 [Eurocode6, 1996] employant l'équation:

$$f_k = K(f_b)^{0.65} (f_m)^{0.25} \quad (3.35)$$

Où

K : coefficient selon le type de maçonnerie

f_b : résistance à la compression ' normalisée ' d'une unité de maçonnerie

f_m : résistance à la compression moyenne du mortier.

Les valeurs recommandées de K changent de 0.6 pour les murs qui ont la même épaisseur que les unités de maçonnerie et de la catégorie la plus élevée de la qualité, à 0.4 dans le cas des murs qui ont un joint longitudinal dans l'épaisseur et ont des unités de maçonnerie de mauvaise qualité. La résistance normalisée d'unité est prévue pour être l'équivalent d'un cube en 100 mm, présenté pour donner une formule simple pour des unités de différentes proportions. L'EUROCODE6 donne une table des valeurs pour une constante δ par laquelle la force d'essai de l'unité devrait être multipliée pour donner f_b dans la formule. Des valeurs très semblables sont indiquées par la formule empirique (3.32) dérivée des résultats d'essais de Khalaf et Hendry [Khalaf et col, 1994] :

$$\delta = (h / \sqrt{A})^{0.37} \quad (3.36)$$

h : hauteur du produit

A : section chargée.

Drysdale et Hamid [Drysdale et col, 1970] ont donné l'équation suivante pour les prismes creux de blocs remplis par coulis:

$$f_{mg} = \zeta \left[1 - k(1 - \zeta) \frac{f_{cg}}{f_b} \right] f_b + (1 - \zeta) f_{cg} \quad (3.37)$$

Où :

ζ : rapport de la surface du coulis sur la surface totale

f_{cg} : résistance à la compression du coulis

f_b : résistance à la compression du bloc

k : un coefficient d'adaptation de contrainte = $1,08 + 0,21/n$ où $n = E_{bloc} / E_{coulis}$

Ce rapport montre la bonne concordance avec des résultats expérimentaux sur une gamme de force de coulis jusqu'à 50N/mm².

La formule empirique utilisée par le CNERIB [DTR.C2-45] pour la détermination de la résistance de la maçonnerie est :

$$f_M = 0,55 \sqrt[3]{(f_m f_b^2)} \quad (3.38)$$

3.3 LES ETUDES NUMERIQUES

L'utilisation des méthodes numériques pour l'étude du comportement de la maçonnerie est très importante. La maçonnerie, malgré la grande quantité d'informations existantes, reste encore un matériau méconnu. La diversité des variables modifiant son comportement, la dispersion caractéristique des résultats expérimentaux disponibles et la variété des mécanismes qui déterminent sa performance en sont la cause.

Dans le domaine linéaire, les études analytiques sur le comportement de la maçonnerie au moyen des éléments finis sont assez nombreuses.

La complexité des calculs fait qu'il en est autrement pour les études sur le comportement non-linéaire de la maçonnerie.

Plusieurs études utilisant les méthodes numériques ont été élaborées :

Strafford [Strafford, 1971] a mené une étude expérimentale et une analyse par éléments finis en élasticité linéaire sur un triplet de briques entrecoupées par deux joints soumis à un chargement parallèle et perpendiculaire au plan des joints. Il a constaté que la rupture se produit dans le mortier par traction.

Samariching [Samariching, 1980] a effectué une étude expérimentale et une analyse par éléments finis d'un panneau de maçonnerie de briques pleines soumis à des contraintes de compression et de traction. Il a considéré différents élancements, avec un mortier bâtard dont la composition est : 1 :1/4 :3 ciment, chaux, sable. Cette analyse lui a permis de montrer que la rupture intervient au centre du panneau dans une zone de traction-compression.

Shann [Shann, 1987] a fait une analyse par la méthode des éléments finis en élasticité linéaire orthotrope ainsi qu'une étude expérimentale sur les briques individuelles et sur des panneaux en briques creuses de terre cuite. Il a considéré différents types de panneaux avec plusieurs orientations et plusieurs rapports H/L et des joints de mortiers de plusieurs compositions. Il a alors observé trois principaux modes de rupture :

- Par fendage,
- Par traction au plan du panneau,
- Par traction parallèle au plan du panneau.

Anand [Anand, 1982] en utilisant la méthode des éléments finis et en prenant l'hypothèse d'une maçonnerie homogène, élastique et isotrope, est arrivé à identifier la source engendrant la contrainte de cisaillement sur une première paroi en briques de terre cuite et une deuxième en blocs de béton.

Page [Page, 1978] a mené une étude numérique par éléments-finis sur des panneaux de maçonnerie chargés en compression uniaxiale et biaxiale et ceci pour différentes orientations des joints. Il a constaté que :

- La rupture se produit par traction dans un plan normal à la surface libre du panneau,
- Des contraintes limites ont été mises en évidence,
- Numériquement la rupture intervient au niveau de l'interface blocs- mortier.

Djaalali, Afra et Berrah [Djaalali et col, 1996] ont mené une étude numérique par éléments finis sur des panneaux de maçonnerie soumise à des sollicitations statiques et dynamiques. Les auteurs ont montré l'influence des paramètres mécaniques (le rapport entre les modules de Young des éléments constitutifs et le coefficient de Poisson) et les paramètres géométriques (le rapport entre l'épaisseur du joint et la hauteur de la pièce et l'élancement du mur) sur la résistance du joint. Ils ont constaté que :

- L'épaisseur du joint influe sur la contrainte développée dans les joints. La résistance du joint diminue lorsque son épaisseur augmente,
- Faible variation des contraintes lorsque le coefficient de Poisson varie,
- L'augmentation du rapport entre le module de Young du produit et celui du mortier provoque un accroissement de la contrainte de résistance au cisaillement dans les joints verticaux et une légère diminution de la contrainte de résistance dans les joints horizontaux.

3.4 LES ETUDES EXPERIMENTALES CONCERNANT UN CHARGEMENT UNIAXIAL

Nous présentons dans cette partie les travaux qui ont été développés dans la littérature concernant l'étude de la maçonnerie non confinée et non armée sous chargement uniaxial. Diverses études ont été réalisées concernant le comportement de la maçonnerie, Benjamine [Benjamine, 1985] Stafford et col. [Stafford et col, 1970] et Samarasinghe et col. [Samarasinghe et col, 1980]. Toutefois les études les plus intéressantes sont celles de Page [Page, 1981], Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990], Pume [Pume, 1998] et Hakimi et col. [Hakimi et col, 1998].

3.4.1 Les travaux de Page

a) Page [Page, 1981] a testé des panneaux de maçonnerie de 360 x 360 mm sous des sollicitations uniaxiales et selon cinq différentes orientations (θ) du plan des joints ($\theta = 0, 22.5, 45, 67.5$ et 90°). Lorsque $\theta = 0$ et 90° (figure 3.6), la fissuration intervient parallèlement à l'axe de chargement et dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau ; lorsque $\theta = 22.5, 45, 67.5$ (figure 3.6), la fissuration prend la forme d'un escalier suivant les joints horizontaux et verticaux.

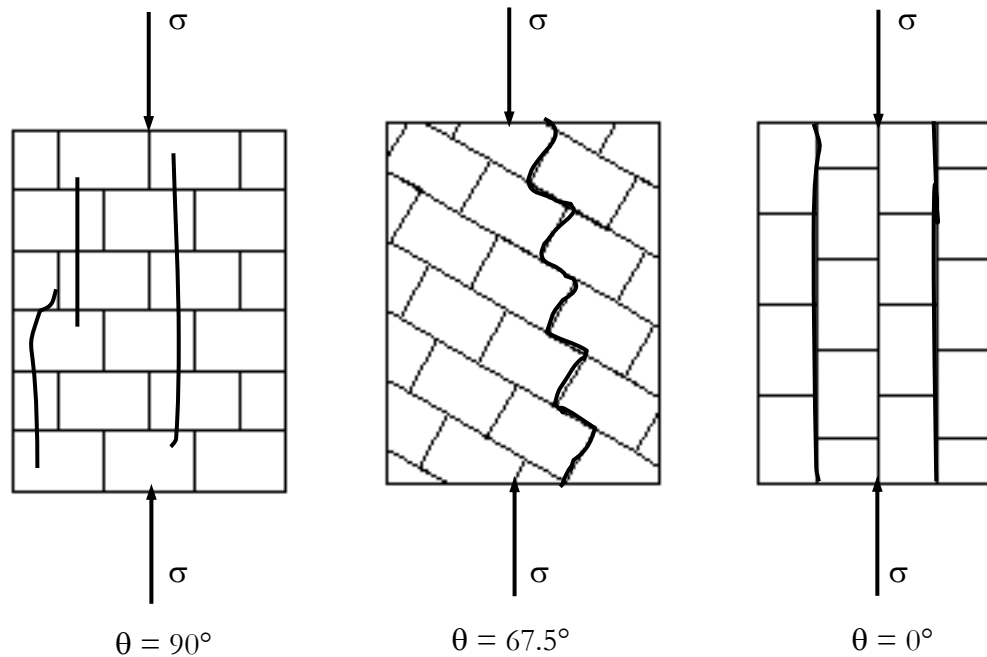


Figure 3.6 Mode de rupture selon l'orientation de la sollicitation par rapport au plan des joints

Cette étude met en évidence des modes de rupture qui dépendent de l'orientation du plan de joints par rapport à l'axe de chargement. Mais ces modes de rupture dépendent aussi des caractéristiques mécaniques des matériaux constituant. Ainsi l'orthotropie des briques pourrait avoir une influence sur le mode de rupture (celles de Page étaient isotropes).

b) Page [Page, 1978] a fait des études numériques et expérimentales sur des panneaux de maçonnerie en terre cuite de $500 \times 240 \times 54 \text{ mm}^3$ soumise à un chargement uniaxial (figure 3.7).

Les panneaux de maçonnerie ont été traités pendant 6 jours. 24 heures avant l'écrasement, les panneaux ont été exposés à l'air libre. La cure de 7 jours a été choisie par l'auteur pour une question de convenance; le développement de la résistance à la compression de la maçonnerie est rapide, atteignant en 7 jours entre 70% à 100% de la résistance à 28 jours.

Les résultats obtenus par Page [Page, 1978] sont les suivantes :

- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 90° , la rupture se produit par une fissuration due à la traction dans le joint du mortier parallèle à l'axe de chargement.
- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 70° , 60° et 30° , le mode de rupture change avec le rapport entre l'effort de cisaillement et l'effort normal (τ/σ_n)
 - Pour des rapports élevés de τ/σ_n , la rupture s'est produite uniquement dans le joint.

- Pour des faibles valeurs de τ/σ_n , la capacité de l'ensemble est importante. Il y'a eu une rupture combinée de brique et mortier. L'auteur [Page, 1978] a observé de grands déplacements de cisaillement dans les joints avant que la rupture de la brique ne se produise. Cette capacité élevée est attribuée à la résistance de frottement additionnelle dans le joint dû à l'effort normal de compression.
- Pour de très faibles valeurs τ/σ_n , le mode de rupture approche celle de la compression pure.

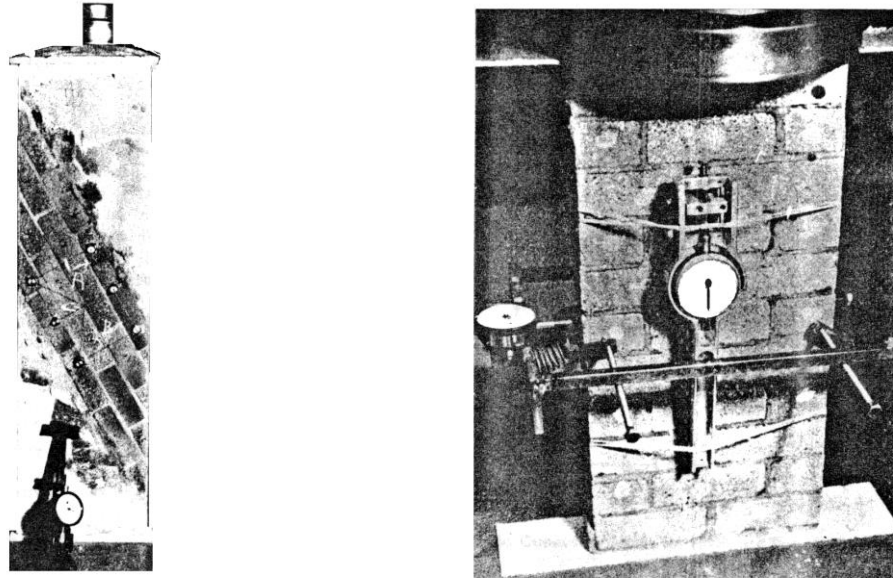


Figure 3.7 Essais de compression sur les murets en maçonnerie

3.4.2 Travaux de SHAAN et TORRENTI (ENTPE)

L'étude de Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990] a été élaborée à L'ENTPE¹ dans le cadre d'un contrat REX-COOP du plan d'habitat, et concerne le comportement mécanique de la maçonnerie sous charge uniaxiale avec différentes orientations du plan de joints. Dans cette étude les briques utilisées étaient orthotropes.

Les panneaux ont été confectionnés à partir de briques en terre cuite creuses de petit format 190 x 100 x 40 mm, assemblées par un mortier de ciment (épaisseur du joint égal à 9 mm). Les tableaux 3.2 et 3.3 présentent les caractéristiques mécaniques des briques et du mortier.

Ces panneaux ont été construits horizontalement en découpant les briques d'une manière à obtenir les différentes orientations du plan de joints par rapport à l'axe de la sollicitation ($\theta = 0^\circ, 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ$ et 90°).

¹ ENTPE : Ecole Nationale des Travaux Publics de France.

Caractéristiques mécaniques	Valeurs moyennes	
Contrainte de compression à la rupture σ_{c11} (MPa) Module élastique E_{b11} (MPa) Coefficient de Poisson ν_{21} Coefficient de Poisson ν_{31} Contrainte de traction à la rupture σ_{t11} (Mpa)	37.8 7220 0.01 0.01 3.53	
Contrainte de compression à la rupture σ_{c22} (MPa) Module élastique E_{b22} (MPa) Coefficient de Poisson ν_{12} Coefficient de Poisson ν_{32}	8.847 405 0.14 0.08	

Tableau 3.2 Caractéristiques mécaniques des briques

Caractéristiques mécaniques	Valeurs moyenne	Type D'échantillon
Contrainte de compression à la rupture σ_{c11} (MPa)	16.69	16 x 32 cm
Module élastique (MPa)	3800	
Contrainte de traction à la rupture σ_{t11} (MPa)	2.0	10 x 10 x 10 cm
Coefficient de Poisson (ν_m)	0.25	

Tableau 3.3 Caractéristiques mécaniques du mortier

3.4.2.1 Machine d'essai

Une presse a été conçue spécialement pour réaliser ces essais. Elle est constituée d'un vérin de capacité de 500 KN. Les efforts sont transmis intérieurement par des doubles barres de transmission. Des articulations et des plaques d'appuis assurent une meilleure distribution des efforts sans aucune excentricité.

La mesure de pression, faite à l'aide d'un capteur de pression, permet de déterminer la charge appliquée par le vérin.

La mesure des déplacements est effectuée à l'aide de potentiomètres rotatifs de précision qui ont été installés sur les deux faces du panneau.

L'ensemble des données, forces et déplacements, est enregistré par un système d'acquisition des données.

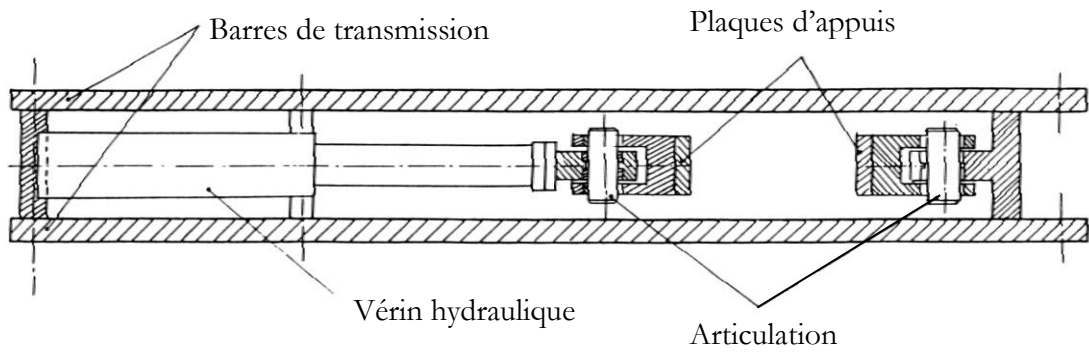


Figure 3.8 Vue d'ensemble de la presse uniaxiale

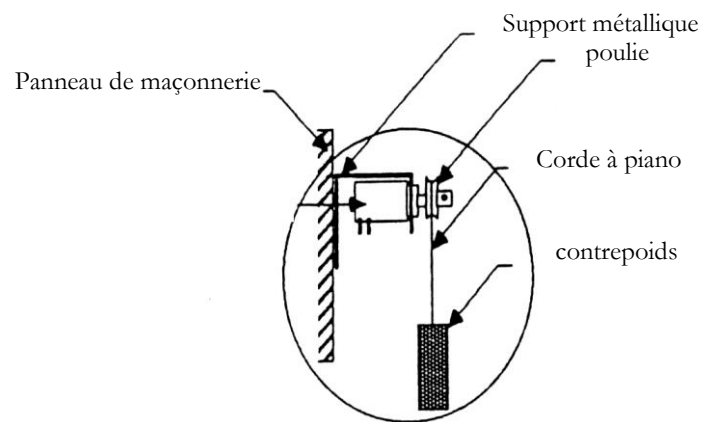
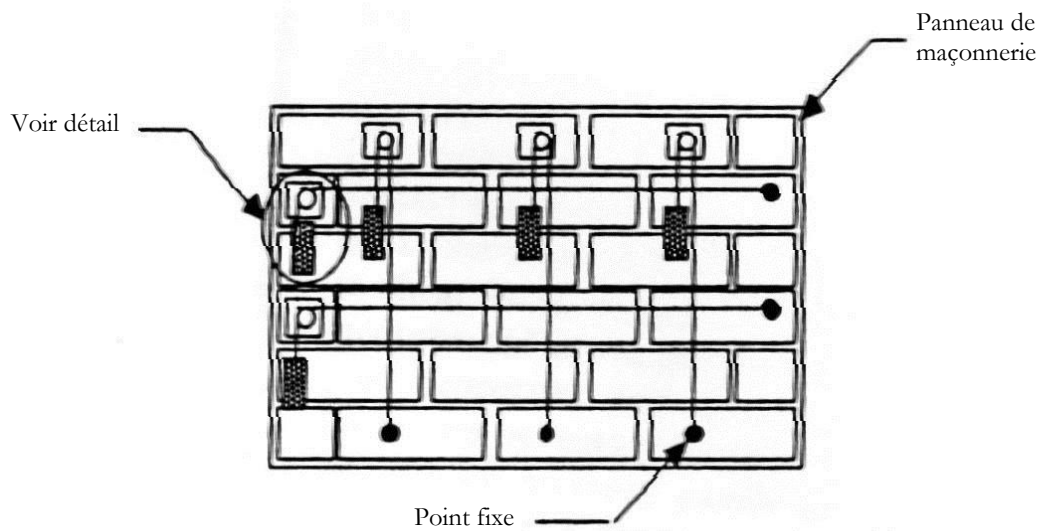


Figure 3.9 Principe de mesure des déplacements

3.4.2.2 Principe des essais

La sollicitation est exercée suivant des paliers de pression d'une valeur de 0.1 MPa jusqu'à la rupture (figure 3.10).

Les résultats obtenus dans cette recherche sont résumés dans la figure (3.11) (les courbes contraintes-déformations longitudinales).

Ces essais confirment l'importance de l'orthotropie de la maçonnerie, cette orthotropie étant due à l'orientation des joints par rapport à l'axe de la sollicitation, mais aussi à l'orthotropie des briques utilisées.

Trois modes de rupture ont été observés (figure 3.12) :

- Lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 0° et 22.5° , la rupture se fait par décohérence entre les joints de mortier parallèle au chargement et les briques. Ceci entraîne ensuite un flambage des lits horizontaux des briques.
- Lorsque θ est égal à 67.5° et 90° , la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement.
- Dans le cas où l'orientation est de 45° , la rupture intervient par combinaison des deux précédents cas

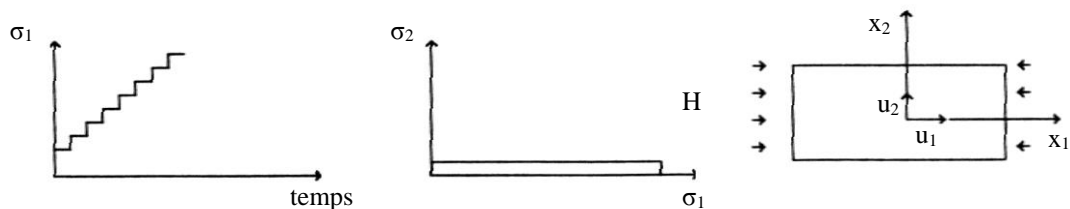


Figure 3.10 Schéma de contrainte uniaxiale

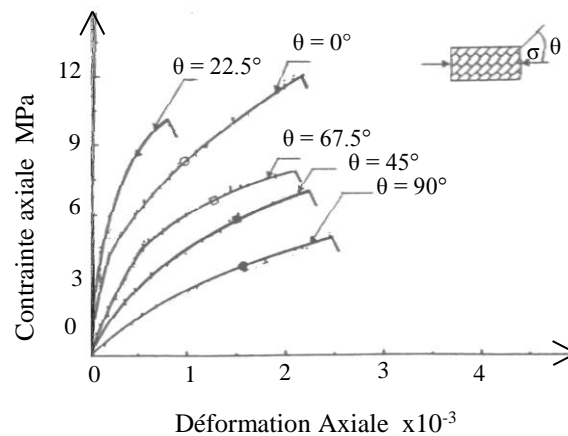


Figure 3.11 Courbes contrainte-déformation

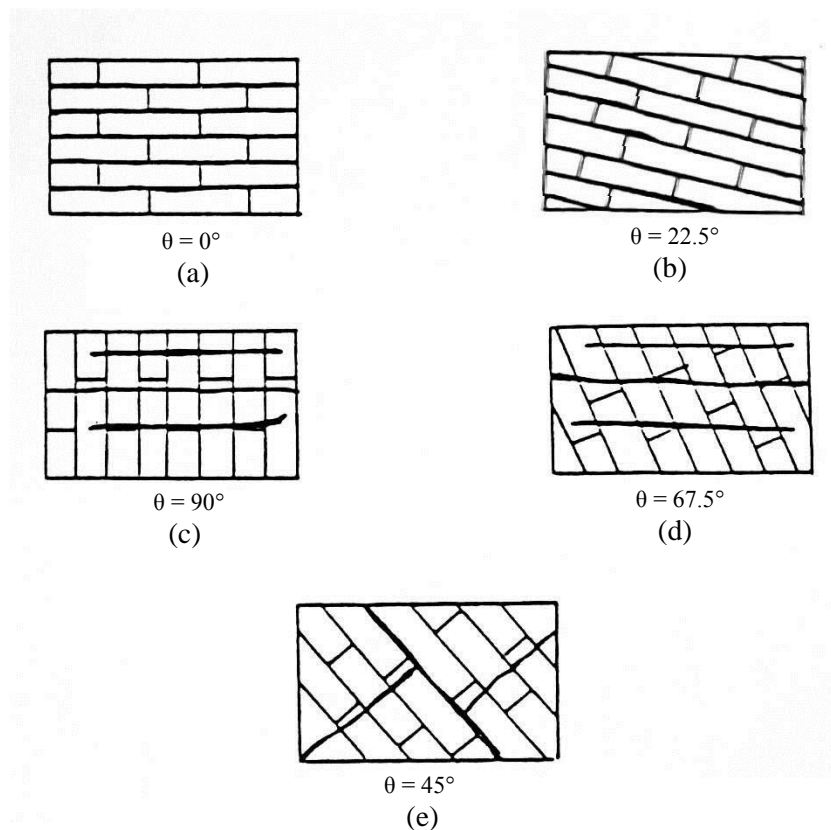


Figure 3.12 Mode de rupture lorsque l'orientation des joints par rapport à la direction de l'effort change

3.4.4 Travaux de PUME

Pume [Pume, 1998] a travaillé sur 275 murets en maçonnerie en brique de terre cuite creuse (petits modèles), soumis à la compression, produite entre 1955 et 1992 en République Tchèque. Pume a utilisé des briques avec une perforation verticale. Les données ont été exploitées dans les études Tchèques et européennes et dans la vérification des modèles structuraux des murs en maçonnerie soumis à la compression.

Ces essais lui ont permis de montrer que les murets en maçonnerie confectionnés avec les briques présentant une perforation verticale, donnent une résistance à la compression plus élevée que les autres briques.

3.4.5 Les travaux de HAKIMI et Col.

L'étude de Hakimi et col. [Hakimi et col, 1998], élaborée au CNERIB², concerne le comportement mécanique de la maçonnerie porteuse en brique silico-calcaire sous charge uniaxiale, avec différents types de briques (1DF et 2DF) et différentes classes de mortier.

² CNERIB : Centre National d'Etude et de Recherches Intégrées du Bâtiment, Algérie.

3.4.5.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

a) La brique

Les types de briques silico-calcaires utilisées se distinguent par deux formats différents :

Brique 1DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 5.2) cm³

Brique 2DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 11.3) cm³

Résistance à la compression de la brique 1DF $\sigma_{b, moy} = 21.6$ MPa

Résistance à la compression de la brique 2DF $\sigma_{b, moy} = 31.4$ MPa

b) Le mortier

Le sable utilisé est un sable hybride (une partie du Oued de « BABA-ALI » et l'autre de sable de mer de « ZERALDA »). Qui présente les caractéristiques suivantes :

Masse volumique : $\rho_s = 1510$ kg/m³

Equivalent sable : ES = 97.75%

Trois différents types de mortier ont été utilisés (Tableau 3.4), avec une épaisseur du joint de mortier de 1.0 cm

Les essais de compression et de traction du mortier sont résumés dans le Tableau (3.5)

Composition	Ciment (CPA325) Kg	Chaux aérienne Kg	$\frac{\text{Eau}}{\text{C} + \text{CH}}$
C1	300	15	0.70
C2	400	10	0.59
C3	480	0	0.55

Tableau 3.4 Composition des mortiers

Composition	Résistance à la traction (MPa)		Résistance à la compression (MPa)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
C1	2.7	3.25	8.23	11.86
C2	2.98	3.74	16.76	19.15
C3	3.87	3.91	20.01	25.35

Tableau 3.5 Résultats des essais mécaniques sur les mortiers

3.4.5.2 Murets en brique silico-calcaire

a) Disposition et gabarit des murets

Les auteurs ont confectionné 18 murets (voir figure 3.13)

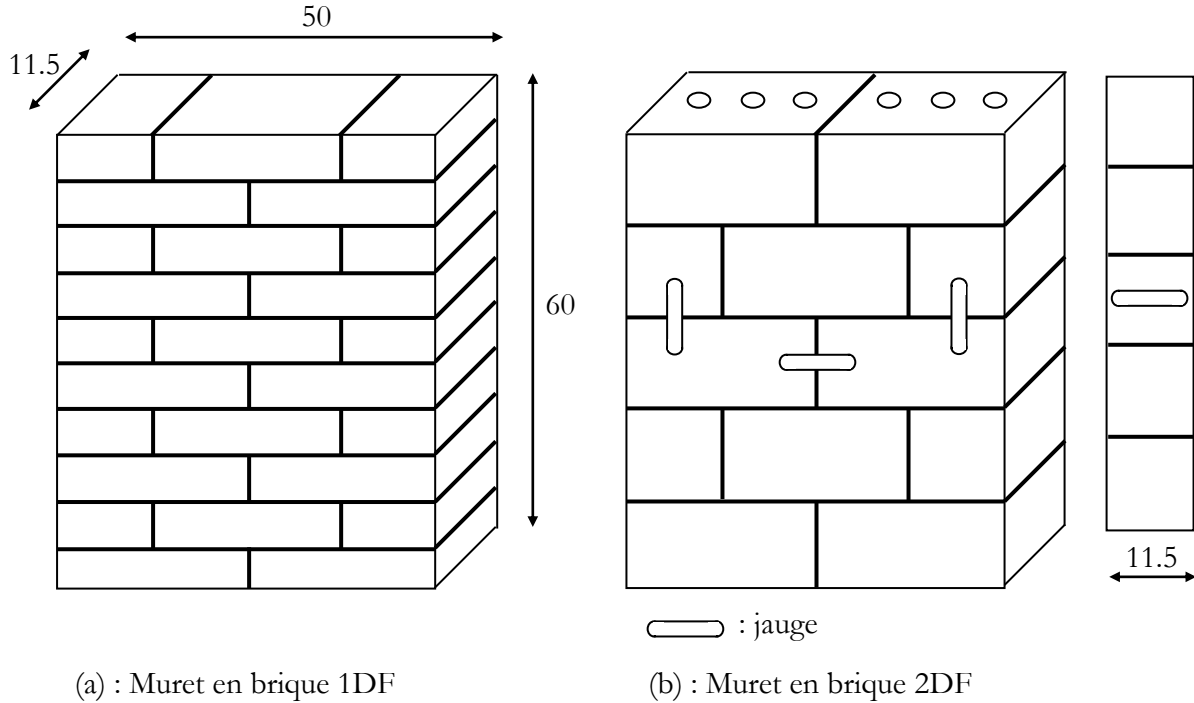


Figure 3.13 Murets en brique silico-calcaire

b) Déroulement de l'essai

Les essais d'écrasement à la compression des murets ont été effectués à 28 jours sous une presse hydraulique de 2500 KN. La charge est répartie uniformément sur le muret par l'intermédiaire d'un profilé métallique rigide. Les résultats d'essais d'écrasement sont représentés par la Figure (3.14).

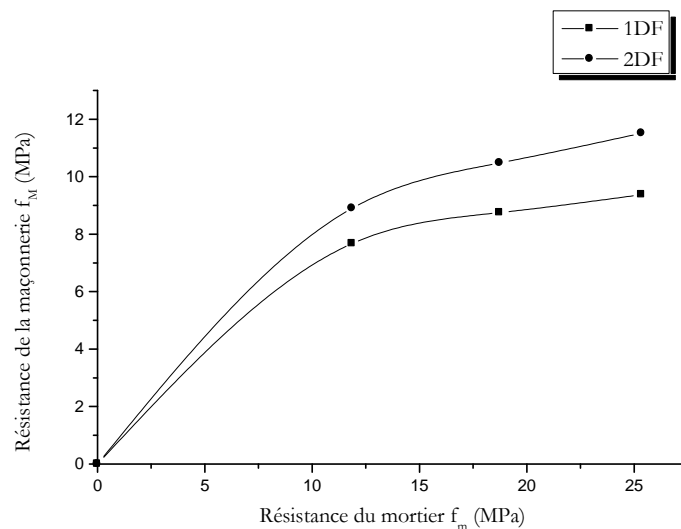


Figure 3.14 Variation de f_M avec f_m et la nature des briques

La résistance de la maçonnerie augmente avec le gabarit de la brique (les murets construits avec la brique 2DF présentent les meilleures résistances) et le dosage du mortier (C3). On a intérêt à avoir des briques assez grandes [Hakimi et col, 1998].

3.5 CONCLUSION

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que, malgré la grande quantité de travaux effectués, qu'il reste beaucoup d'inconnues relatives au comportement de la maçonnerie structurale.

Il reste, en particulier, à préciser l'influence de certaines variables telles que :

- Variation de la nature du mortier (mortier en ciment, mortier de chaux, mortier bâtard etc.) ;
- Variation de l'épaisseur du joint de mortier ;
- La disposition des joints verticaux par rapport aux sollicitations verticales ;
- La géométrie de la maçonnerie.

C'est dans ce contexte que nous nous proposons de réaliser une étude expérimentale permettant la mise en exergue de variables ayant une incidence directe sur le comportement de la maçonnerie. Le plan du travail envisagé est le suivant :

Une étude expérimentale sur des panneaux en maçonnerie de dimensions (900 x 1000 mm²) en utilisant des matériaux locaux (briques creuses en terre cuite, blocs en béton et briques silico-calcaires pleines 1DF). Ces panneaux sont soumis à un chargement uniaxial (compression) et verront les paramètres suivants varier :

- a) l'épaisseur des joints,
- b) la nature du joint,
- c) l'orientation de la charge par rapport au joint horizontal

Chapitre 4

PRESENTATION DES MATERIAUX ET LES TECHNIQUES EXPERIMENTALES UTILISEES

4.1 INTRODUCTION

En Algérie et dans la majorité des projets récents, l'usage de la maçonnerie est limité, elle n'est souvent utilisée que comme matériau de remplissage dans la construction de structure en béton armé. Dans les calculs, l'influence de la maçonnerie sur le comportement des bâtiments est couramment négligée. Cependant le remplissage en maçonnerie a une influence importante sur les caractéristiques des structures. Cette pratique consistant à négliger l'influence de la maçonnerie s'est imposée par l'usage, en raison, principalement, de l'absence d'une méthode de calcul pratique ainsi que d'un outil réglementaire approprié. Dans notre pays, Il n'existe pratiquement aucune norme concernant le comportement de la maçonnerie.

4.2 MATERIAUX UTILISES

4.2.1 Provenance des matériaux

Le sable utilisé est un sable roulé extrait des côtes de « Terga », le ciment est un ciment Portland composé (CPJ45) fabriqué et commercialisé par la cimenterie de « Beni-saf », alors que la chaux éteinte est ramené de l'usine de « Hassasna » (Wilaya de Saïda). Quand au produits utilisés, la brique en terre cuite creuse a été achetée de la briqueterie de Bendimerad (Remchi), la brique silico-calcaire pleine a été ramené de « Ain-sefra », alors que le parpaing provient de « Zeddiga ».

4.2.2 Caractéristiques des matériaux

4.2.2.1 Les briques

a) Caractéristiques géométriques

Les panneaux sont confectionnés à partir des différents types de maçonnerie, dont les caractéristiques géométriques sont :

- Blocs en béton « Parpaing » : $10 \times 20 \times 40 \text{ cm}^3$
- Briques en terre cuite creuses : $10 \times 20 \times 30 \text{ cm}^3$
- Briques en Silico-Calcaires : $5.2 \times 11.5 \times 24 \text{ cm}^3$

b) Caractéristiques physiques

La masse volumique (tableau 4.1) des éléments est déterminée par la méthode géométrique. Les mesures sont effectuées sur six blocs.

La masse volumique d'un bloc ρ (kg/m³) :

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (4.1)$$

Où :

ρ : masse volumique apparente

M : masse des briques

V : volume net des briques

Nature du produit	N°	Masse (Kg)	Volume net (m ³)	ρ (kg/m ³)	ρ_{moy} (kg/m ³)
Brique en terre cuite creuse	1	4.465	2.4835 10 ⁻³	1797.87	1788
	2	4.420	2.4825 10 ⁻³	1780.46	
	3	4.420	2.4820 10 ⁻³	1780.82	
	4	4.460	2.4832 10 ⁻³	1796.07	
	5	4.450	2.4840 10 ⁻³	1791.47	
	6	4.430	2.4836 10 ⁻³	1783.70	
Bloc en béton « parpaing »	1	9.530	4.8232 10 ⁻³	1975.87	1990
	2	9.860	4.8252 10 ⁻³	2043.44	
	3	9.515	4.8230 10 ⁻³	1972.84	
	4	9.770	4.8245 10 ⁻³	2025.08	
	5	9.340	4.8225 10 ⁻³	1936.75	
	6	9.610	4.8242 10 ⁻³	1992.04	
Brique silico-calcaire	1	2.445	1.3966 10 ⁻³	1750.68	1755
	2	2.470	1.3938 10 ⁻³	1772.13	
	3	2.350	1.3635 10 ⁻³	1723.51	
	4	2.370	1.3789 10 ⁻³	1718.76	
	5	2.475	1.3953 10 ⁻³	1773.81	
	6	2.500	1.3973 10 ⁻³	1789.16	

Tableau 4.1 Caractéristiques physiques

D'après les résultats obtenus, les blocs de béton présentent la plus grande densité, se sont des blocs lourds. Par contre pour les autres briques ses des briques légères.

c) Caractéristiques mécaniques

Des essais de résistance à la compression ont été réalisés sur 6 blocs jusqu'à la rupture. Nous avons surfacer les blocs dans le sens du chargement. La résistance en MPa est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_b = \frac{F_b}{S_n} \cdot 10 \quad (4.2)$$

Où :

σ_b : résistance à la compression en (MPa)

F_b : charge maximale de rupture en (KN)

S_n : section nette moyenne de la brique en (cm²)

Les résultats sont consignés dans le tableau (4.2).

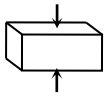

Nature du produit	N°	Force (KN)	σ (MPa)	σ_{moy} (MPa)	Force (KN)	σ (MPa)	σ_{moy} (MPa)
		$\theta = 90^\circ$ 			$\theta = 0^\circ$ 		
Brique en terre cuite creuse	1	39.6	1.32	1.3	58.5	2.93	3.10
	2	38.7	1.29		62.4	3.12	
	3	40.8	1.36		56.8	2.84	
	4	40.2	1.34		63.1	3.2	
	5	36.6	1.22		64.0	3.16	
	6	38.1	1.27		66.3	3.32	
Bloc en béton « parpaing »	1	95.6	2.39	2.25	70.9	3.55	3.55
	2	90.8	2.27		71.5	3.58	
	3	84.0	2.10		72.4	3.70	
	4	88.8	2.22		66.4	3.32	
	5	92.8	2.32		73.2	3.66	
	6	88.4	2.21		69.1	3.46	
Brique silico-calcaire	1	290.4	21.04	19.95	80.3	13.96	14.66
	2	260.9	18.91		85.8	14.92	
	3	251.6	18.23		87.9	15.29	
	4	280.2	20.30		80.5	14.00	
	5	297.5	21.56		88.7	15.43	
	6	270.8	19.62		82.6	14.37	

Tableau 4.2 Caractéristiques mécaniques des briques

4.2.2.2 Mortiers

Nous avons utilisé 2 types de mortier : mortier en ciment (1 : 3) et mortier bâtard (1 : 1 : 6)

a) Caractéristiques du sable utilisé

le sable utilisé est un sable roulé, caractérisé par :

Masse volumique : $\rho_s = 1440 \text{ kg/m}^3$

Equivalent sable : ES = 93.3 %

La figure (4.1) présente la granulométrie du sable utilisé. Selon la classification du LPC, ce sable est propre mal gradué.

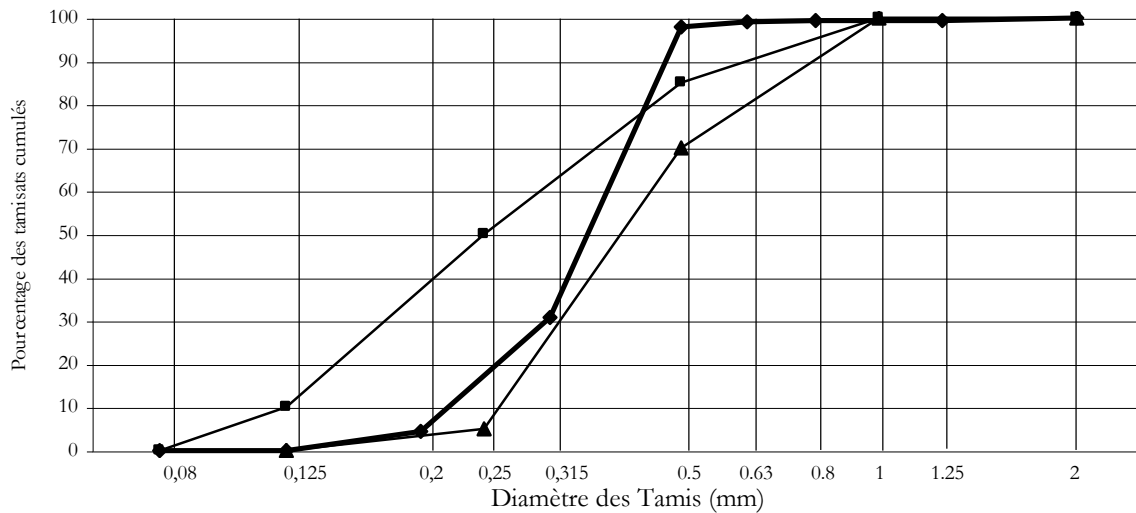


Figure 4.1 Courbe granulométrique

— Fuseau
 — Courbe granulométrique

b) Composition des mortiers utilisés

Le tableau (4.3) présente les différents dosages en liants mélangés dans 1 m³ de sable sec. La quantité d'eau de gâchage est obtenue par une consistance normale.

Nature du mortier	Ciment (kg)	Chaux hydraulique (kg)	$\frac{\text{Eau}}{\text{Liant}}$
Mortier en ciment (1 : 3)	450	-	0.7
Mortier bâtard (1 : 1 : 6)	225	120	0.75

Tableau 4.3 Composition des mortiers utilisés

c) Essais sur les mortiers (EN 196-1)

Des essais ont été réalisés sur les mortiers pour définir les résistances à la compression et à la traction (norme EN 196-1). 24 éprouvettes 4x4x16 cm³ ont été confectionnés et soumises à la traction par flexion et à la compression. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau (4.4) et sont le résultat de la moyenne de 24 échantillons.

Nature du mortier	Résistance à la traction par flexion (MPa)		Résistance à la compression (MPa)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
Mortier en ciment	0.64	1.13	10.17	18.39
Mortier bâtard	0.21	0.40	3.13	5.36

Tableau 4.4 Caractéristiques mécaniques des mortiers

4.2.2.3 Déformation ultime des matériaux

Des essais de résistance à la compression ont été réalisés sur des blocs et sur des mortiers jusqu'à la rupture, pour déterminer les déformations ultimes (ϵ_u). Les résultats sont regroupés dans le tableau (4.5).

	Constituants	Déformation ultime (10^{-3})
Mortier	Ciment	3.431
	Bâtard	6.575
Les blocs	Brique en terre cuite creuse	1.875
	Blocs en béton « parpaing »	3.015
	Brique en silico-calcaire	5.810

Tableau 4.5 Déformations ultimes

4.3 PROGRAMME DES ESSAIS SUR LES MURETS

4.3.1 Introduction

Notre étude concerne les panneaux de maçonnerie en briques en terre cuite creuse, briques silico-calcaire et en blocs de béton « parpaing » testés sous chargement uniaxial avec différentes orientations des joints du mortier par rapport à l'axe de la sollicitation. Cette inclinaison varie de 0° , 45° et 90° , avec différentes épaisseurs du joint : 0.5, 1.0 et 1.5 cm et différents types de mortier, mortier à base de ciment et mortier bâtard (figure 4.2).

Nous montrons dans ce qui suit l'importance du rôle des joints. Ces derniers sont souvent à l'origine de la rupture et nous décrivons les différents modes de rupture rencontrés.

Nous avons choisi le modèle réduit pour les briques en silico-calcaire en raison de la capacité du vérin (160 KN), puisque les premiers essais sur les murets ne sont jamais arrivés à la rupture. Nous avons considéré le $\frac{1}{4}$ du muret et à cet effet, nous avons scié les briques au $\frac{1}{8}$ de leur géométrie d'origine.

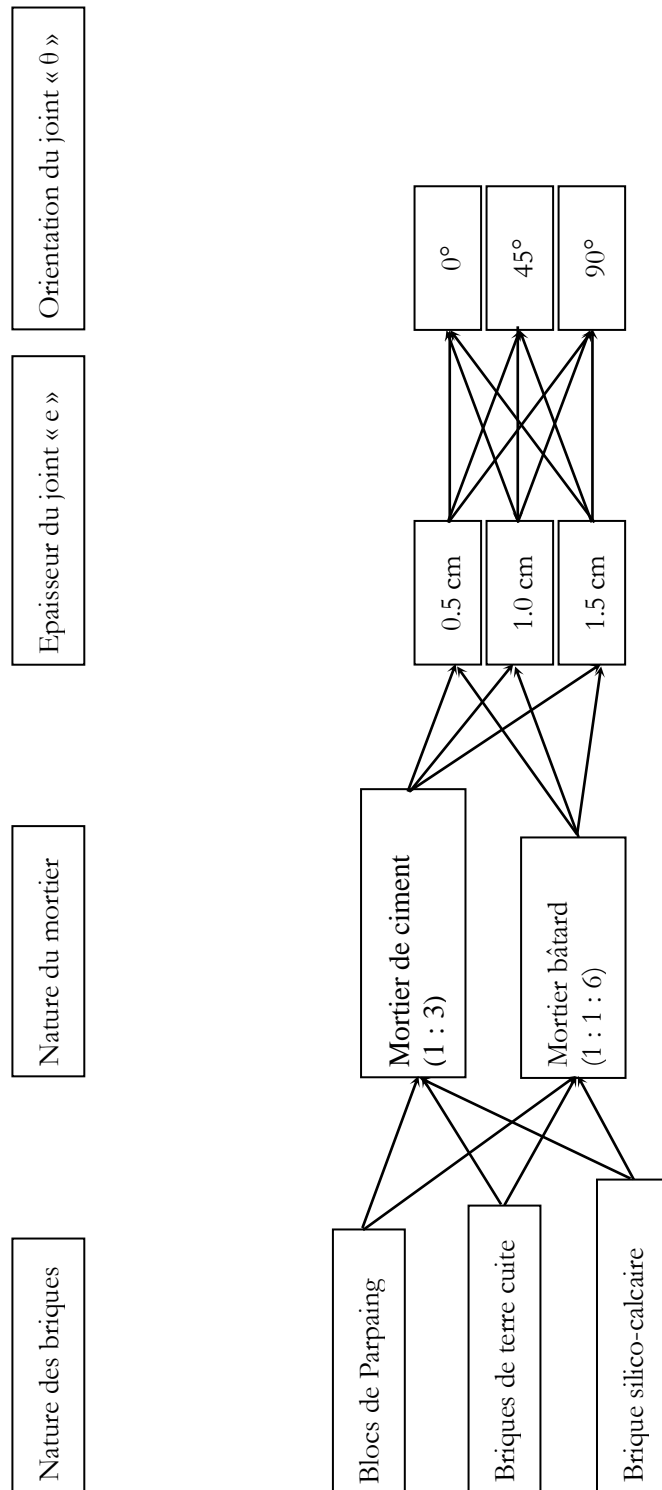


Figure 4.2 Programme des essais

4.3.2 Nature des murets tests

4.3.2.1 Muret test en briques de terre cuite creuse : $10 \times 90 \times 100 \text{ cm}^3$

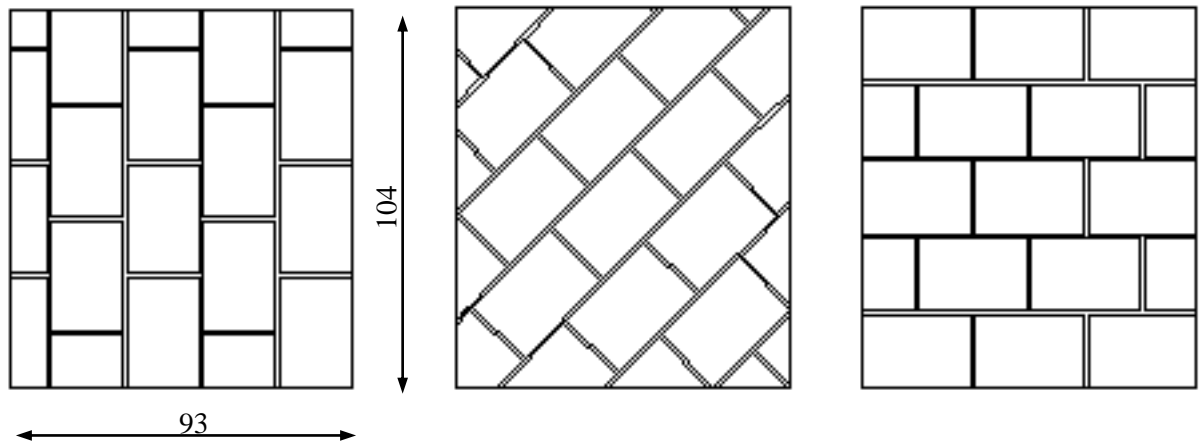


Figure 4.3 Dimensions des murets en briques de terre cuite creuses

4.3.2.2 Muret test en bloc de béton « parpaing » : $10 \times 80 \times 100 \text{ cm}^3$

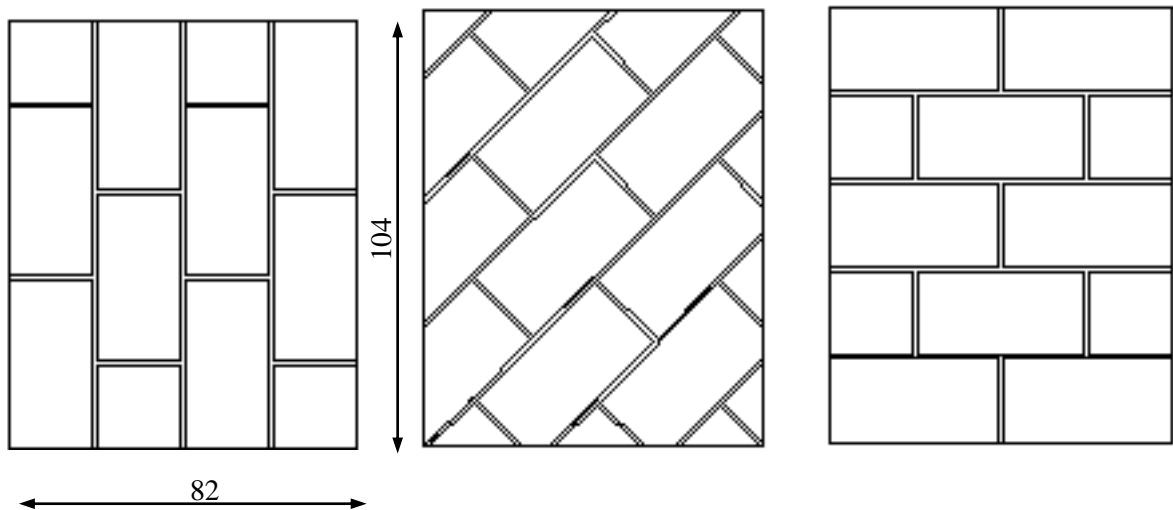


Figure 4.4 Dimensions des murets en Parpaings

4.3.2.3 Muret test en briques silico-calcaires : 11.5 x 75 x 104 cm³

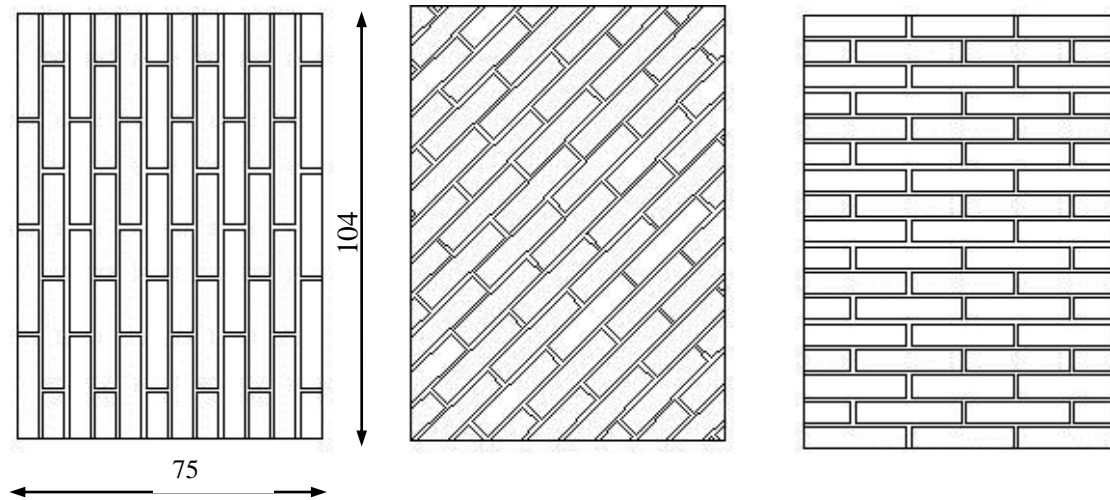


Figure 4.5 Dimension des murets en briques silico-calcaire

4.3.2.4 Muret test en briques silico-calcaires (modèle réduit) : 5.6 x 24 x 32 cm³

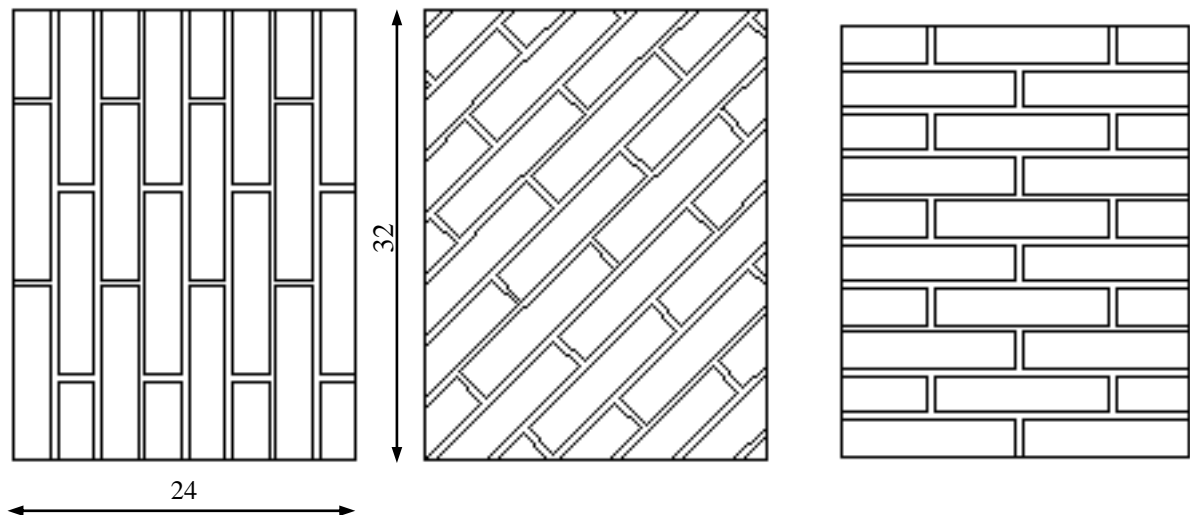


Figure 4.6 Dimensions des murets en briques silico-calcaire (Modèle réduit)

4.2.3.5 Muret en Épi

La plus part des anciennes bâtisses de la « médina de Tlemcen » (figure 4.1) sont construites avec des murs porteurs en briques disposés en quinconce, tantôt en lits horizontaux et tantôt en épi. Dans ce contexte, nous avons testé des murets en brique silico-calcaire avec deux dispositions en épi avec une orientation du joint par rapport au chargement de 45° , en utilisant un mortier en ciment et une épaisseur du joint de 0.5 cm. Ces murets ont été réalisés avec des briques de géométrie réduite ; la brique silico-calcaire 1DF a été sciée en huit parties égales.



Photo 4.1 Murs en maçonnerie avec une disposition en épi (Médina de Tlemcen)

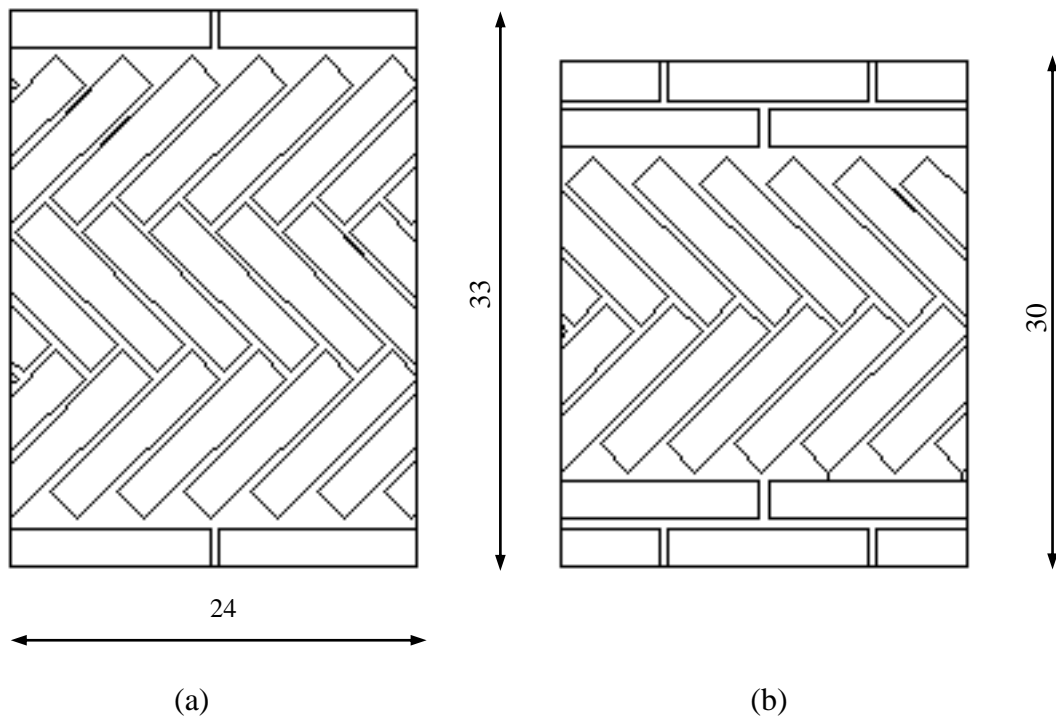


Figure 4.7 Dimensions des murets en briques silico-calcaire disposées en Épi (Modèle réduit)

4.4 CONFECTION DES MURETS

Nous avons réalisé 80 murets pour les besoins de cette étude, confectionnés au laboratoire de résistance des matériaux.

4.4.1 Matériel utilisé

Le matériel utilisé pour la confection des murs est le suivant (photos 4.2, 4.3 et 4.3) : truelles, auge, fil à plomb, niveau, scie à béton et transpalette.



Photo 4.2 Outils utilisés



Photo 4.3 Scie à Béton



Photo 4.4 Transpalette

4.4.2 Méthodologie de la confection des murets

Un dispositif a été réalisé pour la confection des murets, afin de respecter la planéité (voir photo 4.5). Les opérations suivies sont :

1. Mouiller préalablement les briques ou blocs, pour éviter l'absorption de l'eau du mortier pendant la réalisation de la maçonnerie,
2. Placer le fil avant la disposition des blocs en maçonnerie (photo 4.5),
3. Etaler le mortier suivant l'épaisseur et ce à l'aide de différents gabarits fixant ainsi les dimensions du joint,
4. Vérifier la planéité du mur avec la règle en bois et le fil à plomb, voir photos (4.7) et (4.8)
5. Après 24 h, effectuer un surfacage (photos 4.9 et 4.10) avec un mortier en ciment 1 : 2,
6. Les murets sont ensuite transportés et stockés,
7. L'écrasement est effectué, après 28 jours de cure, aux conditions du laboratoire.

Les mêmes opérations sont répétées, pour les autres murs, sauf pour les murets à 45° où les blocs sont découpés avec la scie à béton.

Nous ne présentons que la confection des murets en blocs de béton « Parpaing » et celle des briques en silico-calcaire (modèle réduit). Pour les murets en briques en terre cuite creuse, c'est le même principe.

Les briques silico-calcaire ont été découpées au laboratoire avec la scie à béton. Nous avons considérée le 1/8 des dimensions de la brique d'origine (échelle 1).

4.4.2.1 Mur en parpaing (orientation du joint à 90°)



Photo 4.5 Dispositif pour la confection des murets



Photo 4.6 Etalement du mortier



Photo 4.7 Vérification de la planéité du mur avec la règle en bois



Photo 4.8 Vérification de la planéité du mur avec le fil à plomb



Photo 4.9 Opération de surfacage

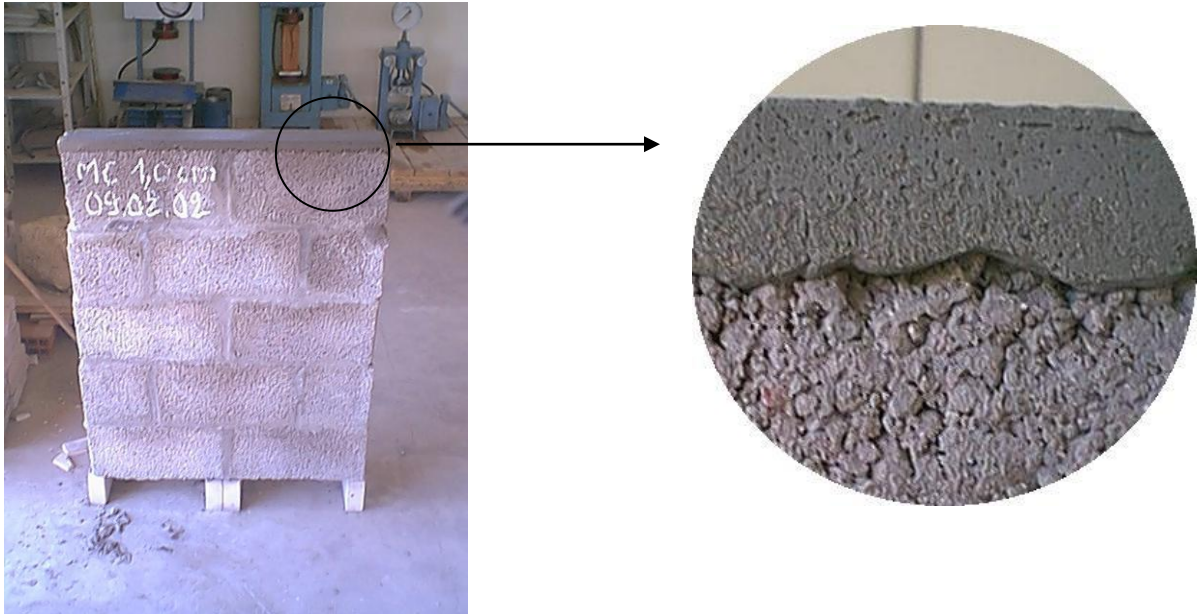


Photo 4.10 Mur fini prêt à l'écrasement

4.4.2.2 Mur en parpaing (orientation du joint à 45°)



Photo 4.11 Dispositif pour la confection des murets



Photo 4.12 Réglage du bloc



Photo 4.13 Respect de la planéité



Photo 4.14 Vérification de la planéité avec la règle en bois

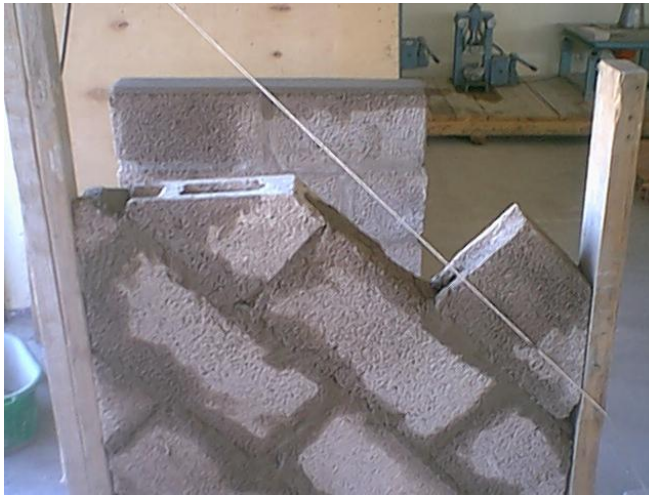


Photo 4.15 Montage de l'appareil



Photo 4.16 Mur fini

4.4.2.3 Mur en brique silico-calcaire (modèle réduit), orientation du joint à 90°



Photo 4.17 Dispositif pour la confection des murets



Photo 4.18 Vérification du niveau



Photo 4.19 Vérification de la planéité

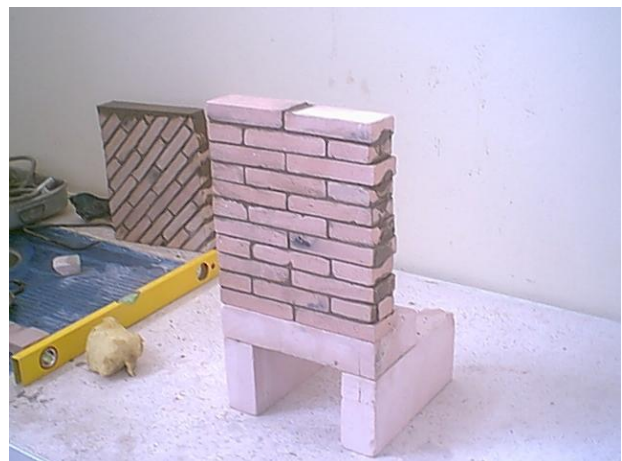


Photo 4.20 Mur fini



Photo 4.21 Opération de surfacage



Photo 4.22 Mur prêt pour écrasement

4.4.2.4 Mur en brique silico-calcaire (modèle réduit), orientation du joint à 45°



Photo 4.23 Vérification de l'orientation du joint



Photo 4.24 Disposition des lits du mur



Photo 4.25 Vérification de la planéité du mur



Photo 4.26 Pose de la brique



Photo 4.27 Mur fini



Photo 4.28 Opération de surfacage

4.5 DISPOSITIF D'ESSAI

Une presse pilotée par ordinateur a été utilisée pour la réalisation des essais, comprenant :

- Un portique de 1.5 m x 1.7 m (photo 4.29).
- Un portique de 0.8 m x 1.0 m (photo 4.30).
- Un vérin de 160 KN de capacité (photos 4.29 et 4.30).
- Un système hydraulique (photo 4.29).
- Un système d'acquisition des données (photo 4.29).
- Barres de transmissions des charges (photo 4.36).
- Capteur de déplacement.
- Un ordinateur Pentium II.
- Un logiciel pour le traitement des données.

4.5.1 Principe de l'essai

Les efforts sont transmis par des barres de transmissions (photo 4.31). Des plaquettes d'appui assurent une meilleure distribution des efforts sans aucune excentricité.

La mesure de pression, faite à l'aide d'un capteur de pression, permet de déterminer la charge appliquée par le vérin.

La mesure des déplacements est effectuée à l'aide d'un capteur de déplacement qui est installé au-dessus du muret.

L'ensemble des données, forces et déplacements, sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition des données. Ces derniers nous ont permis de tracer les courbes contraintes-déformations que nous présentons en annexe.

La sollicitation est exercée suivant des paliers de pression d'une valeur moyenne de 1 KN/s jusqu'à la rupture.



photo 4.29 L'ensemble du dispositif d'essai



Photo 4.30 Portique d'essai des murs réduits



Photo 4.31 Barres de transmission des charges

4.6 REPETABILITE DES ESSAIS

Le dispositif d'essai a été réalisé localement, à l'image de celui acquis (petit modèle). Ce dernier ne permet pas de réaliser des essais sur des grands murets (grandeur nature), par exemple pour le cas du parpaing, on ne peut utiliser qu'une seule rangée.

Nous avons réalisé 3 murets identiques (afin de tester la fiabilité du dispositif utilisé) en blocs de béton « Parpaing » hourdés à l'aide d'un mortier en ciment d'épaisseur 10 mm avec une orientation des blocs à 90°. Les résultats sont résumés dans le tableau (4.5).

	Charge de rupture (KN)	Déplacement à la rupture (mm)	Taux d'erreur (%)
Mur 1	108.6	0.936	2.11
Mur 2	114.2	0.859	2.89
Mur 3	109.8	0.917	1.01
Moyenne	110.87	0.817	

Tableau 4.6 Résultats des essais de validation

Les statistiques montrent que la différence des résultats ne dépasse pas les 3%.

4.7 CONCLUSION

Le dispositif utilisé pour la réalisation des essais présente une bonne fiabilité, le taux d'erreur ne dépasse pas 3% et les charges sont uniformément réparties dans les murets lors de leur chargement.

La confection des murets tests a été réalisée selon les règles de l'art, où toutes les précautions nécessaires ont été respectées.

Chapitre 5

RESULTATS ET INTERPRETATIONS

Dans ce chapitre nous présentons les résultats des différents essais réalisés sur les murets en brique de terre cuite creuse, en bloc de béton « parpaing » et en brique silico-calcaire pleine. Une comparaison a été faite avec des formules analytiques et empiriques. Les différentes courbes contraintes-déformations sont présentées et nous montrons l'influence de chaque paramètre sur le comportement de la maçonnerie. Aussi, une comparaison a été faite avec les travaux de Hakimi et col. [Hakimi et col, 1998] réalisés au CNERIB.

5.1 RESISTANCE DES MURETS TESTÉS

Nous présentons sur les tableaux 5.1, 5.2, 5.3 et 5.4 les résultats respectifs des essais d'écrasement des murets en briques de terre cuite creuses, en blocs de béton « parpaing » et en silico-calcaire.

	Nature du mortier	Epaisseur = 0.5 cm			Epaisseur = 1.0 cm			Epaisseur = 1.5 cm		
		$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$
Contrainte de rupture (MPa)	Ciment	1.758	1.598	1.203	-	1.744	1.353	-	1.677	1.332
	Bâtard	1.346	1.249	0.983	1.722	1.353	1.206	1.556	1.377	1.193
Déformation (10^{-3})	Ciment	0.784	0.678	1.307	-	0.784	0.877	-	0.642	0.570
	Bâtard	0.769	0.826	0.376	0.843	1.082	0.363	0.557	0.502	0.707

Tableau 5.1 Résultats des murets en brique en terre cuite creuse

	Nature du mortier	Epaisseur = 0.5 cm			Epaisseur = 1.0 cm			Epaisseur = 1.5 cm		
		$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$
Contrainte de rupture (MPa)	Ciment	1.788	1.219	0.942	-	1.699	1.398	1.939	1.807	1.344
	Bâtard	1.123	1.022	0.688	1.475	1.393	1.053	1.419	1.387	0.968
Déformation (10^{-3})	Ciment	0.673	0.334	0.581	-	0.766	0.655	0.746	0.518	0.773
	Bâtard	1.168	0.415	1.287	0.883	0.613	0.859	0.428	0.551	0.515

Tableau 5.2 Résultats des murets en parpaing

	Nature du mortier	Épaisseur = 0.5 cm			Épaisseur = 1.0 cm			Épaisseur = 1.5 cm		
		$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=45^\circ$	$\theta=90^\circ$
Contrainte de rupture (MPa)	Ciment	7.895	6.491	9.629	7.006	5.190	8.647	6.092	2.863	6.128
	Bâtard	4.485	1.508	5.397	4.058	1.827	4.804	3.639	1.914	4.233
Déformation (10^{-3})	Ciment	1.159	0.909	1.401	1.194	1.037	1.532	0.826	0.808	1.196
	Bâtard	0.826	0.916	1.118	1.333	0.723	0.689	1.139	0.605	1.008

Tableau 5.3 Résultats des murets en briques silico-calcaire (modèle réduit)

	Charge de rupture (MPa)	Déformation (10^{-3})
Mur a (figure 4.5a)	5.093	0.767
Mur b (figure 4.5b)	3.781	1.071

Tableau 5.4 Résultats des murets en Epi

Au vu de ces résultats, nous traçons respectivement sur les figures de 5.1 à 5.10, l'influence sur la résistance des murets testés de :

- L'épaisseur du joint,
- L'orientation de la charge par rapport au joint,
- La nature du joint.

5.1.1 Influence de l'épaisseur du joint

Les figures 5.1, 5.2 et 5.3 montrent l'influence de l'épaisseur du joint de mortier sur la résistance de la maçonnerie.

- L'épaisseur du joint de mortier de 1.0 cm offre la résistance à la compression optimale pour le cas des murets en briques de terre cuite creuses et les blocs de béton « parpaing ». Un joint plus mince diminue la résistance de la maçonnerie, ceci s'explique par une concentration des efforts de traction dans le mortier. Aussi, un joint plus épais soumettrait la brique à plus forte concentration de traction. Ceci a été confirmé par les travaux de Rochet [Rochet, 1985] et de Djaalali et col. [Djaalali et col, 1996].
- Par contre dans le cas des murets en briques silico-calcaire (modèle réduit), la résistance à la compression augmente lorsque l'épaisseur diminue. Ceci a été confirmé par les expressions analytiques [Delmotte et col, 1992]. Dans ce cas, l'épaisseur du joint de mortier de 0.5 cm a présenté les plus grandes résistances à la compression.

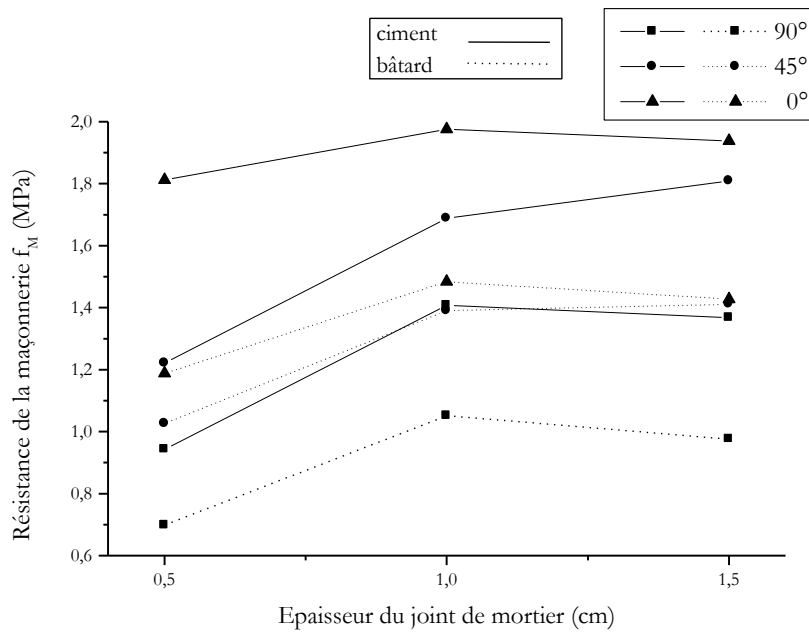


Figure 5.1 Influence de l'épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en parpaing

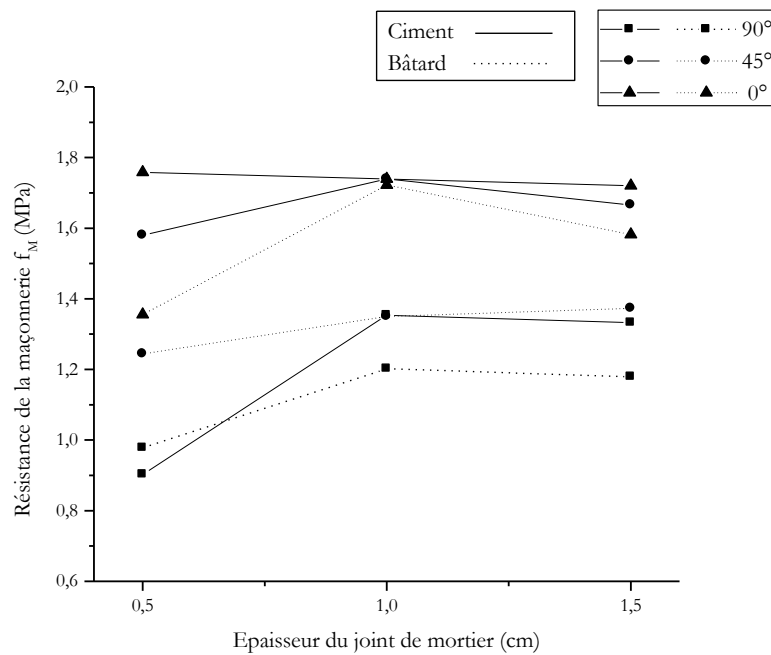


Figure 5.2 Influence de l'épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en brique de terre cuite creuse

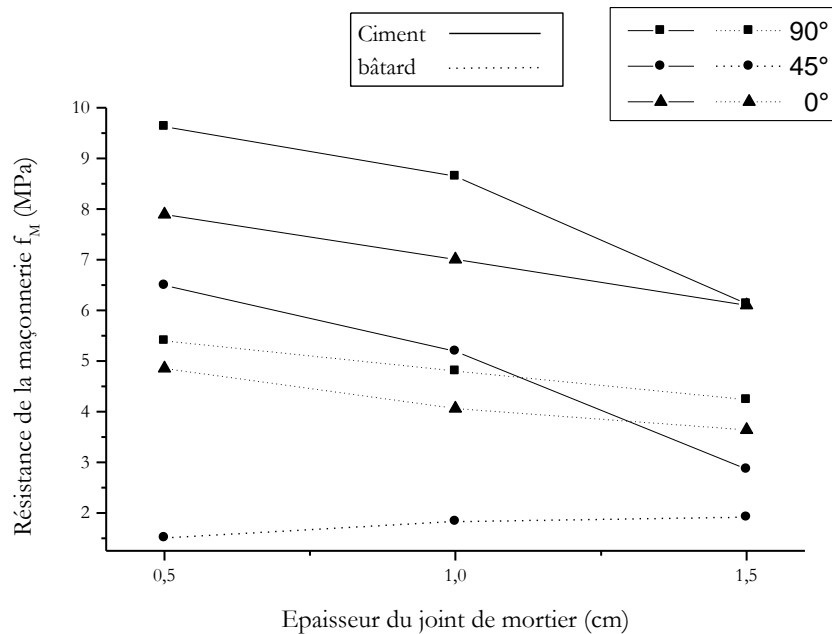


Figure 5.3 Influence de l'épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en Briques silico-calcaire

5.1.2 Influence de l'orientation du joint par rapport au chargement

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 montrent l'influence de l'orientation du joint par rapport au chargement sur la résistance de la maçonnerie.

Deux cas sont à distinguer, selon toujours la nature de la brique utilisée.

- Muret en briques de terre cuite creuses et en blocs de béton « parpaing » :
Dans ce cas, nous pouvons noter que la rigidité de la maçonnerie et sa résistance à la rupture augmentent lorsque θ diminue de 90 à 0° (comme l'attestent les résultats de Page [Page, 1981] et Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990]). Ceci s'explique, dans le cas où $\theta = 0^\circ$, par le fait que les alvéoles de la brique sont parallèles au chargement, dans ce cas la brique creuse se comporterait comme une brique perforée, ce qui offre une meilleure résistance à la compression de la brique. Dans ce cas, les murets confectionnés à $\theta = 0^\circ$ en brique de terre cuite creuses et en blocs de béton « parpaing » présentent une plus grande résistance à la compression par rapport aux autres orientations étudiées.
- Murets de briques en silico-calcaire (modèle réduit) :
Contrairement aux résultats commentés précédemment, les murets réalisés en briques silico-calcaire « en modèle réduit » ont présenté de meilleures résistances pour un angle d'orientation des joints $\theta = 90^\circ$. Ces résultats montrent que cette différence notable pourrait être engendrée notamment par :
 - La brique étant pleine, le cas où $\theta = 90^\circ$, le muret se comporte comme une pièce très rigide. Alors que pour $\theta = 0^\circ$, les joints parallèles au chargement, constituent une zone faible apte à se rompre avant les briques silico-calcaire.

- La résistance de la brique silico-calcaire (voir tableau 4.2), dans le cas du chargement à 90° (19.95 MPa) est plus importante que dans le cas de 0° (14.66 MPa).
- La texture de la surface des briques lisse agit négativement sur l'adhérence au mortier de jointement.

En comparant nos résultats avec ceux de la mécanique des roches, pour le cas d'essais de compression uniaxiale sur une phyllite graphitique du Venezuela [Hoek, 2000] (figure 5.4), nous constatons qu'il y'a des similitudes concernant les murets confectionnés en briques de silico-calcaires

Dans le cas où $\theta = 45^\circ$, l'épaisseur du joint égal à 1.5 cm engendre une plus grande résistance de la maçonnerie (surtout pour les murets en briques de terre cuite creuses et les murets en parpaings). Donc, dans le cas où le joint est épais, il permet aux blocs de résister au glissement.

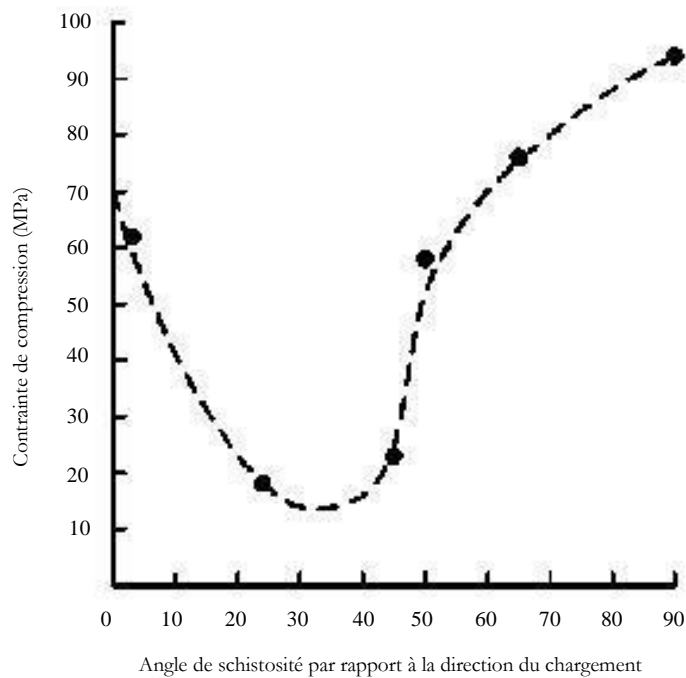


Figure 5.4 Influence de la direction de chargement sur la résistance de la phyllite graphique testé par Salcedo [Hoek, 2000]

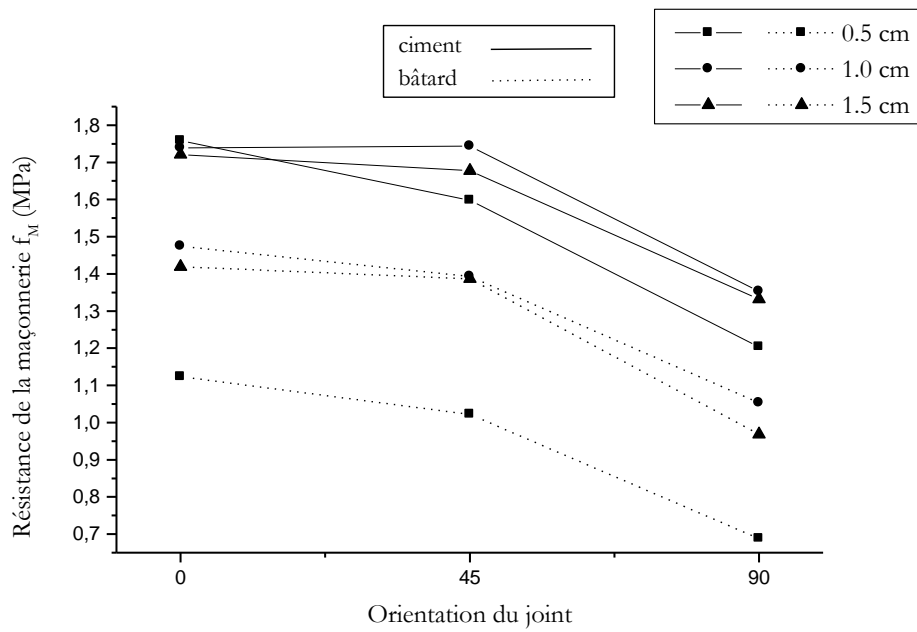


Figure 5.5 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en parpaing

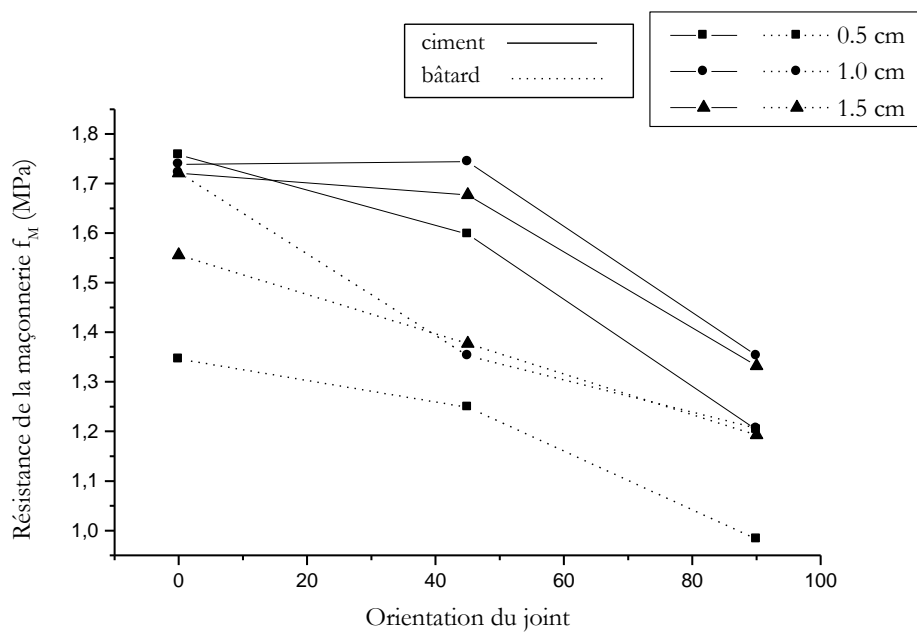


Figure 5.6 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en brique de terre cuite creuse

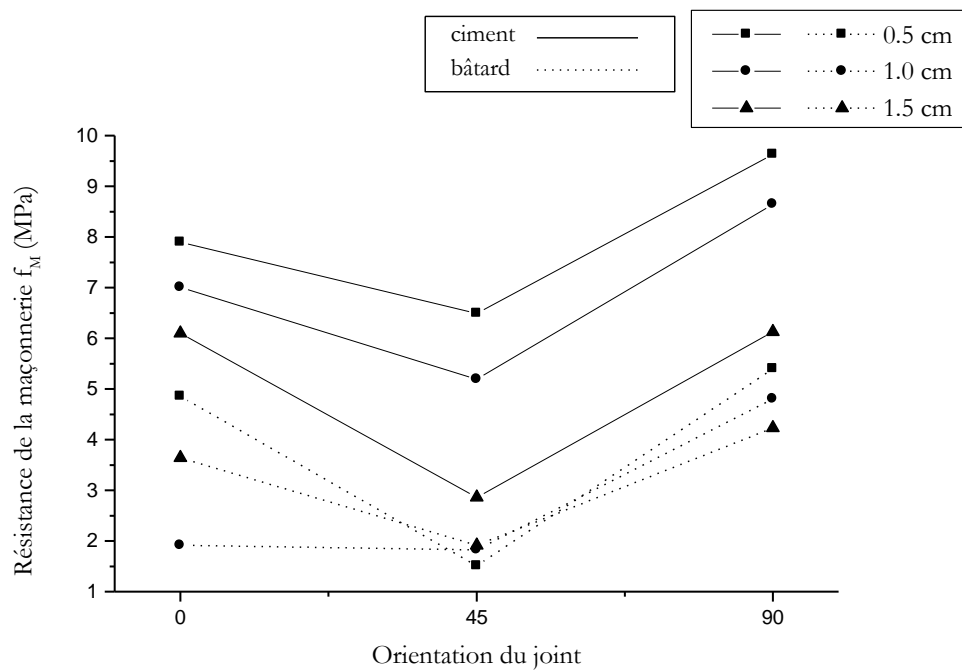


Figure 5.7 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en silico-calcaire)

5.1.3 Influence de la nature du joint

Les figures 5.5, 5.6 et 5.7 montrent l'influence du type de mortier utilisé dans le joint sur la résistance de la maçonnerie

Nous constatons que :

- Pour le mortier bâtard qui est un mortier maigre, la résistance de la maçonnerie à la compression est plus faible que celle du mortier en ciment. Ceci est confirmé par les travaux de Lafuente [Lafuente, 1990] et ceux de Rochet [Rochet, 1985]. Ce qui explique les faibles résistances des murets en compression. Dans le cas des mortiers bâtard, nous remarquons que c'est le joint qui cède le premier, en effet il y'a extrusion du mortier, apparition ensuite de fissures au sein des briques.
- Pour le mortier en ciment, nous distinguons deux cas de comportement selon la nature de la brique utilisée.
 - Cas des briques en terre cuite creuses et les blocs en béton « parpaing » ($\sigma_b < \sigma_m$) : Dans ce cas c'est la brique qui cède la première par apparition de fissures en son sein, c'est ce qui provoque la ruine du muret en maçonnerie.
 - Cas des briques en silico-calcaire ($\sigma_b > \sigma_m$) : Dans ce cas c'est le joint de mortier qui cède le premier, ensuite il y'a apparition de concentration de traction dans les briques, se qui provoque la ruine du muret en maçonnerie.

La résistance du joint contribue à l'amélioration de la résistance de la maçonnerie. Les résultats obtenus le montrent explicitement car c'est les mortiers à base de ciment qui ont offert les meilleures caractéristiques des maçonneries testées. Ceci a été confirmé par les travaux de Rochet [Rochet, 1985].

5.2 COMPARAISON AVEC LES EXPRESSIONS ANALYTIQUES ET EMPIRIQUES

	Brique creuse (MPa)		Parpaing (MPa)		Silico-calcaire (MPa)	
	Mortier en ciment	Mortier bâtard	Mortier en ciment	Mortier bâtard	Mortier en ciment	Mortier bâtard
Etude expérimentale	1.353	1.206	1.398	1.053	9.629	5.397
Modèle analytique (2.25), (2.31) et (2.35)	0.91	0.814	1.974	1.520	8.391	3.65
Formule d'Hendry (2.37)	2.616	2.024	3.493	2.703	11.17	8.64
Rostempour (2.40)	2.805	1.867	4.05	2.697	17.51	11.65
EUROCODE6 (2.42)	0.983	0.7218	1.403	1.031	8.71	6.40
CNERIB	1.73	1.147	2.49	1.653	10.69	7.09

Tableau 5.5 Comparaison des résistances moyennes analytique, empiriques et expérimentales

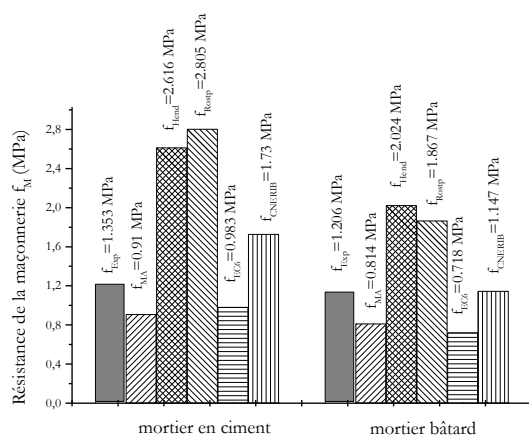


Figure 5.8 Histogramme des contraintes de ruptures (brique creuse)

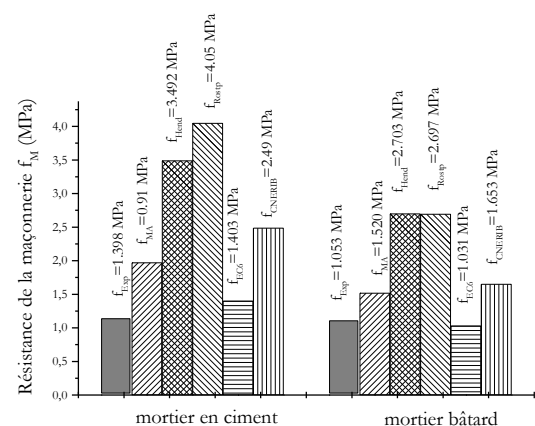


Figure 5.9 Histogramme des contraintes de ruptures (parpaing)

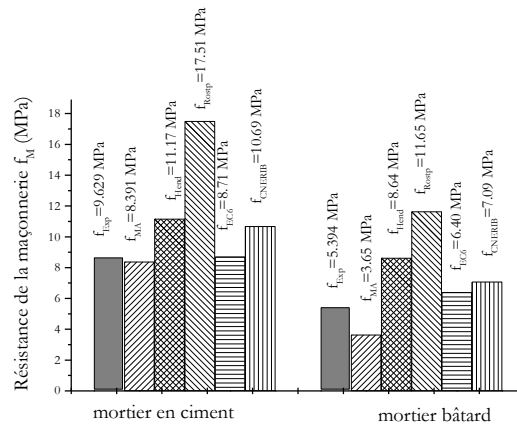


Figure 5.10 Histogramme des contraintes de ruptures (silico-calcaire)

En comparant nos résultats expérimentaux avec les expressions analytiques et empiriques nous observons une certaine concordance avec les formules analytiques, de l'EUROCODE6 [Eurocode6, 1996] et celle du CNERIB [DTR.C2-45]. Par contre avec les autres formules empiriques il y'a une grande différence.

5.3 COMPARAISON AVEC LES RESULTATS DU CNERIB

Nous constatons que les murets en briques Silico-Calcaires du modèle réduit, en les comparant à ceux du CNERIB [Hakimi et col, 1998] qui ont utilisé des murets à l'échelle 1 (ils ont utilisé uniquement une orientation du joint par rapport à la charge de 90° et l'épaisseur du joint constante à 1 cm), qu'on a pratiquement les mêmes ordres de grandeur surtout pour le cas du mortier en ciment (figure 5.14).

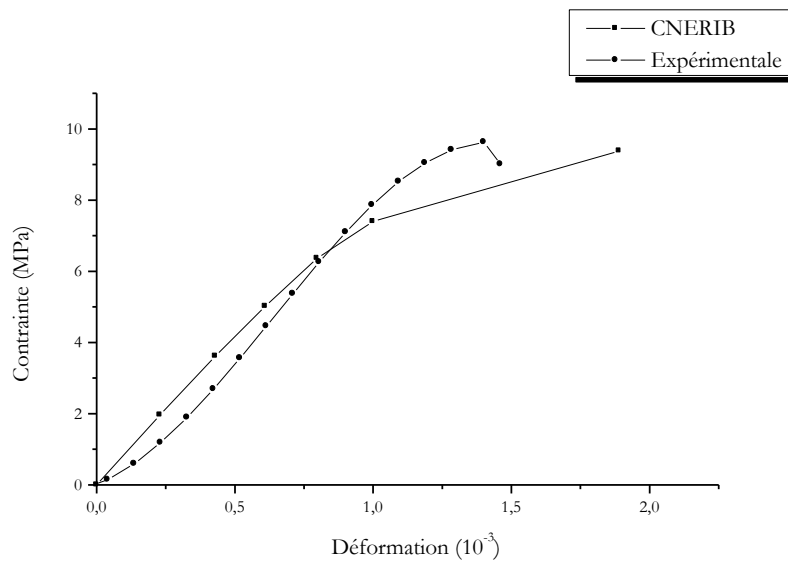


Figure 4.11 Comparaison des résultats expérimentaux avec ceux du CNERIB

5.4 MODE DE RUPTURE DES MURETS

Trois modes de rupture ont été observés :

- lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 0° , nous obtenons une rupture par décohésion entre les joints de mortier parallèle au chargement et les briques,
- lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 90° , la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement,
- Dans le cas où l'orientation du plan de joint θ est égale à 45° , la rupture intervient par combinaison des deux cas précédents.

Les figures (5.15, 5.16, 5.17 et 5.18) et les photos (5.1, 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 et 5.10), montrent l'état de rupture réellement observé.

Nous avons observé pratiquement les mêmes modes de ruptures pour les murets jointoyés avec le mortier en ciment et le mortier bâtard.

En comparant avec les travaux de Page [Page, 1987], de Shaan et Torrenti [Shaan et col, 1990], nous confirmons les modes de rupture, qu'ils ont observé.

Les murets jointoyés avec le mortier en ciment présentent généralement une rupture brutale et soudaine, nous avons assisté, pour le cas de murets en briques de terre cuite creuses et surtout les murets en silico-calcaire, à de véritable éclatement, ceci démontre le caractère fragile du comportement. En revanche, les maçonnerie hourdées avec un mortier bâtard présentent une rupture progressive et douce (la résistance du mortier bâtard est faible).

Les murets en briques de terre cuite creuses et les blocs en parpaing (sauf pour le muret à 0.5 cm d'épaisseur), dont l'orientation des joints est de 0° , n'ont pas pu se rompre (limite du vérin à 160 KN).

5.4.1 Brique en terre cuite creuse

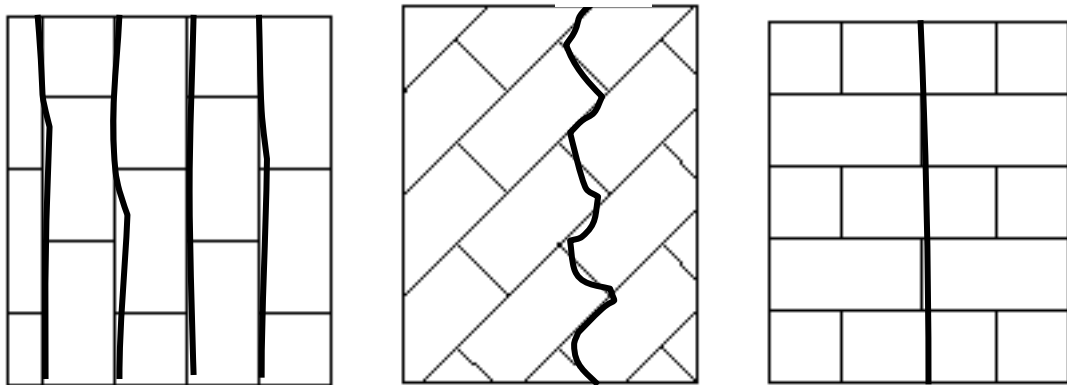


Figure 5.12 Mode de rupture des briques en terre cuite



Photo 5.1 Mode de rupture du muret en brique de terre cuite creuse ($\theta = 0^\circ$)



Photo 5.2 Rupture brusque des murets en brique de terre cuite ($\theta = 90^\circ$)

5.4.2 Bloc en béton « parpaing »

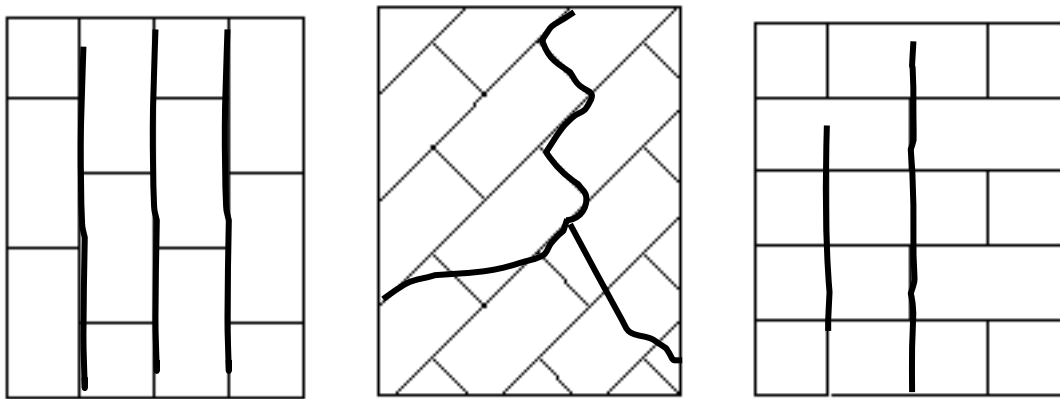


Figure 5.13 Mode de rupture des blocs en béton « Parpaing »



Photo 5.3 Mode de rupture du parpaing, mortier bâtard ($\theta = 90^\circ$)



Photo 5.4 Mode de rupture du parpaing, mortier en ciment ($\theta = 90^\circ$)



Photo 5.5 Mode de rupture du parpaing ($\theta = 45^\circ$)



Photo 5.6 Mode de rupture du parpaing ($\theta = 0^\circ$)

5.4.3 Murs en silico-calcaire (modèle réduit)

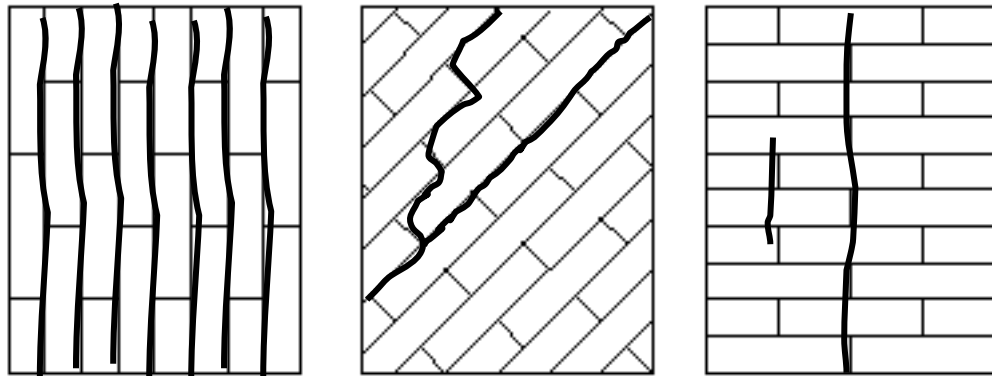


Figure 5.14 Mode de rupture des briques silico-calcaire modèle réduit



Photo 5.7 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 90^\circ$)

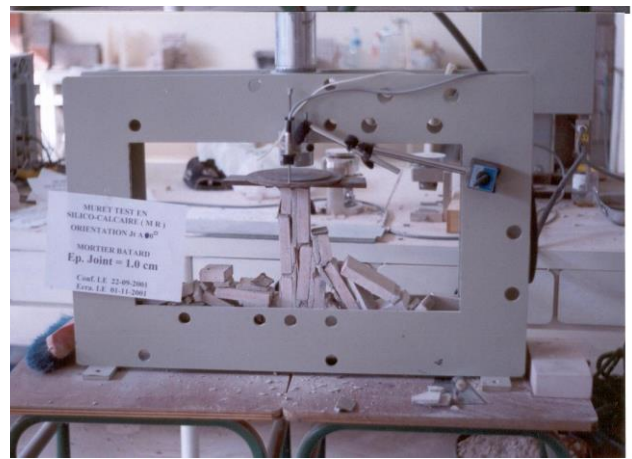


Photo 5.8 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 0^\circ$)

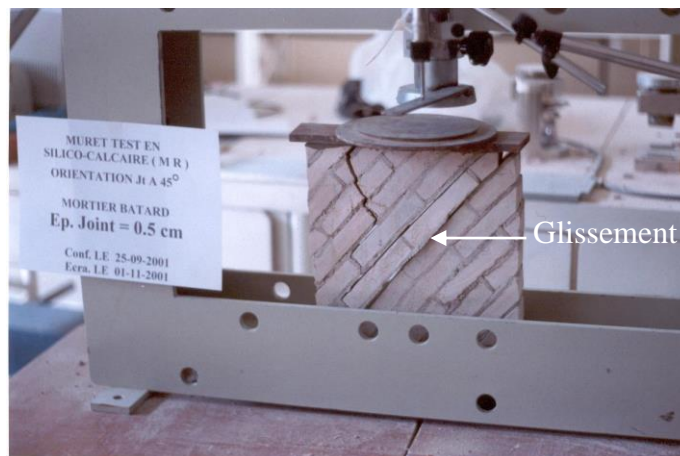


Photo 5.9 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 45^\circ$)

5.4.4 Mur silico-calcaire en épi

Nous constatons que la disposition de la figure (5.15b) présente la meilleure résistance à la compression. Généralement, c'est cette disposition qui a été utilisés dans les anciennes batisses à Tlemcen (photo 4.1).

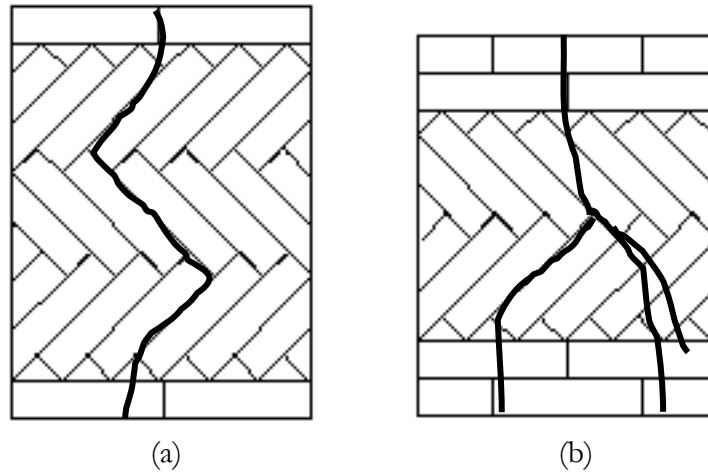


Figure 5.15 Mode de rupture des briques silico-calcaire (Epi)

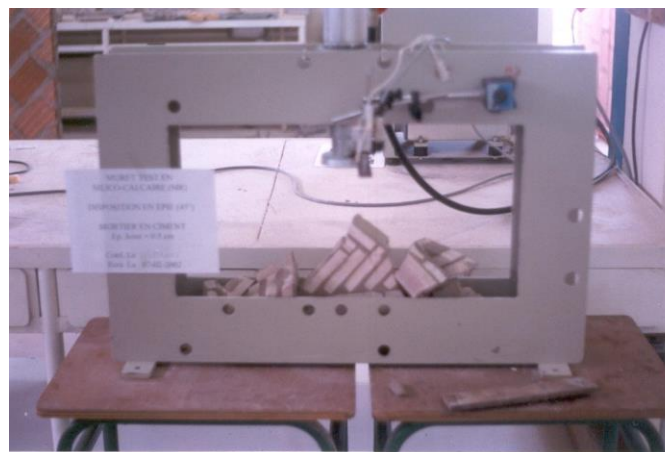


Photo 5.10 Mode de rupture des murets en épi, modèle réduit (disposition b)

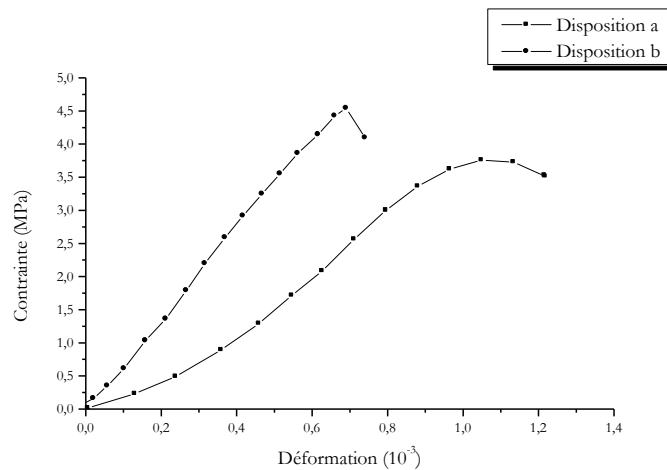


Figure 5.16 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire (disposition en épi)

5.5 CONCLUSION

L'étude expérimentale sur les murets tests s'est avéré un moyen efficace d'étude du comportement de la maçonnerie.

Nous avons constaté l'importance de l'influence de l'épaisseur du joint sur le comportement de la maçonnerie sous un chargement uniaxial, l'épaisseur optimale pour la maçonnerie en brique creuse et en parpaing est de 1.0 cm. Par contre pour la maçonnerie en brique de silico-calcaire, plus l'épaisseur du joint diminue plus la résistance augmente. Ceci est en concordance avec la littérature.

Outre l'importance de l'épaisseur du joint, l'étude effectuée permet de constater l'importance des variables telles que l'orientation du joint et la nature du joint. Nous avons discuté la façon dont ces variables modifient la résistance des murets testés.

En concordance avec la littérature, nous avons observé les mêmes modes de rupture et les mêmes ordres de grandeur des résistances.

Liste des figures

Chapitre 1

- Figure 1.1 Parement et coupe d'un mur en pierre naturel (page 5)
- Figure 1.2 Agglomérée en béton (page 6)
- Figure 1.3 Brique en terre cuite pleine (page 7)
- Figure 1.4 Briques perforées (page 8)
- Figure 1.5 Briques creuses (page 8)
- Figure 1.6 Briques Silico-calcaires (page 10)
- Figure 1.7 Mise en œuvre des briques (page 13)
- Figure 1.8 Maçonnerie de brique à parement (page 14)

Chapitre 2

- Figure 2.1 Comportement de prismes en compression (page 16)
- Figure 2.2 Fissuration (plan perpendiculaire) (page 17)
- Figure 2.3 Fissuration (plan parallèle) (page 18)
- Figure 2.4 Essais de cisaillement (page 19)
- Figure 2.5 Essai de traction diagonale (page 19)
- Figure 2.6 Schéma de fissuration (page 20)
- Figure 2.7 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (page 20)
- Figure 2.8 Essai brésilien (page 21)
- Figure 2.9 Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose (page 22)
- Figure 2.10 Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle au joint de pose (page 22)
- Figure 2.11 Essai de traction (page 23)
- Figure 2.12 Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur (page 24)
- Figure 2.13 Rupture des murs non confinés (page 25)

Chapitre 3

- Figure 3.1 Caractéristiques et dimension du bloc et joint (page 32)
- Figure 3.2 Schémas des corps d'épreuve après essai (page 34)
- Figure 3.3 Localisation de la section résistante (page 35)
- Figure 3.4 (a) : Variations de f_M avec f_m et E_b/E_m
(b) : Variations de f_M avec f_m et l'épaisseur du joint de mortier (page 36)
- Figure 3.5 Comparaison de la variation de f_M avec f_m pour différents produits (page 39)
- Figure 3.6 Mode de rupture selon l'orientation de la sollicitation par rapport au plan des joints (page 44)
- Figure 3.7 Essais de compression sur les murets en maçonnerie (page 45)
- Figure 3.8 Vue d'ensemble de la presse uniaxiale (page 47)
- Figure 3.9 Principe de mesure des déplacements (page 47)
- Figure 3.10 Schéma de contrainte uniaxial (page 48)
- Figure 3.11 Courbes contrainte-déformation (page 49)
- Figure 3.12 Mode de rupture lorsque l'orientation des joints par rapport à la direction de l'effort change (page 49)
- Figure 3.13 Murets en brique silico-calcaire (page 51)
- Figure 3.14 Variation de f_M avec f_m et la nature des briques (page 51)

Chapitre 4

- Figure 4.1 Courbe granulométrique (page 56)
- Figure 4.2 Organigramme des essais expérimentaux (page 58)
- Figure 4.3 Dimensions des murets en briques de terre cuite creuses (page 59)

- Figure 4.4 Dimensions des murets en Parpaing (page 59)
 Figure 4.5 Dimension des murets en briques silico-calcaire (page 60)
 Figure 4.6 Dimensions des murets en briques silico-calcaire (Modèle réduit) (page 60)
 Figure 4.7 Dimensions des murets en briques silico-calcaire disposées en Epi (Modèle réduit) (page 61)

Chapitre 5

- Figure 5.1 Influence de l'épaisseur épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en parpaing (page 73)
 Figure 5.2 Influence de l'épaisseur épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en brique de terre cuite creuse (page 73)
 Figure 5.3 Influence de l'épaisseur épaisseur des joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie en Briques silico-calcaire (page 74)
 Figure 5.4 Influence de la direction de chargement sur la résistance de la phyllite graphique testé par Salcedo [cité par HOEK, 2000] (page 75)
 Figure 5.5 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en parpaing (page 76)
 Figure 5.6 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en brique de terre cuite creus (page 76)
 Figure 5.7 Influence de l'orientation du joint sur la résistance de la maçonnerie en silico-calcaire) (page 77)
 Figure 5.8 Histogramme des contraintes de ruptures (parpaing) (page 78)
 Figure 5.9 Histogramme des contraintes de ruptures (brique en terre cuite) (page 78)
 Figure 5.10 Histogramme des contraintes de ruptures (silico-calcaire) (page 79)
 Figure 5.11 Comparaison des résultats avec ceux du CNERIB (page 79)
 Figure 5.12 Mode de rupture des briques en terre cuite (page 81)
 Figure 5.13 Mode de rupture des blocs en béton « Parpaing » (page 82)
 Figure 5.14 Mode de rupture des briques silico-calcaire modèle réduit (page 83)
 Figure 5.15 Mode de rupture des briques silico-calcaire (Epi) (page 84)
 Figure 5.16 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire (disposition en épi) (page 84)

Annexe

- Figure 1 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($\theta = 90^\circ$)
 Figure 2 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($\theta = 45^\circ$)
 Figure 3 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($\theta = 0^\circ$)
 Figure 4 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($e = 0.5$ cm)
 Figure 5 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($e = 1.0$ cm)
 Figure 5 Courbes contrainte-déformation des murets en Parpaings ($e = 1.5$ cm)
 Figure 7 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($\theta = 90^\circ$)
 Figure 8 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($\theta = 45^\circ$)
 Figure 9 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($\theta = 0^\circ$)
 Figure 10 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($e = 0.5$ cm)
 Figure 11 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($e = 1.0$ cm)
 Figure 12 Courbes contrainte-déformation des murets en Brique ($e = 1.5$ cm)
 Figure 13 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($\theta = 90^\circ$)
 Figure 14 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($\theta = 45^\circ$)
 Figure 15 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($\theta = 0^\circ$)
 Figure 16 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($e = 0.5$ cm)
 Figure 17 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($e = 1.0$ cm)
 Figure 18 Courbes contrainte-déformation des murets en silico-calcaire ($e = 1.5$ cm)

Liste des photos

Chapitre 4

- Photo 4.1 Murs en maçonnerie avec une disposition en épi (page 61)
- Photo 4.2 Outils utilisés (page 62)
- Photo 4.3 Scie à Béton (page 61)
- Photo 4.4 Transpalette (page 63)
- Photo 4.5 Dispositif pour la confection des murets (page 64)
- Photo 4.6 Etalement du mortier (page 64)
- Photo 4.7 Vérification de la planéité du mur avec la règle en bois (page 64)
- Photo 4.8 Vérification de la planéité du mur avec le fil à plomb (page 64)
- Photo 4.9 Opération de surfacage (page 64)
- Photo 4.10 Mur fini prêt à l'écrasement (page 65)
- Photo 4.11 Dispositif pour la confection des murets (page 65)
- Photo 4.12 Réglage du bloc (page 65)
- Photo 4.13 Respect de la planéité (page 65)
- Photo 4.14 Vérification de la planéité avec la règle en bois (page 65)
- Photo 4.15 Montage de l'appareil (page 66)
- Photo 4.16 Mur fini (page 66)
- Photo 4.17 Dispositif pour la confection des murets (page 66)
- Photo 4.18 Vérification du niveau (page 66)
- Photo 4.19 Vérification de la planéité (page 66)
- Photo 4.20 Mur fini (page 66)
- Photo 4.21 Opération de surfacage (page 67)
- Photo 4.22 Mur prêt pour écrasement (page 67)
- Photo 4.23 Vérification de l'orientation du joint (page 67)
- Photo 4.24 Disposition des lits du mur (page 67)
- Photo 4.25 Vérification de la planéité du mur (page 67)
- Photo 4.26 Pose de la brique (page 67)
- Photo 4.27 Mur fini (page 68)
- Photo 4.28 Opération de surfacage (page 68)
- Photo 4.29 L'ensemble du dispositif d'essai (page 69)
- Photo 4.30 Portique d'essai des murs réduits (page 69)
- Photo 4.31 Barres de transmission des charges (page 69)

Chapitre 5

- Photo 5.1 Mode de rupture du muret en brique de terre cuite creuse ($\theta = 0^\circ$) (page 81)
- Photo 5.2 Rupture brusque des murets en brique de terre cuite ($\theta = 90^\circ$) (page 81)
- Photo 5.3 Mode de rupture du parpaing, mortier bâtard ($\theta = 90^\circ$) (page 82)
- Photo 5.4 Mode de rupture du parpaing, mortier en ciment ($\theta = 90^\circ$) (page 82)
- Photo 5.5 Mode de rupture du parpaing ($\theta = 45^\circ$) (page 82)
- Photo 5.6 Mode de rupture du parpaing ($\theta = 0^\circ$) (page 82)
- Photo 5.7 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 90^\circ$) (page 83)
- Photo 5.8 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 0^\circ$) (page 83)
- Photo 5.9 Mode de rupture des murets en silico-calcaire, modèle réduit ($\theta = 45^\circ$) (page 83)
- Photo 5.10 Mode de rupture des murets en épi, modèle réduit (disposition b) (page 84)

Liste des tableaux

Chapitre 1

- Tableau 1.1 Les différents formats des briques silico-calcaire (DIN 4172) (page 9)
- Tableau 1.2 Compression admissible sur la maçonnerie (page 10)
- Tableau 1.3 Composition des mortiers (page 13)

Chapitre 3

- Tableau 3.1 Formules empiriques en fonction de l'épaisseur du mur (page 40)
- Tableau 3.2 Caractéristiques mécaniques des briques (page 46)
- Tableau 3.3 Caractéristiques mécaniques du mortier (page 46)
- Tableau 3.4 Composition des mortiers (page 49)
- Tableau 3.5 Résultats des essais mécaniques sur les mortiers (page 49)

Chapitre 4

- Tableau 4.1 Caractéristiques physiques (page 54)
- Tableau 4.2 Caractéristiques mécaniques des briques (page 55)
- Tableau 4.3 Composition des mortiers utilisés (page 56)
- Tableau 4.4 Caractéristiques mécaniques des mortiers (page 57)
- Tableau 4.5 Déformations ultimes (page 57)
- Tableau 4.6 Résultats des essais de validation (page 70)

Chapitre 5

- Tableau 5.1 Résultats des murets en brique en terre cuite creuse (page 71)
- Tableau 5.2 Résultats des murets en parpaing (page 71)
- Tableau 5.3 Résultats des murets en briques silico-calcaire (modèle réduit) (page 72)
- Tableau 5.4 Résultats des murets en Epi (page 72)
- Tableau 5.5 Comparaison des résistances moyennes analytique, empiriques et expérimentales (page 78)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ACHARHABI A. et CHERRABI A. (1990) « Résistance des murs en maçonnerie de briques », Revue Marocaine, N° 30, pp71-78.

ALESSANDRI C. et BREBBIA C.A. (1993) « Strength of masonry wall under static horizontal loads : boundary element analysis and experimental tests », 3rd Int. Conference on Structural studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings, STREMA 93, p.118-134.

ANAND C.S. et al. (1982) « Finit element for composite masonry walls », J. of the Struct. Div., ASCE, Vol 108, N° ST12,.

ANAND C.S. et RAHMAN M.A. (1986) « Stress in composite masonry shear walls », Proc. 4th Canadian Masonry Symposium.

ANAND C.S. (1985) « Shear stress in composite masonry walls », Proc. Cong. 85, Chicago 7.

ARORA S.K. (1988) « Preview of research into performance of masonry walls under concentrated loading », Proceeding of 8th international brick/block masonry conference, Dublin p 446.

BAUD G. (1990) « La construction du bâtiment : Maçonnerie et béton armé », Edition Dunod.

BENJAMIN J.R. et WILLIAM H.A. (1985) « The behaviour of one story brick shear walls », Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 84ST4, juillet.

BRIGAUX G. (1976) « La maçonnerie », Traité du Bâtiment, Editions Eyrolles.

CHANG T.Y. (1987) « Non-linear finite element analysis of reinforced concrete panels », Struct. Eng., Vol 113, N° 1, janvier.

CHOUDHURY (1971) « The diagonal tensile strength of brickwork », Journal of structure division. OS ASCE, avril.

CUNDALL P.A. (1971) « A computer model for simulating progressive large-scale movements in blocky rock systems », Proceeding of the symp. Of the Int. Soc. of Rock Mechanics on Rock Fracture, Nancy, France, paper II-8.

DAVID S. and HADGKINSON H.R. (1988) « The stress-strain relationships of brickwork », Part 2, BCRM research, paper 755.

DELMOTTE P., LUGEZ J. et MERLET J.D. (1992) « Résistance des maçonneries sous charges verticales », Cahiers du CSTB, février.

DIN 4172 NORMES ALLMANDES (1993) « Briqueterie silico-calcaire », Mostaganem, Algérie.

DJAALALI F., AFRA H. et BERRAH M.K. (1996) « Influence des paramètres mécaniques et géométriques sur la résistance des structures en maçonnerie sous sollicitations statiques et dynamiques par la méthode des éléments finis », 1^{er} Colloque National de Génie Parasismique, pp 95-105, Alger, Juin.

DRYSDALE R.A. and HAMID A.A. (1980) « Capacity of concrete block masonry prisms under eccentric compression loading », ACI Journal.

DRYSDALE R.G. HAMID A.A. (1970) « Behaviour of concrete block masonry under axial compression », Proc. Of the ACI, Vol N°6, juin.

DRYSDALE R.G., HAMID A.A. et HERDEBRECHT A.C. (1979) « Tensile strength of concrete masonry », Journal of Structural Division., Proc. of ASCE, Vol. 105, N° ST7, juillet.

DTR.C2-45 (1997) « Règles de conception et de calcul des maçonneries », Document Technique Réglementaire, CNERIB, Alger.

DTR.E2.4 (1998) « Travaux de maçonnerie de petits éléments », Document Technique Réglementaire, CNERIB, Second édition, Alger.

DTU (1985) « Parois et murs en maçonnerie de petits éléments », N°20.1, cahiers des clauses techniques, CSTB, Paris, France, septembre.

ESPITALIER G. (1980) « Notions sur la construction des bâtiments », Editions Eyrolles.

EUROCODE6 (1996) « Design of masonry structures », Part 1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry.

HAKIMI L. et BOURZEM A. (1998) « Etude du comportement mécanique des maçonneries porteuses en brique silico-calcaire (BSC) », CNERIB, Algérie.

HAMI D A.A. et Col. (1981) « Tensile strength of concrete masonry », Journal of Struct. Div., ASCE, Vol 105, N° ST7.

HAMID A.A. CHUKWUNENYE (1986) « Compression behavior of concrete masonry prisms », Journ. ASCE Struct. Div. Vol 112, N° 3, Mars.

HART, SAJJAD, KINGSLEY et NOLAND (1989) « Analytical stress-strain curves for grouted concrete masonry », The Masonry Society Journal, Aout.

HEGMIER G.A., NUMM R.O. et ARYA S.K. (1978) « Behaviour of concrete masonry under biaxial stresses », Proc. of the North American Conference. Boulder University of Colorado, aout.

HENDRY A.W, SINHA B.P. et DAVIES S.R. (1997) « Design of masonry structures », E. & F. N. Spon, London.

HENDRY A.W. (1983) « structural masonry », The MACMILLAN PRESS LTD, second edition, London.

HENDRY A.W. (1983) « Structural brickwork », Ed Macmillan Press Ltd., London.

HENDRY A.W. (1978) « A note of strength of brickwork in combined cracking shear and compression », Proc. Brit. Ceram. Soc. 27.

HENDRY A.W. and MALEK M.H. (1986) « Characteristic compressive strength of brickwork from collected test results », Masonry International, pp 15-24.

HENDRY A.W. et MALEK M.H. (1988) « Compressive strength of brickwork masonry under concentrated loading », Proceeding British masonry Soc., N°2, pp 56-60.

JHOMPSON et THOMPSON (1967) « Development of diametral testing procedures to provide a measure of strength characteristics of masonry assemblages », Int. Conf. of Masonry Structural Systems, Austin, Texas, pp 51-57.

KHALAF F.M. and HENDRY W. (1994) « Masonry unit shape factors from test results », Proc. Br. Masonry Soc.

KIRTSCHIG K. (1985) « On the failure mechanism of masonry subject to compression », Proceeding of the seventh International Brick Masonry Conference, Melbourne.

KIRTSCHIG K. and KASTEN D. (1979) « Partial surface load of masonry », Proceedings of the Fifth International Brick Masonry Conference, Washington.

LAFUENTE M. (1990) « Contribution a l'étude analytique du comportement de murs en maçonnerie non-armée sous sollicitation plane », Thèse de doctorat en génie-civil, Institut National de Sciences Appliquées de Toulouse, France.

LAFUENTE M., GENATIOS C. et LORRAIN M. (1993) « Etude analytique sur le comportement des murs en maçonnerie sous sollicitations latérales monotones », Materials and Structures Journal, Vol. 26, N° 161, p.387-394, september.

LAFUENTE M., GENATIOS C. et LORRAIN M. (1990) « Modelling of the non-lineaire behaviour of masonry elements », 4th Int. Conf. On Creep and Fracture of Eng. Mat. and Struct., University of Wales, Swansea, Avril.

LAFUENTE M., LORRAIN M. (1989) « Stress distribution analysis of typical masonry testing procedures », RCCE 89, Bahrein, Mars.

LAFUENTE, GENATIOS C., LORRAIN M. (1990) « A model for the analysis of masonry walls under lateral loads », 9th European Conf. on Earthquake Eng., Moscow, Septembre.

LUGEZ J. (1969) « Influence des joints horizontaux sur la résistance des éléments préfabriqués de murs porteurs », Cahiers du CSTB, octobre.

MANN W. (1982) « Statistical evaluation of tests on masonry by potential functions », Proceeding of the sixth International Brick Masonry Conference, Rome.

MAY M. et TELLET J. (1985) « A non linear finite element analysis for pocket-type retaining walls and implication for design », Masonry International, N° 5, pp. 28-37, Juin.

- MERLET J.D., MOUNAJED G. et DELMOTTE P. (1993)** « contreventement et chaînage des maisons en maçonnerie », Cahiers du CSTB.
- MOUNAJED G. (1992)** « La modélisation de la maçonnerie armée par la méthode des éléments finis : Application aux maçonneries de petits éléments creux », Thèse Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp.179, France, mai.
- MOUNAJED G. (1992)** « Analyse et modélisation du chaînage associé à la maçonnerie de petits éléments », CSTB, mémoire DEA de l'ENPC, juillet (1988).
- MOUNAJED G. (1993)** « La modélisation de la maçonnerie armée par la méthode des éléments finis : Elaboration d'un modèle de calcul MOCA », Cahiers du CSTB, mars.
- PAGE A.W. (1981)** « The biaxial compressive strength of brick masonry », Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, September.
- PAGE A.W. et al. (1978)** « Finite element model for masonry », Journ. of Struct. Div., ST8, août.
- PAGE A.W. et ALI S. (1987)** « Non linear finite element analysis of masonry », Proc. Inst. Civil Eng., Vol. 83.
- PAGE A.W. et ALI S. (1986)** « An elastic analysis of concentrated loads on brickwork », International journal of masonry construction, N°6, Edinburgh pp 9-21.
- PAGE A.W. et HENDRY A.W (1987)** « Design rules for concentrated loads on masonry », Structural Engineer, 66.
- PAGE A.W. , SAMARASINGHE W. et HENDRY A.W. (1988)** « The failure of masonry shear walls », International journal of masonry construction, Vol 1, N°2.
- PAGE A.W., SHELLEY L.L. et NIGEL G.S. (2000)** « Shear in plain bed joint reinforced and post-tensioned masonry », Canadian journal of civil engineering, Ottawa, Octobre.
- PAGE A.W., SHRIVE N.G. and JESSOP E.L. (1987)** « Concentrated loads on hollow masonry-A pilot study », Masonry International, pp 58-61.
- PRAT M. et Col. (1997)** « Calcul des ouvrages généraux de construction », Edition Hermès, Paris.
- PUME D. (1998)** « Stress-strain relationships of masonry made from Czech clay units produced between 1955 and 1992 », computer methods in structural masonry-4, edited by PANDE G.N., MIDDLETON J. and KRALJ B., E & FN Spon, London.
- RAFFARD D., DUVEAU G., SHAO J.F et HENRY J.P. (2001)** « Modélisation d'un volume de maçonnerie par homogénéisation numérique non linéaire », XV^{ème} Congrès Français de Mécanique, Nancy, Septembre.
- RAPPORT DE LA BRIQUETERIE DE AIN-SEFRA (2001)** « Les caractéristiques de la brique silico-calcaire ».

ROCHET L. (1985) « Etude du comportement à la rupture des milieux discontinus », rapport de recherche du CETE de Lyon, France.

ROSTAMPOUR M. (1973) « Aspect of the design of multi-storey building in light-weight concrete blockwork », PhD Thesis, University of Edinburgh.

SAMARASINGHE W., PAGE A.W. et HENDRY A.W. (1982) « A finite element model for the in-plane behavior of brickwork », Proc. Inst. Civ. Eng., part 2, September.

Samariching

SAMARASINGHE et al. (1980) « The strength of brickwork under biaxial tension-compression », Proc. 7th Int. Symp., London.

SCHUMACHER M. (1972) « Résistance des maçonneries en blocs soumises à des charges verticales », Cahiers du CSTB, mai.

SHAAN R. (1987) « Etude du comportement mécanique de la maçonnerie en briques », Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Lille, avril.

SHAAN R. et TORRENTI J.M. (1990) « Etude expérimentale de la maçonnerie sous sollicitations uniaxiales et biaxiales », Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 486, septembre.

SINCRAIAN G.E. et AZEVEDO J.J. (1997) « Earthquake Analysis of Structural Topologies with Masonry Infill Panels using the Distinct Element Method », 3^o Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisbon, pp.187-196, December.

STRAFFORD S. CARTER C. (1971) « Hypothesis for shear failure of brickwork », Journal. of the structure. Div., Proc. Of the ASCE, avril.

STRAFFORD S., SMITH, CARTER C., CHOUDHERY (1970) « The diagonal tensile strength of brickwork », Struct. Eng., N°6, Vol 48, juin.

STRAFFORD S.B. et RAHMAN K.M.K. (1972) « The variation of strength of brickwork in vertically loaded brick walls », Bc of the inst. Of civil ing. Vol 43 N°1, pp 687-700, London.

TAHAR (1984) « Interaction entre ossature en béton armé et maçonnerie de briques creuses sous sollicitations de type séismique », Thèse ENPC, Paris.

TOMAZEVIC K. (1980) « Seismic resistance of reinforced masonry walls », 9th European Conf. On Earthq., Moscow, September.

TORRENTI J.M. et SHAAN R. (1985) « Interaction maçonnerie-ossature béton armé sous sollicitation sismique », Rapport final REXCOOP, France, avril.