

50376  
1987  
193

50376  
1987  
193

N° d'ordre 408

# THESE

Présentée a

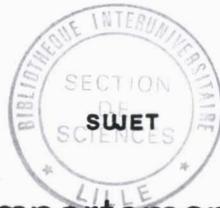
L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNIQUES  
DE LILLE FLANDRES ARTOIS

Pour obtenir le titre de

DOCTEUR-INGENIEUR

Par

Raad SHAAN



Etude du comportement mecanique  
de la maconnerie en briques

LABORATOIRE D'ACCUEIL : LABORATOIRE GEOMATERIAUX E.N.T.P.E.

Soutenu le : 2 AVRIL 1987 devant la commission d'examen

M. HALPHEN    **President**  
M. ROBINET   **Rapporteur**  
M. FOURE     **Examineur**  
M. CLOUZON   **Examineur**  
M. PRUNIER   **Examineur**

*A mes parents*

## ***AVANT - PROPOS***

Les travaux de recherche présentés dans cette thèse ont été réalisés au laboratoire de Géomatériaux à l'Ecole Nationale de Travaux Publics de l'Etat. J'adresse donc mes remerciements tout d'abord à la direction de cette école pour la confiance qu'elle m'a accordé et sa contribution, qui m'a permis de réaliser ce travail, en particulier le directeur, Monsieur GERODOLLE.

Je voudrais également remercier le service administratif de l'université de Lille I, tout particulièrement, le service du troisième cycle pour toutes les facilités qui m'ont été offertes et pour la souplesse de leur collaboration.

C'est avec grand plaisir, que je rend hommage à Monsieur HALPHEN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (E.N.P.C.) , qui m'a fait l'honneur de bien vouloir accepter de présider ce jury.

Je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères à Monsieur J.C.ROBINET, Professeur à l'Université de Lille I et directeur du laboratoire génie civil, d'avoir accepté de diriger cette recherche avec ses conseils efficaces tout au long de ce travail .

Je remercie vivement Monsieur J.M. TORRENTI, Ingénieur chercheur au L.C.P.C. de Paris, Pour son esprit de collaboration ainsi que pour les nombreuses discussions intéressantes que nous avons eues durant ce travail. Je tiens aussi à lui exprimer mon amicale gratitude.

Je suis particulièrement reconnaissant à Monsieur FOURE, Chef du Groupe de Recherche de S.E.S. au C.E.B.T.P., pour les remarques et les conseils précieux, malgré ses nombreuses responsabilités. Je tiens à lui adresser mes remerciements pour m'avoir fait l'honneur d'être membre de ce jury.

Je suis également très reconnaissant à Monsieur PRUNIER, Ingénieur général à l'inspection de l'équipement, pour sa présence au sein de ce jury.

J'exprime mes remerciements à Monsieur CLAUZON, Directeur technique de l'Union Nationale de la Maçonnerie, d'avoir bien voulu accepter de faire partie de ce jury.

Au cours de ce travail de recherche, il m'a été particulièrement agréable de bénéficier du soutien moral et amical de tous mes collègues du laboratoire Géomatériaux, et notamment celui de son directeur Monsieur H. DI BENEDETTO, Je leur adresse toute ma sympathie.

Je tiens à exprimer mes remerciements également à tout le personnel de l'E.N.T.P.E., je pense notamment à M. et Mme CULTRU et Melle J. VIAL, ainsi qu'à tous les membres du service intérieur, de la documentation, de la bibliothèque, de l'imprimerie et de l'audio visuel, pour leur aide amicale au cours de la préparation de cette thèse.

## RESUME

Ce travail vise à mettre en évidence tout d'abord expérimentalement le comportement d'une maçonnerie de briques sous sollicitations uniaxiale et biaxiale, ainsi que l'influence de joints de mortier et de leur interaction avec les briques sur ce comportement .

Différentes qualités et épaisseurs des joints de mortier ont été utilisées dans la maçonnerie ainsi que différentes orientations du plan de joints par rapport au chargement .

L'étude expérimentale montre que les joints du mortier jouent un rôle très important sur le comportement de la maçonnerie et sont souvent à l'origine de la rupture.

Trois modes de rupture ont été observés: une rupture par compression du mortier lorsque la contrainte est parallèle au plan des joints. Lorsque la contrainte appliquée est perpendiculaire au plan des joints, la rupture se produit par une traction transversale, la fissuration étant parallèle au chargement et perpendiculaire à la surface libre du panneau. Une rupture par traction dans le plan du panneau et parallèle à la surface libre de celui-ci se produit lorsqu'une contrainte biaxiale est appliquée.

Le calcul en élasticité anisotrope a montré un accord qualitatif avec le travail expérimental et en particulier avec le critère de rupture biaxial. Par contre les relations contrainte déformation calculées sont assez éloignées des résultats expérimentaux, ceci en particulier dans le cas biaxial.

Enfin une simulation numérique par éléments finis nous a permis de valider nos hypothèses.

Mots clés : Maçonnerie , Brique , Mortier, Essai, Critère de rupture, Relation contrainte-déformation, Elasticité

## ABSTRACT

This work aims first of all to demonstrate through experiments the behaviour of brick walls under uniaxial and biaxial loading, as well as the influence of mortar joints on this behaviour.

Various qualities and thicknesses of the mortar joints were employed in the masonry as well as different orientations of the bed joints with respect to the loading.

The experimental study shows that the mortar joints play a very important role on the behaviour of masonry and often they are at the origin of the failure.

Three modes of failure were observed: failure by compression of mortar joints when the loading direction is parallel to the bed joint ; failure by transversal splitting parallel to the loading direction when the loading direction is perpendicular to the bed joint ; failure by splitting through the plane of biaxial loading.

The numerical analysis in anisotropic elasticity was performed and showed a good qualitative agreement with experimental results, in particular with the biaxial criterion of failure. However, the stress-strain relations did not converge with experience especially in the case of biaxial loading.

Finally numerical simulation by the finite elements method allowed us to validate our hypothesis.

### KEY-WORDS :

MASONRY , MORTAR , BRICK, TEST, ELASTICITY , STRESS-STRAIN RELATION , CRITERION OF FAILURE.

# SOMMAIRE

	<u>Page</u>
INTRODUCTION	1
PREMIERE PARTIE . ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	3
I.1 - Introduction	4
I.2 - Présentation des études effectuées sur la maçonnerie en brique.	5
I.3 - Conclusions.	28
DEUXIEME PARTIE - ETUDE EXPERIMENTALE	36
CHAPITRE 1 - APPAREILLAGE D'ESSAI	37
INTRODUCTION	37
II.1.1 - Presse biaxiale	38
II.1.1.A - Mode de fonctionnement	39
II.1.1.B - Dispositif de mesure des forces	43
II.1.1.C - Dispositif de mesure de déplacement	44
II.1.2 - Presse uniaxiale	50
II.1.2.1- Dispositif de mesure de force et de déplacement	51

CHAPITRE 2 - MATERIAUX COMPOSANTS DE LA MACONNERIE - FABRICATION DES ECHANTILLONS	54
II.2.1 - Les briques	55
II.2.1.A - Caractéristiques physiques	55
II.2.1.B - Caractéristiques mécaniques	57
II.2.2 - Le mortier	62
II.2.2.A - Mortier à qualité fixe	63
II.2.2.B - Mortier à qualité variable	68
II.2.3 - Fabrication des échantillons	71
II.2.3.A - La confection	71
II.2.3.B - Le séchage	72
II.2.3.C - La mise en place	72
CHAPITRE III - ESSAIS SUR LA MACONNERIE	75
INTRODUCTION	75
II.3.1 - Essais à différents chemins de chargement	77
II.3.1.1- Essai uniaxial $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0$	77
II.3.1.2- Essai uniaxial $\sigma_1 = 0, \sigma_2 > 0$	85
II.3.1.3- Essai à chargement biaxial	91
II.3.2- Inclinaison de joints de mortier	98
II.3.3- Variation du type et de l'épaisseur des joints	109
II.3.3.a- Essais à chargement parallèle au plan de joint	110
II.3.3.b- Essai à chargement perpendiculaire au plan de joint	117
Conclusion	122

TROISIEME PARTIE	
ANALYSE ET INTERPRETATION NUMERIQUE	124
III.1- Introduction	125
III.2- Critère de rupture et étude élastique	126
III.2.1- Compression simple suivant (1)	126
III.2.1.a- Critère de cisaillement	126
III.2.1.b- Etat de contrainte locale	130
III.2.1.c- rupture par compression	133
III.2.2 - Sollicitation uniaxiale suivant (2) Critère de traction	134
III.2.2.a- Cas de traction	134
III.2.2.b- Cas de compression - Rupture par fendage	135
III.2.3 - Compression biaxiale	148
III.2.3.a- Rupture par compression du mortier	149
III.2.3.b- Rupture par fendage dans le plan perpendiculaire à la surface libre du panneau	150
III.2.3.c- Rupture par traction dans un plan parallèle à la surface libre du panneau	153
III.2.4 - Comparaison avec les essais sur la maçonnerie de différents types et épaisseurs de joints de mortier.	160
III.2.4.1- Rupture de joints par compression	160
III.2.4.2- Rupture par fendage	164
III.2.5 - Influence de l'orientation du plan de joint par rapport au chargement	169
III.2.5.1- Rupture par cisaillement	169
III.2.5.2- Rupture par compression	171

III.2.5.3-	Rupture par fendage	171
III.3 -	Détermination de la relation contrainte-déformation	177
III.4 -	Application par la méthode d'éléments finis	182
III.4.1-	Introduction	182
III.4.2-	Présentation générale du logiciel ELFIM	183
III.4.2.1-	Les préprocesseurs (MATC.GRAFO.IMPM)	183
III.4.2.2-	Le processeur de calcul aux éléments finis (EFEVEL)	185
III.4.2.3-	Le post processeur graphique GRAF 1	187
III.4.3 -	Application de la résolution numérique au problème du mur en maçonnerie de briques.	187
III.4.3.1-	Présentation des tests à chargement de compression uniaxiale	191
III.4.3.1.a-	essai à chargement parallèle au plan des joints	191
III.4.3.1.b-	essai à chargement perpendiculaire au plan des joints	198
III.4.3.2-	Présentation de tests à chargement de compression biaxiale	205
III.4.3.3 -	Comparaison avec le calcul élastique.	211
	CONCLUSION GENERALE	217
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	222
	ANNEXE A	226
	ANNEXE B (1)	231
	ANNEXE B (2)	239
	ANNEXE C	243

## INTRODUCTION GENERALE

L'objectif de cette recherche est de mettre en évidence expérimentalement le comportement mécanique de la maçonnerie en brique orthotropes, ainsi que le mécanisme de l'interaction entre les briques et les joints de mortier qui les encadrent.

Ce travail repose sur une étude expérimentale effectuée sur des panneaux de maçonnerie de différentes dimensions ainsi que de nombreux essais sur briques et éprouvettes du mortier .

La connaissance du comportement mécanique de la maçonnerie sous différents types de chargement est nécessaire pour prévoir les réactions des murs ou des cloisons en maçonnerie dans une structure en béton armé lors de l'apparition de surcontraintes due au tassement différentiel du sol par exemple ou à des actions laterales (vents , seismes). L'étude du comportement d'un panneau de maçonnerie est également nécessaire dans le cas d'un mur porteur en maçonnerie .

Malgré l'utilisation de la maçonnerie dans la construction et les bâtiments depuis longtemps, il n'existe pas une loi de comportement pour simuler les résultats expérimentaux sur la maçonnerie, ceci étant dû à la diversité des briques employées. Cette réalité nous a conduit à analyser le problème en tant que milieu continu par l'élasticité linéaire. afin de pouvoir exprimer un critère de rupture.

D'un point de vue général, les joints de mortier ont un rôle très important dans la maçonnerie. La résistance de la brique selon ses directions principales a bien sur également une grande importance sur la résistance de la maçonnerie.

Il faut noter, que la dispersion des caractéristiques mécaniques des briques ainsi que la qualité d'exécution, rendent difficile la définition de critères fiables pour la maçonnerie.

L'une des plus grandes difficultés de l'analyse de telles structures est liée à l'existence d'une interface entre les briques et les joints de mortier. En effet à cause de l'hétérogénéité du matériau les champs locaux peuvent être très différents des champs appliqués extérieurement.

L'analyse et l'interprétation numérique dans la troisième partie sont liées avec le travail expérimental réalisé et présenté dans la deuxième partie. Des applications numériques, sur la base de nos essais, sont présentées.

Finalement nous proposons des recommandations utiles ainsi qu'une conclusion générale de l'ensemble de ce travail avec des propositions de développement de notre recherche.

# PREMIERE PARTIE

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### 1.1 Introduction :

La maçonnerie a un comportement mécanique très complexe vu son hétérogénéité. Son comportement varie d'après les caractéristiques mécaniques des briques et du mortier qui la compose, ainsi qu'avec l'interaction de ces derniers. Il varie également avec la sollicitation appliquée et la condition de mise en oeuvre.

Dans la majorité des études, les calculs sur maçonnerie ont été effectués en élasticité linéaire isotrope. La maçonnerie était considérée comme un matériau homogène isotrope, avec des caractéristiques mécaniques moyennes. Une telle démarche ne prenait pas en compte les hétérogénéités de la structure induite par les joints de mortier. La grande disparité des résultats obtenus sur les briques et les mortiers complique la définition d'un critère de résistance de la maçonnerie. Pour décrire assez convenablement la résistance de la maçonnerie, on doit tenir compte de plusieurs paramètres dont : le mode de rupture.

## 1.2 Présentation des études effectuées sur la maçonnerie en briques :

- J.R. Benjamin et H.D. Williams [1] en 1958, ont étudié le comportement de la maçonnerie à partir d'une structure élémentaire composée de deux briques reliées par un joint de mortier. Ils ont traduit le critère de rupture par deux droites (AB) et (BC) (Figure 1.1)

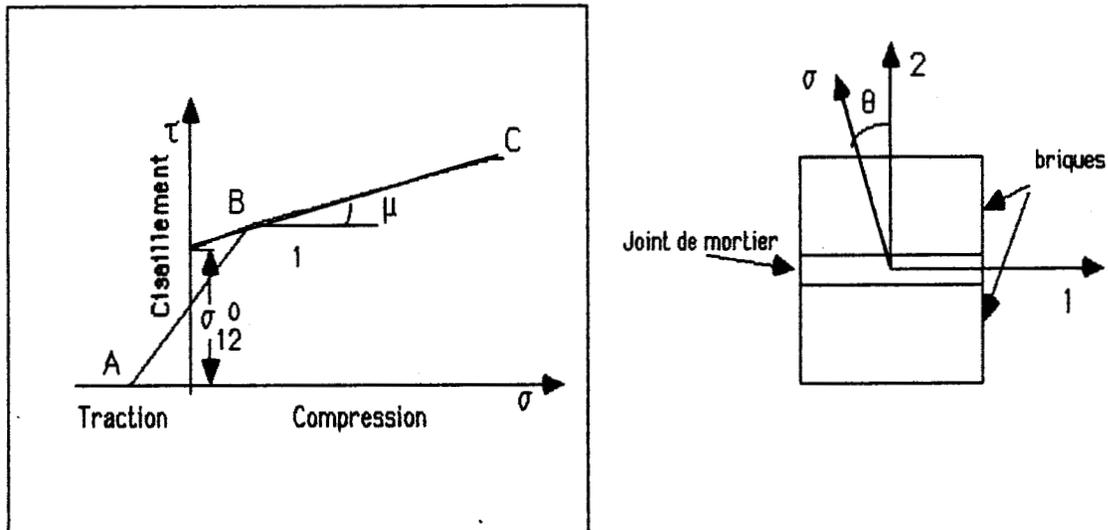


Figure : 1.1 critère de rupture proposé par Benjamin.

$$\sigma_{12} = \sigma_{12}^0 + \mu \sigma_{22}$$

d'où

$\sigma_{12}^0$  : adhérence initiale lorsque  $\sigma_{22} = 0$

$\mu$  : coefficient de frottement

Des essais ont été effectués lorsque  $\theta = 0^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 105^\circ, 120^\circ$ .



Le mode de rupture observé par les auteurs consist en une separation dans le plan de liaison entre le joint de mortier et la brique. Ce mode de rupture est dû au fait qu'on atteint soit la résistance d'adhérence en traction soit celle en cisaillement.

- S. STAFFORD et C. CARTIER [28] en 1971, ont étudié le comportement de maçonnerie en briques creuses à partir d'un triplet de briques reliées par deux joints de mortier (figure 1.2).

Une analyse a été effectuée par un calcul en élément fini qui a permis de déduire la distribution de contrainte dans les joints, lorsque le chargement est perpendiculaire et parallèle au plan du joint.

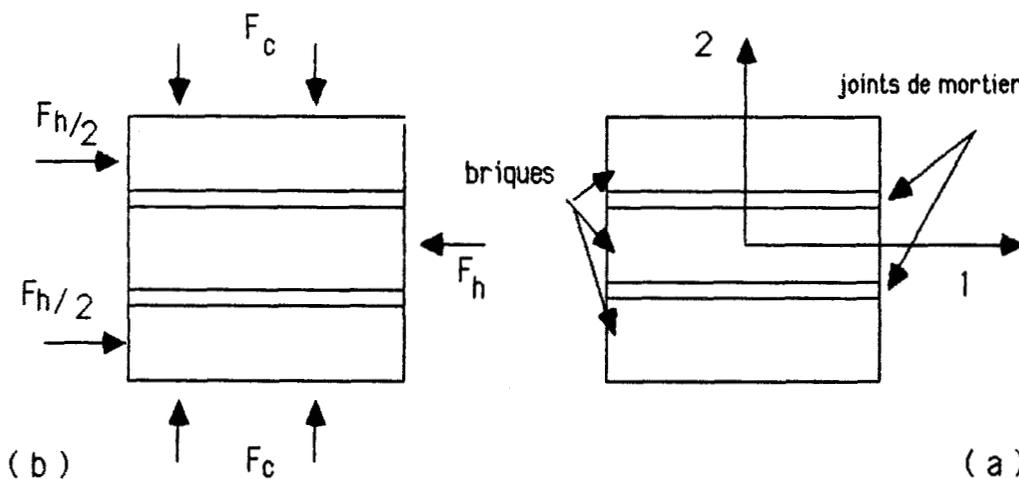


Figure : 1.2 contrainte de compression et du cisaillement sur un triplet de la maçonnerie.

Lorsqu'on pratique simultanément les deux chargements en même temps (compression et cisaillement) la contrainte principale provoquée par la combinaison de ces deux contraintes peut être calculer par l'équation suivante :

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + (\tau_{xy})^2}$$

d'où

$$\sigma_x = -0,098 f_c - 0,044 f_h$$

$$\sigma_y = -0,002 f_c + 0,0117 f_h$$

$$\tau_{xy} = 0,004 f_c - 0,124 f_h$$

Deux hypothèses ont été postulées par les auteurs pour définir un critère de rupture :

- la rupture se produit dans le mortier par une traction.
- la brique et le mortier ont un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture.

REMARQUES :

- la première hypothèse n'a pas été vérifiée et confortée par l'expérience. Par contre dans le cas de contrainte biaxiale traditionnelle, la rupture se produit par une traction à travers les briques et le mortier dans un plan parallèle à la surface libre.

- la deuxième hypothèse concernant la linéarité de la maçonnerie est valable lorsqu'on compare quantitativement les briques et le mortier dans un panneau, car alors l'influence de la non linéarité du mortier devient négligeable.

- A.W. Hendry en 1978 [10] s'est intéressé au comportement de la maçonnerie soumise à une contrainte de compression et de cisaillement.

Des échantillons de maçonnerie de différentes dimensions ont été construits à l'aide de briques pleines et de mortier ( 1 ciment : 0,25 chaux : 3 sable).

Le rapport entre la contrainte de compression et celle du cisaillement est défini par la courbe (figure 1.3), la contrainte de cisaillement a été déterminé approximativement par :

$$\tau = 0,3 + \sigma_c$$

(cette équation est valable lorsque  $\sigma_c \leq 2 \text{ N/mm}^2$ )

où

$\sigma_c$  est la contrainte de pré-compression.

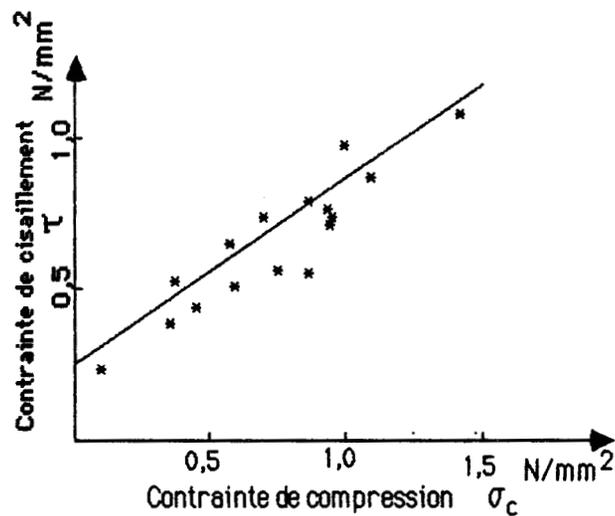


Figure 1.3 relation entre contrainte de compression et de cisaillement.

Cette équation est semblable à celles qui ont été trouvées ailleurs en faisant intervenir une constante dépendant du type de maçonnerie utilisée.

Lorsque la pré-compression est faible, la rupture survient par un décollement entre les briques et le mortier, suivant les joints verticaux et horizontaux.

Lorsque la pré-compression atteint une valeur importante, la rupture se fait par une fissuration diagonale à travers les briques et le mortier. La figure 1.4 montre un critère expérimental qui est défini par la relation suivante :

$$\frac{\tau_f}{\sigma_c} = \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}}$$

d'où :  $\tau_f$  : résistance du cisaillement de la maçonnerie  
 $\sigma_c$  : pré-compression perpendiculaire au plan du joint.  
 $\sigma_t$  : contrainte principale de traction à la rupture.

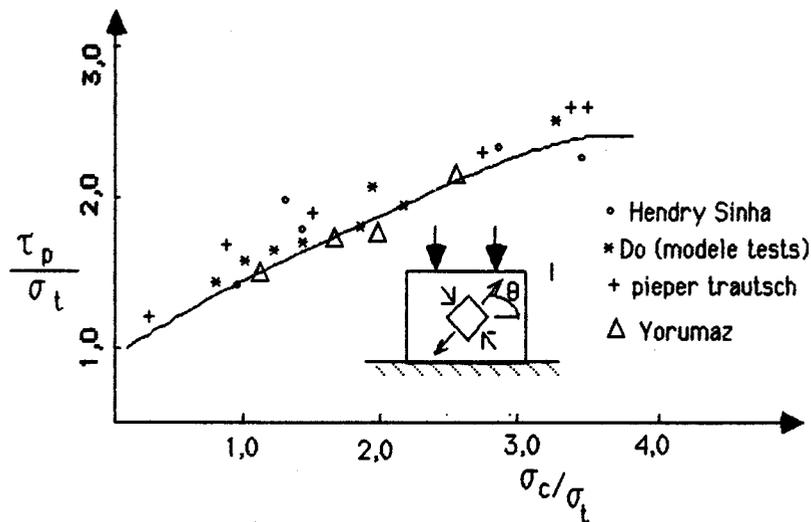


Figure : 1.4 - Critère de rupture expérimental donné par Hendry.

Voici la forme générale qui a été proposée pour calculer la résistance de la maçonnerie sous l'effet de compression et du cisaillement:

$$\tau_f^2 = \tau_0^2 + 1,1 \tau_0 \sigma_c + 0,0053 \sigma_c^2$$

-A.W. PAGE [15] en 1978 a étudié le comportement de panneaux de maçonnerie en briques pleines sous des sollicitations dont une direction principale forme un angle  $\theta$  avec le plan du joint horizontal, ( $\theta$  varie entre  $0^\circ$  et  $90^\circ$ ).

Il a démontré que le comportement global de la maçonnerie est non linéaire (figure 1.5).

Cette expérience a été réalisée à l'aide des éprouvettes de  $500 \times 240 \times 45$  mm, afin de déterminer les caractéristiques mécaniques des joints de mortier, et par déduction les propriétés mécaniques des briques seules et celle de la maçonnerie.

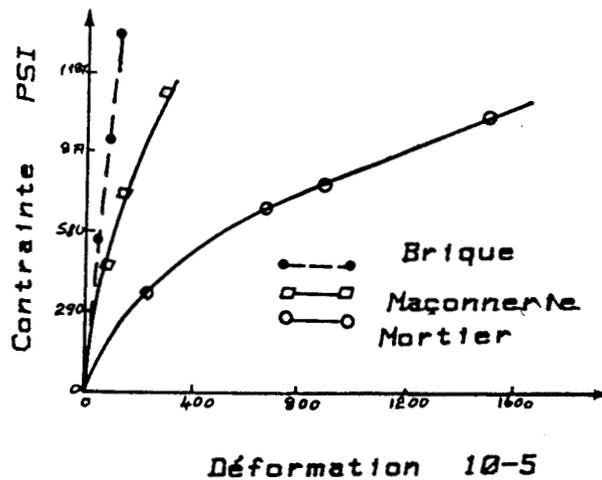


Figure 1.5: courbes présentant la non linéarité du comportement de la maçonnerie.

$$\text{Si } \Delta L_t = \Delta L_m + \Delta L_b$$

avec  $\Delta L_b$  : longueur de briques  
 $\Delta L_m$  : longueur de mortier  
 $\Delta L_t$  : longueur totale

On a alors :

$$\varepsilon_m = \frac{\varepsilon_t L_t - \frac{\sigma}{E_b} L_b}{L_m}$$

d'où l'indice t indique la maçonnerie  
 l'indice m indique le mortier  
 l'indice b indique la brique

Cette technique est aussi appliquée lorsque le chargement fait un angle  $\theta$  avec le plan du joint (figure 1.6). La brique a été considérée homogène isotrope afin de calculer la déformation du cisaillement.

Une valeur moyenne de module d'Young est approchée par :

$$E_b = \frac{E_{b11} + E_{b22}}{2}$$

Donc le module de cisaillement :

$$G_b = \frac{E_b}{2(1 + \nu)}$$

Alors l'équation (a) peut être écrit :

$$\gamma_m = \frac{\gamma_t L_t - \frac{\tau}{G_b} L_b}{L_m} \dots\dots\dots (a)$$

d'où

$\gamma_m$ ,  $\gamma_t$  : déformation du cisaillement du mortier et totale.  
 $\tau$  : contrainte de cisaillement.

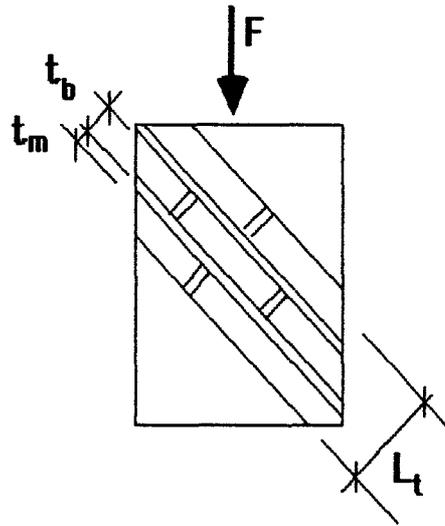


Figure I.6 : Comportement du mortier à partir du comportement global et celui de la brique.

La relation (b) qui a été simplifiée par l'auteur selon les matériaux et l'échantillon utilisés. Celle-ci est écrite sous la forme suivante :

$$\delta_m = 9,67 \delta_t - 0,003 \tau \quad \tau \text{ en N/mm}^2$$

La résistance d'adhérence de la maçonnerie (brique-mortier) a été déterminée par PAGE [17] en 1980. La résistance à la traction ( $F_s$ ) est de 0,24 N/mm<sup>2</sup>, la résistance au cisaillement ( $F_t$ ) est de 0,29 N/mm<sup>2</sup>, ces valeurs ont été utilisées pour calculer la valeur maximale de la contrainte de traction ( $\sigma_t$ ) appliquée sur la maçonnerie.

$$\sigma_t = \frac{F_s}{\left[ \frac{F_s}{F_t} - \cos \theta \right] - \sin^2 \theta} \quad \dots \dots \dots (b)$$

d'où

$\theta$  : l'angle entre l'axe de contrainte ( $\sigma_t$ ) et le plan du joint du mortier.

- En 1981 A.W PAGE [16] a étudié aussi le comportement de panneaux de maçonnerie soumis a une compression biaxial. Les essais ont été réalisés avec des panneaux de section carrée (360 × 360)mm. La contrainte appliquée a un rapport  $\sigma_2/\sigma_1$  varie de zéro (compression uniaxiale) à 1, 2, 4, 10 en faisant varier l'orientation du plan du joint par rapport à la contrainte principale ( $\sigma_1$ ) de zéro à 90°. Deux principales sortes de ruptures ont été mises en évidence :

-Lorsque l'une des contraintes ( $\sigma_1$  ou  $\sigma_2$ ) est plus grande que l'autre (environ 10 fois), la rupture se fait dans un plan normal à la surface libre du panneau.

-Lorsque le rapport ( $\sigma_1/\sigma_2$ ) est petit la rupture se fait dans un plan parallèle à la surface libre du panneau.

L'auteur a signalé que l'orientation des joints n'a pas un rôle significatif sur la rupture lorsque le chargement est biaxial. (figure 1.7)

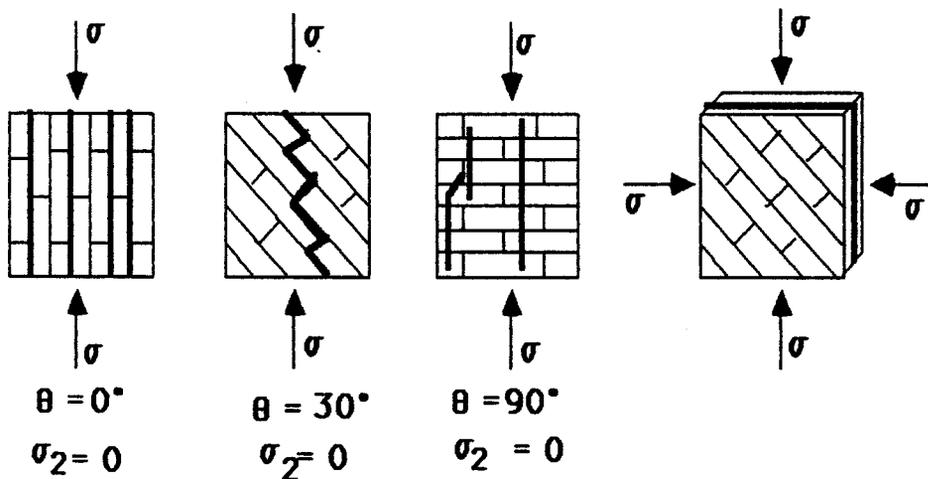


Figure 1.7 : Modes de rupture obtenus par PAGE.

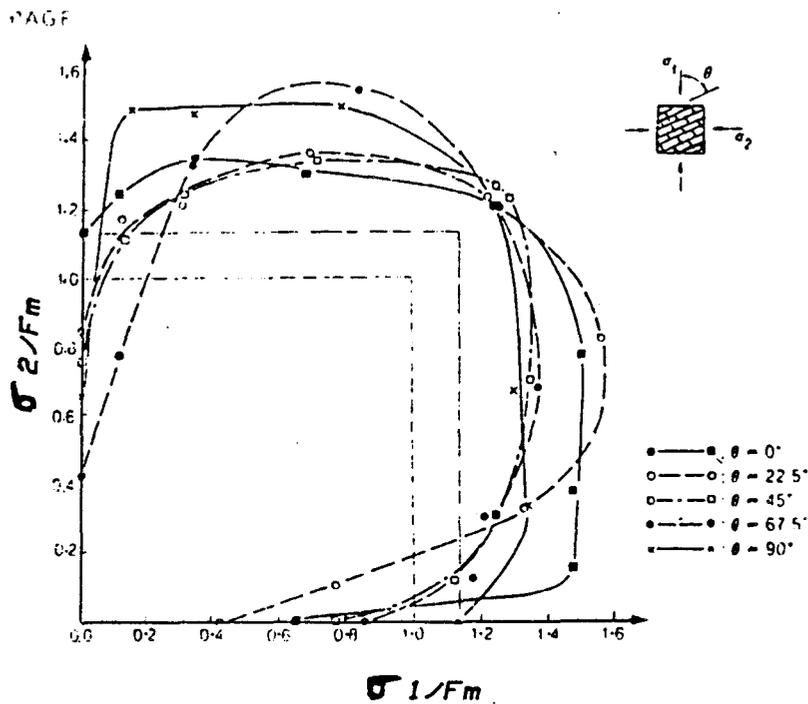


Figure 1.8 : Enveloppe de rupture donnée par PAGE.

Les enveloppes de ruptures obtenues sont indiquées sur figure 1.9. Ces courbes sont rendues adimensionnelles en utilisant la valeur ( $f' m$ ). La résistance à la compression de la maçonnerie est définie dans le code de maçonnerie de Standard Association of Australia (SAA).

#### REMARQUE:

Comme le mode de rupture biaxiale n'est pas influencé par les joints, il est raisonnable de supposer que le mortier et la résistance à l'adhérence des joints n'exercent pas d'influence significative.

Lorsque on compare cette étude à celle de ROCHET [21] ci-après, nous constatons que le joint de mortier peut avoir une influence sur le comportement de la maçonnerie. Sa résistance diminue lorsqu'on utilise des joints très faibles ou sans ciment. Le joint de mortier le plus dur réalisé par ROCHET contient 5 % du ciment seulement, par contre tous travaux de maçonnerie sur chantier, le taux de ciment utilisé est supérieur à 5 %. On peut donc dire que dans les cas courants de mise en oeuvre le résultat de PAGE est valable.

PAGE et SAMARASINGHE et HENDRY [18] en 1980 ont effectué des travaux analogues avec une approche analytique pour étudier le comportement mécanique à la rupture du mur en maçonnerie soumis à un cisaillement.

Un chargement vertical uniformément distribué le long du panneau de maçonnerie, ainsi qu'une force de cisaillement (P) ont été appliqués (figure 1.9).

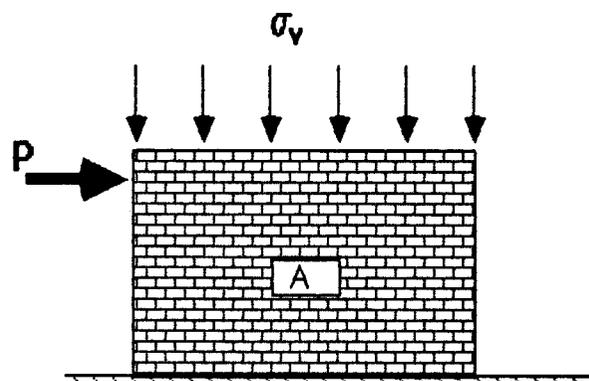


Figure 1.9 : Modèle étudié par SAMARASINGHE et HENDRY.

Une analyse de l'état de contrainte a été réalisée par un programme d'éléments finis, en supposant que la maçonnerie a un comportement élastique isotrope. Les auteurs ne proposent qu'un critère de rupture pour la région traction-compression. Cela a été justifié par le fait que la région compression-compression n'est pas très critique car dans les cas courants, la rupture apparaît au centre des panneaux dans la zone traction-compression. L'élément ([A] figure 1.10a) montre l'état de contrainte sur celui-ci. Cela peut être décrit autrement à l'aide de cercle de Mohr (figure 1.10b).

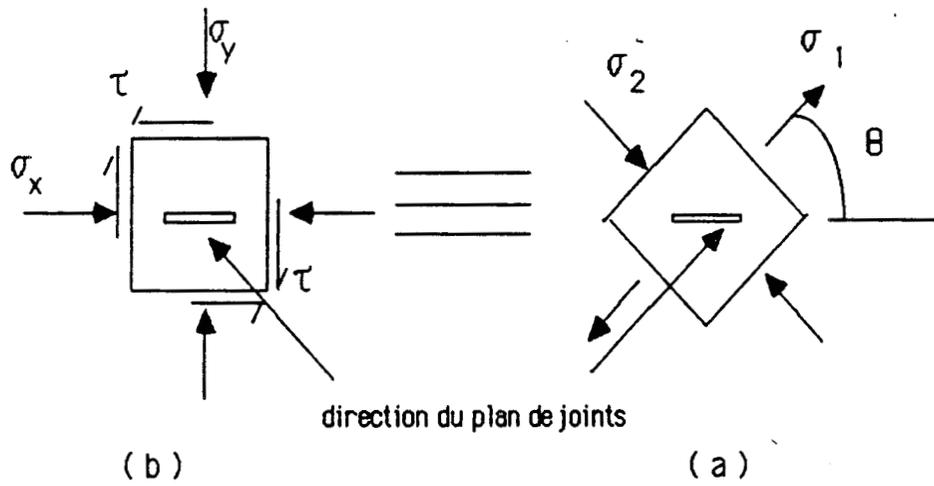


Figure 1.10: Etat de contrainte sur un élément dans un panneau de la maçonnerie.

Le critère de rupture est défini en termes de contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et l'orientation du plan des joints  $\theta$  (figure 1.11). Des essais homogènes avec différentes orientations de joints  $\theta$  égale  $0^\circ$ ;  $22,5^\circ$ ;  $45^\circ$ ;  $67,5^\circ$  et  $90^\circ$  ont été effectués par Samarasinghe à Edinburg.

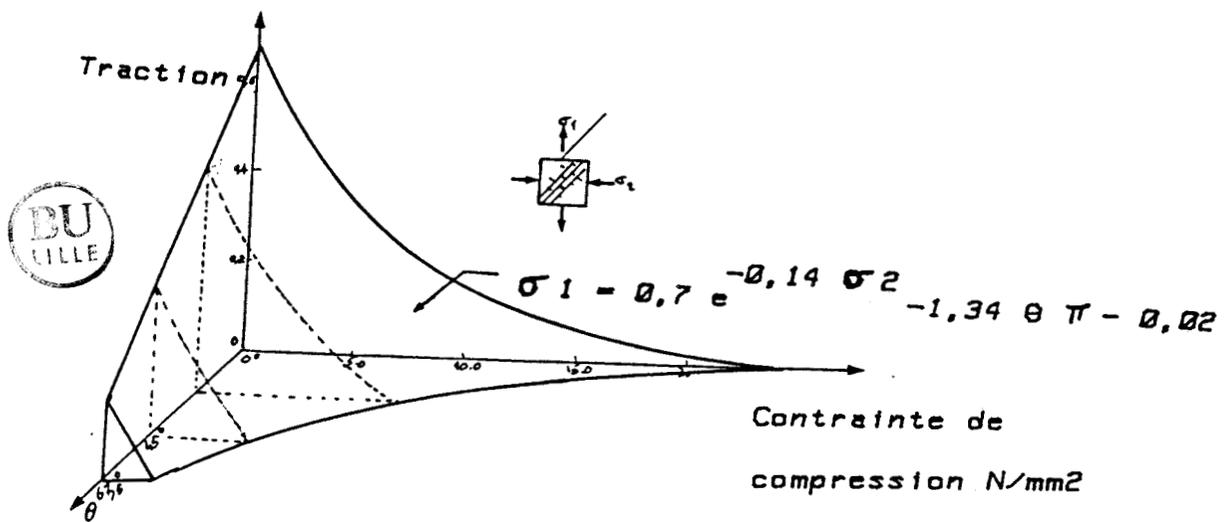


Figure 1.11 : Critère en trois dimensions proposé par SAMARSINGHE.

Un critère de rupture a été déterminé avec ( $\sigma_x = 0$ ) et ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ), voir figure I.12

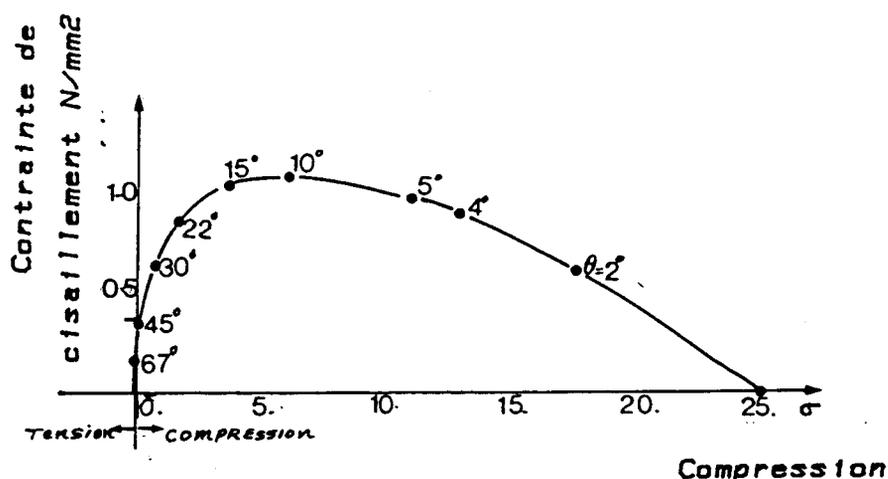


Figure I.12 : Critère de SAMARASINGHE lorsque  $\sigma_x = 0$

#### REMARQUE :

Les auteurs ont montré que la variation de la contrainte horizontale avec la présence d'une compression verticale élevée peut changer le critère ( $\sigma_y, \theta$ ). Cette variation peut être influencée par l'application du chargement horizontal ainsi que la géométrie du panneau testé. De plus, les auteurs ont étudié la rupture locale, ils supposent que cette rupture peut ne pas se produire tout de suite après la première fissuration.

PAGE, SAMARASINGHE et HENDRY en 1982 [19,24,25] ont réalisé des essais biaxiaux de (compression-traction) sur des petits panneaux de maçonnerie en briques, en faisant varier l'angle entre la force de traction et le plan du joint. Lorsque la contrainte de traction est nulle, les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie peuvent être calculées, en supposant que la maçonnerie est élastique isotrope. Le tableau (I.1) présente le module élastique et le coefficient du poisson qui ont été calculés.

Propriété mécanique	$\theta = 0^\circ$	$\theta = 22,5^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 67,5^\circ$	$\theta = 90^\circ$
Module élastique (MPa)	9120	6800	7900	6580	15866
Coefficient de poisson $\nu$	0,14	0,24	0,28	0,28	0,14

Tableau I.1 : Résultats obtenus par PAGE avec différentes orientations du plan de joints.

- L'équation expérimentale a été déterminée à la rupture :

$$f_t = 0,7 \exp(0,14 f_c) - 1,34 (\theta/\pi) - 0,02$$

d'où :

$f_t, f_c$  : contrainte principale de traction et de compression

$\theta$  : orientation du joint horizontal par rapport à la force de traction en radian.

Trois modes de rupture ont été observés :

Une rupture dans les joints, une rupture dans les briques et les joints et une rupture due à l'écrasement de la maçonnerie.

Par un modèle d'éléments finis, les auteurs ont calculé les champs de contrainte et de déformation dans la maçonnerie, en considérant un comportement élastique isotrope. Une vérification expérimentale a été effectuée sur ce modèle. Un panneau de maçonnerie avec un chargement vertical uniformément distribué et une force horizontale. (figure I.13 ). La distance variant d'un essai à l'autre, un critère expérimental a été déterminé :

$$\tau^2 = \tau_0^2 + 1,1 \tau_0 \sigma_n + 0,052 \sigma_n^2$$

d'où :

$\tau$  : contrainte du cisaillement

$\sigma_n$  : contrainte de compression

$\tau_0$  : résistance à la cohésion.

Seule la valeur ( $\tau_0$ ) doit être déterminée expérimentalement.

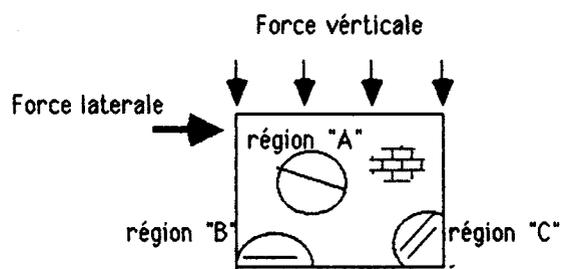


Figure 1.13 :Panneau de chargement de compression et du cisaillement.

REMARQUE :

En ce qui concerne le comportement de la maçonnerie, il paraît logique de prendre un comportement élastique, car le mortier et les briques sont des matériaux élastiques. Par contre il n'est pas admissible de la considérer comme un matériau isotrope, (hypothèse des auteurs). Car l'orthotropie de la maçonnerie a une grande influence sur son comportement mécanique. Donc il serait préférable d'introduire l'orthotropie dans le modèle des éléments finis.

ROCHET [21] a étudié le comportement à la rupture de murets de maçonnerie testés sous des chargements uniaxiaux et biaxiaux. Le but de cette étude était de connaître l'influence des joints sur la résistance des murs. Quatre types des joints ont été utilisés.

- a) joints durs avec 72 % du sable, 5 % du ciment et 23 % CaCo<sub>3</sub>.
- b) joints maigres avec 98 % du sable, 2 % du ciment.
- c) joints de sable uniquement.
- d) joints secs, les briques étaient rectifiées puis superposées directement.

Le tableau 1.2 montre des tests sous compression uniaxiale.

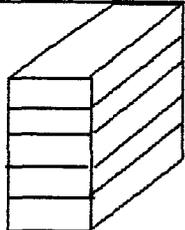
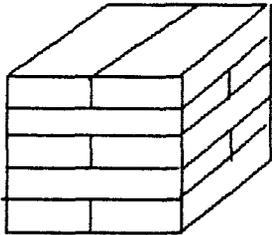
Type d'échantillon	Type de joint	Epaisseur de joint (mm)	Contrainte à la rupture (MPa)	Module élastique MPa
1)  100 x 100 x 200 mm.	Dur	2-3	5,86	3100
	Maigre	2-3	5,88	1945
	Sable	2-3	3,25	1140
	Sec	-	5,15	2240
2)  105 x 105 x 200 mm.	Dur	2-3	4,1	2886
	Maigre	2-3	2,78	1386
	Sable	2-3	2,00	791
	Sec	-	3,12	1528
	Dur	5-6	4,67	2287
	Maigre	5-6	2,25	1250
	Sable	5-6	1,32	453
	Sec	-	3,12	1528



Tableau I.2 : Résumé des essais uniaxiaux d'après ROCHET

Nous constatons ainsi sur ce tableau que dans les conditions d'essais, la maçonnerie est plus résistante sans joint qu'avec un mauvais joint. D'autre part l'augmentation de l'épaisseur des joints semble diminuer la résistance en compression pour les mauvais joints.

L'éprouvette n° 2 présente des résistances en compression simple plus faible que l'éprouvette n° 1 et ceci est dû aux surfaces de discontinuités verticales parallèles à la direction de contrainte appliquée.

Dans le cas des essais de compression biaxiale, la résistance à la rupture est apparue plus faible que ceux de compression uniaxiale pour  $\sigma_h/\sigma_v = 0$ , les résistances obtenues sont inférieures à 25 % pour les modèles à joints durs sous contrainte uniaxiale, la réduction est encore plus importante pour les modèles à joints maigres (46 %). L'auteur a

signalé que l'effet de confinement se traduit par une nette augmentation à la rupture et en particulier dans les joints durs lorsque le rapport  $\sigma_h/\sigma_v$  croît de zéro à 1. Les essais effectués sont résumés et illustrés dans le tableau 1.3

Type de joint	$\sigma_h/\sigma_v$	Contrainte à la rupture ( MPa )	Module élastique ( MPa )
Joints durs	0	3,01	2440
	0,25	4,05	2070
	0,50	3,55	2120
	0,75	4,86	3080
	1	5,49	2660
Joints maigres	0	1,3	890
	0,25	1,77	1060
	0,50	1,51	830
	0,75	1,89	830

Tableau 1.3 : Résumé des essais biaxiaux

Deux modes de ruptures ont été remarqués :

- lorsque la contrainte est verticale, la fissuration due à la traction se développe verticalement dans les briques .

- Dans le cas de contrainte biaxiale, la rupture se fait dans un plan parallèle à la surface libre avec une apparition d'un éclatement de l'éprouvette.

Une étude citée par Hendry en 1981 [11] a été réalisée par Francis et Al. Cette étude fait l'hypothèse du comportement élastique des briques et du mortier. Les briques ont été placées les unes sur les autres et entrecoupées par des joints de mortier. Cet ensemble subit une force de compression simple, perpendiculaire au plan du joint horizontal. (figure I.14.).

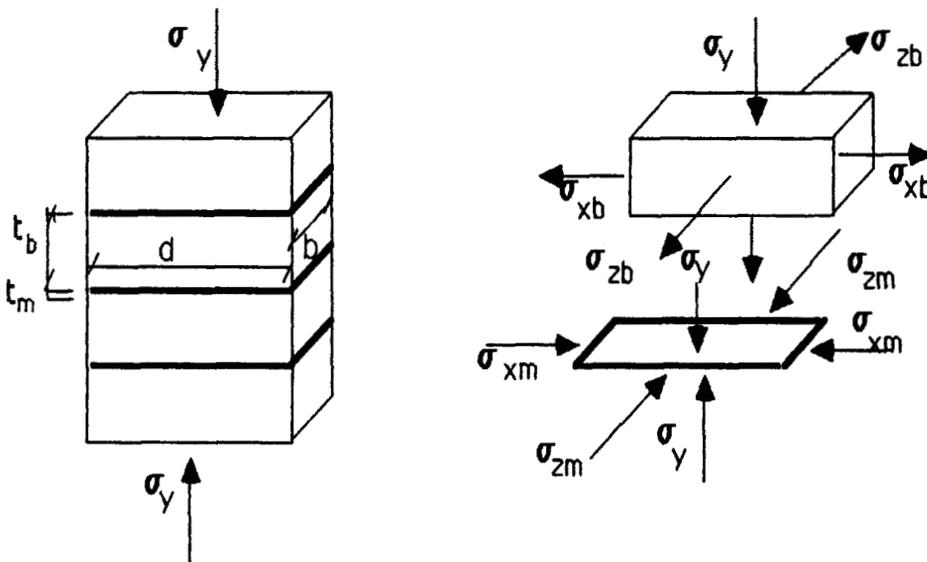


Figure I.14 : Modèle proposé par HENDRY

La contrainte transversale provoquée par le chargement vertical est due à l'interaction entre les deux matériaux.

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y (\beta \nu_m - \nu_b)}{1 + \alpha \beta - \nu_b \alpha \beta \nu_m}$$

où :

$E$  : module élastique

$b, m$  : signifiant la brique et le mortier

$\beta$  :  $E_b/E_m$ .

$\alpha$  : le rapport entre l'épaisseur de la brique et celle de mortier.

$\nu$  : coefficient de Poisson.

Ils supposent une relation linéaire entre la contrainte de compression verticale et celle de la traction. La figure I.15 montre la surface de rupture proposée par les auteurs.

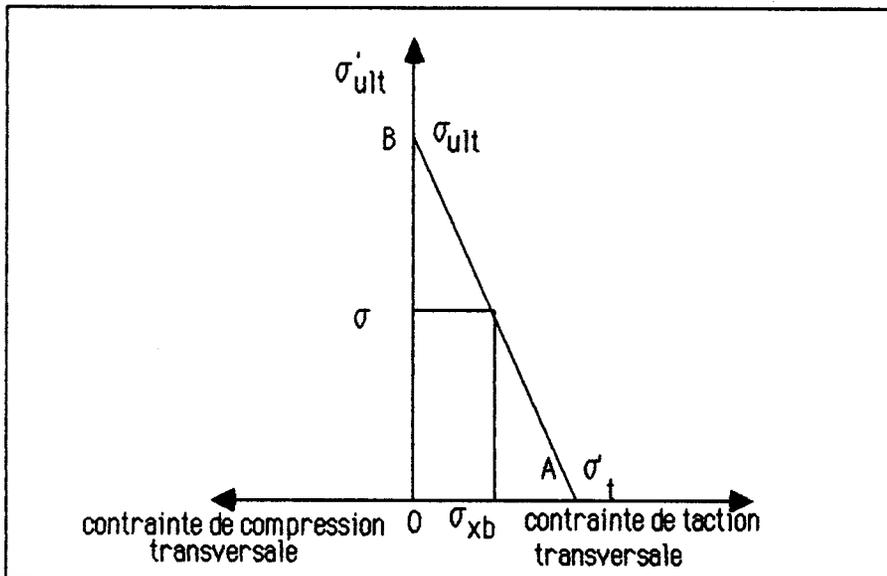


Figure I.15: Critère de rupture compression-traction d'une brique.

- Yoket et Al. en 1976 [30] ont effectué des essais en sollicitation rotationnelle (une rotation des axes principaux de contrainte avec les axes d'orthotropie du matériau) sur des panneaux de maçonnerie figure I.16

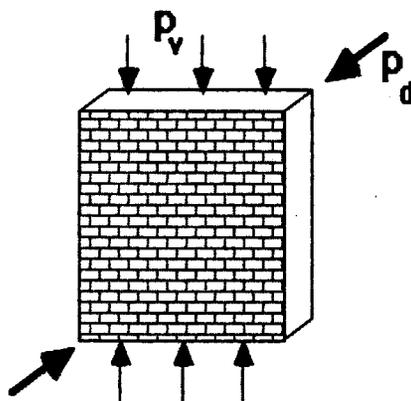


Figure I.16 : Panneau de la maçonnerie soumis à une contrainte

de compression verticale et diagonale.

Les auteurs ont supposé que la maçonnerie est un matériau élastique isotrope. Quatre hypothèses ont été proposées, trois hypothèses considèrent la rupture par fissuration et la quatrième suppose la rupture par séparation des deux matériaux :

a) La rupture est atteinte si l'une des contraintes principales atteint la borne limite en compression ou en traction.

b) la rupture par une combinaison critique des contraintes principales.

c) la rupture par extension critique obtenue lorsque la déformation volumique atteint une valeur critique .:

$$\sigma_1 - \nu \sigma_3 = \text{Cts.}$$

Le coefficient de poisson (  $\nu$  ) a un rôle très important. La valeur trouvée par les auteurs est de (0,2).

d) la rupture par séparation des joints. Les résultats expérimentaux respectent sensiblement ce critère.

$$\zeta_c = \zeta_0 - \mu \sigma_y$$

d'où :

$\zeta_c$  : contrainte moyenne de cisaillement à la rupture

$\zeta_0$  : adhérence initiale

$\mu$  : coefficient de frottement.

STAFFORD Smith et AL. [27] ont effectué en 1970 des essais particuliers de type " Brésilien". (figure I.17).

Grâce à ces essais les auteurs proposent une méthode de détermination de la résistance à la traction de la maçonnerie en considérant que la brique et le mortier sont des matériaux élastiques linéaires isotropes. Le rapport des modules de young brique-mortier varie de 4 à 0,4. figure I.18

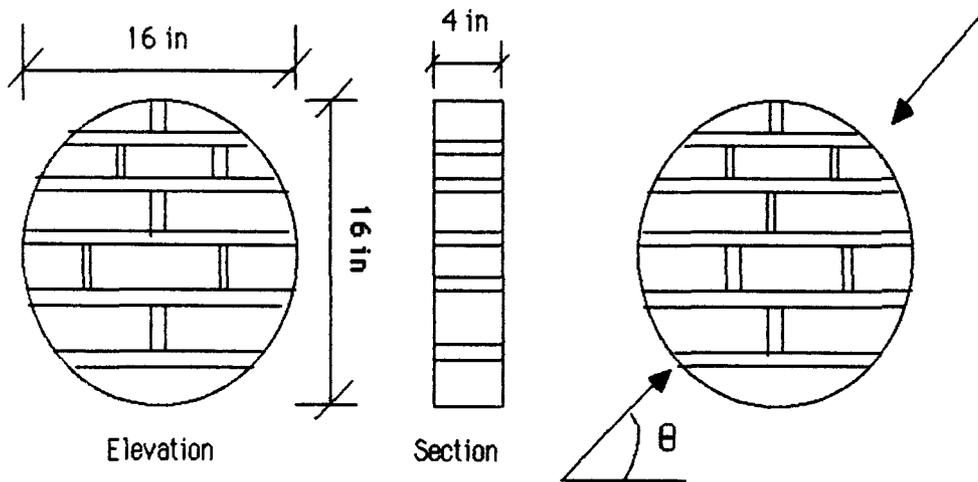


Figure 1.17 :Essai de la maçonnerie de type brésilien

La relation définissant la résistance à la traction de la maçonnerie proposée est de la forme suivante :

$$f'_{dt} = \frac{N P}{\pi D t}$$

P : charge de rupture

D : diamètre du disque

t : épaisseur du disque

N : un paramètre dépend uniquement de  $E_b/E_m$ , par exemple pour  $E_b/E_m = 1$  ;  $N = 2$

DRYSDAL et al. [3] réalisaient en 1975 une étude analogue à celle de STAFFORD en fabricant des éprouvettes par une méthode plus simple. Ils utilisaient des éprouvettes de formes hexagonales. figure 1.19

Les briques et le mortier sont là aussi considérés comme élastique isotrope. Les résultats expérimentaux sont proches à ceux de l'éprouvette circulaire.

La relation proposée pour déterminer la résistance à la traction est la suivante :

$$f_t = 2 \times P/A$$

où :

$f_t$  : résistance à la traction.

P : charge de rupture

A : aire du plan de fissuration.

Les essais ont été réalisés pour une orientation ( $\theta$ ) de plan des joints de mortier de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $90^\circ$  cela met en évidence le comportement anisotrope de la maçonnerie.

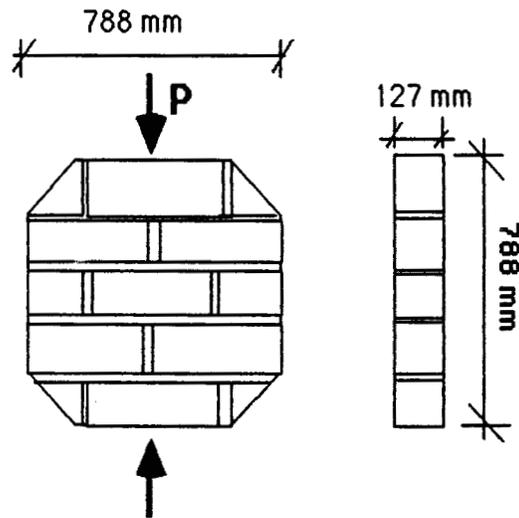


Figure 1.19 : Test sur un panneau de maçonnerie de type hexagonal.

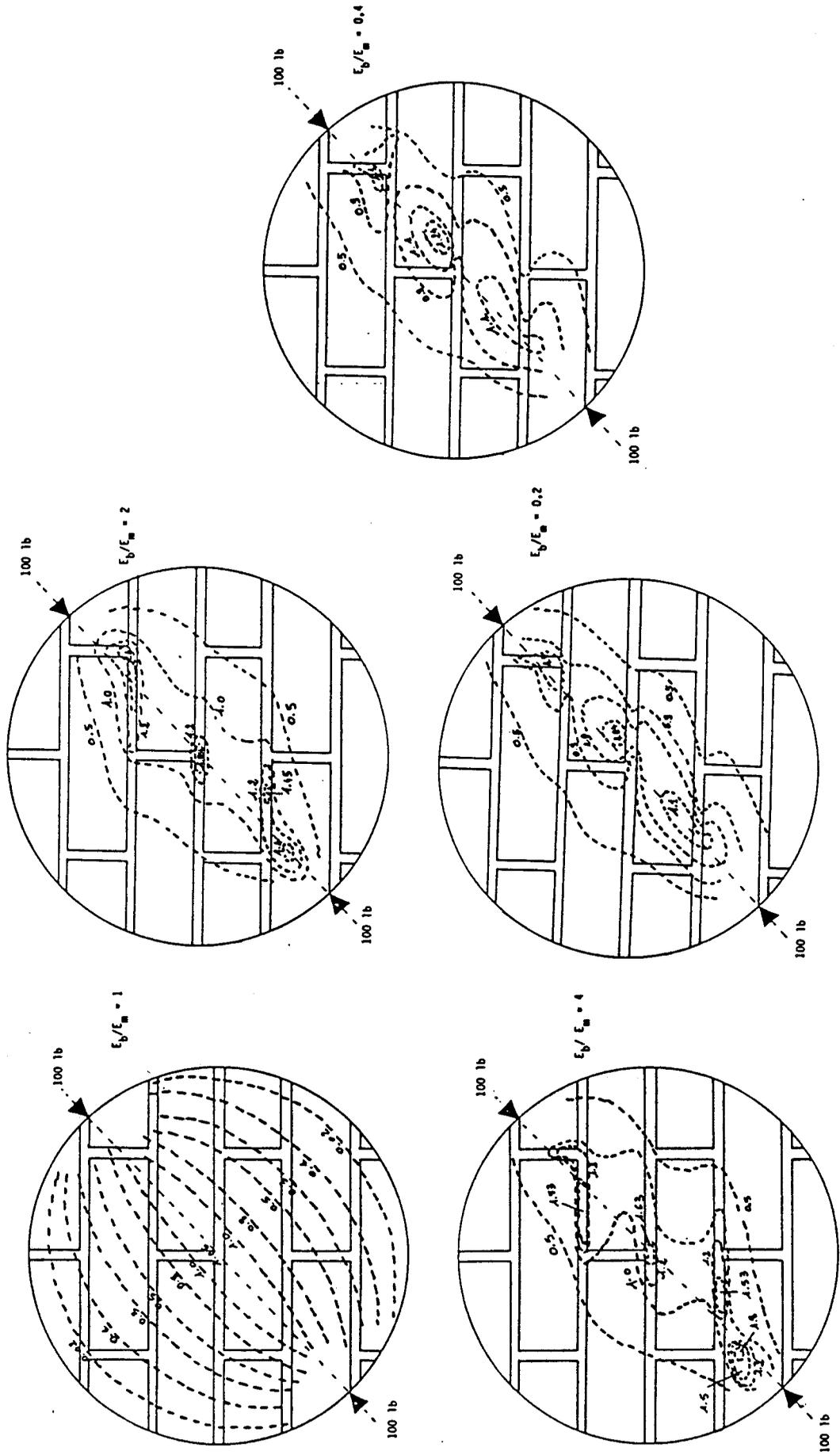


Figure 1.18 : Résultats des essais de type Brésilien pour différentes qualités de maçonnerie



### 1.3 - Conclusion :

La plupart des études effectuées prennent en compte un comportement élastique linéaire isotrope de la brique et du mortier. L'étude la plus intéressante à partir de sollicitation cinématique irrotationnelle est celle effectuée par PAGE [15], déduisant le comportement global de la maçonnerie à partir du comportement non linéaire du mortier et le comportement linéaire des briques seules. L'auteur a tout de même considéré que la brique a un comportement isotrope, ce qui est loin d'être toujours le cas, parce que, la plupart du temps, la brique a un comportement orthotrope.

La majorité des études sont mises en évidence par un comportement anisotrope de la maçonnerie donnant à l'orientation des joints un rôle important sur la définition des critères de rupture de la maçonnerie. Ceux-ci, pour qu'ils soient satisfaisants doivent tenir compte des modes de rupture observés.

A partir d'une structure élémentaire il nous semble que les études de Benjamin et William [1], pourraient être reprises en compte en étudiant le comportement contrainte-déformation sous des sollicitations dont le vecteur contrainte a une orientation particulière par rapport au joint.

Une simulation par éléments finis avec pris en compte d'un comportement non linéaire du joint du mortier et un comportement linéaire de la brique pourrait compléter les résultats expérimentaux.

L'étude de ROCHET [21] et d'autres comme celle de PAGE [16, 19, 24, 25] ont mis en évidence l'influence des joints de mortier (nature et épaisseur ainsi leurs orientations par rapport au chargement) sur le comportement mécanique de la maçonnerie. L'étude de ROCHET a signalé dans le cas d'une contrainte d'une part uniaxiale que la maçonnerie est plus résistante sans joints qu'avec un mauvais joint, d'autre part l'augmentation de l'épaisseur des joints semble diminuer la résistance en compression pour les mauvais joints. Dans le cas d'une contrainte biaxiale ( $\sigma_h/\sigma_v = 0$ ), la résistance est plus faible que celle lors d'une application d'une contrainte uniaxiale celle-ci augmente lorsque  $\sigma_h/\sigma_v$  croît de zéro à 1. Il est simplement dommage que les auteurs n'aient pas poursuivis leurs

investigations dans le cas où la contrainte horizontale est supérieure à celle verticale.

L'étude de PAGE a mise en évidence trois modes de rupture, dont deux où les rupture a lieu dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau. Ces deux modes dépendent de l'orientation du plan de joints par rapport à l'axe de chargement, le troisième a lieu dans un plan parallèle à la surface libre du panneau lors d'une sollicitation biaxiale. Ce mode de rupture est toujours le même, car l'orientation des joints n'a pas d'influence sur la rupture.

Les essais sous sollicitations rotationnelles servent habituellement à vérifier les modèles élaborés à partir d'essai sur des structures simples (couplet, triplet et etc...) ou des essais sur une structure de dimension naturelle ou sur une maquette.

En fin, les essais de types "Brésilien" ne sont pas adaptés à la maçonnerie mais permettent cependant d'avoir une idée sur la résistance de la maçonnerie en traction.

Nous illustrons sur les tableaux 1.4.a et 1.4.b, un résumé général de l'étude bibliographique.

Pour obtenir de meilleurs résultats, on devrait tenir compte de l'anisotropie de la maçonnerie déduite de sa structure et de celle de ces principaux constituants.



**TABLEAU 1.4 a**      **COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE EN BRIQUE**

Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
Benjamin et Williams [1] 1958	Etude expérimentale sur un couplet de briques avec différentes orientations de joints (0°, 45°, 60°, 90°, 105°, 120°)	Deux briques et un joint de mortier	Trois différents mortiers utilisés	Traction uniaxiale	La rupture survient au niveau du plan d'interface entre la brique et le mortier. Lorsque on atteint la résistance d'adhérence de traction et de cisaillement.
Stafford et Carter [28] 1971	Etude expérimentale et analyse par la méthode des éléments finis.	Un triplet de briques (trois briques entrecoupées par deux joints de mortier)	un mortier de ciment-sable	Parallèle et perpendiculaire au plan du joint.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- la rupture se produit dans le mortier par la traction.</li> <li>- un comportement élastique-linéaire a été supposé pour la brique et le mortier.</li> </ul>
PAGE[15] 1978	L'influence de l'orientation des plans de joints par rapport à l'axe de chargement dans un panneau de maçonnerie en briques pleines.	un panneau de dimension 500x240x54mm	un mortier de composition : 1 : ciment 1 : chaux 6 : sable.	Compression uniaxiale avec une orientation du joint (70°, 60°, 45°, 30°)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La rupture se produit par une traction dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau.</li> <li>- lorsque <math>\sigma_n / \tau</math> , grand, la rupture a lieu par traction</li> <li>- lorsque <math>\sigma_n / \tau</math> , petit, la rupture a lieu par cisaillement au niveau d'interface.</li> </ul>
		Couplet des deux briques et un joint de mortier.	//	Traction uniaxiale	- rupture au niveau de l'interface, brique-mortier.

Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
HENDRY [10] 1978	Etude théorique basée sur plusieurs études expérimentales sur la maçonnerie en briques pleines.	Application sur différents types de panneaux	un mortier de composition 1 : ciment 0,25 : chaux 3 : sable	Contrainte de compression et du cisaillement.	- la rupture intervient par fissuration diagonale à travers les briques et le mortier, lorsque la pré-compression est importante. Mais si la pré-compression est faible la rupture a lieu par un décollage des briques et du mortier horizontal et vertical. une relation est proposée pour déterminer la résistance au cisaillement: $\tau_f^2 = \tau_0^2 + 1,1 \tau_0 \sigma_c + 0,0053 \sigma_c^2$
PAGE [16] 1981	Etude expérimentale sur le comportement de la maçonnerie en variant l'orientation de joints du mortier (0°; 22,5°; 45°; 67,5°; 90°)	Panneau de dimension 360x360mm	Un mortier 1 : ciment 1 : chaux 6 : sable	Compression biaxiale avec le rapport $\sigma_2 / \sigma_1 =$  (0,5 ; 0,25 ; 0,1 ; 0)	- La rupture intervient pour une traction dans un plan parallèle à la surface libre lorsque $\sigma_1 / \sigma_2$ pas très grand, et l'orientation du joint n'a pas influence sur le mode de rupture. - Si $\sigma_1 / \sigma_2$ ou $\sigma_2 / \sigma_1$ très grand la rupture intervient comme au [3]
PAGE, HENDRY, SAMAEASINGHE [18] - 1980	Analyse par une méthode des éléments finis d'un panneau de la maçonnerie soumis à une précompression et une contrainte de cisaillement.	Panneau avec différents élanement H/L = 1,49 ; 1,78 ; 2,08	Un mortier 1 : ciment 0,25 : chaux 3 : sable	Précompression et une contrainte de cisaillement	La rupture a été constatée numériquement, au centre du panneau dans une zone (traction-compression), le critère de rupture est défini par $\sigma_1, \sigma_2, \theta$



Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
SAMARASINGHE, HENDRY et PAGE [19, 24] 1982	Etude expérimentale et analyse par la méthode des éléments finis, sur l'influence de l'orientation du joint de mortier.	Panneaux de maçonnerie 1°) 150x150x18 mm 2°) 230x240x18 mm	Un mortier 1 : ciment 0,25 : chaux 3 : sable	Contrainte biaxiale traction - compression	- l'étude par des éléments finis est basée sur un comportement élastique isotrope. - trois modes de rupture différents ont été observés. Rupture par traction dans les joints Rupture due à la cohésion (traction-cisaillement) lorsque $\theta > 45^\circ$ Rupture de compression de la maçonnerie
HENDRY [11] 1981	Analyse théorique basée sur un comportement élastique isotrope linéaire de maçonnerie.	bricks pleines superposées et entrecoupées par des joints de mortier		Contrainte de compression perpendiculaire au plan de joints.	- supposition d'une relation linéaire entre la résistance à la traction et à la compression de la brique. - un critère de rupture a été proposé.
ROCHET [21]	Etude expérimentale sur l'influence de la qualité et de la quantité de joint du mortier sur le comportement mécanique de la maçonnerie. Pour but de simuler le comportement de la roche.	Piliers de briques entrecoupés par des joints : 1°) 105x105x200mm 2°) 100x100x200mm et d'autre.	Quatre types de mortier 1°) 5% de ciment 72% sable 23% chaux 2°) 2% ciment 98% sable 3°) 100% sable 4°) joint sec.	Contrainte de compression biaxiale et uniaxiale.	a) la maçonnerie est plus résistante sans joint qu'avec un mauvais joint. b) la présence des joints verticaux diminue la résistance à la compression c) lors d'une contrainte biaxiale avec une contrainte de confinement nulle la résistance est plus faible que celle du cas uniaxial. Celle-ci augmente avec l'augmentation de la contrainte de confinement.
STAFFORD [27] 1970	Etude expérimentale sur des essais particuliers type Brésilien. A pour but de déterminer la résistance à la traction de la maçonnerie.	Echantillon circulaire de 381 mm dia. et 102 mm épaisseur.	cinq différents mortiers $E_b/E_m = 4; 2; 1; 0,8 \text{ à } 0,4$	Contrainte de compression type Brésilien	Ce type d'essai n'est pas adapté à la maçonnerie, mais permet d'avoir une idée sur la résistance à la traction de la maçonnerie.





Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
YOKET [30] 1976	Etude expérimentale sur le comportement de la maçonnerie sous des sollicitations rotationnelles	Panneau de section carrée		Contrainte de compression verticale et contrainte de compression diagonale	<ul style="list-style-type: none"><li>- Trois hypothèses ont supposées que la rupture a lieu par une traction.</li><li>- la quatrième hypothèse a définit que la rupture intervient par une séparation des joints à l'interface.</li></ul>
PAGE [17] 1980	Etude analytique pour déterminer la surface de rupture dans une région traction-traction, par un modèle d'éléments finis.			Contrainte biaxiale (traction-traction)	<ul style="list-style-type: none"><li>- le critère de rupture a été déterminé en trois dimensions <math>\sigma_1, \sigma_2, \theta</math></li><li>- la forme de la rupture dépend du rapport de la résistance à la cohésion du cisaillement à la traction.</li></ul>
DHANASEKAR, PAGE et KLEEMAN [2] 1985	Etude analytique pour développer le critère de rupture. Le problème de la maçonnerie est analysé pour la méthode des éléments finis.	panneau rectangulaire en briques pleines.	mortier : 1 : ciment 1 : chaux 6 : sable	Contrainte de traction uniaxiale et de compression-uniaxiale ainsi que contrainte biaxiale	<ul style="list-style-type: none"><li>- On constate que le mortier affaiblit la résistance du panneau en général.</li></ul>

**TABLEAU 1.4 b    COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE EN BLOCS DE BETON**

Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
A.A. HAMID et G. DRYSDALE [6] 1979	Etude expérimentale sur l'influence de type de joint du mortier et l'effet de remplissage des alvéoles par un liant, sur le comportement de la maçonnerie en bloc de béton	Un assemblage de quatre blocs sont adaptés pour donner un échantillon soumis à un cisaillement pur.	Deux types de mortier 1°) 1 : ciment 0,5 : chaux 4 : sable 2°) 1 : ciment 1,25 : chaux 6,75 : sable	Contrainte de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le critère de cisaillement <math>\tau = a + b_n</math> a été proposé avec a, b déterminés d'après les matériaux expérimentés.</li> <li>- Le remplissage des alvéoles augmente clairement la résistance au cisaillement à l'interface de la maçonnerie.</li> </ul>
A.A. HAMID et DRYSDALE [7] 1980	Etude expérimentale de la progression de la déformation et la résistance à la rupture de la maçonnerie en blocs de béton	Des piliers de blocs de béton sont séparés par des joints de mortier avec différentes orientations du joint.	mortier : 1 : ciment 0,5 : chaux 4 : sable	Contrainte de compression et de cisaillement.	<ul style="list-style-type: none"> <li>a) une rupture par cisaillement au niveau des joints horizontaux ou verticaux</li> <li>b) une rupture par traction dans les matériaux composants.</li> <li>c) l'orientation du plan du joint par rapport à la contrainte a une grande influence sur la résistance à la rupture ainsi que sur le comportement de la maçonnerie au cours du chargement.</li> </ul>
A.A. HAMID et R.G. DRYSDALE 1981 [8]	Etude théorique du comportement de la maçonnerie en blocs de béton			Contrainte de compression biaxiale	<p>un critère de rupture a été proposé en tenant compte de l'anisotropie de la maçonnerie. La rupture intervient par un cisaillement au niveau du joint horizontal ou du joint vertical.</p> <p>La rupture peut avoir lieu par une traction des matériaux.</p>





Référence	Type d'étude	Type d'échantillon	Type de joints	Type de chargement (contraintes)	Résultats et observations
HEGEMIER, NUNN, et Arya [9] 1978	Etude expérimentale pour déterminer le com- portement de la maçonnerie en blocs de béton.	Des panneaux de section carrés (64x64)in - triplets et couplets des unités des blocs entre- coupés par des joints de mortier.	Un mortier	Contrainte biaxiale Contrainte diago- nale(de compression) - contrainte de ci saillement sur les couplets et les triplets.	A partir de test biaxiaux on déduit que la résistance à la traction de la maçonnerie diminue avec la contrainte de compression. Les essais uniaxiaux ont pour but de modifier la loi de macrofissuration compte tenu de l'anisotropie du matériau.

## DEUXIEME PARTIE

## CHAPITRE 1

### APPAREILLAGE D'ESSAI

#### INTRODUCTION :

Suite au tremblement de terre d'EL-ASNAM, il s'est avéré nécessaire de tenir compte (dans les règlements de construction) des remplissages en maçonnerie de briques.

Dans le cadre d'une étude financée par le Plan construction, l'E.N.T.P.E. a entrepris l'étude du comportement de la maçonnerie en briques. A cet effet, une presse biaxiale [20] , [26] a été construite afin de tester des panneaux de maçonnerie d'environ 1 m<sup>2</sup> sous contraintes planes.

Pour une étude complémentaire sur la maçonnerie en briques, une presse de petite dimension a été réalisée parallèlement à la presse biaxiale au laboratoire de géomatériaux de l'E.N.T.P.E. Cette presse teste des murets de la maçonnerie de manière à donner une orientation particulière du plan du joint par rapport à l'axe de chargement.

Le but de ce travail est d'étudier l'influence de la qualité ainsi que la quantité des joints du mortier dans la maçonnerie, sur le comportement mécanique de celle-ci.

### II.1.1 - Presse biaxiale :

Cette presse permet d'appliquer une contrainte biaxiale sur un panneau de maçonnerie de  $110 \times 80 \times 10$  cm. Le chargement des panneaux peut s'effectuer suivant deux directions (figure II.1.1).

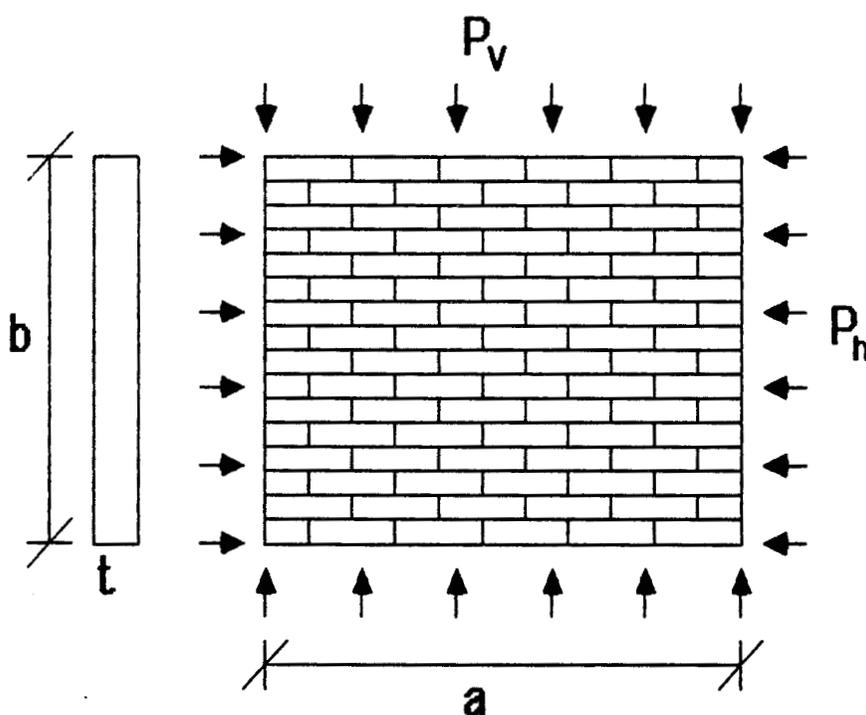


Figure II.1.1: Chargement du panneau



L'état de contrainte qui s'exerce sur les échantillons est le suivant :

$$\sigma_v = P_v / (a \times t) \quad \text{Contrainte verticale}$$

$$\sigma_h = P_h / (b \times t) \quad \text{Contrainte horizontale}$$

d'où  $t$  est l'épaisseur du panneau.

### II.1.1.A - Le mode de fonctionnement :

La presse est constituée d'un cadre d'acier suspendu à un portique (les murs étant placés dans les mêmes conditions de gravitation que dans la réalité).

Le cadre est composé de quatre poutrelles. Le principe du fonctionnement de cette presse est le suivant :

- partie immobile du cadre : la poutrelle (2) est fixée au portique support, la poutrelle (3) est fixée à la poutrelle (2) par une rotule qui permet un mouvement de rotation simple au tour de son axe dans le plan (x-y).

- La partie mobile du cadre est constituée de l'ensemble des poutrelles (1,4) qui sont reliées par une articulation. L'axe de cette articulation et celui de la partie immobile coïncident avec les coins du panneau testé, ce qui assure une symétrie et une application du chargement de façon homogène. Sur cette partie mobile les vérins horizontaux et verticaux ont été fixés.

- La poutrelle (3) est fixée verticalement au portique support à l'aide d'une poutrelle horizontale.

- La création des efforts dans la presse se réalise grâce à deux ensembles de poussée : un vertical et un horizontal. La figure II.1.2 et la photographie (II.1.1), donnent une vue d'ensemble de la presse.

- chacun de ces ensembles de poussée est composé de deux (1/2) ensembles ayant chacun un vérin de capacité de 500 KN. Les efforts sont transmis par des doubles barres de transmission et des articulations. La figure II.1.3 montre le principe de fonctionnement de l'ensemble de poussée.

- les dimensions des poutres et des plaques utilisées sont choisies pour assurer une meilleure distribution des forces sur le panneau par l'ensemble de poussée.

- l'existence des articulations entre les doubles barres de transmission et les poutres, assure une application du chargement dans un axe sans aucune excentricité.

- tous les éléments de fixation sont à haute résistance, ce qui permet d'atteindre le maximum de chargement possible et de résister à l'effet de choc, surtout dans le cas de rupture.

- la particularité de cette machine est que chaque ensemble de poussées transmet les efforts intérieurement, c'est-à-dire que la structure porteuse ne transmet pas au sol les chargements appliqués.

- le portique est construit avec des profils métalliques IPN 180. Le rôle de ce portique est de fixer la machine par sa poutrelle (2) et de transmettre son poids mort au sol.

Les figures( Annexe A ) montrent le détail de l'ensemble de poussées et le portique.

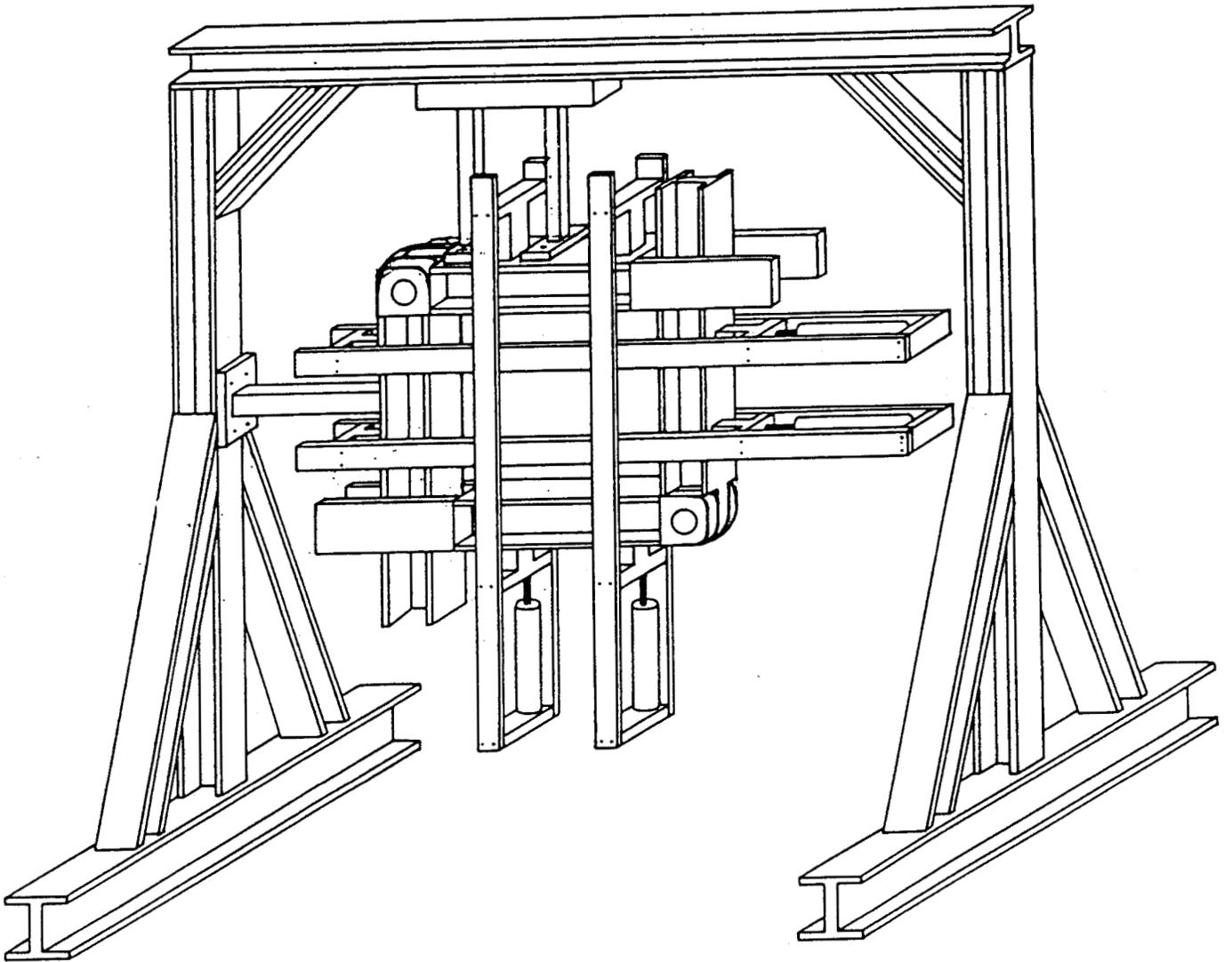


Figure II.1.2 : Vue de l'ensemble de la presse



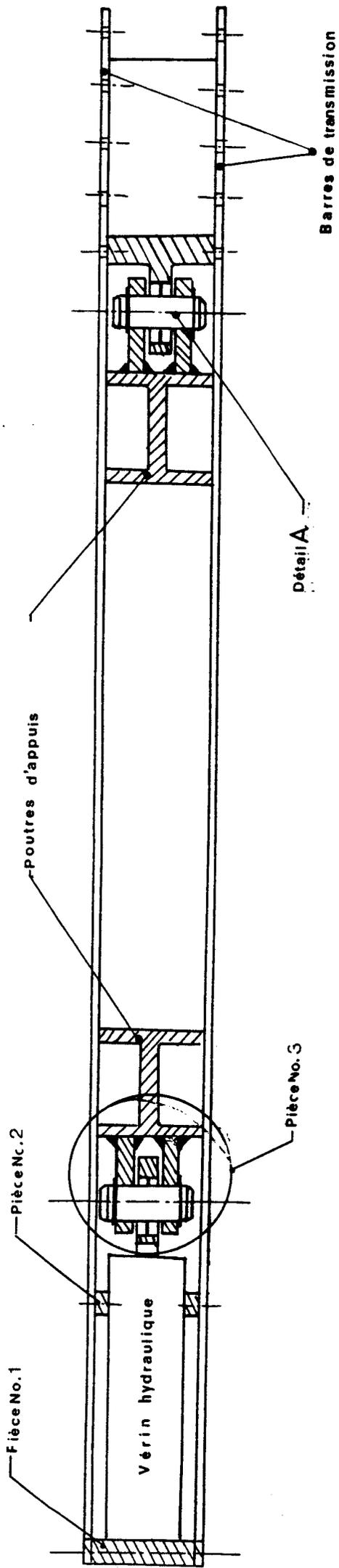


Figure II.1.3: Principe d'un 1/2 ensemble de poussée

### II.1.1.B - Dispositif de mesure des forces :

Dans cette presse, la contrainte est créée par la poussée des vérins hydrauliques. La valeur limite de pression est de 70 MPa correspondant à une force maximale à la compression de 500 KN, soit 1000 KN dans chaque ensemble de poussée.

Chaque ensemble est alimenté par une pompe hydraulique de 70 MPa ayant un réservoir de huit litres d'huile. Cette pompe a un moteur électrique de 380 volts. Son débit constant est de 0,6 litres d'huile par minute. Elle est munie d'un distributeur avec trois positions (compression-neutre-traction). Ces trois positions ont pour but de choisir le mode de fonctionnement du vérin. Le modèle (VM-4) est équipé d'un étage de blocage (lorsque la pression doit être maintenue, en particulier lors du passage du levier de commande à la position maintien). A la sortie de la pompe, un régulateur de pression a été installé. Ce régulateur manuel fixe la pression dans le système à l'aide d'un ressort qui régularise la quantité d'huile dans l'ensemble entre 0 et 70 MPa. Ce régulateur de pression est équipé d'un système de refroidissement constitué d'un tuyau de cuivre immergé dans une circulation d'eau.

Un manomètre de précision 2 % est utilisé pour surveiller le chargement appliqué au cours de l'essai. Ensuite nous avons installé un robinet uni-directionnel de 70 MPa pour empêcher la chute de pression due au retour de l'huile du vérin à la pompe ainsi que pour fixer la quantité d'huile passée.

Les tuyaux flexibles sont de haute résistance avec raccords à billes qui gardent toute la partie du système fermée en cas de réparation ou de changement.

La mesure de pression a été faite à l'aide de capteurs de pression, pour déterminer la charge appliquée par les vérins.

Ces capteurs ont les caractéristiques suivantes :

- l'étendue de mesure (E.M.) est de 70 MPa.
- la précision est de 15 % de E.M.
- les capteurs sont fabriqués en acier inoxydable.
- la température d'utilisation varie entre - 20°C et + 120°C.
- La surcharge admissible est de deux fois l'E.M.

Les détails des points de liaison entre la pompe et les deux vérins d'un ensemble sont schématisés sur la figure II.1.4.

#### II.1.1.C - Dispositif de mesure de déplacement :

Toutes les mesures de déplacement ont été effectuées à l'aide de potentiomètres rotatifs de précision. Des tiges ont été installées sur les deux faces du panneau près d'une extrémité de celui-ci.

Ces tiges ont été attachées à des fils métalliques (corde à piano) qui sont enroulés autour d'une poulie ayant un diamètre de gorge de 10mm. La poulie est fixée à un potentiomètre rotatif. Un contrepoids a été attaché à l'autre extrémité de la corde à piano pour que celle-ci soit tendue. Chaque potentiomètre a une résistance de 100 Ohm/tour, avec une tolérance de + ou -5 %.

Le potentiomètre est fixé sur une plaquette métallique qui est à son tour collée au mur de la maçonnerie. Lorsque le panneau se déforme sous les chargements imposés, cela entraîne une rotation de la poulie et, donc, une variation de résistance mesurée du potentiomètre.

En utilisant le coefficient d'étalonnage propre de chaque potentiomètre, on obtient le déplacement effectué.

La figure II.1.5 montre les points de mesure de déplacement sur le panneau et les détails du système de mesure de déplacement.

La résistance de sortie est mesurée par une centrale de mesure pilotée par un micro-ordinateur (HP-85), à l'aide d'un programme informatique, qui permet d'enregistrer et de calculer toutes les données d'un essai ( voir la photographie II.1.2).

L'organigramme ( figure II.1.6 ) explique le cheminement de toutes les mesures de force et de déplacement du panneau durant l'essai et le traitement des résultats .

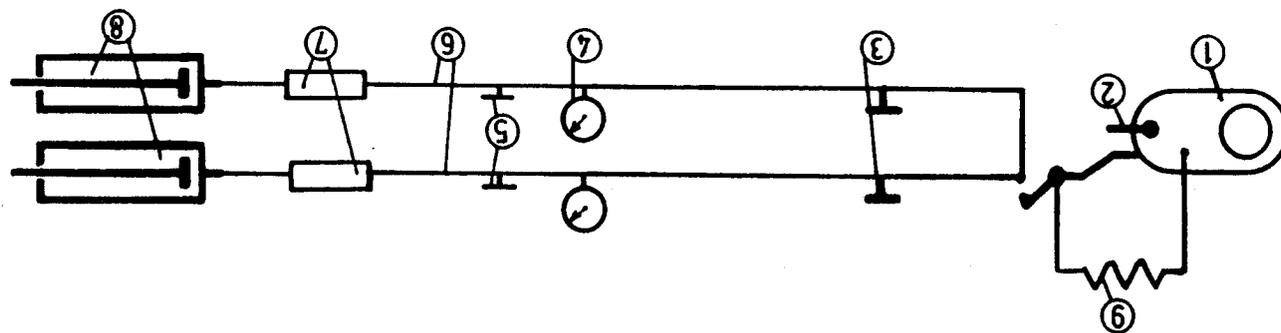


Figure II.1.4 : Schéma des points de liaison pompe-verins

1) Pompe hydraulique 70 MPa

4) Manomètre

7) Capteur de pression

2) Distributeur à trois positions

5) Robinet uni-directionnel

8) Verin hydraulique à 50 tonnes

3) Régulateur de pression

6) Tuyau flexible

9) Système de refroidissement

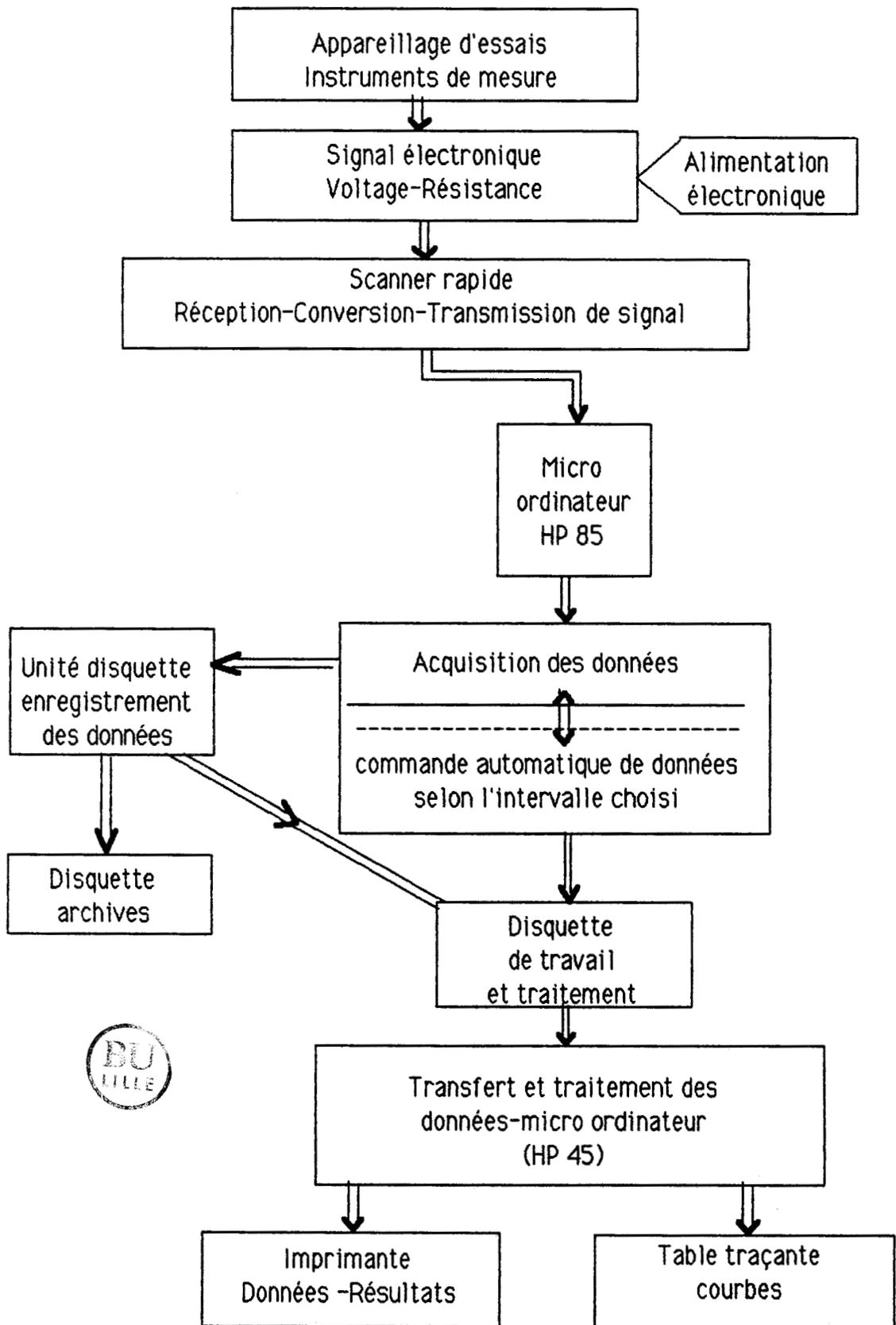


Figure II.1.6 : Organigramme du traitement de données

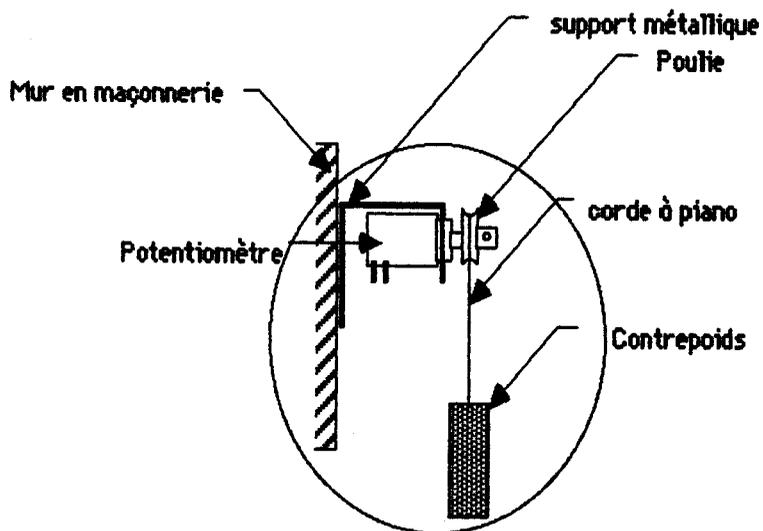
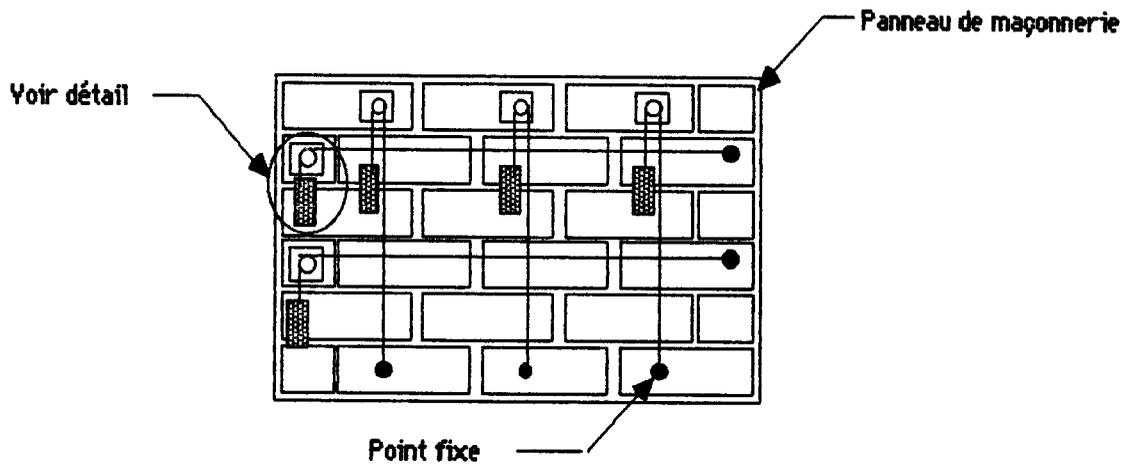
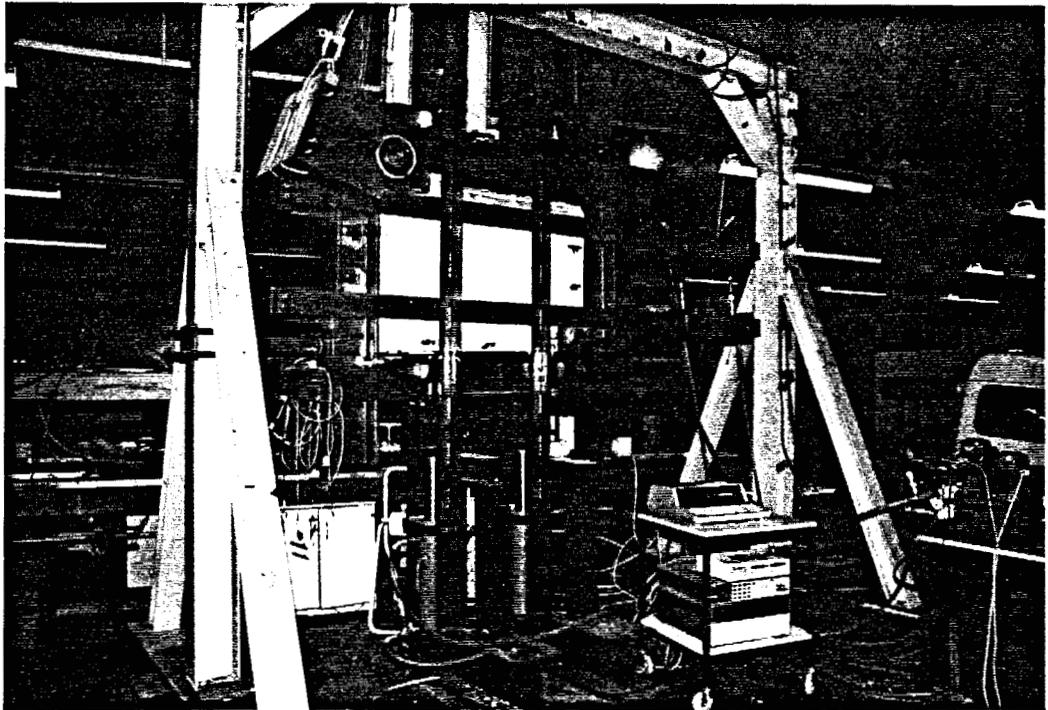
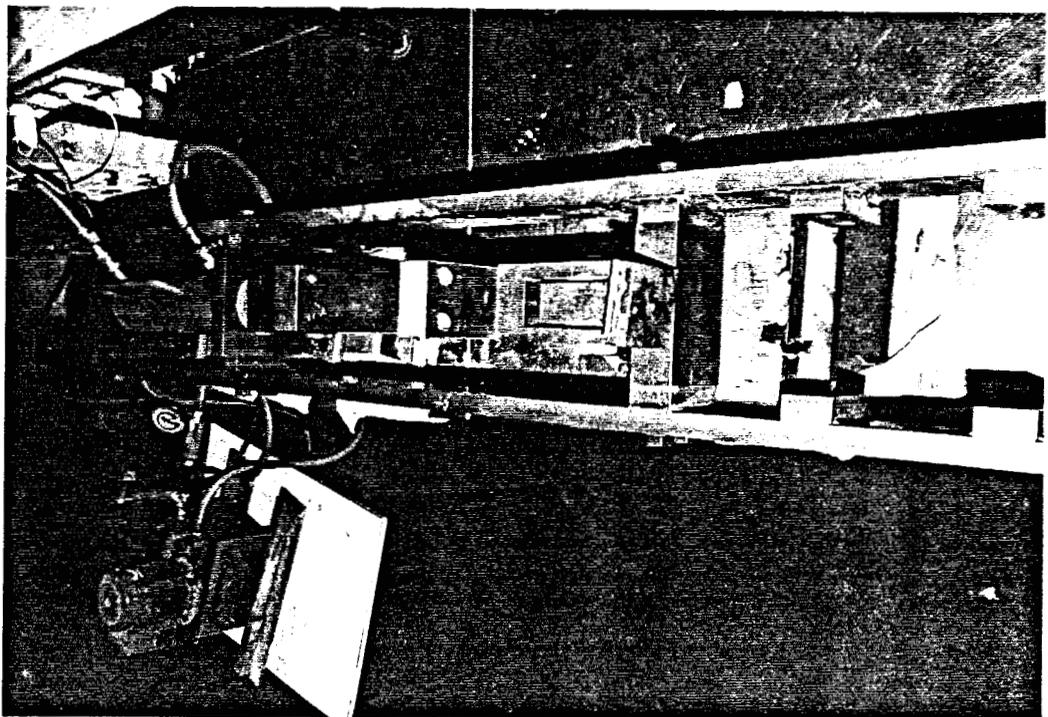


Figure II.1.5 : Principe de mesure de déplacement





Photographie II.1.1: Vue de la presse biaxiale



Photographie II.1.3 : Vue de la presse uniaxiale

BU  
LILLE



Photographie II.1.2 : Système d'acquisition des données

### II.1.2 - Presse uniaxiale :

Cette presse permet de tester les murets de maçonnerie d'une largeur de 400 mm et d'une épaisseur de 100 sous des chargements de compression et de traction grâce à son vérin à double effets et à des plaques de traction. La longueur de l'échantillon se trouvant le long de l'axe du vérin est limitée entre 10 et 70 cm. L'épaisseur de l'éprouvette est de 10 cm maximum.

Les dimensions de l'échantillon sont choisies de manière à avoir une valeur d'éclatement proche de celle du grand panneau. Les échantillons sont fabriqués de telle sorte que l'orientation du plan de joint du mortier par rapport à l'axe du chargement varie de zéro à 90°. Ceci a pour but d'étudier le comportement de la maçonnerie lorsque les directions principales de contrainte ne coïncident pas avec les axes d'orthotropie du matériau maçonnerie.

L'état de contrainte s'exerçant sur une brique ou sur un joint de mortier est calculé en utilisant le cercle de Mohr. Ainsi, on considère que la contrainte principale horizontale seule est supérieure à zéro, (voir figure II.1.7).

Dans cette presse les efforts sont transmis intérieurement par les deux barres de transmission. L'existence d'articulations entre les doubles barres et les plaques d'appuis assure une meilleure distribution du chargement sans aucune excentricité.

La figure ( II.1.8 ) et la photographie (II.1.3 ) montrent l'ensemble de cette presse.

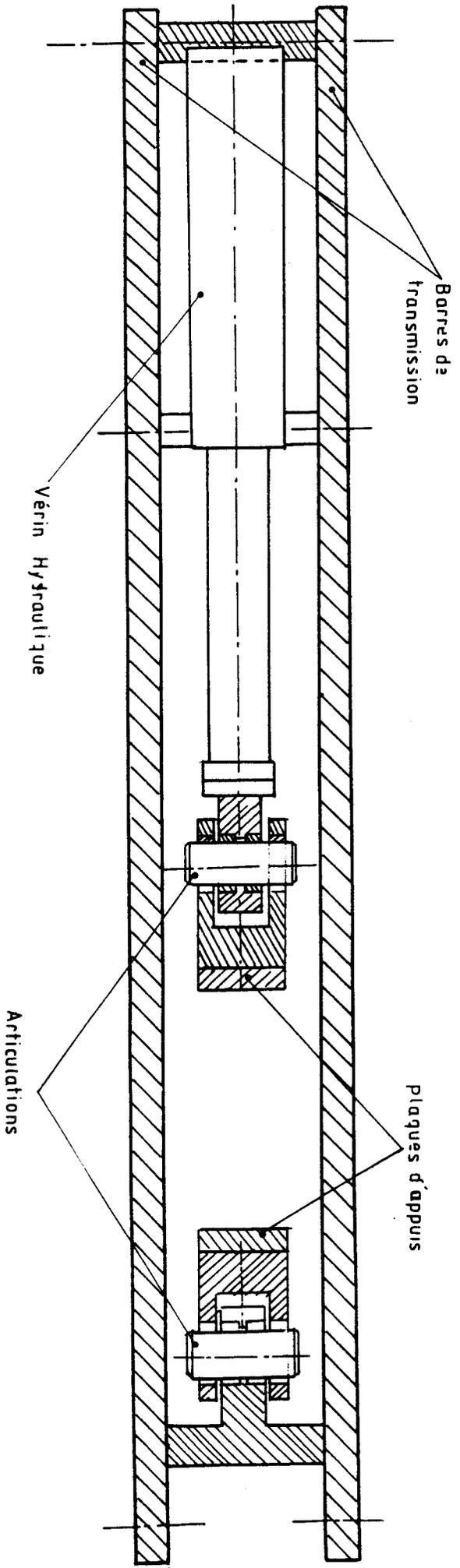


Figure 11.1.8 : Vue d'ensemble de la presse uniaxiale



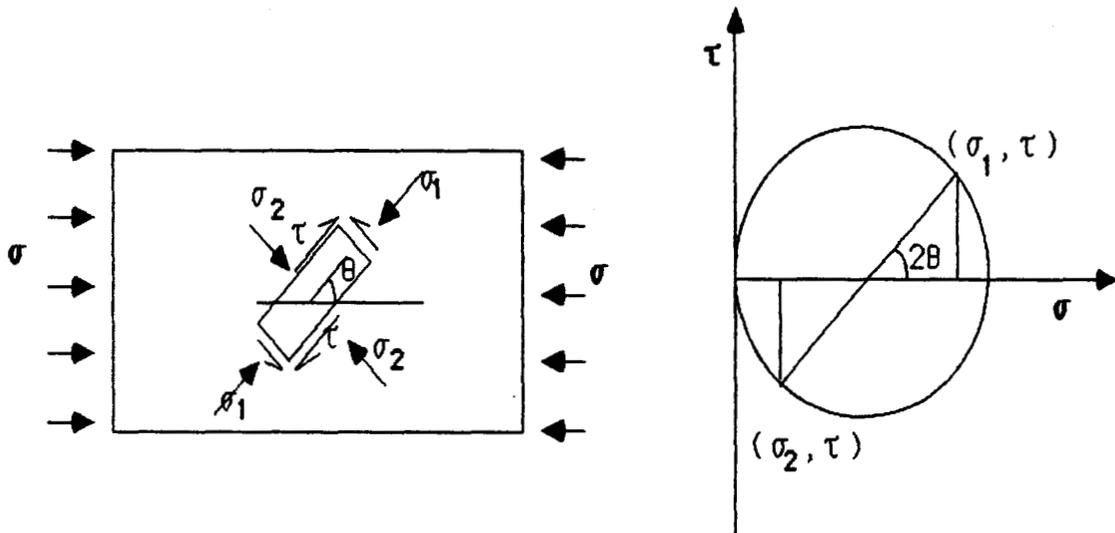


Figure II.1.7 : L'état de contrainte sur l'unité dans un panneau de la maçonnerie.

#### II.1.2.1 - Dispositif de mesure de force et de déplacement :

Dans cette presse Le chargement est imposé d'un vérin à double effet et une pompe hydraulique. Cet ensemble atteint 70 MPa ce qui donne 500 MPa à la compression et 154 kN à la traction. La mesure des pressions est effectuée à l'aide d'un capteur de pression (PI 103-700 bars).

L'installation des points de liaison entre le vérin et la pompe est schématisée sur la figure II.1.9.

Toutes les mesures de déplacement ont été effectuées de la même façon que dans la presse biaxiale (Paragraphe II.1.1.C).

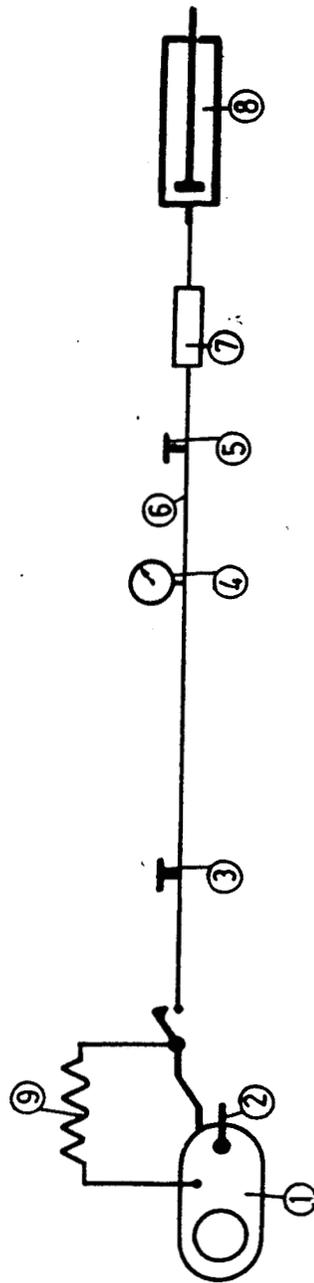


Figure 11.1.9 : Schéma des points de liaison pompe-verins

- |                                   |                             |                                  |
|-----------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| 1) Pompe hydraulique 70 MPa       | 4) Manomètre                | 7) Capteur de pression           |
| 2) Distributeur à trois positions | 5) Robinet uni-directionnel | 8) Verin hydraulique à 50 tonnes |
| 3) Régulateur de pression         | 6) Tuyau flexible           | 9) Système de refroidissement    |



## CHAPITRE 2

### MATERIAUX COMPOSANTS DE LA MAÇONNERIE

#### FABRICATION DES ECHANTILLONS

Les panneaux de maçonnerie sont confectionnés à partir de briques creuses de petits format achetées sur le marché et assemblées par un mortier de ciment.

Il nous a semblé très important d'étudier les propriétés des matériaux constituant la maçonnerie, en particulier les caractéristiques mécaniques. Celles-ci peuvent avoir une grande influence sur le comportement mécanique de la maçonnerie.

### 11.2.1 - Les briques :

Les briques employées sont des briques creuses formées d'une pâte argileuse, homogène, cuite. Elles sont fabriquées par façonnage (coup-fil), séchage, cuisson.

#### 11.2.1A Caractéristique physique :

Ces briques ont une forme parallélépipédique. Ses dimensions théoriques sont 200 × 100 × 40 mm. Chaque brique est formée de trois alvéoles de section carrée de 20 mm d'arête. L'épaisseur moyenne des parois est de 10 mm. Les faces de la brique sont plus ou moins lisses, ce qui donne une adhérence ordinaire avec le mortier (figure 11.2.1).

Les caractéristiques physiques de la brique ont été déterminées d'après les recommandations de la norme française NF-P13-301 [ 13 ]. Sur une vingtaine de tests, les valeurs moyennes des caractéristiques géométriques et de la capacité d'absorption d'eau sont données dans le tableau 11.2.1.

Le coefficient d'absorption d'eau C est déterminé par la relation suivante :

$$C = \frac{100 \times M}{S \times \sqrt{t}}$$

où :

S : surface immergée en Cm<sup>2</sup>.

t : temps écoulé depuis le début de l'immersion.

M : masse d'eau absorbée en gramme.

La valeur C est déterminée en temps (t) égale à 10 minutes.

Caractéristiques physiques	Valeur moyenne	Coefficient de variation	Coefficient admissible
Longueur (cm)	19,22	0,57 %	3 %
Largeur (cm)	10,80	1,41 %	3 %
Hauteur (cm)	3,977	0,75 %	3 %
Section pleine (cm <sup>2</sup> )	193,73	1,1 %	-
Section brute (cm <sup>2</sup> )	40,088	1,0 %	-
Section nette (cm <sup>2</sup> )	27,937	1,0 %	-
Section nette/brute	0,6969	-	-
Coefficient d'absorption d'eau C	13,8 %	0,11 %	0,2 %

Tableau II.2.1 Caractéristiques physiques des briques utilisées.

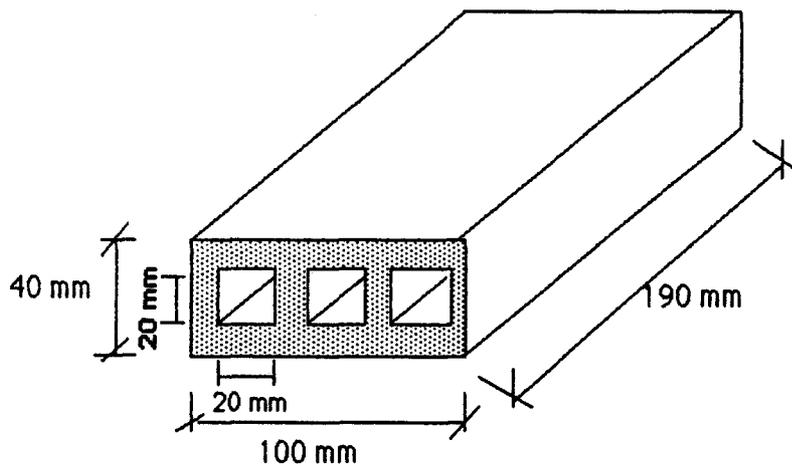


Figure II.2.1: Géométrie de la brique.

### II.2.1.B - Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques de la brique ont été déterminées en réalisant différents tests sur des unités de briques. Ces briques ont été choisies au hasard pour avoir une moyenne de réponses sur toutes les briques utilisées.

#### Essais de compression :

Des essais de compression uniaxiale simple ont été effectués suivant les directions parallèles et perpendiculaires aux alvéoles. Ces briques ont été surfacées par un appareil de surfacage. Celui-ci est équipé d'une tête tournante en diamant et d'une circulation d'eau qui humidifie la surface de contact entre la tête tournante et le corps à surfacer. Cet appareil permet d'avoir une surface de la brique bien lisse et sensiblement horizontale.

Les essais de compression ont été effectués sur une presse hydraulique (type Losenhausen) de charge statique maximum 200 KN. Le plateau de compression supérieur est fixé sur une tête sphérique qui assure une meilleure mise en place de l'échantillon. Le plateau de compression inférieur est vissé sur la tête du vérin. Une vitesse de déplacement imposée de 0,02 mm/sec a été fixée. C'est la vitesse minimum de la presse.

Au cours des essais, la déformation a été mesurée dans les deux directions parallèle et perpendiculaire au chargement par des jauges de déformation de précision, pour pouvoir calculer les coefficients de Poisson et le module élastique de la brique, voir figure II.2.2

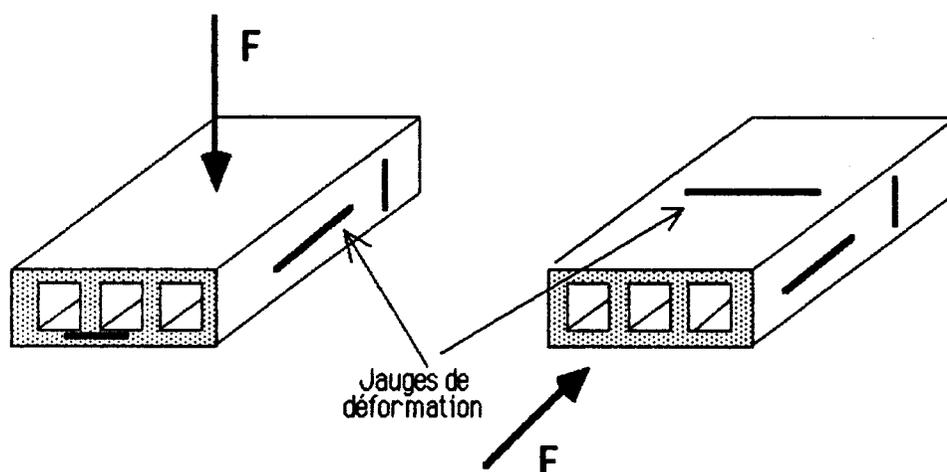


figure 11.2.2 : Mesure de la déformation sur l'unité de brique

Les courbes type force-déplacement axial sont présentées sur la figure 11.2.3 a,b. Celles-ci représentent les deux tests de compression simple lors d'une contrainte parallèle et perpendiculaire aux alvéoles.

Des essais de compression cycliques (charge-décharge) ont été effectués afin d'évaluer la réversibilité du comportement mécanique des briques. Celle-ci est assez bonne pour qu'on puisse considérer que la brique a un comportement élastique linéaire.

On remarque sur les courbes, figure 11.2.3., la quasi-linéarité du comportement de la brique ainsi que sa fragilité à la rupture. Les deux courbes sur la figures 11.2.3. montrent la divergence des résistances à la rupture et des modules élastiques entre les deux types d'essais .

— > Des essais de traction uniaxiale ont été réalisés sur l'unité de brique par une presse uniaxiale. Cette presse permet de fixer les deux extrémités de la brique et les deux plaques d'appui à l'aide d'une colle à haute résistance (FREYSSI 201 A, B). Les deux plaques d'appui sont reliées avec la presse par des rotules qui permettent d'éliminer l'excentricité. Le principe de cet essai est schématisé sur la figure 11. 2.4. Son but est de déterminer la résistance à la traction de la brique. Cette résistance a été déterminée dans les deux sens : parallèle et perpendiculaire aux alvéoles.

Le but de la réalisation des essais de compression et de traction, est de déterminer le comportement mécanique complet de la brique utilisée et de décrire un critère expérimental de rupture de celle-ci. Les valeurs obtenues et ce critère permettent d'interpréter les essais expérimentaux sur la maçonnerie, en faisant intervenir les caractéristiques mécaniques de la brique dans l'analyse d'un panneau de la maçonnerie.

Ce critère expérimental de rupture de la brique est schématisé sur la figure II. 2.5

L'ensemble des valeurs moyennes des résultats obtenus à partir des essais expliqués ci-avant est illustré sur les tableaux (II.2.2, II.2.3).

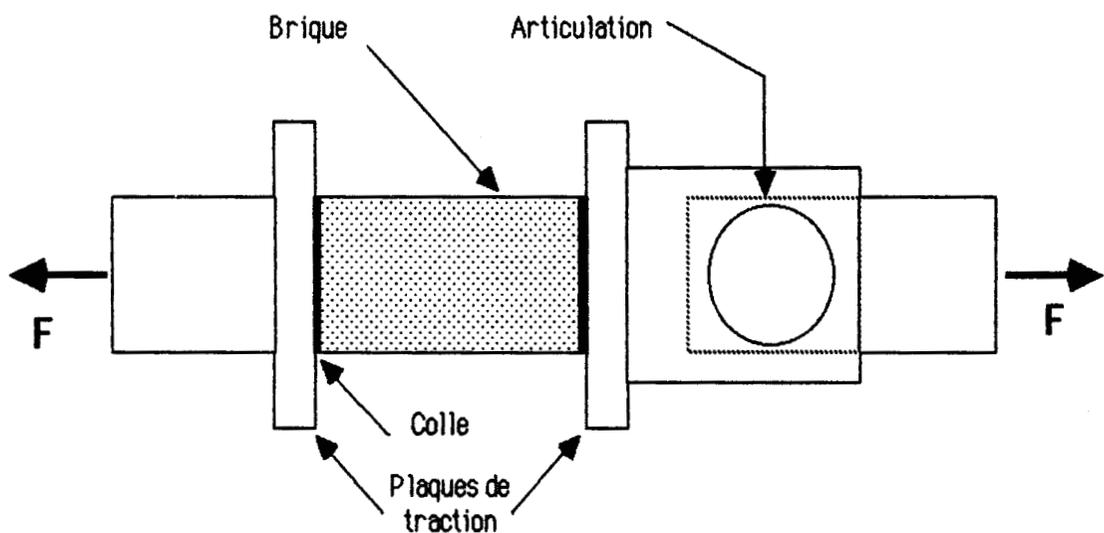
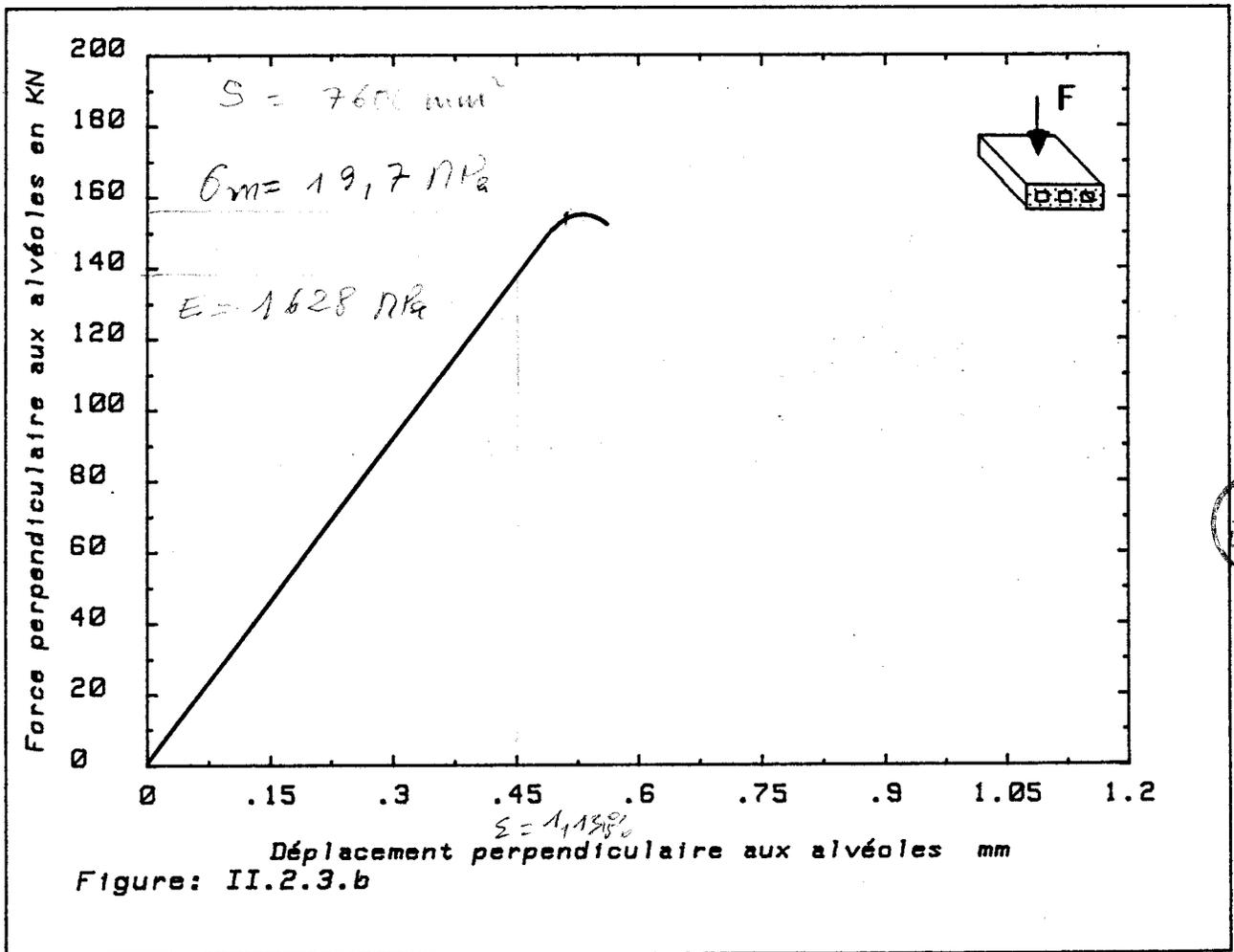
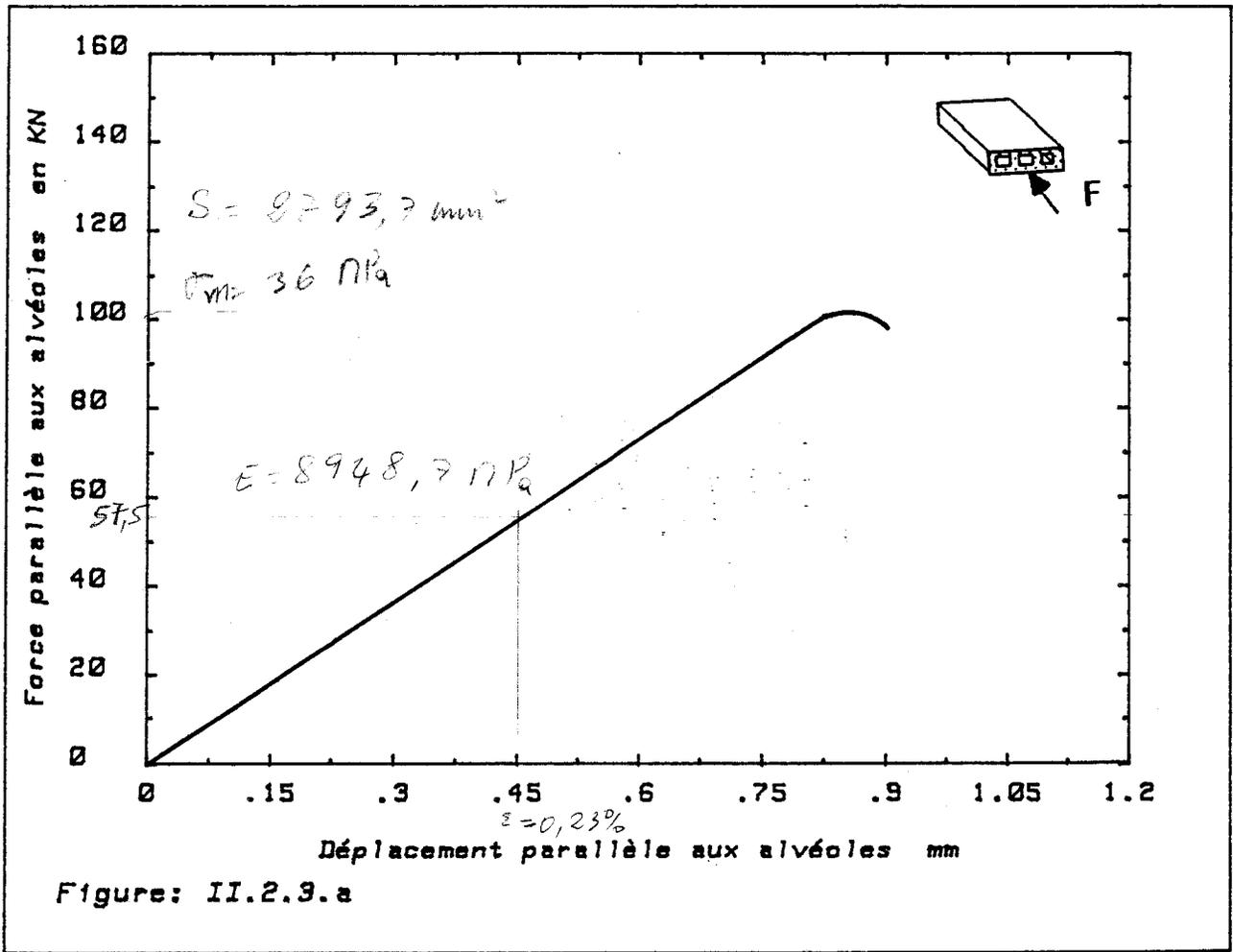


Figure II. 2.4 :Essai de traction sur une brique.





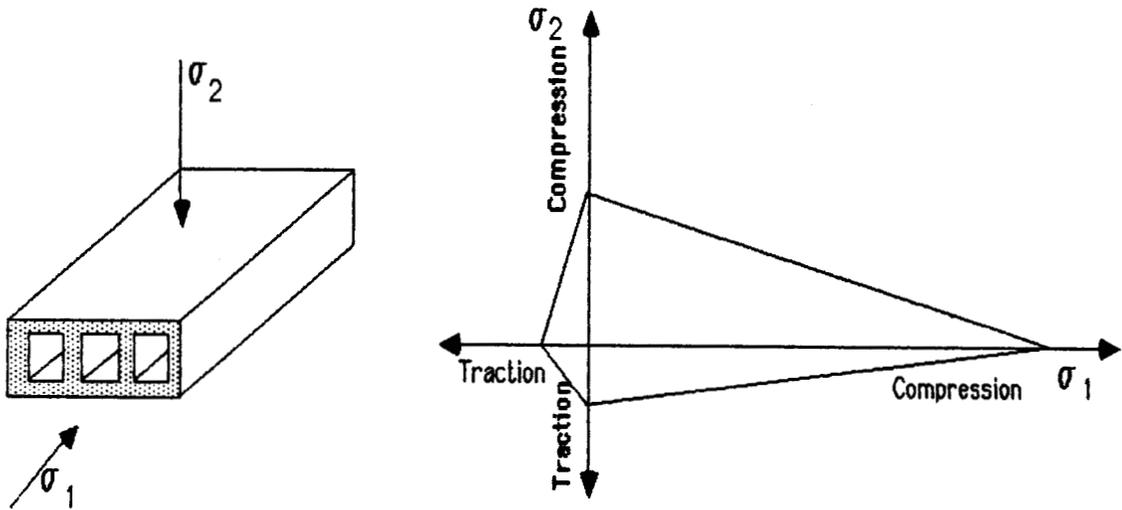


Figure II. 2.5 : Critère expérimental de rupture d'une brique

Caractéristiques mécaniques	Valeur moyenne	
Contrainte de compression à la rupture $\sigma_{c11}$ (MPa)	37,8	
Module pseudo élastique $E_{b11}$ (MPa)	7220	
Coefficient de poisson $\nu_{21}$	0,01	
Coefficient de poisson $\nu_{31}$	0,01	
Contrainte de traction à la rupture $\sigma_{t11}$ (MPa)	3,527	

Tableau II.2.2 : Résultats des essais sur la brique avec un chargement parallèle aux alvéoles

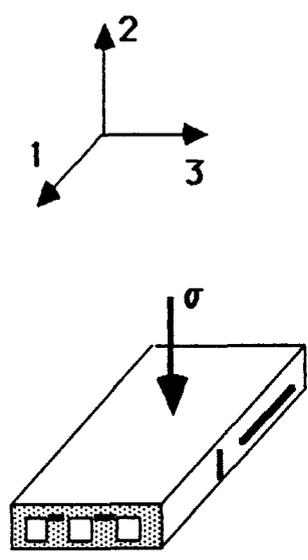
Caractéristiques mécaniques	Valeur moyenne	
Contrainte de compression à la rupture $\sigma_{c22}$ (MPa)	8,847	
Module pseudo élastique $E_{b22}$ (MPa)	405	
Coefficient de poisson $\nu_{12}$	0,14	
Coefficient de poisson $\nu_{32}$	0,08	

Tableau II.2.3 : Résultats des essais sur la brique avec un chargement perpendiculaire aux alvéoles



### II.2.2 - Le mortier :

Pour étudier le comportement mécanique de maçonnerie, nous avons trouvé la nécessité d'étudier les caractéristiques mécaniques du mortier utilisé pour les joints. Ce mortier est composé de ciment et de sable avec une quantité d'eau qui le rend ouvrable.

### 11.2.2.A - Mortier à qualité fixe :

Un seul type de mortier a été utilisé pour tous les essais à différents chemins de chargement et les essais à orientation variée du plan de joints par rapport au chargement. Ce mortier à qualité fixe a les proportions suivantes en poids :

ciment : 1  
sable : 3,5  
eau : 60 % du ciment

Ces proportions ont été déterminées d'après plusieurs essais où l'on fait varier un élément de la composition en gardant les autres constants, jusqu'à ce qu'on obtienne un mortier suffisamment ouvrable pour sa mise en place.

Nous utilisons le ciment conseillé pour la construction de murs de maçonnerie en briques, c'est-à-dire un ciment portland "CPJ45R". Ce ciment a les caractéristiques suivantes :

a) une grande résistance dans un temps limité. Elle atteint 12 MPa en 48 heures.

b) le début de la prise est supérieur ou égal à une heure et 30 minutes à une température de 20°C.

c) le retrait est inférieur à 1000 microns/m à 28 jours.

Le sable utilisé est, quant à lui, séché et tamisé pour que ces grains aient une dimension comprise entre 0,1 mm et 5 mm. La dimension maximale de ces grains a été calculée en fonction de la distance la plus petite (a) entre deux briques dans la maçonnerie confectionnée. Dans ce cas particulier, a = 9 mm, l'épaisseur de la brique b = 40 mm.

$$D_{\max} = \frac{a \times b}{2(a + b)}$$

$$D_{\max} = 5,143 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \quad \text{la dimension utilisée}$$

Ce sable est, d'après sa granulométrie, conforme à la recommandation de la Norme Française NF-P18-301 [ 14 ]. Il permet d'avoir un mortier suffisamment ouvrable. La courbe de granulométrie de ce sable se trouve dans le fuseau granulométrique prévu pour un sable utilisé dans un mortier. Sur la figure II. 2.6 la courbe et le fuseau granulométrique de ce sable sont présentés.

Le comportement mécanique du mortier utilisé dans cette expérience a été déterminé après avoir réalisé des essais sur des échantillons cylindriques, cubiques et parallélépipédiques;

Tous les échantillons ont été testés après 28 jours de séchage. Ils ont été arrosés à l'eau pour diminuer au maximum la fissuration et le changement de volume dû au retrait. Cette condition a été respectée également lors du séchage du panneau.

Des essais de compression simple ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques de  $160 \times 320$  mm, pour déterminer la résistance du mortier à la rupture et son module élastique. Ces échantillons ont été fabriqués à partir de mélange du mortier pendant la construction d'un panneau. Les valeurs moyennes des résultats sont déterminées à partir de vingt cinq éprouvettes. Sur la figure II. 2.7 est présentée une courbe type force-déplacement axial d'une éprouvette cylindrique.

Des essais de compression simple sur des échantillons  $15 \times 25 \times 50$  mm ont été aussi réalisés. Ceci permet de comparer les résultats obtenus avec ceux donnés par les essais sur le cylindre de  $160 \times 320$  mm, et d'observer l'influence des dimensions sur les valeurs de rupture et le module élastique. Cinquante échantillons ont été mis en oeuvre pour avoir une valeur moyenne précise.

Des tests de compression uniaxiale ont été réalisés sur des éprouvettes cubiques de 100 mm d'arête en utilisant des jauges de déformation, afin d'obtenir le coefficient de Poisson, la contrainte à la rupture et le module élastique du mortier. Ces essais ont été réalisés sur une presse ayant des appuis antifrettage. Celle-ci a été conçue spécialement pour des cubes de béton et de mortier [ 29 ].

Nous illustrons dans le tableau II.2.4 des moyennes de résultats obtenus sur les tests que nous avons présentés ci-dessus.

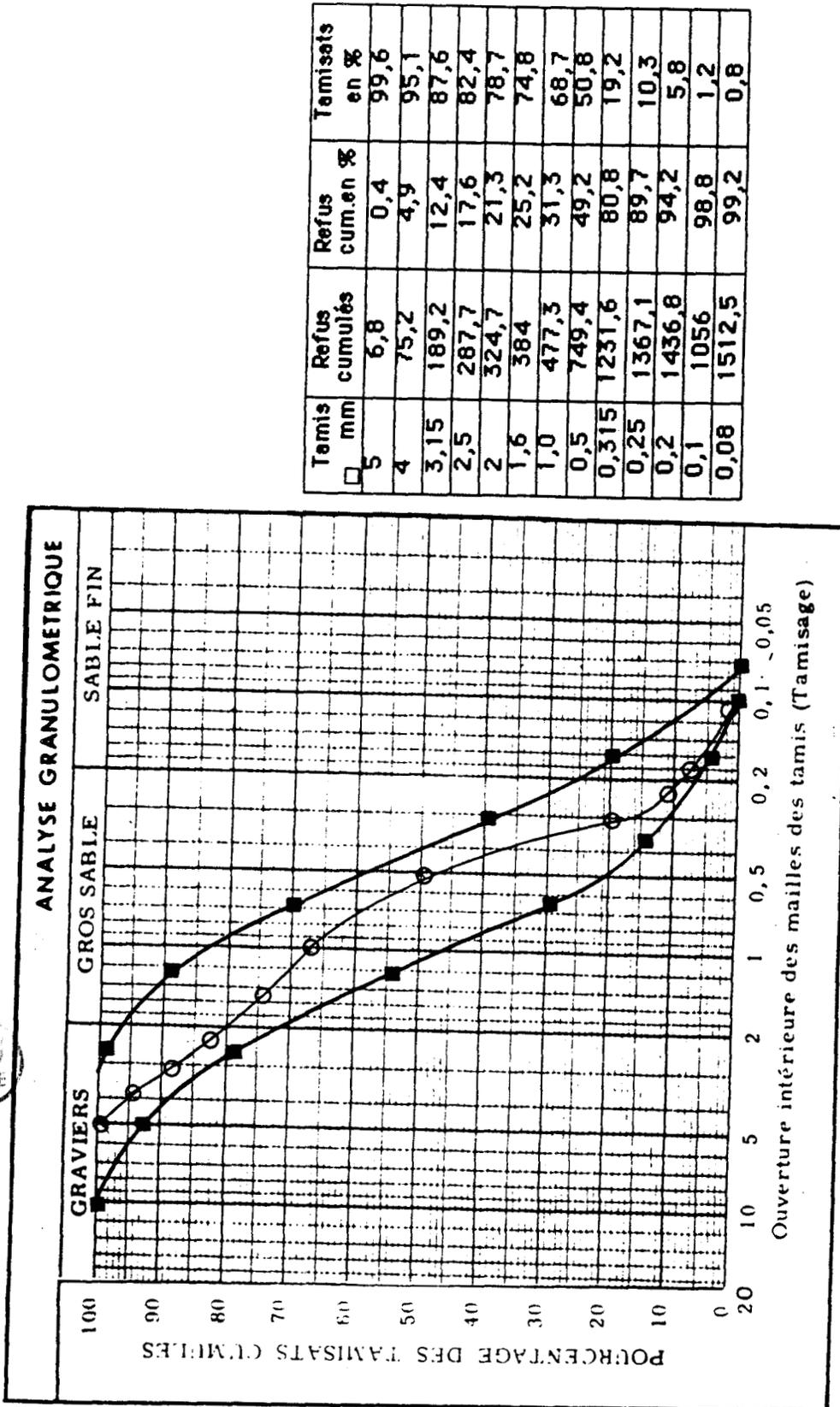


Figure 11.2.6 : Analyse granulométrique du sable



Sur des échantillons de 15×25×50 mm, des essais de cisaillement ont été réalisés, à la boîte de CASAGRAND après avoir effectué certaines modifications sur la dimension de la cellule. Le principe des essais est le même que celui de la mécanique des sols. Son but est de déterminer la résistance au cisaillement du mortier qui peut servir à interpréter le comportement du panneau de la maçonnerie. Ce type d'essai est schématisé sur la figure II. 2.8

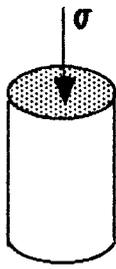
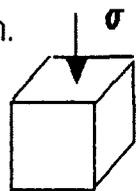
Caractéristiques mécaniques	Valeur moyenne	Type d'échantillon
Contrainte de compression à la rupture $\sigma_{c11}$ (MPa)	16,69	cylindrique : 160 x 320 mm. 
Module pseudo élastique (MPa)	3800	
Contrainte de traction à la rupture (MPa)	2,0	cubique de 100 mm. 
Coefficient de poisson $\nu_m$	0,25	
Contrainte du cisaillement à la rupture (MPa)	3,06	Parallélépipédique 15 x 25 x 50 mm. 

Tableau II.2.4 : Ensemble des résultats expérimentaux des essais sur le mortier.



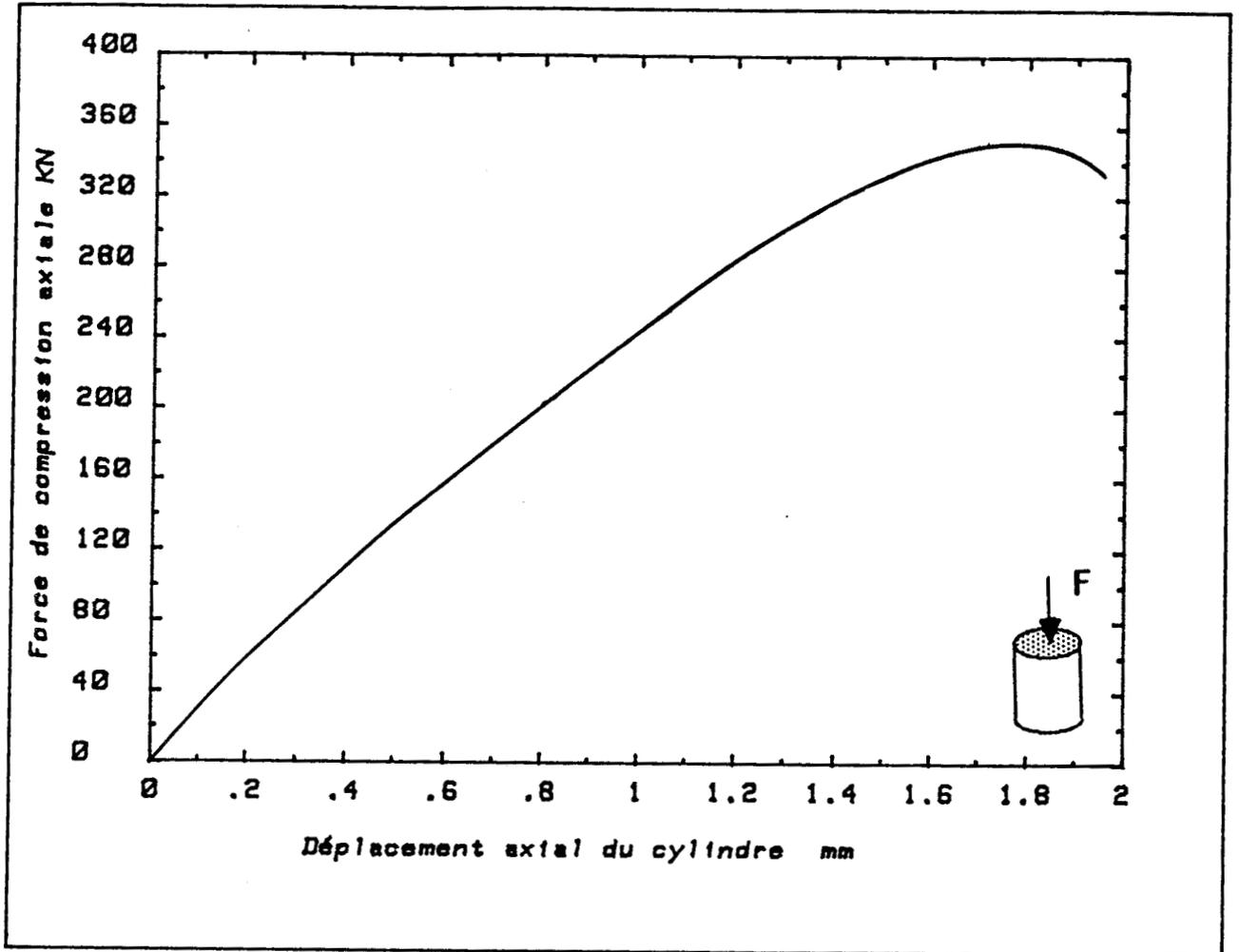


Figure II. 2.7 : courbe force-déplacement type d'un cylindre de mortier.

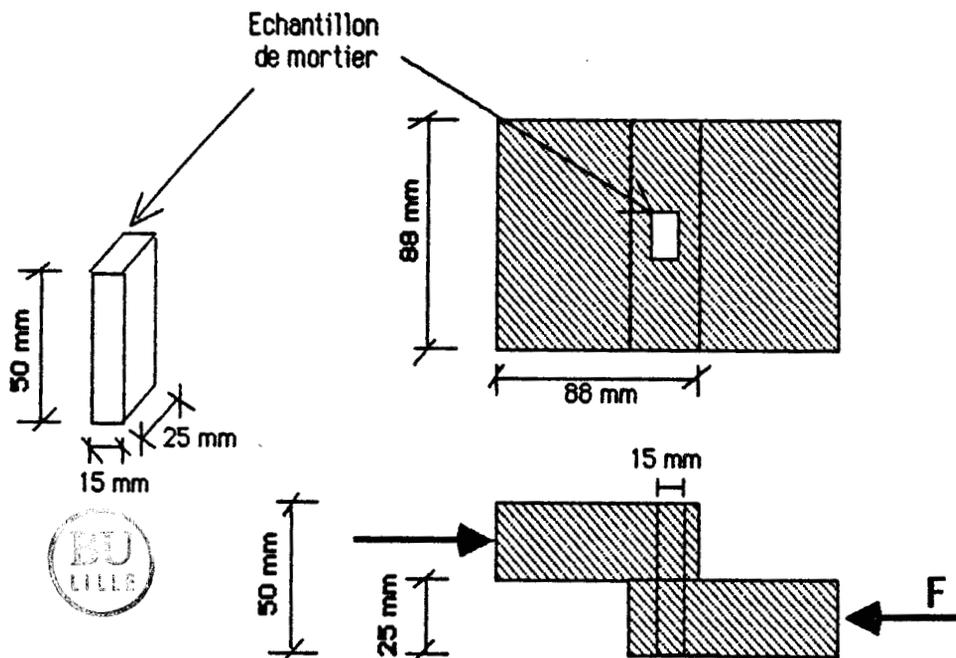


Figure II. 2.8 : Principe d'un essai de cisaillement sur une éprouvette de mortier.

### 11.2.2.B - Mortier à qualité variable :

La réalisation des essais avec différentes caractéristiques de joints de mortier a pour but d'étudier le comportement de la maçonnerie en briques lorsqu'on varie la qualité des joints (dur, moyen, faible, etc...), ainsi que leur épaisseur, et l'influence de ces joints sur le comportement.

Dans ce paragraphe sont exposées les différentes qualités de mortier utilisé [ 5 ]. Ces mélanges sont composés de ciment et de sable avec une quantité d'eau par rapport au ciment qui permet d'avoir un mortier suffisamment ouvrable. Le ciment et le sable utilisés ont les mêmes caractéristiques que ceux du mortier à qualité fixe. La proportion de l'eau par rapport au mélange (ciment-sable) utilisé précédemment a été maintenue constante à l'aide de la formule donnée par Neville [ 12 ], ce qui permet de déterminer la quantité d'eau chaque fois qu'on change le rapport ciment-sable. Cette relation est la suivante :

$$\frac{\text{Eau}}{\text{Eau} + \text{ciment} + \text{sable}} = \text{constante}$$

Les quantités d'eau, de ciment et de sable sont exprimées en poids.

Les quatre mélanges différents ont les proportions suivantes :

a) mortier (A) à 20 % de ciment

Pour 1 kg de ciment  
4 kg de sable  
0,6kg d'eau

b) mortier (B) à 10 % de ciment

Pour 1 kg de ciment  
9 kg de sable  
1,3kg d'eau

c) mortier (C) à 8 % de ciment

Pour 1 kg de ciment  
11,5kg de sable  
1,7kg d'eau

d) mortier (D) à 6,25 % de ciment

Pour 1 kg de ciment  
15 kg de sable  
2,1kg d'eau

#### 11.2.B.1- Caractéristiques mécaniques du mortier à qualité variable :

Des essais de compression simple ont été effectués sur des cylindres de mortier de 320 x 160 mm, pour déterminer la résistance à la rupture et le module élastique. Une valeur moyenne a été déterminée à partir de trois échantillons pour chaque type de mortier. De même des essais de compression simple ont été réalisés sur des cubes de 100 mm d'arête. Des jauges de déformation sont fixés dans des directions parallèles et perpendiculaires au chargement appliqué. Le but de ces essais est de déterminer le coefficient de Poisson des quatre types de mortier.

L'ensemble des résultats obtenus sont illustrés dans le tableau 11.2.5. Sur la figure 11.2.9 nous trouvons les courbes contraintes déformations des différents types de mortier.

qualité caractère	A	B	C	D
$\sigma_R$ MPa	21,7	5,06	2,88	0,88
E MPa	4485	2148	1789	460

Tableau 11.2.5 : les caractéristiques mécaniques des différents types du mortier utilisé.

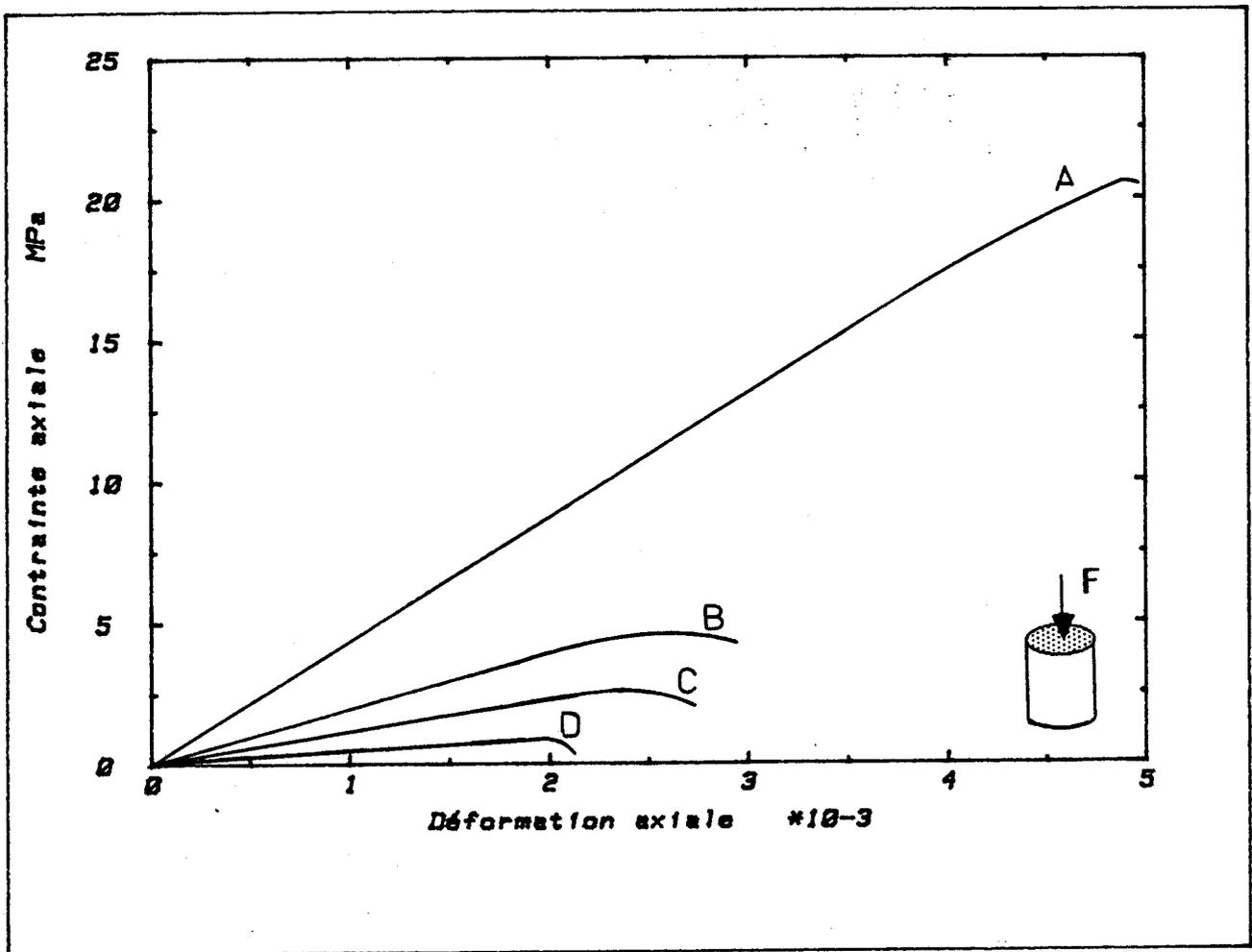


Figure II.2.9 : Courbes contrainte-déformation pour les quatre types de mortier

### 11.2.3 Fabrication des échantillons :

La fabrication des panneaux de la maçonnerie en briques a été normalisée. Elle se fait en trois étapes :

#### 11.2.3.A - La confection :

Trois types d'échantillons ont été réalisés :

a) les panneaux de 1100 × 800 × 100 mm

Ces échantillons ont été construits verticalement pour tenir compte du poids propre, à l'aide d'un coffrage démontable en acier d'une tolérance moyenne de 1 mm. (Voir figure 11.2.10). Ceci nous a semblé indispensable, car il était bien entendu impossible de surfacer les panneaux et nous ne voulons pas que les défauts de surface créent des surcontraintes lors des essais. Plusieurs essais ont été négligés à cause de ce problème, car au départ nous utilisions un coffrage de bois qui était moins précis que celui-ci.

b) les murets de 550 × 350 × 100 mm.

Ces échantillons ont été construits avec les dimensions moyennes indiquées ci-dessus. Ils ont été fabriqués avec quatre épaisseurs différentes de joints de mortier pour chaque type de mortier ce qui fait varier les dimensions totales de l'échantillon, car nous avons gardé le même nombre de briques et des joints. Ces échantillons ont été construits verticalement dans un coffrage d'acier permettant de fabriquer deux échantillons à la fois. Ce coffrage, réglable, permet de changer les dimensions des échantillons ( différentes épaisseurs des joints et deux types de muret horizontal et vertical), et une fabrication toujours verticale.

Ce coffrage est muni de deux règles coulissantes qui permettent de fixer l'épaisseur des joints et de construire tous les murets de façon homogène. La figure 11.2.11 montre le détail de ce coffrage

c) les murets de 400 × 300 × 100 mm

Ces échantillons ont été construits horizontalement. Ils ont été fabriqués en changeant l'orientation du plan de joint par rapport à l'axe

de chargement, (voir figure II.2.12). Les briques ont été coupées selon l'angle choisi ( $0^\circ$  ;  $22,5^\circ$  ;  $45^\circ$  ;  $67,5^\circ$  ;  $90^\circ$ ). Il était bien entendu impossible de les construire verticalement.

#### II.2.3.B - Le séchage :

Quelques heures après la confection du panneau on arrose celui-ci, et ce, pendant 28 jours, pour éviter l'apparition de fissures et aussi pour diminuer le changement de volume dû au retrait.

#### II.2.3.C - La mise en place :

Pour bien distinguer visuellement l'évolution de la fissuration au cours des essais, nous appliquons une légère couche de peinture blanche sur toute la surface du panneau.

Nous plaçons ensuite des planches de balsa d'une épaisseur de 5 mm, entre le panneau et les appuis de la presse, afin de diminuer les effets dus à la non planéité du panneau. Ensuite le panneau étant placé dans la presse, nous installons les plaquettes métalliques puis les appareils de mesure de déplacement (les potentiomètres).

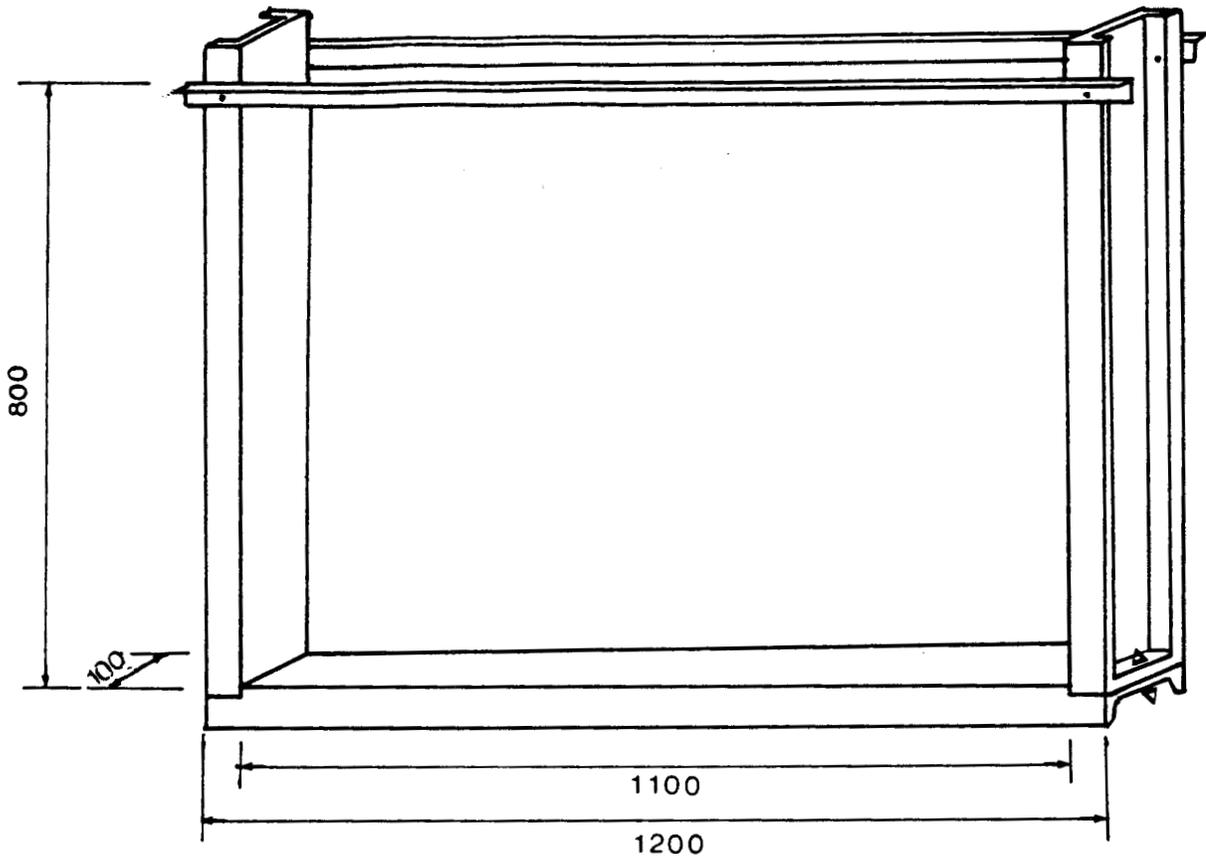


Figure II. 2.10 : Coffrage de construction du panneau 1100× 800 ×100 mm

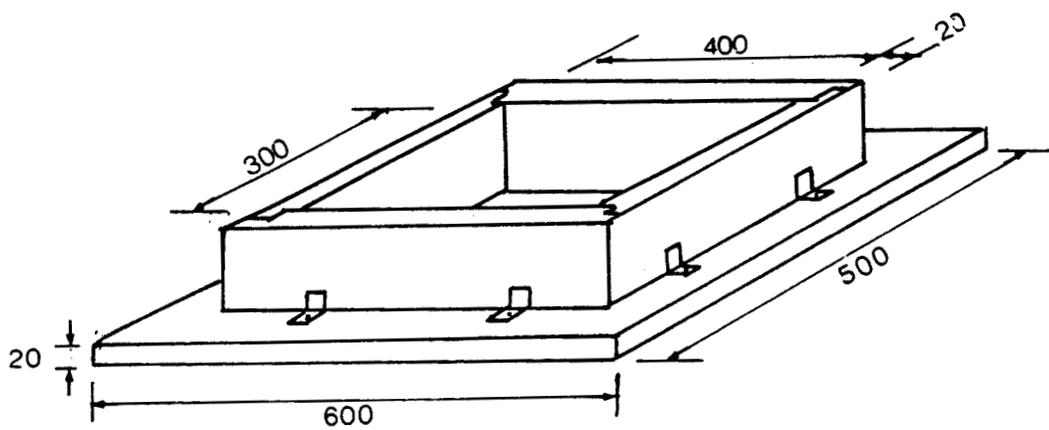
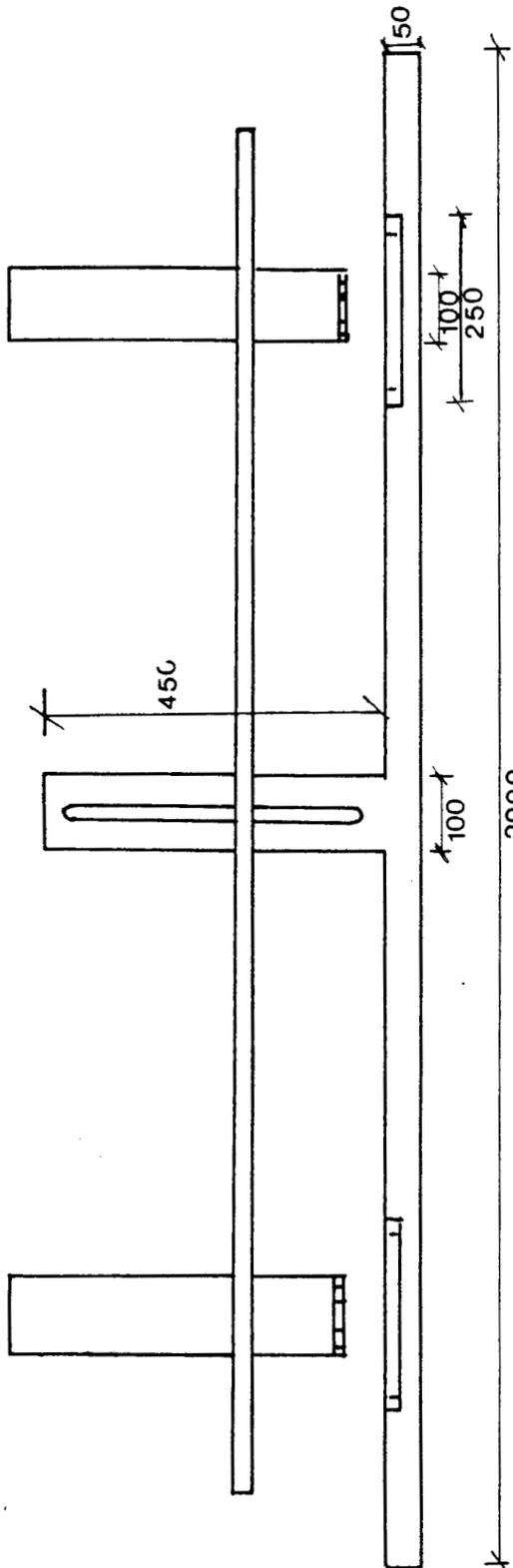
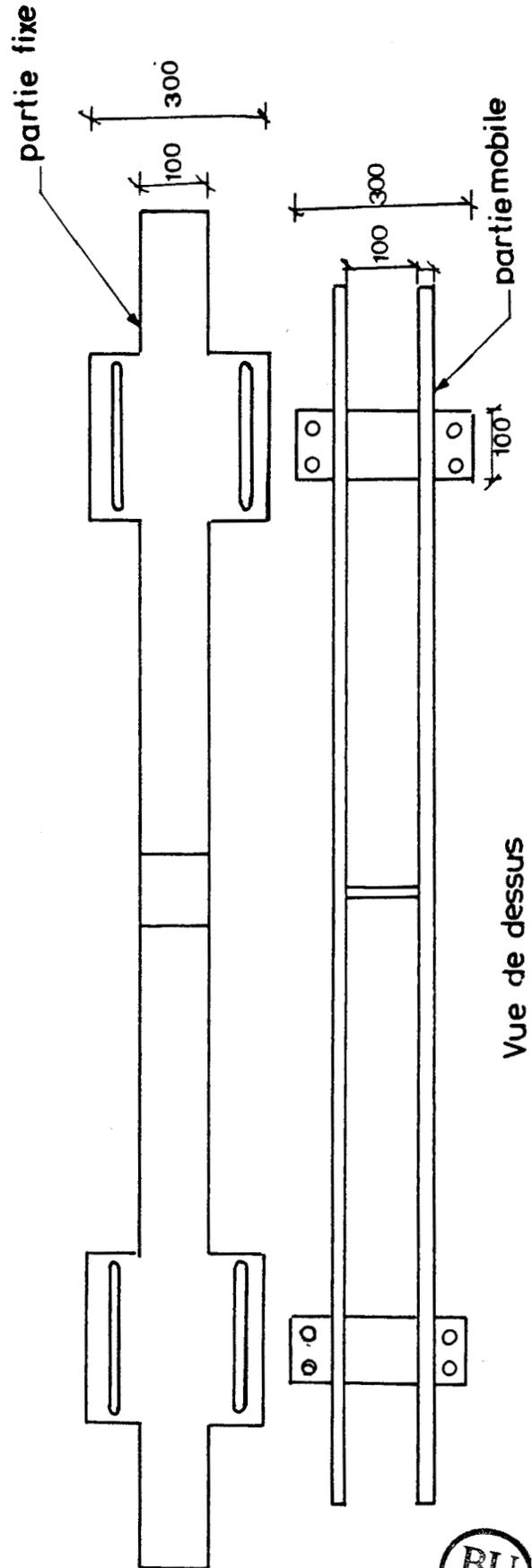


Figure II.2.12: Coffrage de construction du panneau 400×300×100mm



Vue de face



Vue de dessus



Figure 11.2.11: Coffrage de construction du panneau 550×350×100mm

## CHAPITRE 3

### LES ESSAIS SUR LA MAÇONNERIE

#### INTRODUCTION :

Nous avons réalisé des essais sur trois types de panneaux de maçonnerie :

a) essais avec différents types de chargement, uniaxial et biaxial sur des panneaux de 1100 x 800 x 100 mm, afin d'étudier le comportement de la maçonnerie sous différents types de chargement sur un modèle réduit du mur.

b) essai en chargement uniaxial avec cinq différentes orientations du plan de joints par rapport à l'axe de chargement. Ces essais ont été effectués sur des panneaux de 400 x 300 x 100 mm. et avaient pour but d'étudier l'influence d'une orientation variable entre le chargement et le plan des joints.

c) essais de chargement uniaxial sur des panneaux de maçonnerie dont les dimensions sont les suivantes :

600 x 400 x 100 mm ; ces essais ont été effectués en faisant varier l'épaisseur des joints ainsi que la qualité de ceux-ci. Soixante panneaux ont été testés pour étudier l'influence du joint de mortier sur le comportement mécanique des panneaux de maçonnerie;

Tous les essais de type (a) ont été réalisés sur la presse biaxiale (voir paragraphe II.1.1). Par contre les essais de types (b et c) ont été effectués sur la presse uniaxiale (voir paragraphe II.1.2).

Compte tenu des conditions aux limites de ce type d'expérience, la sollicitation de l'échantillon est exercée par un déplacement imposé sur le panneau de maçonnerie. Le déplacement n'est pas totalement maîtrisé à cause de la difficulté du pilotage à partir du système de contrôle. On a donc choisi de piloter l'effort exercé sur le panneau. Bien qu'on n'impose pas de contrainte, le terme chemin de contrainte où de chargement est utilisé dans ce rapport. Un chemin de contrainte linéaire a été suivi au cours des essais.

Pendant quelques essais la déformation locale a été mesurée sur une brique et un joint de mortier à l'aide de jauges de déformation.

### 11.3.1- Essais à différents chemins de chargement :

Les essais effectués sur les panneaux de maçonnerie de 1100 x 800 x 100 mm avec différents chemins de contrainte, ont été réalisés en gardant tous les autres paramètres constants. Le but de ce type d'essai est de déterminer le critère de rupture biaxiale ainsi que d'étudier le comportement de la maçonnerie en briques sous différents types de chargement.

Ce type d'essai doit permettre l'élaboration d'une loi de comportement qui permettra de simuler numériquement le comportement de la maçonnerie.

Par la suite nous allons classer les essais selon le type de chargement. Trois principaux types de contraintes ont été suivis : contrainte uniaxiale horizontale ou verticale et contrainte biaxiale.

#### 11.3.1.1- Essai uniaxial $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0$ :

Ces essais ont été réalisés en appliquant une pression sur les poutrelles d'appuis à droite et à gauche. Dans la direction (2), le déplacement est supposé libre le long du panneau, mais en réalité le frottement qui se produit entre les poutrelles d'appuis et le panneau empêche le déplacement selon la direction 2 au niveau de la surface de contact, voir figure II. 3.2.

Le chargement est effectué suivant des paliers de pression d'une valeur moyenne de 0,1 MPa (1 bar). Ce chemin se poursuit jusqu'à la rupture. Celui-ci représenté par un chemin de contrainte linéaire schématisé sur la figure II.3.1.

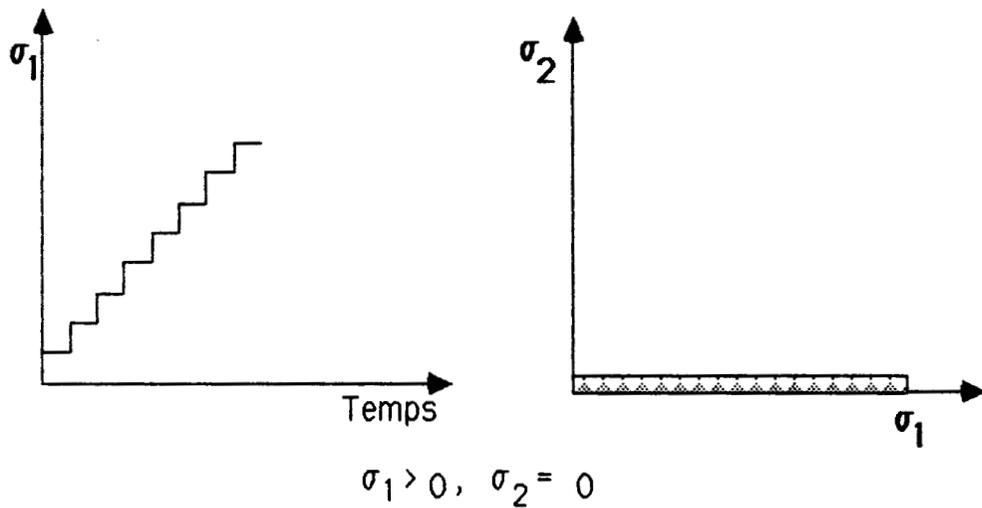


Figure 11.3.1 : Chemin de contrainte uniaxiale  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$

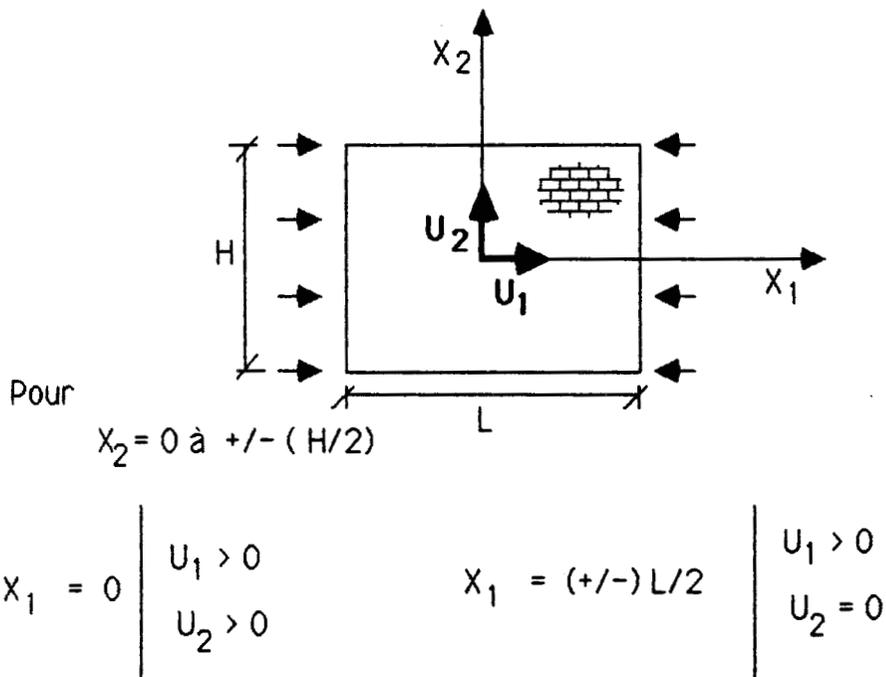


Figure 11.3.2 : Etat de contrainte sur un panneau de maçonnerie lorsque  $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0$



Les essais horizontaux ont été réalisés en deux types de sollicitations : contrainte de compression horizontale monotone et cyclique. Les essais de compression monotone sont représentés par une courbe type contrainte - déformation axiale qui est présentée sur figure 11.3.3. Sur le tableau 11.3.1.a, nous illustrons l'ensemble des résultats d'essais de compression horizontale monotone.

On remarque sur la courbe la fragilité de la maçonnerie à la rupture. Elle est due à la fragilité des matériaux qui la constituent et en particulier les briques qui composent 76 % du panneau de la maçonnerie testée. (le comportement mécanique de la brique et du mortier sont présentés au chapitre 2).

Par ailleurs la fragilité de la maçonnerie est à l'origine de la destruction ou du déplacement de(s) instrument(s) de mesure qui rend difficile la prise de la mesure après la rupture.

Nous avons réalisé un essai cyclique où la décharge a eu lieu à partir d'une valeur haute de la contrainte (environ 80 % de la contrainte à la rupture), l'essai ( HC19PN ) représente ce type de chargement. On distingue sur la courbe contrainte-déformation axiale (figure 11.3.4), l'élasticité du comportement de la maçonnerie. La réversibilité de la déformation est visible à partir du deuxième cycle. La première phase présente une irréversibilité qui peut être due à une mise en place du panneau ou un problème de frottement dans le verin.

Pendant cet essai nous avons installé des jauges de déformation sur une brique (horizontalement et verticalement) ainsi qu'une jauge horizontale sur une couche de mortier voisine de la brique, voir figure 11.3.5. Sur la figure 11.3.6. a est tracé la courbe de déformation axiale transversale de la brique, et la figure 11.3.6.b représente les déformations axiales dans la brique et dans le joint du mortier. Les déformations données par les jauges sont tout à fait linéaires et réversibles à la fois dans la brique et dans le mortier. Ceci confirme le comportement élastique de la maçonnerie.

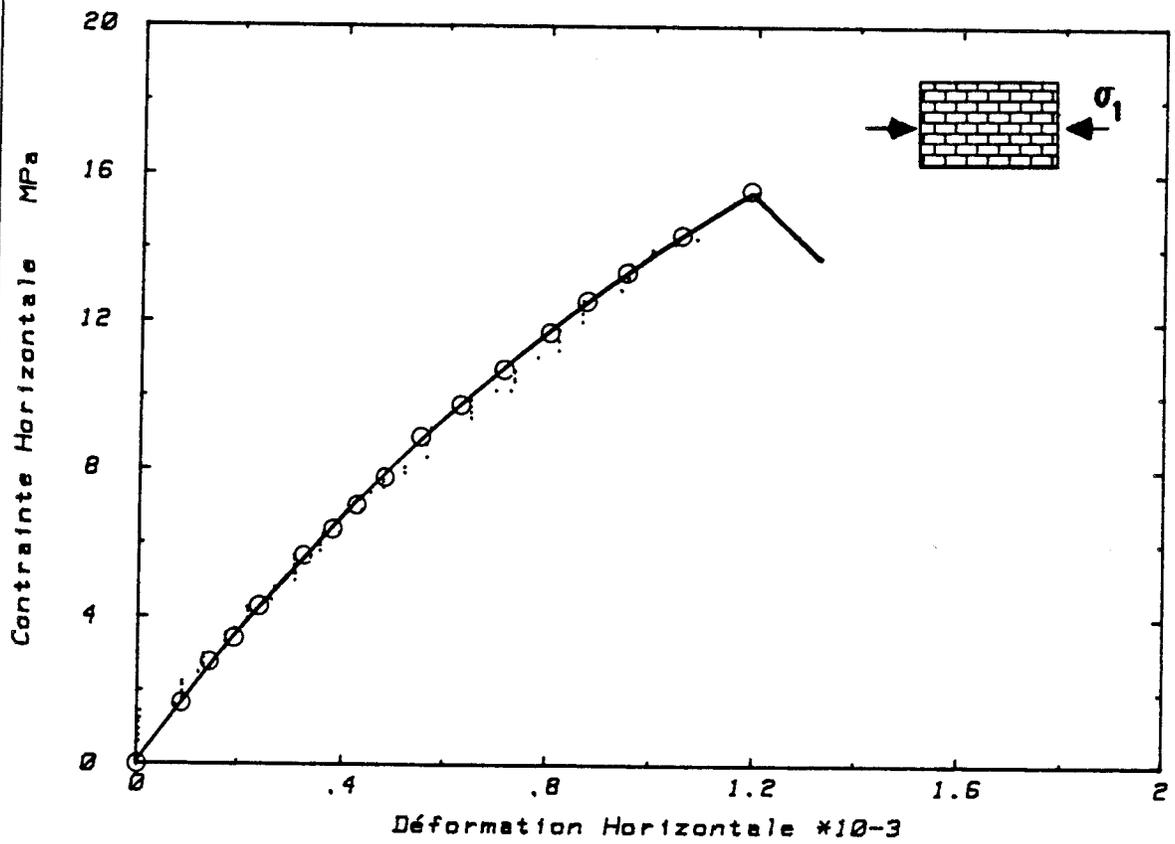


Figure II.3.3. Test: HS34PN Type:CID\*

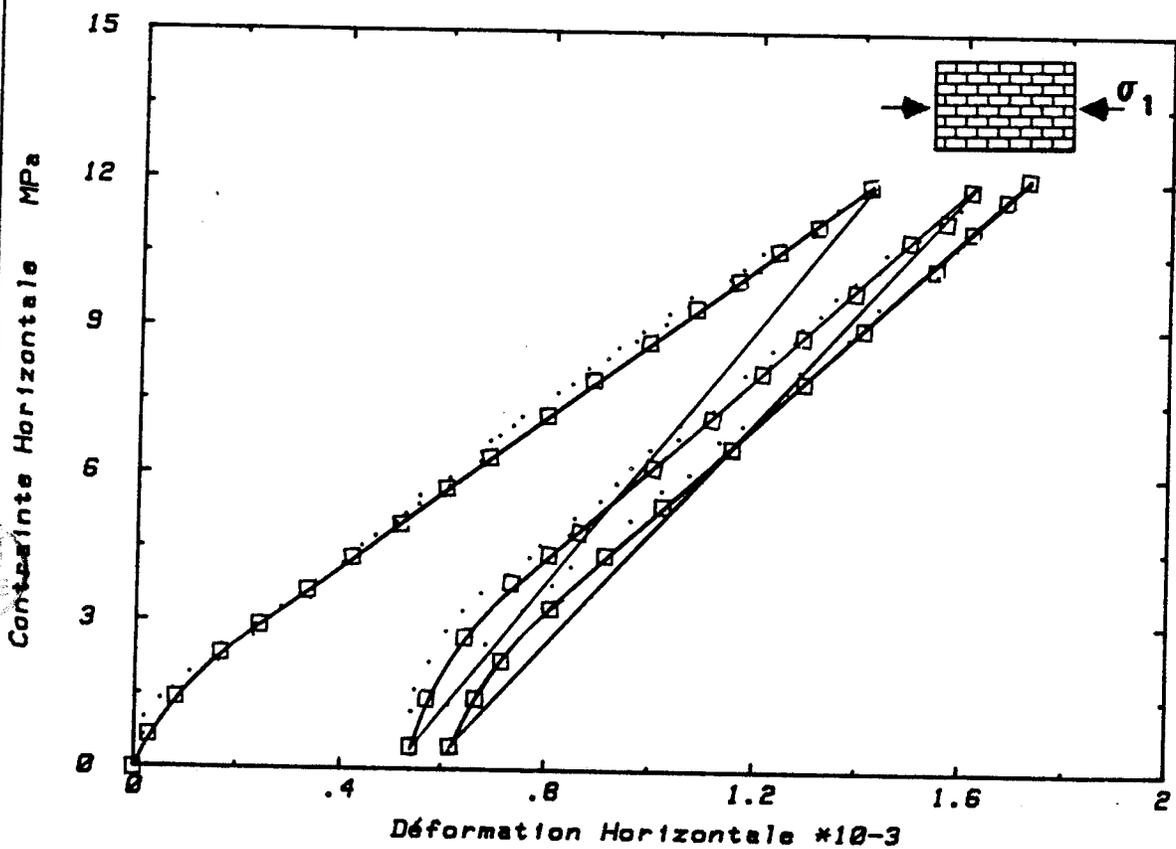


Figure II.3.4. Test: HC19PN Type:HORIZD\*

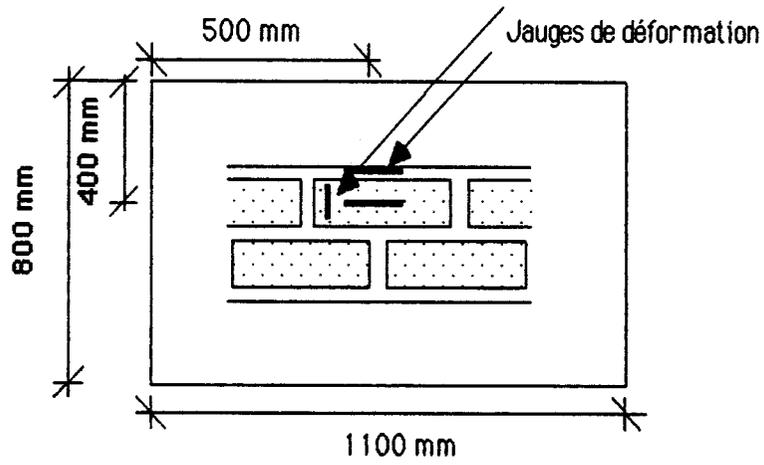


Figure 11.3.5 : mesure de déformations par jauges sur un panneau de maçonnerie.

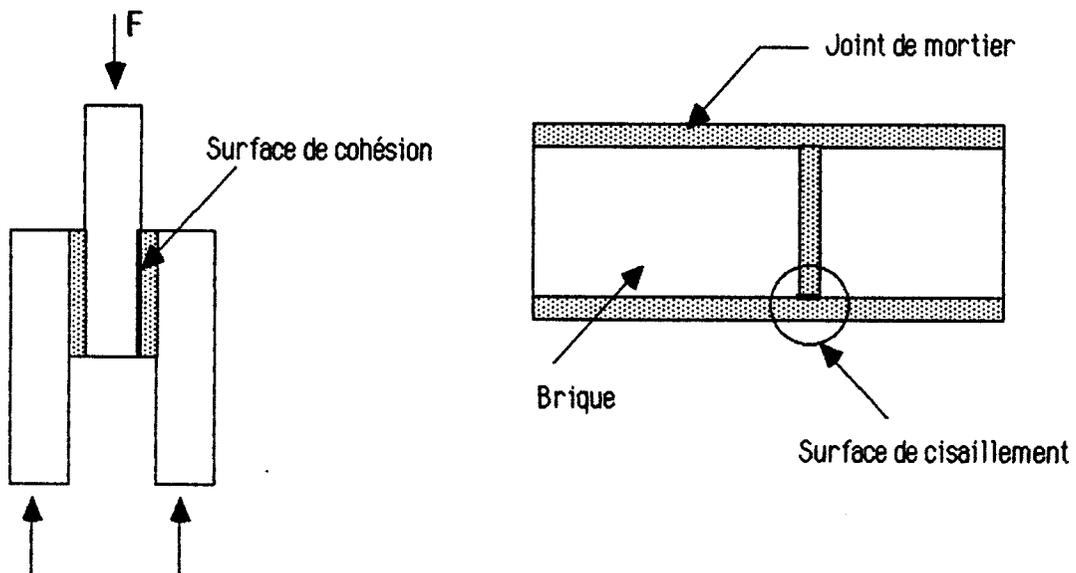
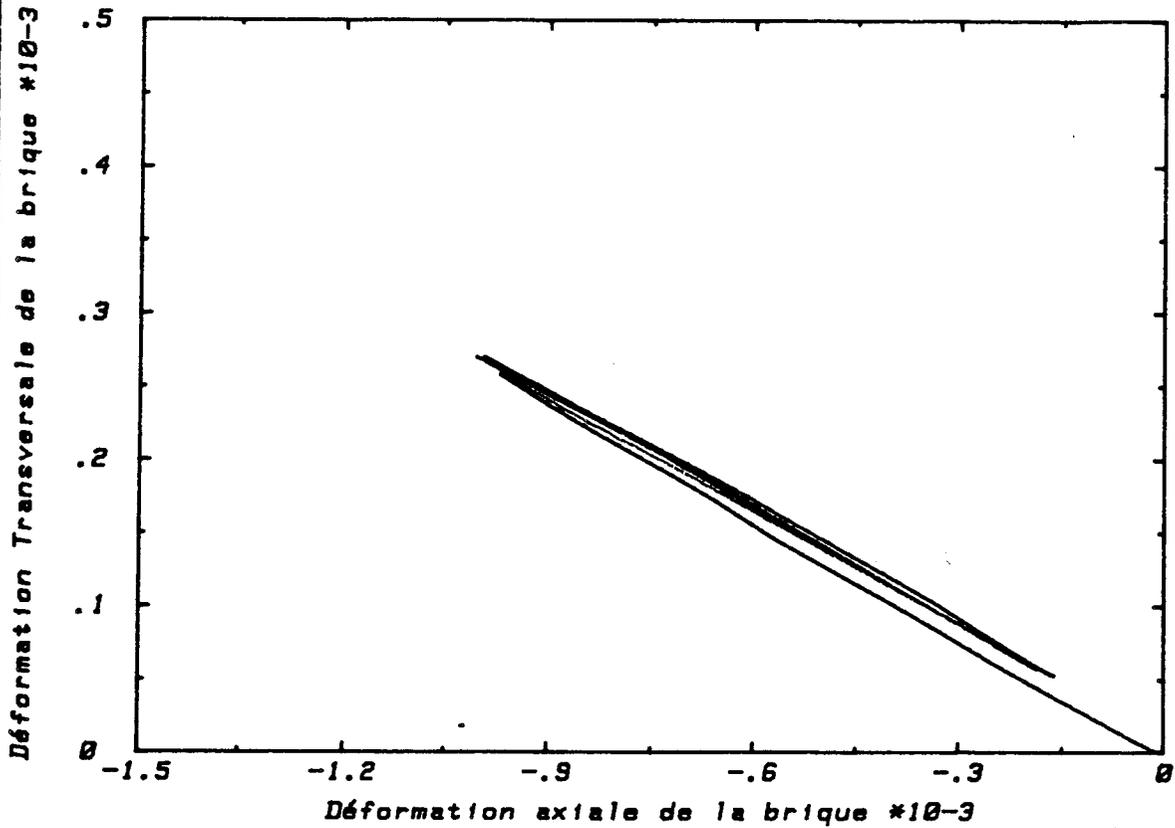
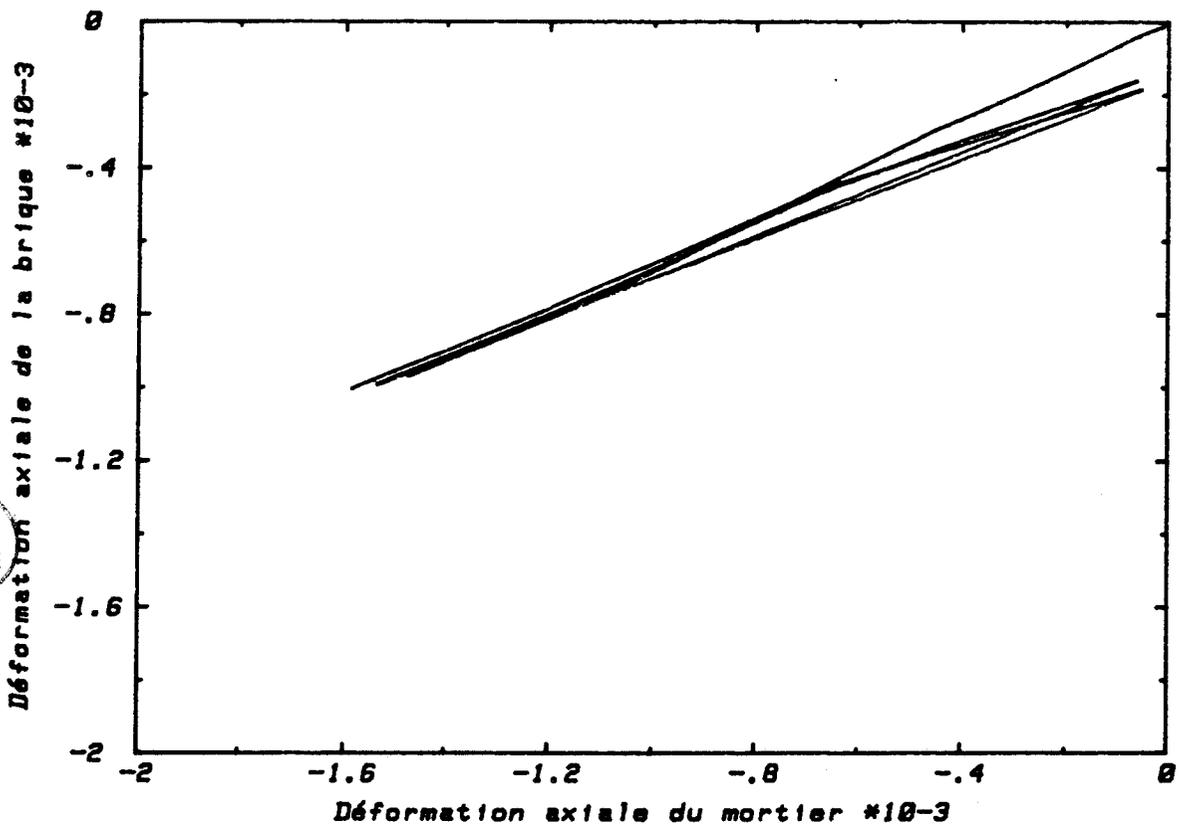


Figure 11.3.7 : Les surfaces faibles du point de vue de la rupture.



Test: HC19PN Type:HORIZD\*

Figure II.3.6.a



Test: HC19PN Type:HORIZD\*

Figure II.3.6.b



La présence du bois de balsa entre le panneau et les poutrelles d'appuis peut absorber le déplacement appliqué au début de chargement et de la prise de mesure. Ce déplacement est appliqué effectivement sur le panneau de la maçonnerie plus tard, et se trouve dans un segment de la courbe qui suit.

Au cours des essais horizontaux, il était difficile d'enregistrer la déformation transversale. En réalité cette déformation est trop petite si l'on compare avec la précision du potentiomètre rotatif (l'appareil de mesure de déplacement). Par contre les jauges de déformation qui ont été installés sur la brique et le mortier donnent une petite déformation transversale.

Dans la majorité des essais, le mode de rupture intervient par une fissuration entre le plan de joint horizontal et les briques. A cause de la fragilité de la maçonnerie, la destruction du panneau se produit tout de suite après l'apparition de la fissuration. Le mode de rupture est schématisé sur la figure 11.3.8 et représenté par la photographie (11.3.1).

Grâce à l'essai présenté à la figure 11.3.7 on détermine la résistance de cisaillement du mortier ainsi que la résistance de cohésion entre brique-mortier.

Référence de l'essai	Contrainte à la rupture MPa	Module élastique MPa
HS11PB	14,420	———— (*)
HS12PB	12,994	———— (*)
HS22PN	11,670	———— (*)
HS23PN	9,130	17625
HS34PN	15,370	11750
Valeur moyenne	12,72	14687

(\*) Problème technique de mesure de déplacement

Tableau II.3.1.a : Résumé des essais horizontaux à chargement monotone

Référence de l'essai	Contrainte à la rupture MPa	Module élastique MPa
HC19PN	12	15000
HC29PN	12,15	15000

Tableau II.3.1.b : Résumé de l'ensemble des essais horizontaux cycliques

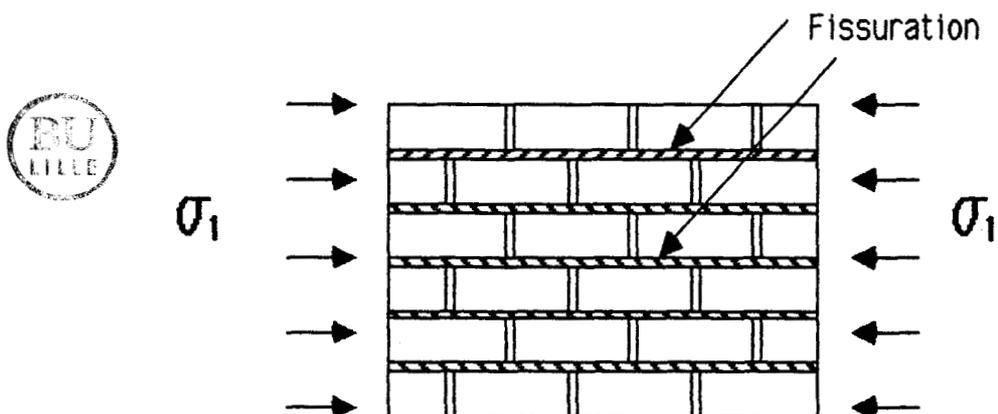


Figure II.3.8 : Mode de rupture d'un panneau de la maçonnerie sous une contrainte horizontale.

### 11.3.1.2 - Essai uniaxial $\sigma_1 = 0, \sigma_2 > 0$

---

Ce type d'essai a été réalisé avec une contrainte verticale de compression uniformément distribuée le long des poutrelles d'appuis haute et basse. Le déplacement selon la direction (2) est imposé à partir d'une pression dans le vérin. Le déplacement du panneau dans la direction (1) étant libre, toutefois cette liberté n'est pas parfaite à cause du frottement qui se produit au niveau des poutrelles d'appuis, voir figure 11.3.9.

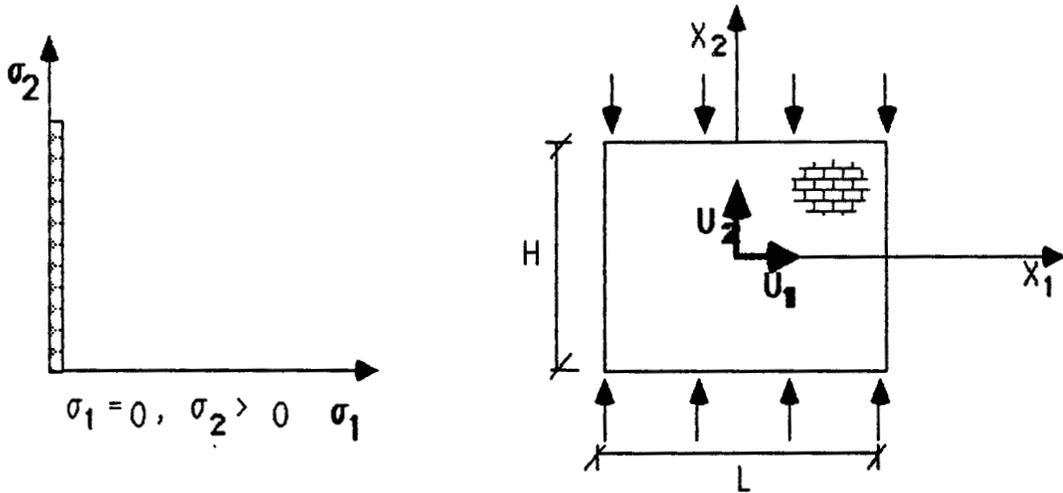
Pour réaliser des essais de compression verticale à chargement monotone, nous avons suivi un chemin de contrainte linéaire ce chemin a été effectué avec des paliers de pression d'une valeur moyenne de 0,065 MPa (0,65 bar), ce chemin de contrainte est schématisé sur la figure 11.3.9.

La courbe contrainte-déformation axiale d'un essai type (VS30PN) est présenté sur la figure 11.3.10. Les mesures de contrainte et de déformation sont prises seulement jusqu'à la rupture, à cause de la fragilité de la maçonnerie et de la brutalité de la rupture. Là aussi cette brutalité a souvent pour conséquence de dérégler et stopper le fonctionnement de(s) dispositif(s) de mesure de déplacement qui sont fixés sur le panneau de la maçonnerie testée.

On remarque sur la courbe contrainte-déformation de la maçonnerie lors d'une application d'une contrainte verticale qu'elle a un comportement presque non linéaire. La légère non linéarité sur la courbe peut être due à la non linéarité du mortier. Car dans un panneau de maçonnerie testé, la surface parallèle à la contrainte verticale des joints de mortier est supérieure à celle parallèle à la contrainte horizontale. Ils occupent respectivement 20 % et 6 % de la surface du panneau dans chaque direction.

Nous supposons pour la suite que cette relation est linéaire jusqu'à la rupture, le module élastique étant calculé en traçant une droite moyenne sur cette courbe.

En ce qui concerne la direction transversale, la plupart des essais n'ont décelé aucune déformation. Ceci s'explique par le coefficient de Poisson des briques qui la constituent. En effet nous avons vu au chapitre 2 que le coefficient de Poisson de la brique est très faible même si on mesure une déformation avec des jauges de précision.



Pour  $x_1 = 0$  à  $\pm (L/2)$

$$x_2 = 0 \left| \begin{array}{l} u_1 > 0 \\ u_2 > 0 \end{array} \right.$$

$$x_2 = (\pm) H/2 \left| \begin{array}{l} u_1 = 0 \\ u_2 > 0 \end{array} \right.$$



Figure II.3.9: Etat de contrainte  $\sigma_1 = 0$ ,  $\sigma_2 > 0$  sur un panneau de la maçonnerie.

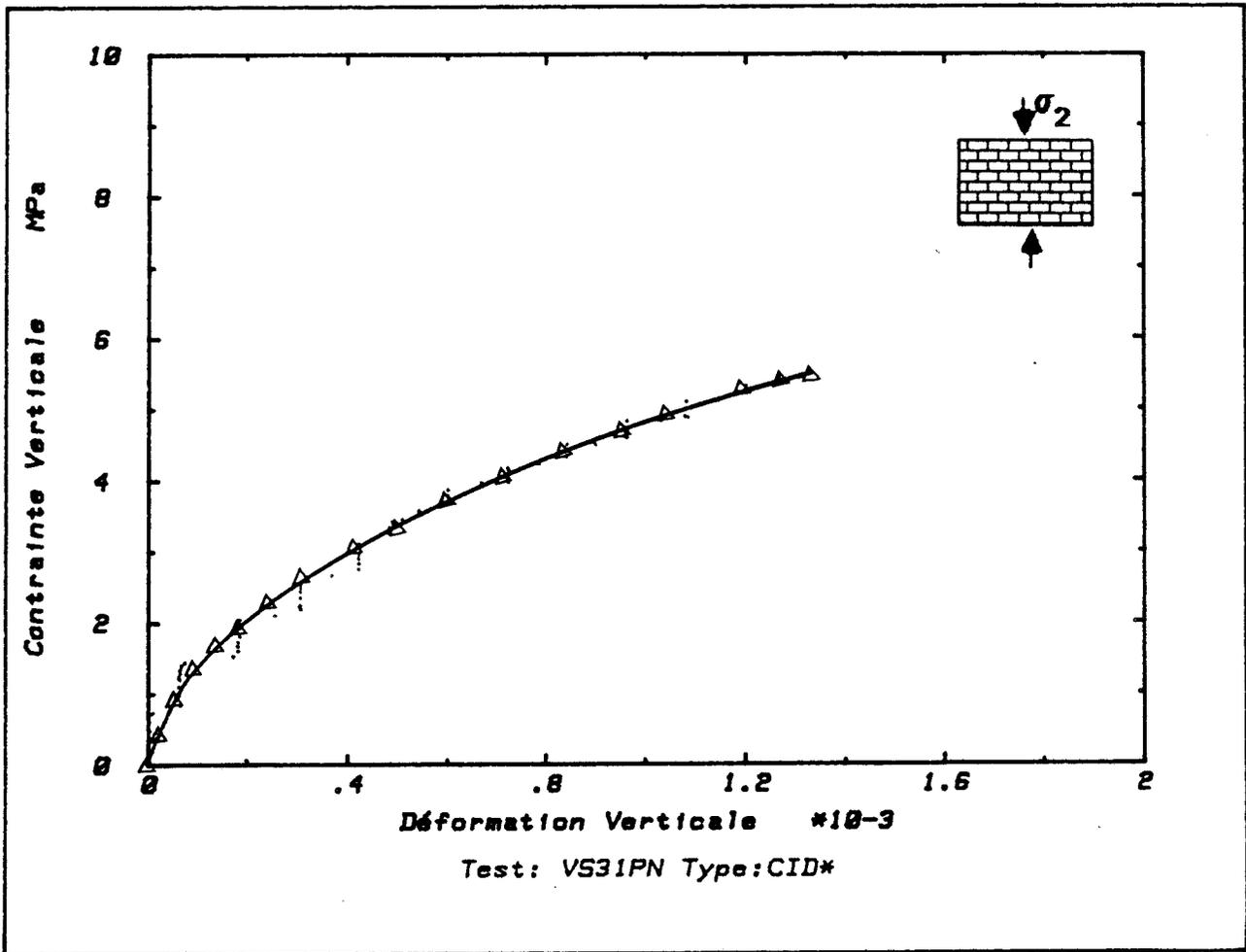


Figure II.3.10: Courbe contrainte déformation d'un essai vértical



Dans la majorité des essais verticaux réalisés sur la maçonnerie, le mode de rupture intervient par une fissuration verticale parallèle au chargement. Cette fissuration est due à la traction dans la brique où/et dans le joint de mortier. Il est souvent difficile d'observer cette fissuration lorsqu'elle prend naissance si ce n'est pas acoustiquement. Par contre cette fissuration devient visible à la rupture et elle est souvent accompagnée d'une destruction totale du panneau par éclatement de celui-ci dans le sens perpendiculaire à la surface libre ce qui correspond au mode de rupture biaxial. L'éclatement du panneau se produit toujours au niveau des poutrelles d'appuis qui rendent le champ de contrainte biaxial. Cela est le résultat du frettage entre le panneau et les poutrelles d'appuis. Celui-ci peut être à l'origine du fait qu'on ne puisse pas observer la fissuration en cours d'essais. La figure II.3.11 schématise le mode de rupture obtenu et présente également une photographie (II.3.2) de la rupture obtenue d'un essai type. Donc le plan faible dans ce type d'essai est le plan parallèle au chargement et perpendiculaire à la surface libre. La résistance à la traction dans la brique et dans le mortier a alors certainement une influence sur la valeur à la rupture.

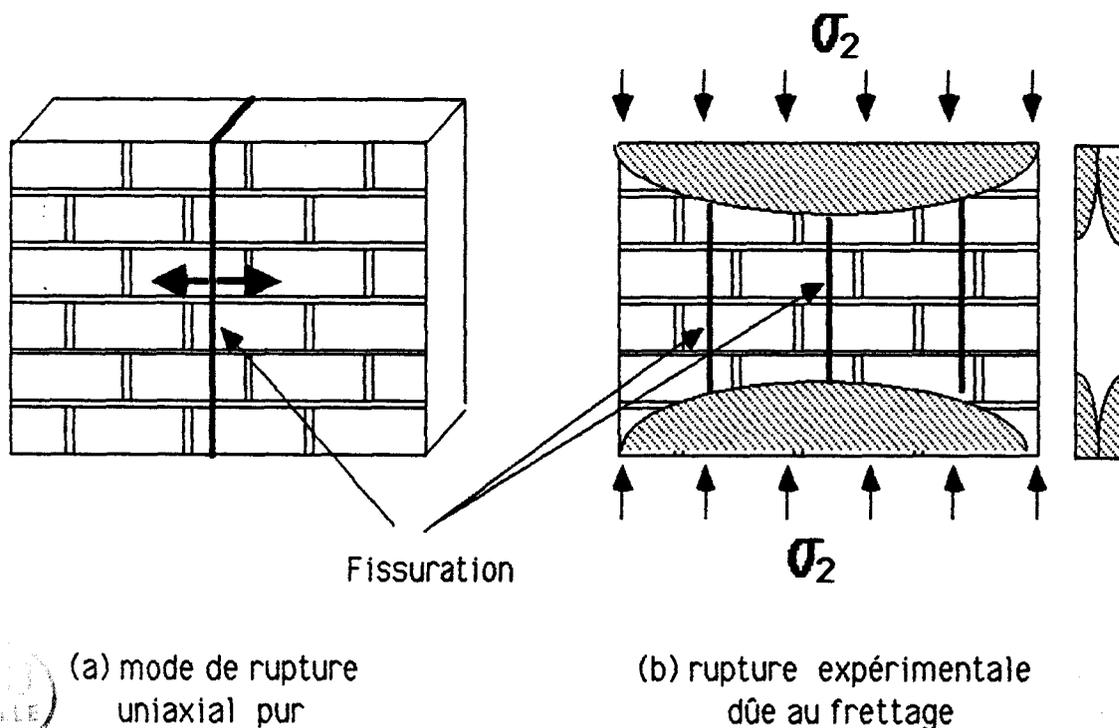
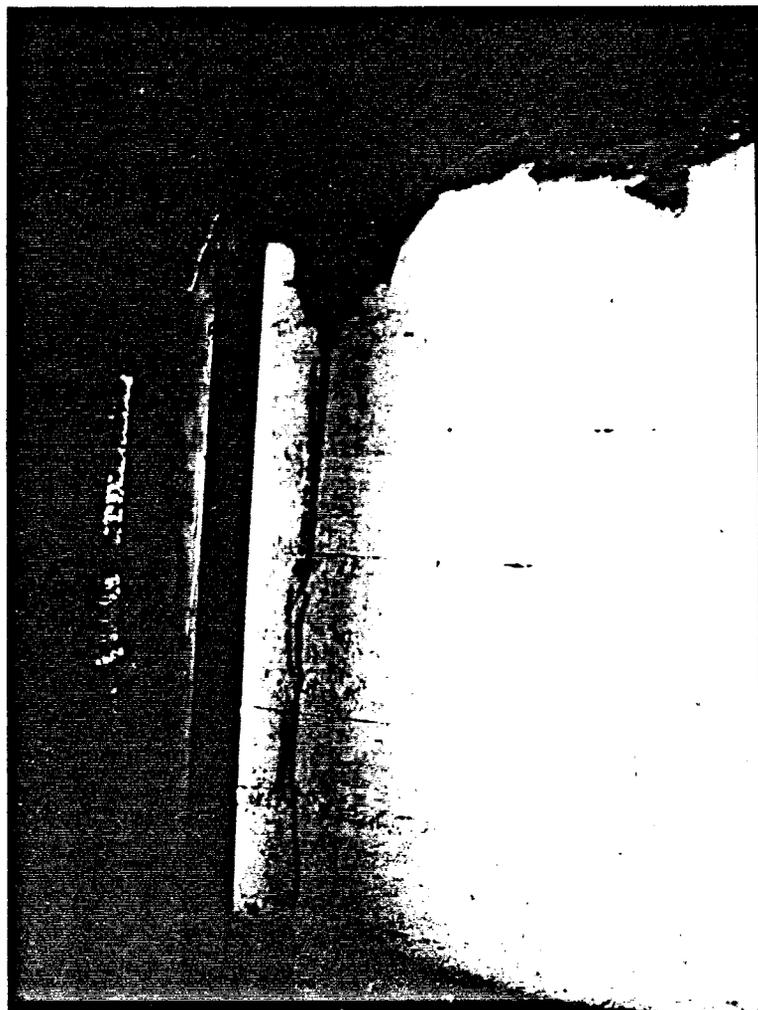


Figure II.3.11 : mode de rupture lors de l'application d'une contrainte verticale.



Photographie 11.3.1 : Mode de rupture observé lorsque  $\sigma_1 > 0$ ,  $\sigma_2 = 0$



Photographie 11.3.2 : Mode de rupture observé lorsque  $\sigma_1 = 0$ ,  $\sigma_2 > 0$



Référence d'essai	Contrainte à la (ruine) rupture MPa	Pseudo module de rigidité élastique MPa
VS 05 PB	3,366	—— (*)
VS 06 PB	3,625	—— (*)
VS 07 PB	3,981	—— (*)
VS 17 PN	3,223	3461
VS 20 PN	3,47	3092
VS 31 PN	5,6	3852
Valeur moyenne	3,87	3469

(\*) Problème technique de mesure de déplacement

( a ) Essais monotones.

Référence d'essai	Contrainte à la (ruine) rupture MPa	Pseudo module de rigidité élastique MPa
VC 16 PN	3,154	3937
VC 32 PN	5,45	3322
VC 37 PN	5,27	3360

( b ) Essais cyclique

Tableau 11.3.2 : Ensemble des essais de compression perpendiculaire au plan des joints ( monotone et cyclique)

### 11.3.1.3- Essai à chargement biaxial $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0$

Des essais de chargement biaxial monotone ont été réalisés sur des panneaux de maçonnerie de 1100 x 800 mm. L'état de contrainte dans le panneau est schématisé sur figure 11.3.12 La contrainte biaxiale a été appliquée avec différentes combinaisons de contraintes horizontales et verticales ( $\sigma_1, \sigma_2$ ), selon un chemin de contrainte linéaire. Le point B définit le dernier palier de la contrainte horizontale ( $\sigma_1$ ). Ce point se déplace sur une droite dont la pente est égale à  $\sigma_2 / \sigma_1$ . Ce chemin de contrainte est schématisé sur la figure 11.3.13 ; celui-ci a la forme d'un escalier. Le palier correspond à la valeur de la contrainte verticale  $\sigma_2$ , et la marche indique la contrainte horizontale  $\sigma_1$ . Ce chemin est suivi jusqu'au point B. A partir de B la contrainte  $\sigma_2$  augmente en gardant la contrainte  $\sigma_1$  constante jusqu'à la rupture au point C. Si on approche le chemin AB par une droite on aura un chemin de contrainte linéaire à deux segments.

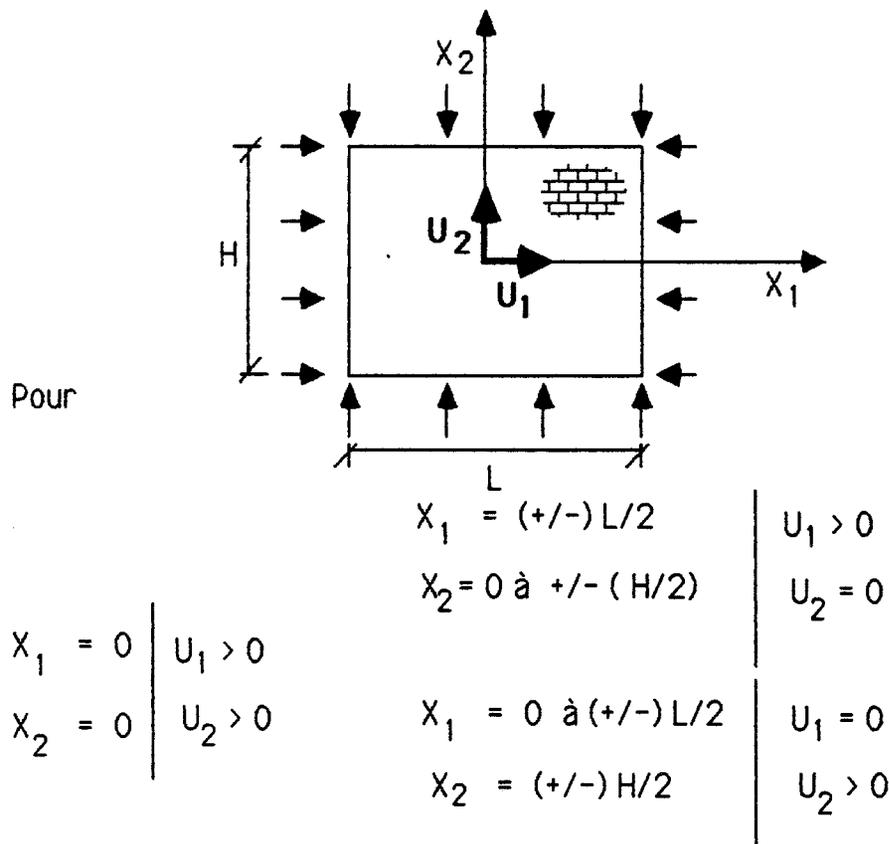


Figure 11.3.12 : Etat de contrainte biaxiale sur un panneau de la maçonnerie.

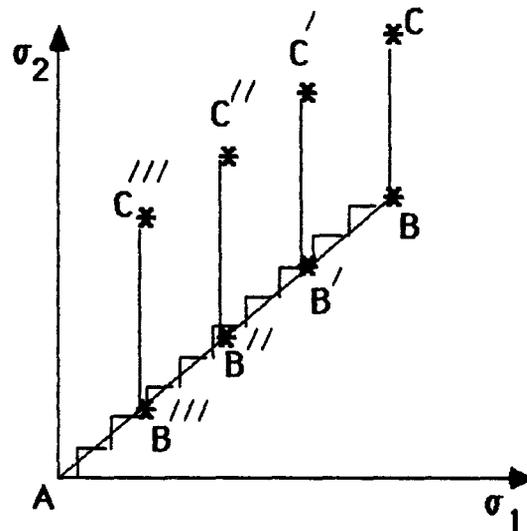


Figure 11.3.13 : Chemin de contrainte biaxiale.

Il est évident que le frettage au niveau des appuis produit des surcharges sur l'échantillon testé. L'influence du frettage peut modifier la valeur à la rupture. De plus le frettage peut changer le mode de rupture si les surcontraintes sont importantes. Sur la figure 11.3.14 nous présentons les deux courbes contrainte-déformation horizontale et verticale d'un essai biaxial type (essai BS33PN).

La soudaineté de la rupture de la maçonnerie sous contraintes biaxiales est aussi importante que dans le cas uniaxial, et là aussi la mesure n'est plus alors fiable après rupture.

A la rupture, on observe que la valeur maximale de  $\sigma_{2R}$  (contrainte verticale) n'est pas beaucoup plus grande que celle lorsque  $\sigma_1 = 0$  (contrainte uniaxiale verticale).

Les courbes contrainte déformation verticale  $\epsilon_2 - \sigma_2$  pour différentes valeurs de  $\sigma_1$ , sont données sur la figure 11.3.15. Ces courbes représentent l'ensemble des essais biaxiaux. D'après ces courbes il apparaît que l'augmentation de la contrainte horizontale ( $\sigma_1$ ) n'a pas forcément une influence sur la valeur de la contrainte verticale ( $\sigma_2$ ) à la rupture.

Les résultats obtenus par l'ensemble des essais biaxiaux réalisés au cours de ce programme expérimental sont illustrés sur le tableau 11.3.3. On peut simplement distinguer la diversité des résultats obtenus entre les essais sur .

En général le cas biaxial est marqué par une fissuration du panneau dans son plan, qui se termine par un éclatement de celui-ci dans ce plan qui est parallèle à la surface libre. Sur la figure 11.3.17 est schématisé le mode de rupture ainsi qu'une photographie (11.3.3) qui montre la rupture réelle au cours d'un essai type.

A partir des essais réalisés sur le panneau de la maçonnerie de 1100 x 800 mm ; nous pouvons tracer un critère de rupture expérimental en prenant la majorité des essais. Ce critère peut nous donner une idée générale sur le comportement de la maçonnerie à la rupture, malgré la diversité des résultats expérimentalement obtenus. Ce critère est présenté sur la figure 11.3.16.

Référence d'essai	Contrainte horiz. $\sigma_1$ MPa	Contrainte vertic. $\sigma_2$ MPa
BS 15 PN	1,9	3,68
BS 25 PN	2,45	3,877
BS 21 PN	2,795	4,392
BS 26 PN	4,85	4,70
BS 10 PB	5,00	3,88
BS 33 PN	8,15	4,89
BS 36 PN	10,1	4,923
BVH 02 PN	11,6	5,3



Tableau 11.3.3 Résultats des essais biaxiaux.

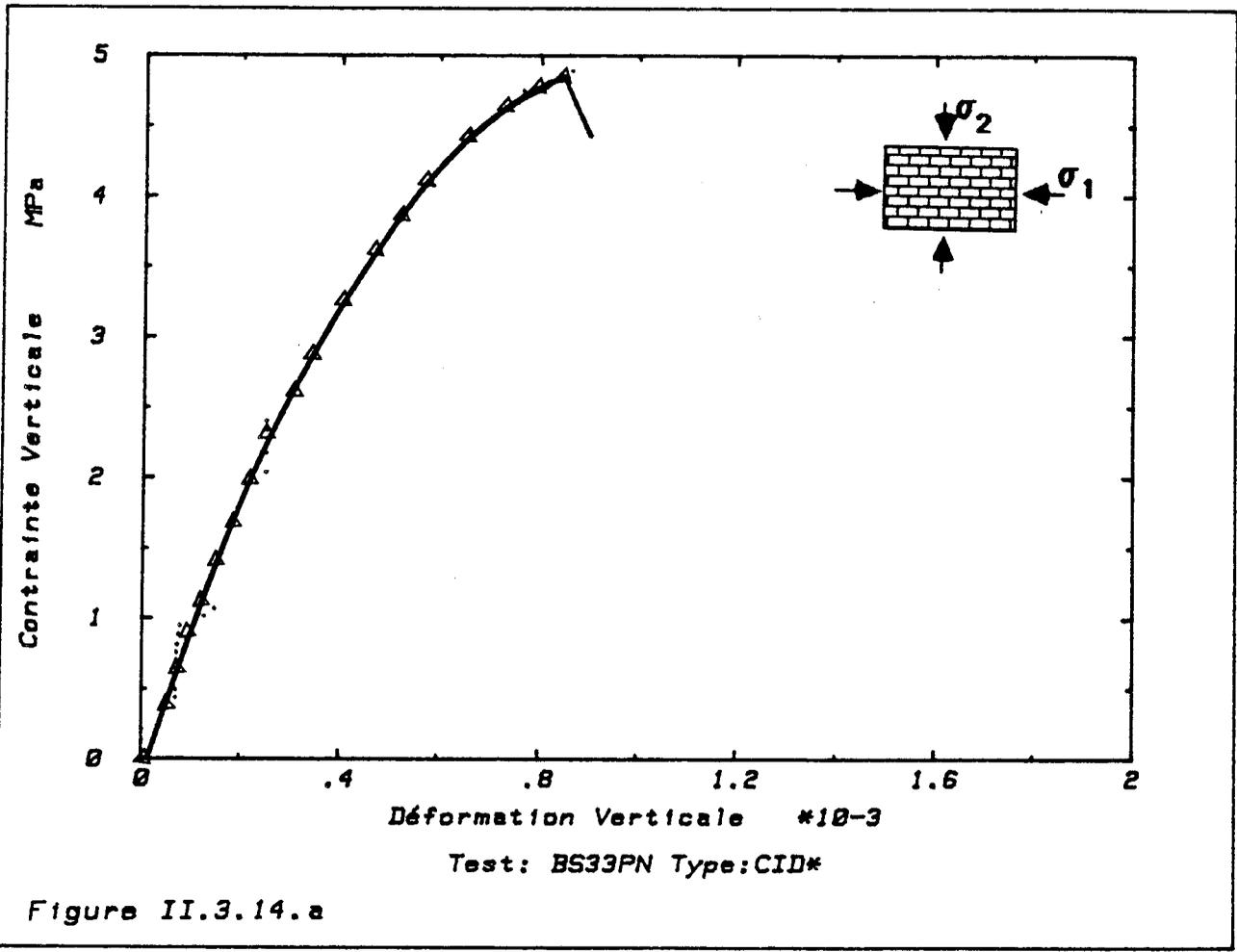


Figure II.3.14.a

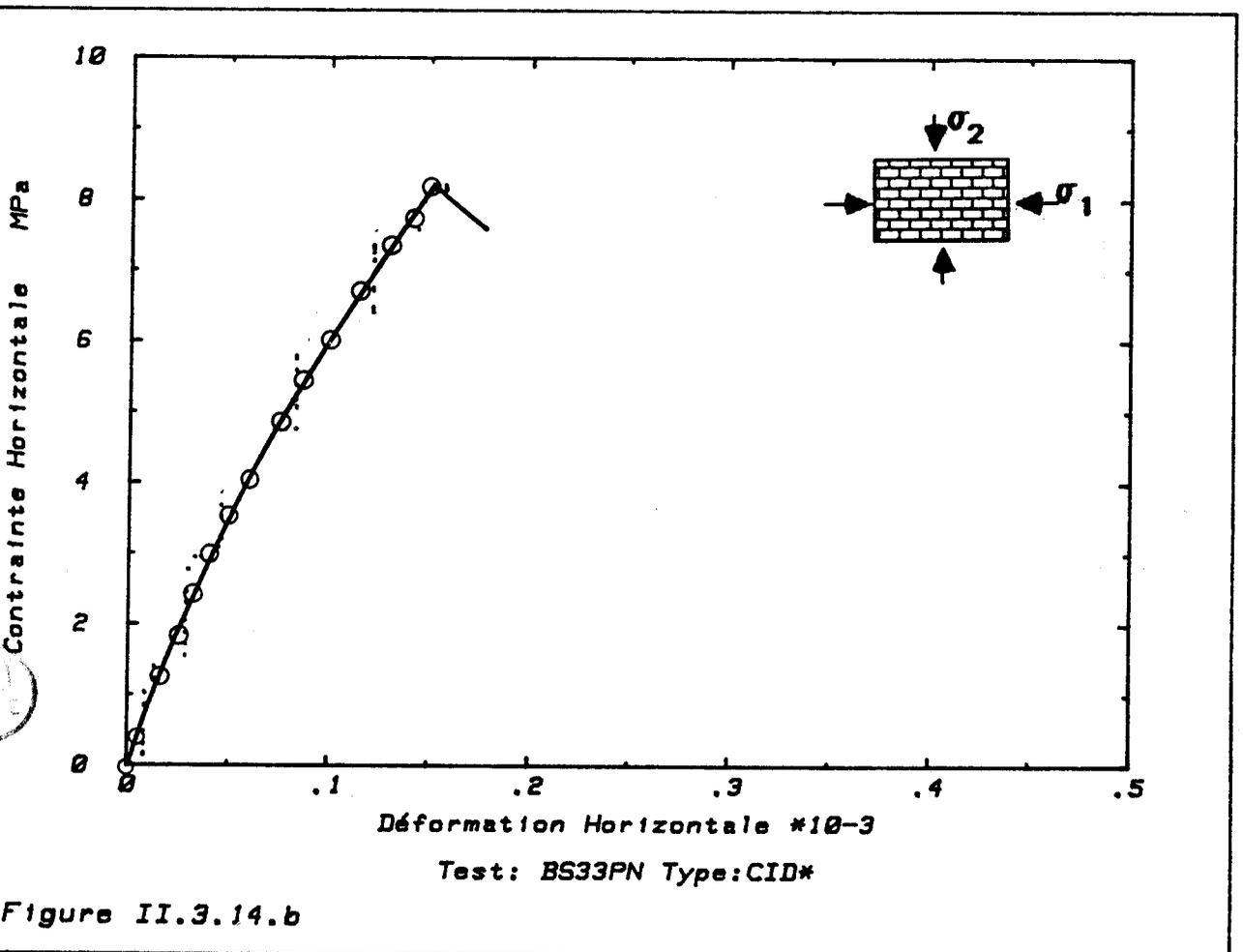


Figure II.3.14.b

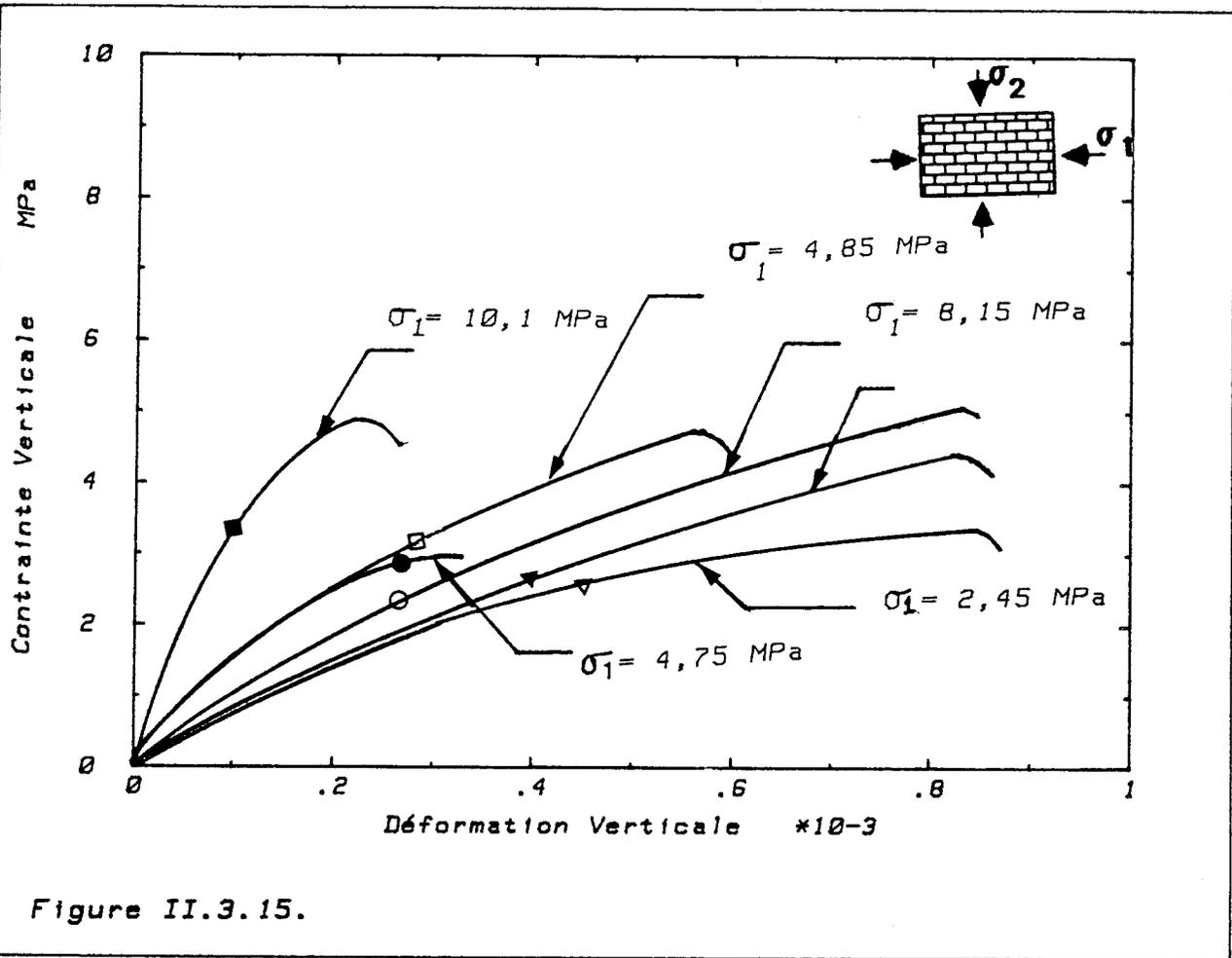


Figure II.3.15.

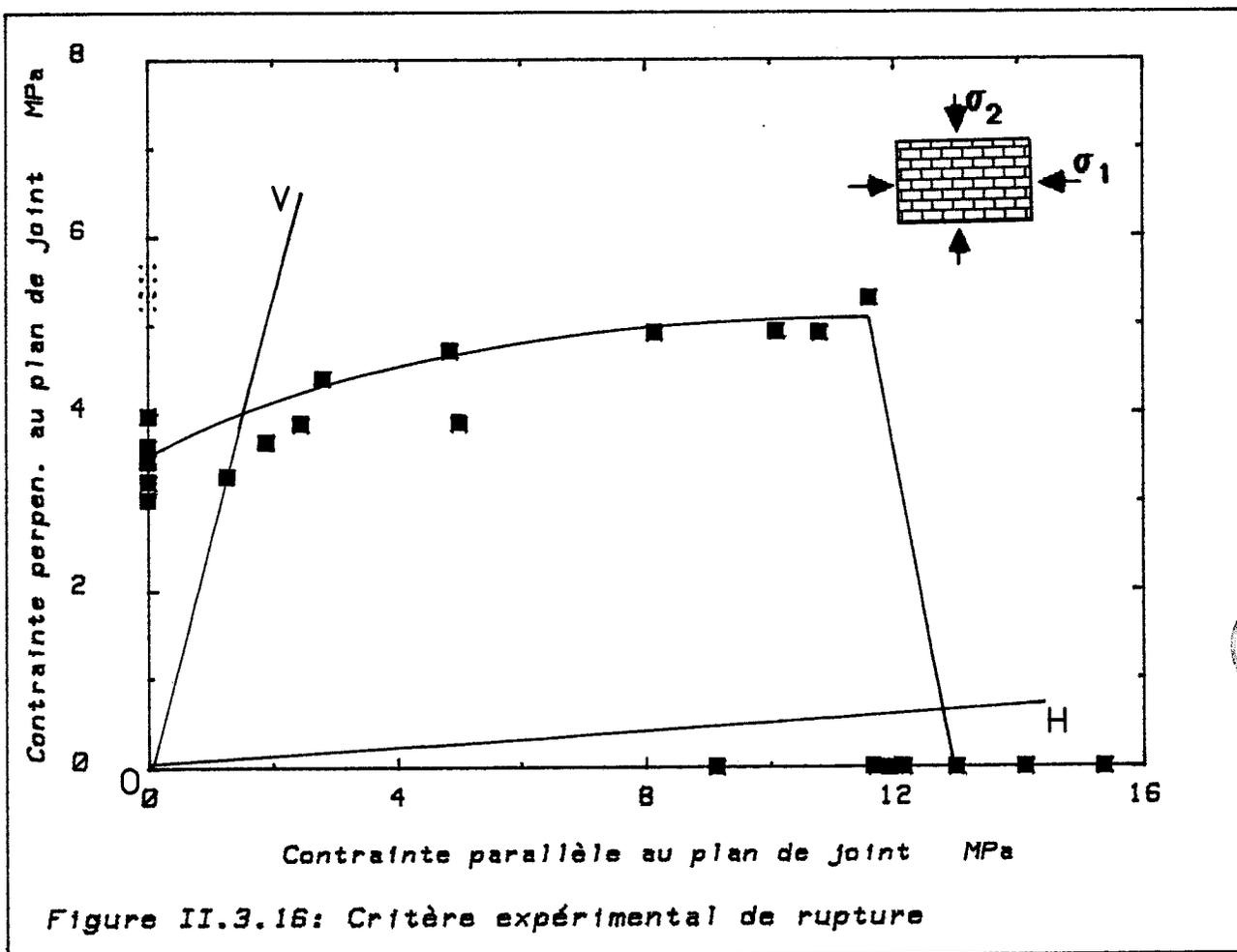


Figure II.3.16: Critère expérimental de rupture



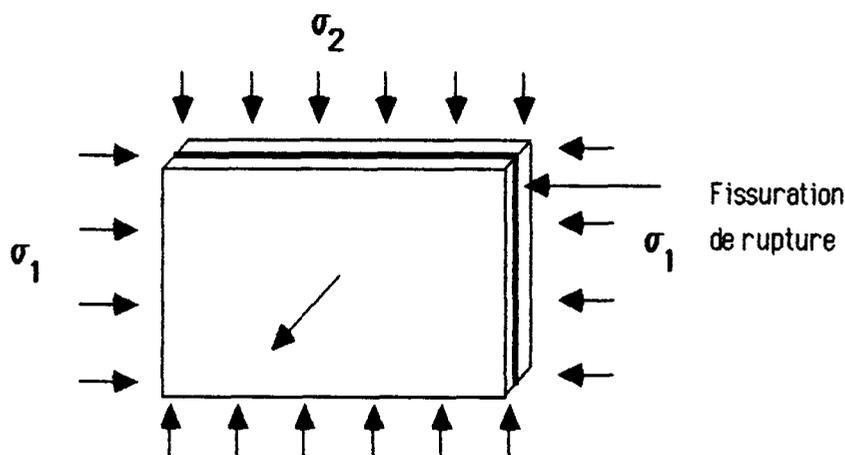
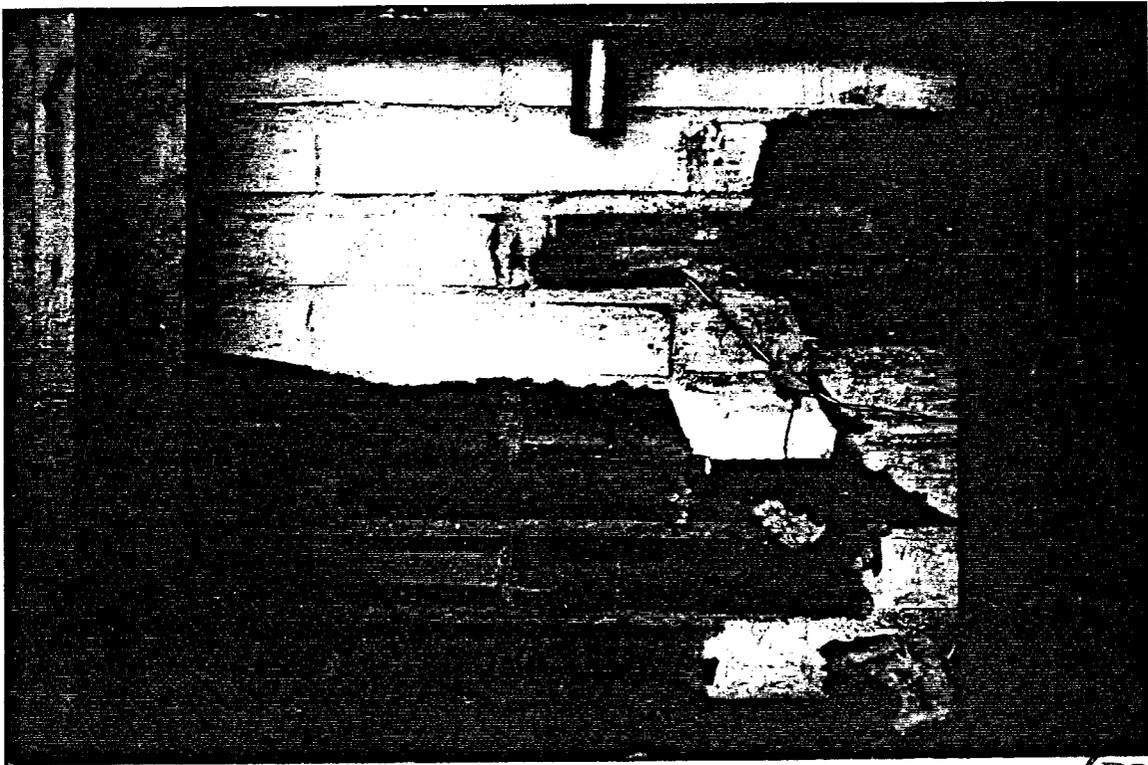


Figure II.3.17 : Mode de rupture biaxiale.

#### Conclusion :

Les valeurs de la contrainte à la rupture lorsque  $\sigma_2$  égale zéro et  $\sigma_1$  égale zéro ont une grande différence ( $\sigma_1/\sigma_2$  varie de 3 à 4). Cette différence s'accompagne de deux modes de rupture différents (voir paragraphes II.3.1.1, II.3.1.2). Aucun de ces modes ne ressemble au mode de rupture biaxiale. Tant que le rapport  $\sigma_1/\sigma_2$  reste petit, la rupture est tout à fait identique à celle obtenue dans le cas d'une contrainte uniaxiale verticale. Le mode de rupture se produit également de la même façon qu'une rupture due à une contrainte uniaxiale horizontale si le rapport  $\sigma_2/\sigma_1$  est très petit. Ces trois régions de rupture sont indiquées par les deux droites OH, OV ; sur la figure II.3.16.

La dispersion des résultats peut être due tout d'abord à la dispersion du comportement des matériaux constituant la maçonnerie, particulièrement la brique. La caractéristique mécanique de celle-ci dépend de la méthode de fabrication. Le vieillissement du panneau et la condition du séchage du mortier peuvent modifier la résistance du panneau de maçonnerie à la rupture, ce facteur est difficile à contrôler. Cette raison peut être valable, surtout si on pense que la rupture du panneau est due à la rupture des joints de mortier. En fin le nombre des essais biaxiaux est limité par le temps disponible, ainsi que par la capacité de la presse selon la direction (1) parallèle au plan des joints, notamment pour des essais avec des valeurs de la contrainte  $\sigma_1$  plus importante.



Photographie II.3.3 : Mode rupture observé

### 11.3.2 L'inclinaison de joints de mortier :

Douze essais ont été effectués [4], sur des panneaux de maçonnerie dont les dimensions étaient les suivantes : 400x300x100 mm (voir photographie 11.3.4), avec un chemin de contrainte uniaxial monotone (voir paragraphe 11.3.1.1). Ces essais ont été réalisés sur une presse uniaxiale conçue spécialement pour les murets de la maçonnerie (PARTIE II CHAPITRE 1), avec cinq différentes orientations du plan de joint ( $\theta = 0^\circ$  ;  $22,5^\circ$  ;  $45^\circ$  ;  $67,5^\circ$  et  $90^\circ$ ).

Ces échantillons ont été fabriqués en coupant les briques selon l'angle choisi, et placés dans le moule avec un mortier de mélange unique (1 : ciment 3,5 sable).

Nous avons considéré les résultats obtenus dans ces essais comparatifs, qualitativement seulement et non quantitativement, compte tenu de la différence de dimension si on les compare aux panneaux de plus grandes dimensions. C'est la raison pour laquelle nous avons réalisé des tests à  $\theta = 0^\circ$  et  $90^\circ$  pour pouvoir déterminer l'effet de dimension. Le but de ce travail est de vérifier le comportement orthotrope de la maçonnerie, cette orthotropie étant caractérisée par le changement de la contrainte et du mode de rupture lors d'une variation de l'orientation du plan de joints par rapport à l'axe de contrainte appliquée.

L'orthotropie de la maçonnerie est due à deux raisons principales :

a) la maçonnerie est un matériau composé de briques qui occupent 75 % du panneau et du mortier. L'orthotropie de la brique peut influencer le comportement de la maçonnerie.

b) l'orientation du plan des joints horizontaux dans l'échantillon (son inclinaison par rapport à l'axe de contrainte appliquée), joue un rôle important sur le comportement mécanique de celui-ci.

Evidemment les deux modes de rupture lorsque  $\theta = 0^\circ$ ,  $90^\circ$ , sont les mêmes que ceux du panneau 1100x800 soumis à une contrainte horizontale ou verticale.

Lorsque  $\theta = 22,5^\circ$ , le mode de rupture intervient par une fissuration de décollement le long du plan de joints, où on atteint la résistance d'adhérence entre les briques et les joints de mortier. On a alors une rupture qui ressemble à celle lorsque  $\theta = 0^\circ$ , mais sa résistance à la rupture est inférieure à celle obtenue pour  $\theta = 0^\circ$ .

Par contre lorsque l'orientation  $\theta$  est de  $67,5^\circ$  la rupture se produit par une fissuration de traction parallèle à l'axe de chargement. Ce mode de rupture est identique à celui obtenu lorsque  $\theta = 90^\circ$ , avec une résistance à la rupture supérieure au test où  $\theta = 90^\circ$ .

Dans le cas où le plan de joint horizontal fait un angle  $\theta = 45^\circ$  avec l'axe de contrainte, la rupture intervient par combinaison des cas  $\theta = 0^\circ$  et  $90^\circ$ , c'est-à-dire que la rupture se produit par une traction dans les matériaux et par cisaillement au niveau de l'interface entre ceux-ci. L'ensemble des modes de rupture obtenus lors des différents tests sont schématisés sur la figure (11.3.18.a, b, c) et les photographies (11.3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9) montrent l'état de rupture réellement observée.

Sur le tableau 11.3.4 est illustré un résumé des valeurs moyennes des résultats des essais effectués avec différentes orientations. Egalement sur la figure 11.3.19 est présenté l'ensemble des courbes contrainte-déformation axiale (axe de contrainte) pour des différents types d'essais. On peut distinguer sur les courbes contrainte-déformation l'augmentation de la rigidité de la maçonnerie axiale lorsque  $\theta$  diminue de ( $90^\circ$  à  $0^\circ$ ), ainsi que sa résistance à la rupture.



Orientation du plan des joints horizontaux $\theta$	Contrainte de compression à la rupture MPa	Module de rigidité élastique MPa	Mode de rupture et observation
0°	13,30	7382	fissuration entre la brique et la couche de mortier
22,5°	8,847	4772	fissuration entre la brique et la couche de mortier
45°	7,875	3538	fissuration de cisaillement (brique-mortier) + fissuration de traction
67,5°	7,8	2594	fissuration de traction parallèle au chargement
90°	5,032	2791	fissuration de traction parallèle au chargement

Tableau II.3.4 : Caractéristiques mécaniques de la maçonnerie avec différentes orientations des joints de mortier.



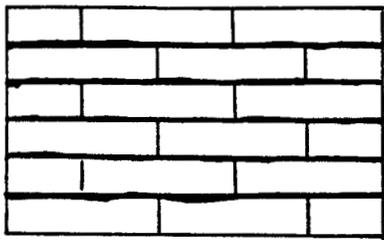
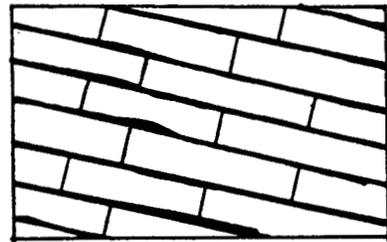

 $\theta = 0^\circ$ 

 $\theta = 22,5^\circ$ 

Figure II.3.18 . a : Mode de rupture par séparation de joint de mortier

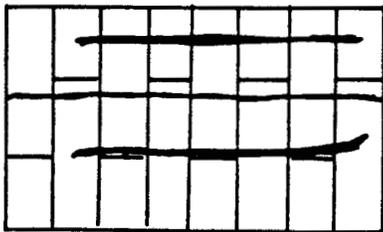
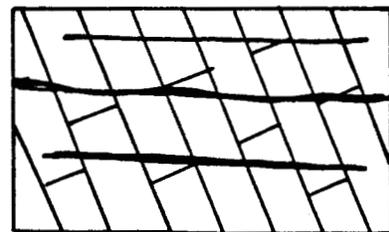

 $\theta = 90^\circ$ 

 $\theta = 67,5^\circ$ 

Figure II.3.18 . b : Mode de rupture par traction

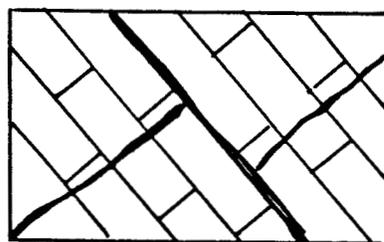

 $\theta = 45^\circ$ 

Figure II.3.18.c : Mode de rupture combiné de traction et du cisaillement.

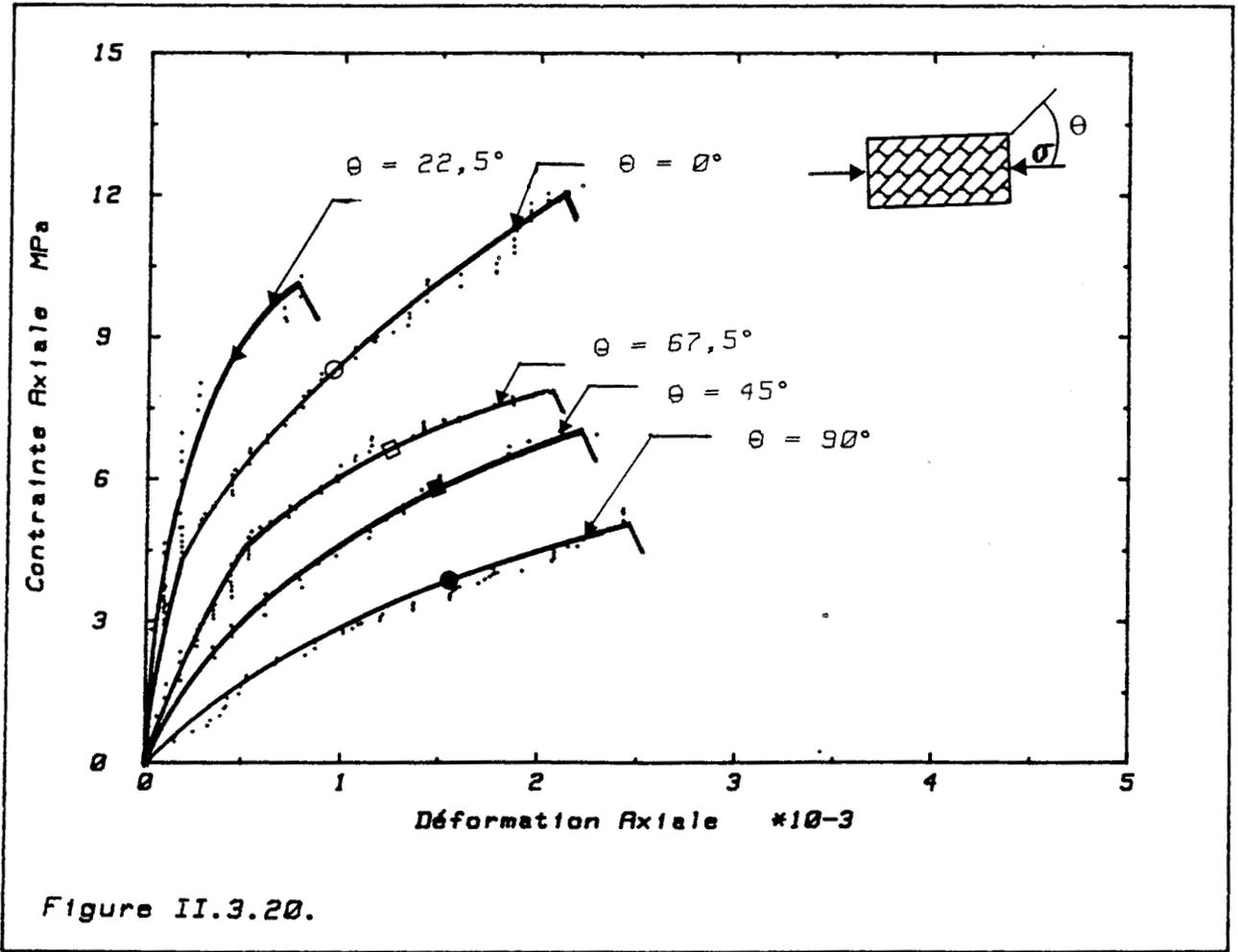


Figure II.3.19 : courbes contrainte-déformation de différentes orientations de joint.



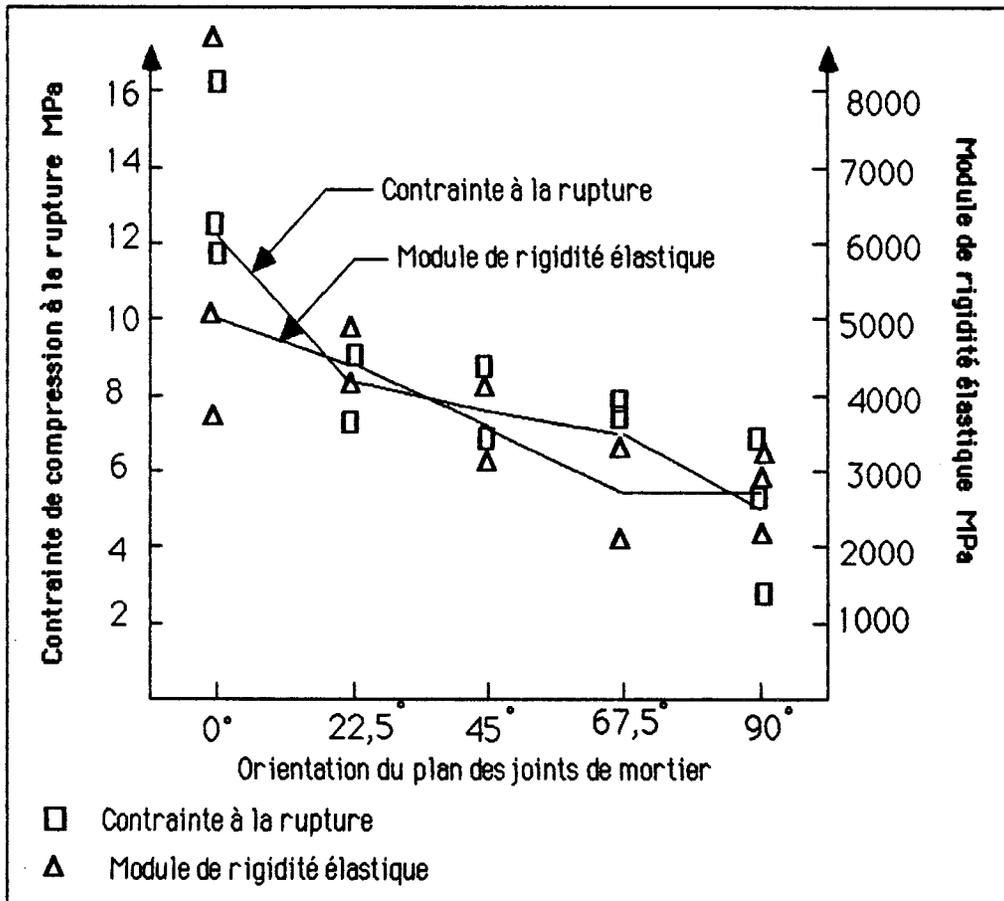


Figure II.3.20 : contrainte à la rupture et le module de rigidité avec différentes orientations du joint.



Les courbes 1,2 sur la figure II.3.20 représentent la variation de la contrainte à la rupture et du module de rigidité élastique avec l'orientation du plan de joint de mortier. La contrainte à la rupture diminue lorsque l'angle  $\theta$  augmente de zéro à  $90^\circ$ . Cette variation est importante entre  $\theta = (0^\circ \text{ à } 22,5^\circ)$  ainsi que  $\theta = (67,5^\circ \text{ à } 90^\circ)$ . Tandis que la valeur à la rupture varie peu entre  $\theta = 22,5^\circ$  et  $67,5^\circ$ . Cette variation de la contrainte à la rupture peut être expliquée à partir des modes de rupture.

Prenons le cas de l'orientation  $\theta : 0^\circ$  et  $22,5^\circ$  ; d'après les observations expérimentales ces deux types d'essais ont un mode de

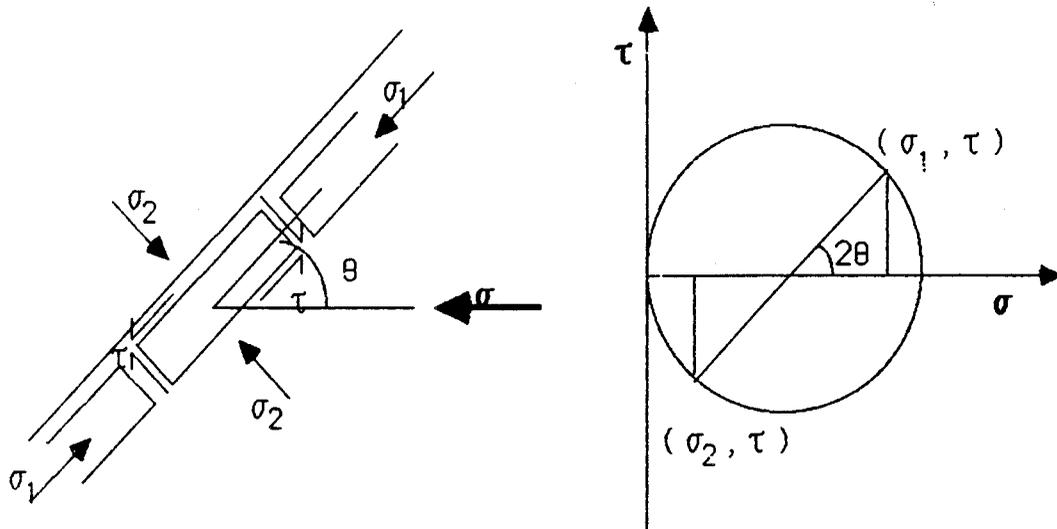
rupture similaire c'est-à-dire une rupture par séparation des joints horizontaux et des briques due à une contrainte dans une direction parallèle au plan du joint. Lorsque  $\theta = 22,5^\circ$  la contrainte principale sur les éléments est calculée à partir de cercle de Mohr, qui montre qu'existe en plus de la contrainte parallèle au joint une contrainte de cisaillement autour de chaque élément de brique et de mortier. On appelle  $T_t$  les efforts du cisaillement total qui affectent la surface contacte brique-mortier.

La contrainte de cisaillement explique la chute de la valeur à la rupture lors d'une orientation du plan de joint, et en particulier lorsque cette orientation est petite. Quand l'angle  $\theta$  est plus grand, par exemple  $45^\circ$ , les trois contraintes  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\tau$  sont égales, ce qui provoque une contrainte de cisaillement importante ainsi que la valeur de  $\sigma_2$  qui peut produire une fissuration de traction parallèle à la direction de cette contrainte, cela explique qu'avec une légère augmentation de la contrainte en variant l'angle  $\theta$  de  $22,5^\circ$  à  $45^\circ$  on obtient deux modes de rupture tout à fait différents. La figure 3.22 représente un exemple lors d'un passage  $\theta = 22,5^\circ$  à  $45^\circ$ . Cela est également valable lors du passage d'une orientation  $\theta = 45^\circ$  à  $\theta = 67,5^\circ$  qui s'accompagne encore d'un autre changement de mode de rupture (fissuration de traction seulement). Avec une augmentation importante de la contrainte et lorsque  $\theta$  passe de  $67,5^\circ$  à  $90^\circ$  le mode de rupture est inchangé.

En ce qui concerne le module de rigidité élastique de la maçonnerie, celui-ci diminue lorsque l'orientation du plan de joint de mortier  $\theta$  augmente de  $0^\circ$  à  $90^\circ$ , (cf résultats expérimentaux).

On peut attribuer que l'augmentation de la rigidité de la maçonnerie lorsque l'orientation des joints varie de  $90^\circ$  à zéro à l'orthotropie des briques. La différence de variation entre la rigidité des briques et celle de la maçonnerie est peut être due à l'intervention du comportement des joints de mortier qui ont un comportement élastique non linéaire et isotrope. La non linéarité du mortier intervient peu alors sur le comportement de la maçonnerie.

La photographie 11.3.4 montre un exemple des panneaux testés lors d'une orientation du plan des joints avec le chargement appliqué de  $45^\circ$ . Les différents modes de rupture obtenus par les essais lors d'une orientation du plan des joints de  $22,5^\circ$ ,  $67,5^\circ$  et  $45^\circ$ , sont donnés par les photographies 11.3.5.; 11.3.6 et 11.3.7. respectivement.



$$\theta = 22,5^\circ$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\sigma_1 = \sigma/2 * (1 + \cos \theta)$$

$$\sigma_1 = 0,853 \sigma$$

$$\sigma_1 = 0,5 \sigma$$

$$\sigma_2 = \sigma/2 * (1 - \sin \theta)$$

$$\sigma_2 = 0,146 \sigma$$

$$\sigma_2 = 0,5 \sigma$$

$$\tau = \sigma/2 \sin 2\theta$$

$$\tau = 0,353 \sigma$$

$$\tau = 0,5 \sigma$$

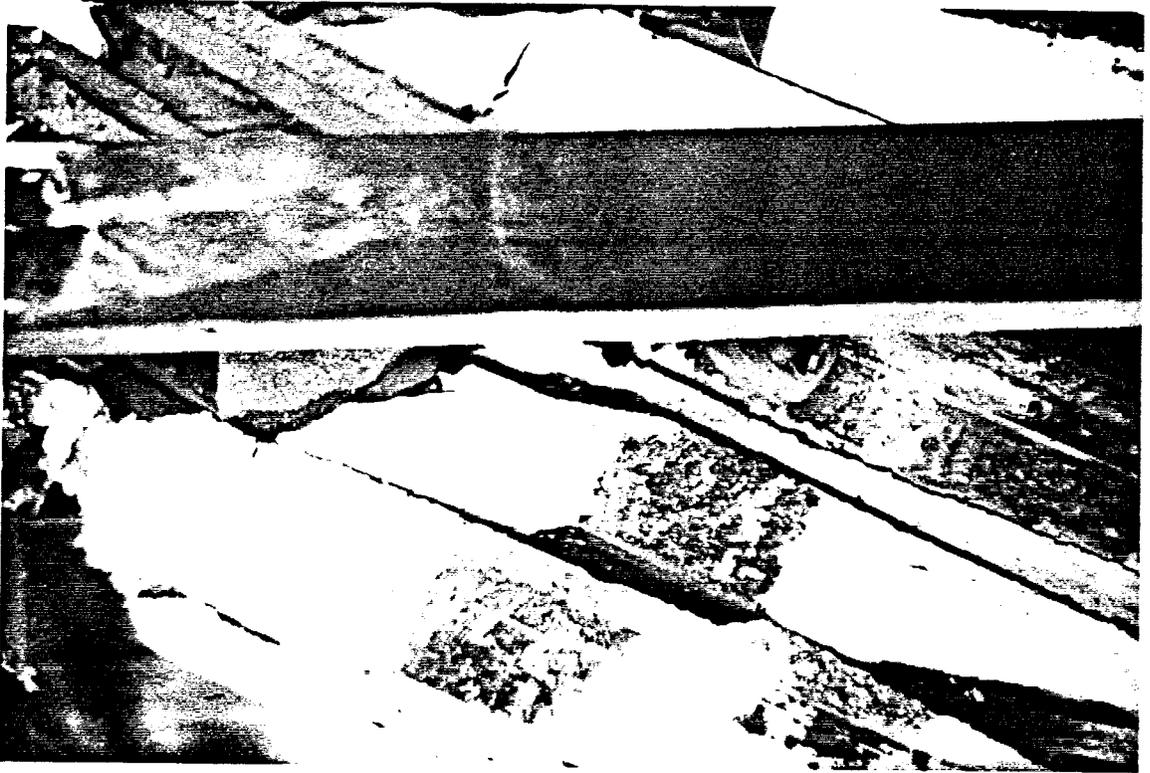
Figure II.3.21 : Exemple de l'état de contrainte dans un échantillon lorsque  $\theta = 22,5$  et  $45^\circ$ .



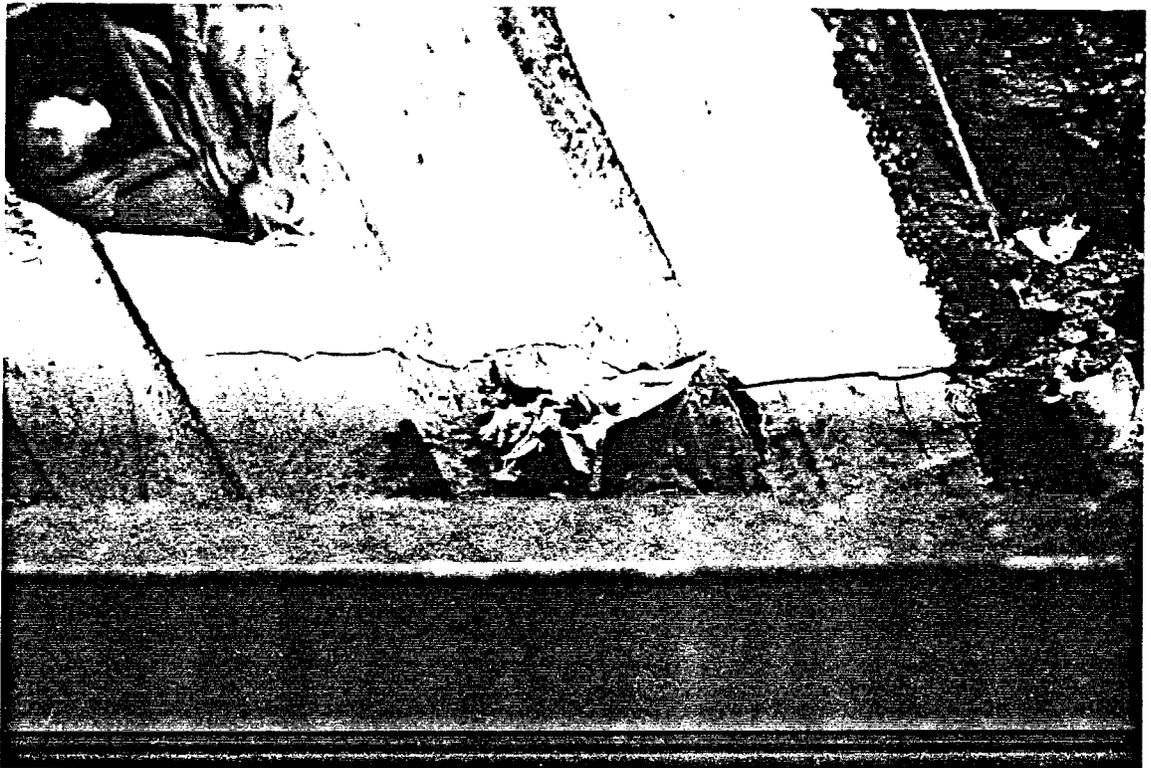


Photographie II.3.4 : Panneau de maçonnerie ~~avec~~ testé avec  $\theta = 45^\circ$





Photographie II.3.5 : Rupture observée lorsque  $\theta = 22,5^\circ$



Photographie II.3.6 : Rupture observée lorsque  $\theta = 67,5^\circ$



Photographie II.3.7: Rupture observée lorsque  $\theta = 45^\circ$



### 11.3.3- La variation du type et de l'épaisseur des joints :

Une série de soixante quatre essais sur des panneaux de maçonnerie, de dimensions approximatives 350x550x100 mm, ont été réalisés [5]. Les échantillons avaient été construits avec quatre différentes épaisseurs de joints de mortier (8, 10, 15, 20 mm. Pour chaque épaisseur quatre types de joints de mortier ont été choisis (A, B, C, D). Les mortiers avaient respectivement un pourcentage de ciment de 20 % ; 10 % ; 8 % ; 6,25 %). Ce pourcentage de ciment est en relation avec la rigidité et la résistance du mortier, celles-ci augmentant en utilisant une quantité supérieure du ciment.

Les échantillons de type et d'épaisseur donnés ont été réalisés en deux exemplaires pour pouvoir les soumettre à des chargements parallèles et perpendiculaires au plan de joint. Deux échantillons identiques ont été construits pour chaque type afin de pouvoir comparer les résultats obtenus.

Le but de ce travail est de déterminer l'influence de la qualité (résistance mécanique) des joints de mortier ainsi que leurs épaisseurs sur le comportement global de la maçonnerie en briques. Ce comportement, est étudié au moyen du mode de rupture, de la force ainsi que du déplacement mesurés au cours des essais. La réalisation de ces essais a servi aussi pour une comparaison qualitative avec les autres essais effectués sur des panneaux de dimensions supérieures.

Nous partageons la présentation de ce type d'essais en deux parties principales selon le mode de chargement, parallèle et perpendiculaire au plan des joints de mortier.

Les essais sont nommés principalement par trois caractères (ex. : H 2 C) ; le premier caractère (H ou V) indique le mode de chargement appliqué parallèle (Horizontal) ou perpendiculaire (Vertical) aux couches des joints respectivement. Le chiffre qui varie de 1 à 4 représente l'épaisseur des joints de mortier (dans l'ordre 8, 10, 15, 20 mm) ; le troisième caractère (A, B, C ou D) indique le type de mélange du mortier. La rigidité et la résistance du mortier diminuent en passant du A au D, la résistance à la rupture de ces quatre types de mortier est de 21,7 ; 5,06 ; 2,88 et 0,88 MPa respectivement.

### 11.3.3.a- Essais à chargement parallèle au plan de joints

---

Ce type a été réalisé en suivant le chemin de chargement utilisé pendant les essais sur les panneaux de maçonnerie de dimension 1100 x 800 mm, lorsque  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$ , (les détails de ce chemin de chargement sont donnés au paragraphe 11.3.1.1 dans ce chapitre). Le panneau est complètement libre selon les directions perpendiculaires au chargement. Des planches de balsa ont été installées entre les plaques d'appuis et le panneau afin d'avoir une meilleure distribution des contraintes.

Nous présentons ces essais en traçant des courbes chargement-déformation axiale des quatre types différents de mortier. Pour chaque épaisseur de joints, les courbes présentant les différentes épaisseurs ont été tracées pour étudier l'influence de l'épaisseur des joints sur le comportement mécanique de la maçonnerie.

La généralité des essais de ce type a marqué une fragilité de la maçonnerie, avec rupture brutale. D'après les observations expérimentales, cette brutalité est en fonction de la qualité du mortier : plus le mortier est rigide et résistant, plus la maçonnerie est fragile.

Quel que soit le type de mortier utilisé pour la construction, la rupture a été marquée par fissuration de cohésion au niveau du plan de contact entre les briques et les couches de mortier parallèle au chargement. Au cours des essais et en suivant le développement de la fissuration lors d'un test sur un panneau de maçonnerie construit avec le mortier de type "A" (le plus résistant utilisé), on remarque que la fissuration à la rupture a lieu au niveau du plan de contact brique-mortier. Cette fissuration est suivie par une dégradation générale du panneau. A cause de sa brutalité, la rupture se termine par la ruine du panneau. Dans le cas d'une maçonnerie construite avec un mortier faible de type "D" (le plus faible utilisé), la rupture s'amorce par un écrasement des joints de mortier, en particulier les joints verticaux, dû à la compression. Cela ne provoque pas tout de suite la rupture de la maçonnerie ce n'est que par la suite et après une application plus forte de contrainte, que la rupture du panneau se produit accompagnée par une fissuration parallèle au plan des joints horizontaux. La valeur de la contrainte à la rupture est largement inférieure à celle obtenue lors de l'utilisation d'un mortier résistant (ex.:type A). Ainsi comme l'on pouvait s'y attendre, la rigidité de la maçonnerie augmente si l'on utilise un mortier plus rigide pour la construction d'une maçonnerie.

Les essais qui ont été réalisés avec les mortiers de type B et C, donnent une rigidité et une résistance à la rupture entre les valeurs données pour les mortiers A et D.

En général, la fissuration et le mode de rupture dépendent du rapport entre les caractéristiques mécaniques des matériaux composant les briques et le mortier. Plus l'écart est grand entre la rigidité des deux matériaux, plus la rupture et la fissuration ont lieu tôt. Cela est dû à l'interaction entre les deux matériaux, les efforts créés étant de plus en plus grands.

La présentation du comportement mécanique de ce genre d'essais est faite par des courbes contrainte-déformation. Chacune des figures (II.3.22, 3.23, 3.24, 3.25) présente les quatre courbes des panneaux construits avec des joints de types A, B, C et D. Les figures présentent les quatre épaisseurs différentes des joints (8, 10, 15, 20 mm) respectivement. Il est évident que dans les quatre cas différents, la rigidité de la maçonnerie augmente si l'on utilise un mortier plus rigide. Ainsi la résistance à la rupture varie de la même façon.

Le nombre d'essais effectués nous permet de faire une comparaison et aussi d'étudier l'influence de l'épaisseur des joints de mortier sur le comportement mécanique de la maçonnerie. Sur la figure II.3.26 les quatre courbes contrainte-déformation axiale pour une maçonnerie confectionnée avec les quatre épaisseurs différentes des joints de mortier. Ce mortier est de type "B". On remarque sur la figure une augmentation visible de la rigidité de la maçonnerie et de sa résistance à la rupture en diminuant l'épaisseur des joints. Ce phénomène a été confirmé par l'expérience pour les autres types de mortier. L'augmentation de l'épaisseur des joints de mortier par rapport à celle de la brique provoque une diminution de la résistance de la maçonnerie à la rupture ainsi que de son module de rigidité élastique. L'ensemble des résultats est donné dans le tableau II.3.5.

Type \ Epaisseur	8 mm.	10 mm.	15 mm.	20 mm.
A	13,3	13,4	12,5	11,5
B	5,8	4,9	4,5	3,9
C	4,9	4,5	3,7	2,6
D	4,2	2,7	2,1	1,5

( Contrainte de compression à la rupture )

Type \ Epaisseur	8 mm.	10 mm.	15 mm.	20 mm.
A	9500	11500	14000	12000
B	8500	6600	5000	4600
C	2800	2700	4200	2600
D	2100	1900	1300	1000

( Module de rigidité élastique )

Tableau II.3.5 : Ensemble des résultats des essais à chargement parallèle au plan des joints.

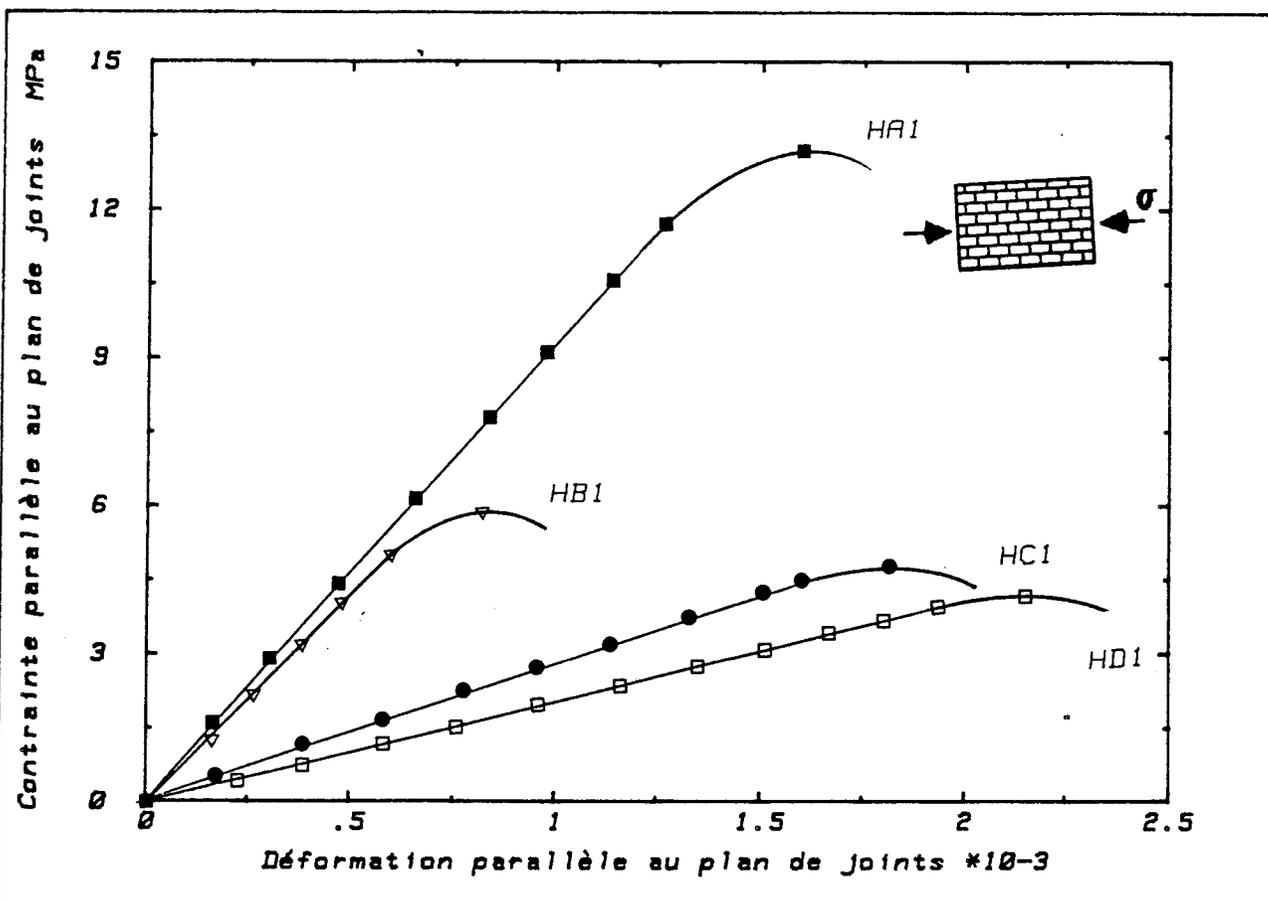


Figure II.3.22

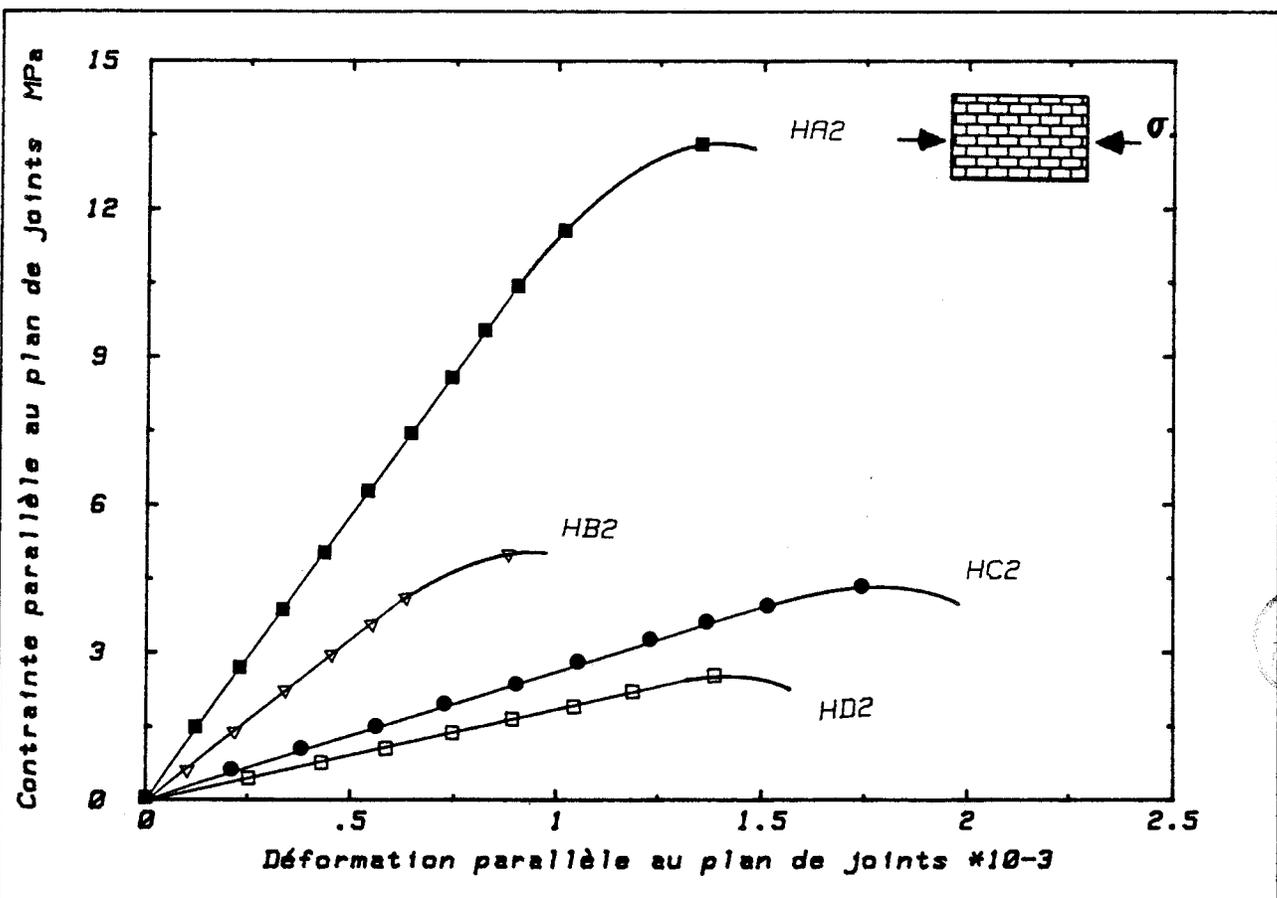


Figure II.3.23



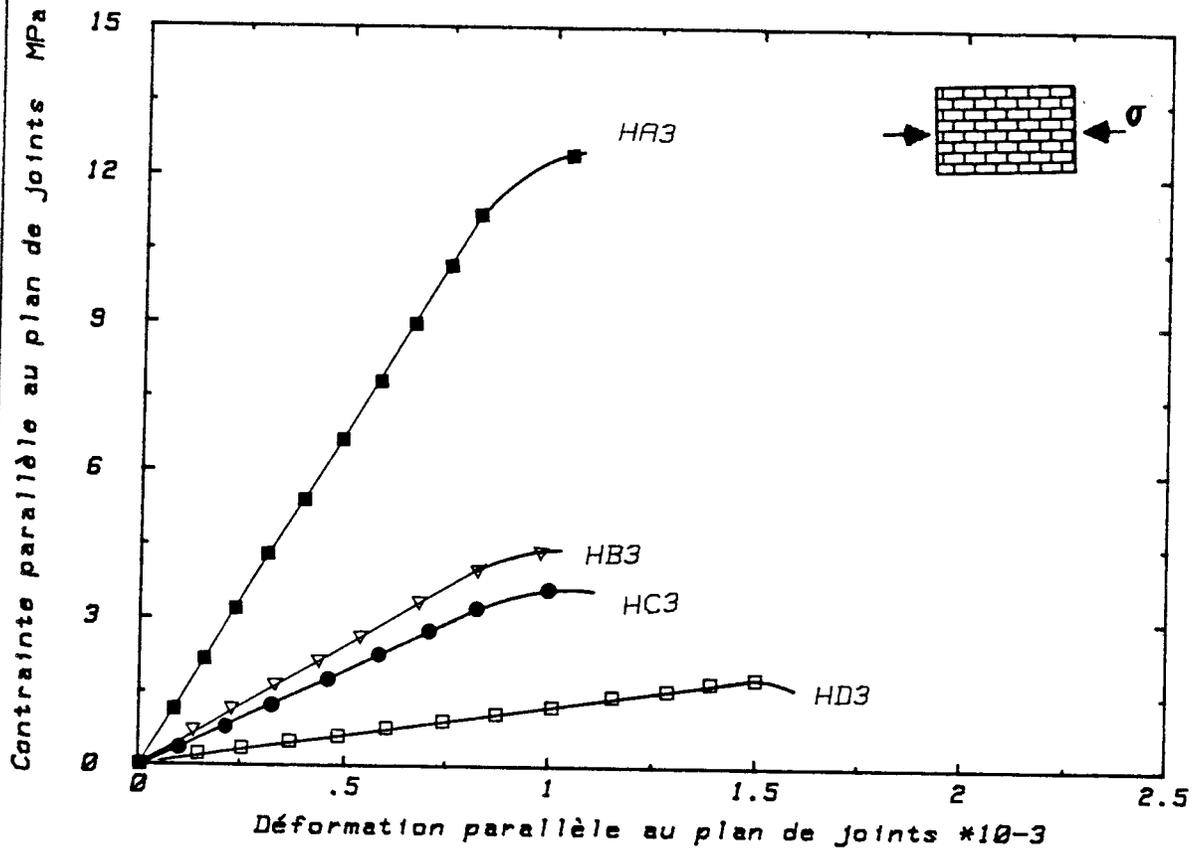


Figure II.3.24

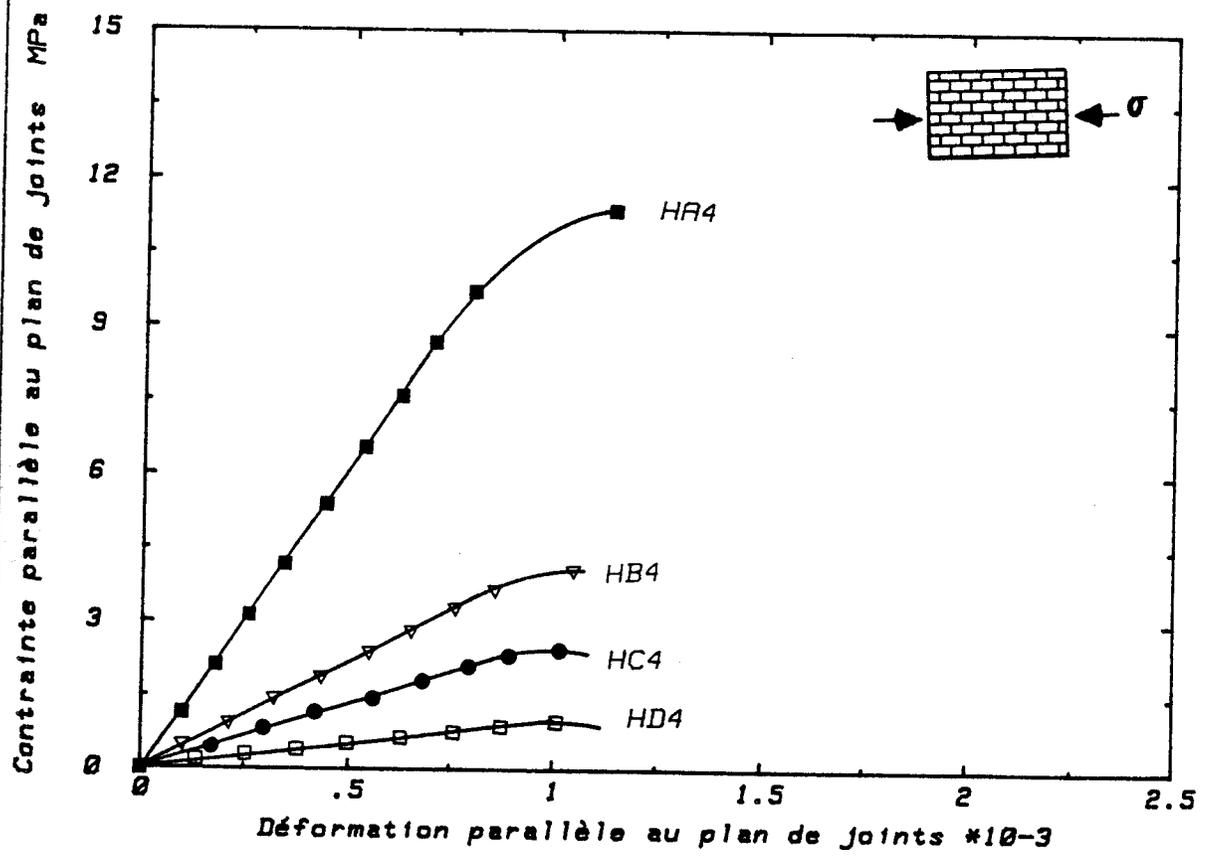


Figure II.3.25

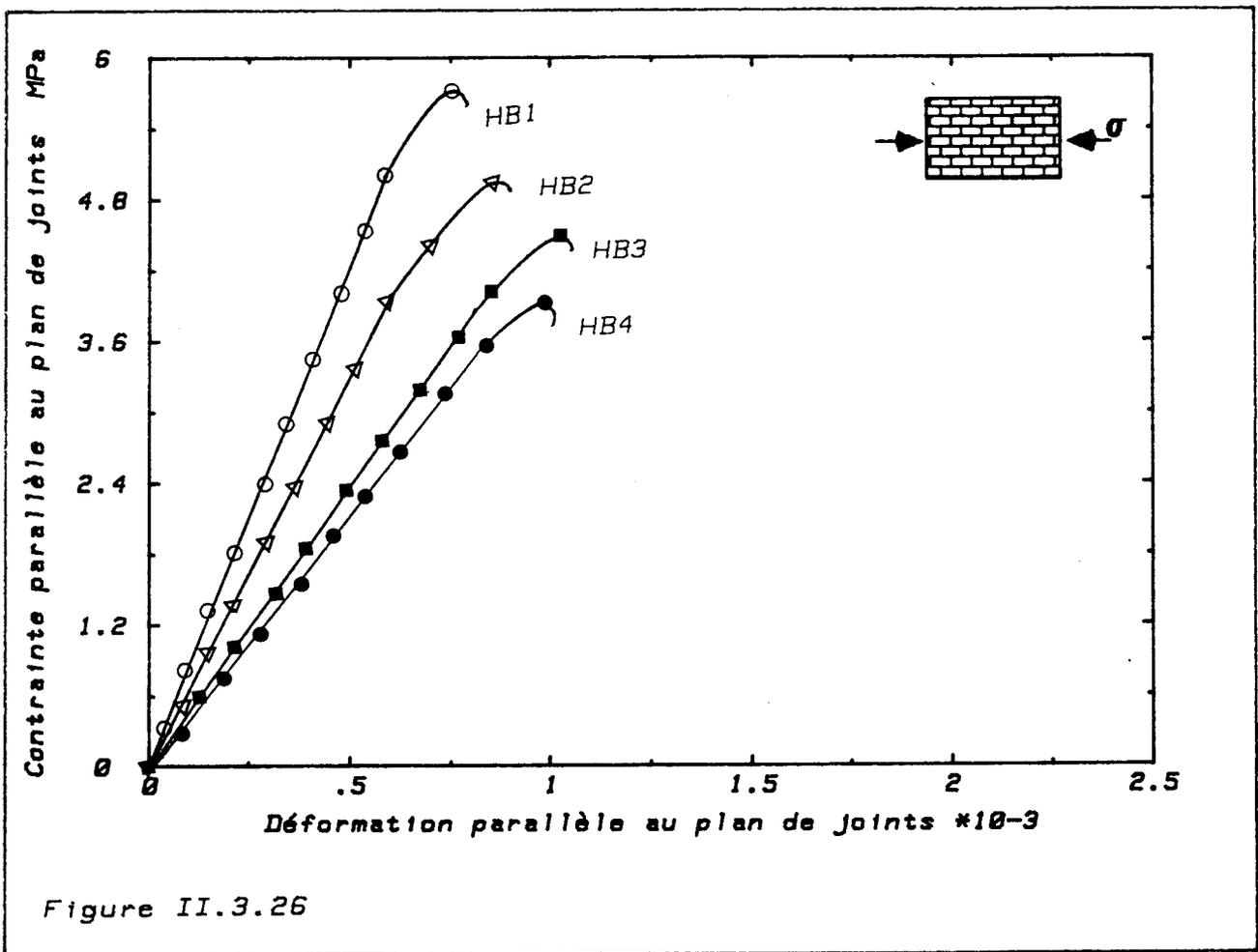


Figure II.3.26 : courbe contrainte déformation axiale des différentes épaisseurs des joints de mortier de type B de la une maçonnerie.

REMARQUE :

On remarque sur le tableau 11.3.5, la diminution de la contrainte à la rupture due à l'épaisseur en utilisant des joints de mortier moins résistants, (ex. : pour le mortier "D" sa résistance baisse de 64 % en passant d'un joint de 8mm, 20 mm d'épaisseur, tandis que le mortier de type "A" marque une baisse de 13,5 % pour la même différence d'épaisseur).

En utilisant un mortier moins résistant, la baisse de la résistance de la maçonnerie devient plus importante, si on augmente l'épaisseur des joints (ex : pour un joint de 8 mm la baisse de la résistance de la maçonnerie entre les types de mortier "A" et "D" est de 68,4 % et 87% pour un joint d'épaisseur 20 mm).

Si on compare les deux remarques ci-dessus, on s'aperçoit que l'influence de la qualité du mortier est plus importante que l'influence de la quantité (épaisseur des joints) . Par ailleurs le changement de l'épaisseur du joint ne peut pas avoir d'influence sur le mode de rupture lorsque le changement varie dans une limite admissible, tandis que la variation de type de mortier peut changer le mode de rupture.

### 11.3.3.b- Essais à chargement perpendiculaire au plan de joint :

---

Ce type d'essais a été réalisé en suivant un chemin de contrainte linéaire tel qu'il est utilisé dans les tests des panneaux de 1100x800 mm, lorsque  $\sigma_1 = 0$ ,  $\sigma_2 > 0$  (voir paragraphe 11.3.1.2). Le panneau étant libre selon les directions perpendiculaires au chargement appliqué, les plaques d'appuis ont été doublées par des planches de balsa afin d'avoir une meilleure distribution des contraintes sur le panneau. Ces panneaux ont été construits également avec quatre épaisseurs différentes de joints.

Dans ces essais aussi le caractère fragile de la rupture du matériau a été constaté.

La rupture dans ce type d'essai se produit par une fissuration de traction à travers les briques et les joints de mortier, qu'on observe ce type de rupture en particulier pour les joints résistants de type "A" et "B". D'après des mesures locales qui ont été réalisées au cours des essais grâce à des jauges de déformation, nous constatons qu'une fissuration de traction est apparue dans les joints de mortier perpendiculairement au chargement. Cette fissuration se propage par la suite à travers les briques et le mortier. Ce phénomène est dû à la contrainte provoquée entre les briques et les joints de mortier par l'interaction entre ces derniers et l'effet de la cohésion et du frottement.

Lorsque l'épaisseur des joints augmente, la rupture intervient accompagné par une fissuration de traction dans le plan parallèle au plan libre du panneau. En effet pour les joints les plus épais, la contrainte à la rupture augmente, (étant alors négligeable dans la direction 3). Lorsque le panneau est construit avec un mortier de faible résistance et de faible adhérence tel que les mortiers de types C et D, la dégradation du panneau s'amorce par l'écrasement des couches de mortier en début d'essai. Cet écrasement des joints ne provoque pas la rupture du panneau et l'application du chargement se poursuit jusqu'à la rupture qui se produit souvent par une fissuration de traction dans le plan parallèle à la surface libre du panneau et à travers les briques et le mortier.

La contrainte et la déformation ont été mesurées au cours d'essais, ce qui nous permet de tracer les courbes contrainte-déformation axiale. A partir de ces courbes nous étudions le comportement mécanique de la maçonnerie. Nous présentons une

comparaison des différentes qualités de mortier par quatre courbes représentant les quatre types de mortier. Sur les figures 11.3.27, 11.3.28, 11.3.29, et 11.3.30 sont illustrés les cas des quatre épaisseurs différentes (8, 10, 15, 20 mm). Quelle que soit l'épaisseur des joints de mortier utilisés, une amélioration de la qualité du mortier est accompagnée par une augmentation de la résistance et de la rigidité de la maçonnerie testée. Par ailleurs la résistance à la rupture et le module de rigidité élastique s'améliore lorsque l'épaisseur du joint de mortier augmente pour un type de mortier utilisé. Le tableau 11.3.6 donne l'ensemble des résultats obtenus par des essais de ce type.

#### REMARQUES :

A partir du tableau 11.3.6 on peut remarquer comme pour l'autre sens de chargement que le type de joints de mortier utilisé a plus l'influence sur le comportement mécanique de la maçonnerie que l'épaisseur de ceux-ci, et l'influence de cette dernière est presque négligeable.

En général la résistance à la rupture augmente lorsqu'on utilise un mortier plus résistant. Cette augmentation est à peu près de 60% en passant des mortiers "D" à "A". Cette valeur est presque la même pour les tests à différentes épaisseurs de joints.

L'augmentation de la rigidité de la maçonnerie est nette lorsque la qualité du mortier s'améliore. Sa rigidité s'améliore également lors d'une augmentation de l'épaisseur des joints pour les types A à C car pour ces trois types la rigidité du mortier est supérieure à celle de la brique selon cette direction. En ce qui concerne le mortier de type "D", la diversité des résultats donnés est peut être due à la rigidité de ce mortier qui est proche de celle de la brique.

Type \ Epaisseur	8 mm.	10 mm.	15 mm.	20 mm.
A	4,1	5,5	4,7	5,6
B	2,7	3	2,7	2,6
C	2,3	2,4	2,6	2,4
D	1,8	1,7	1,7	1,4

( Contrainte de compression à la rupture )

Type \ Epaisseur	8 mm.	10 mm.	15 mm.	20 mm.
A	2700	3000	3300	4600
B	1900	2400	3300	4100
C	1400	1600	2300	2600
D	1300	1900	800	1000

( Modèle de rigidité élastique )



Tableau II.3.6 : Ensemble des résultats des essais à chargement perpendiculaire au plan des joints.

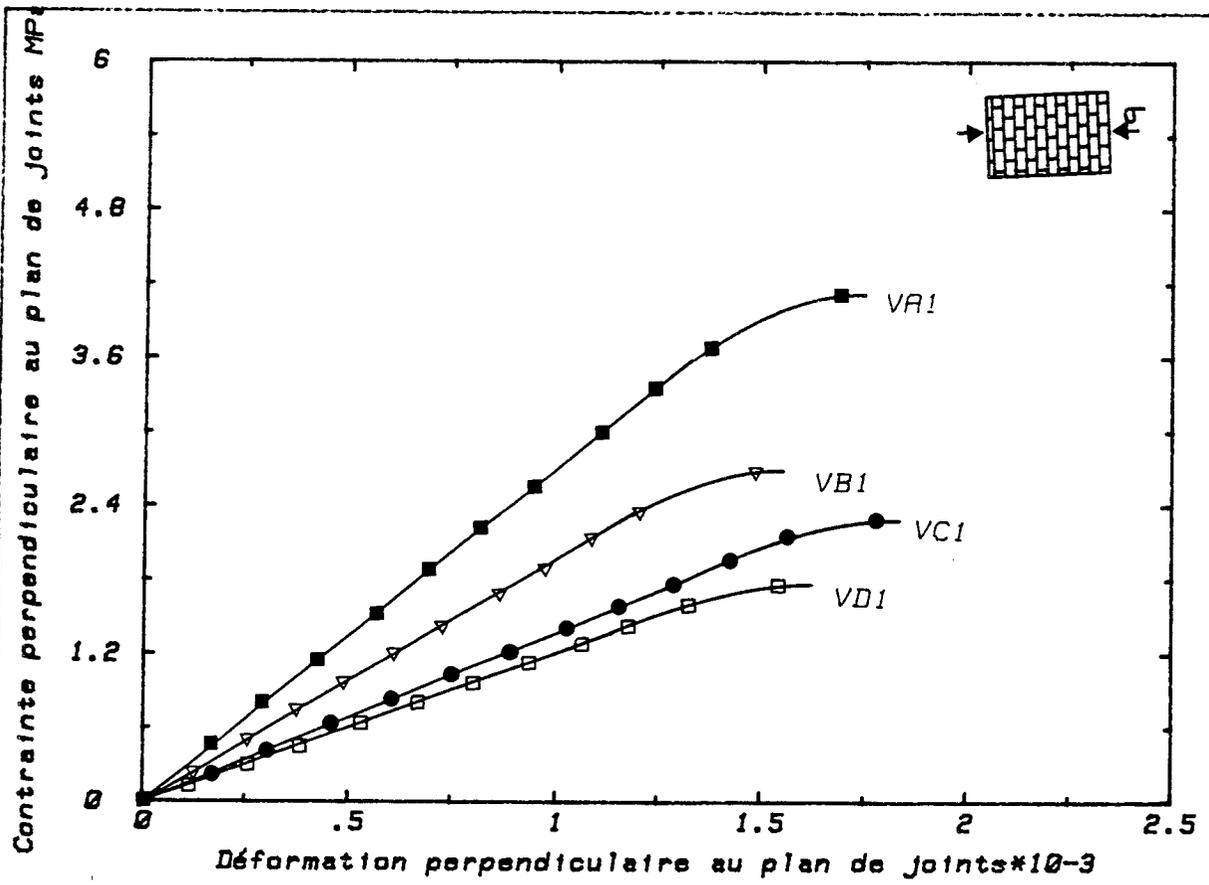


Figure II.3.27

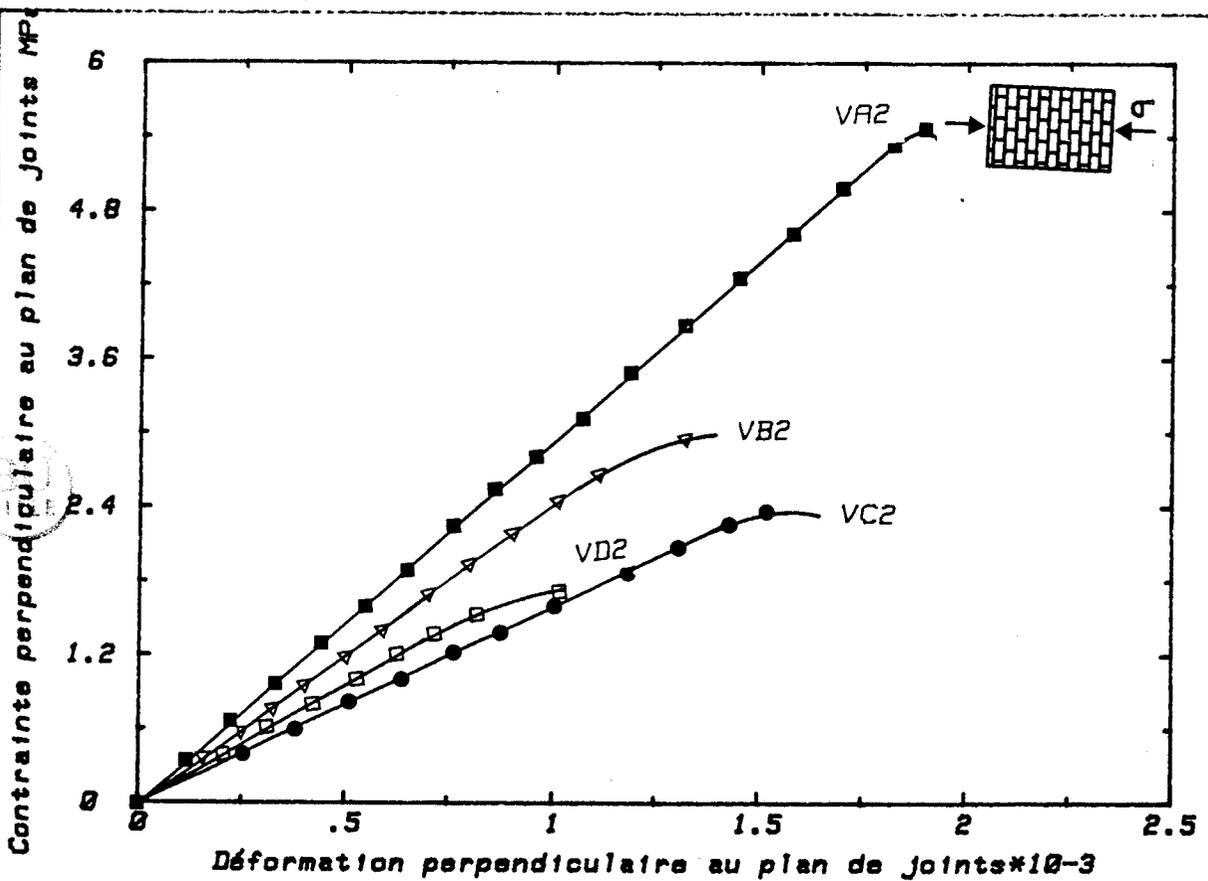


Figure II.3.28

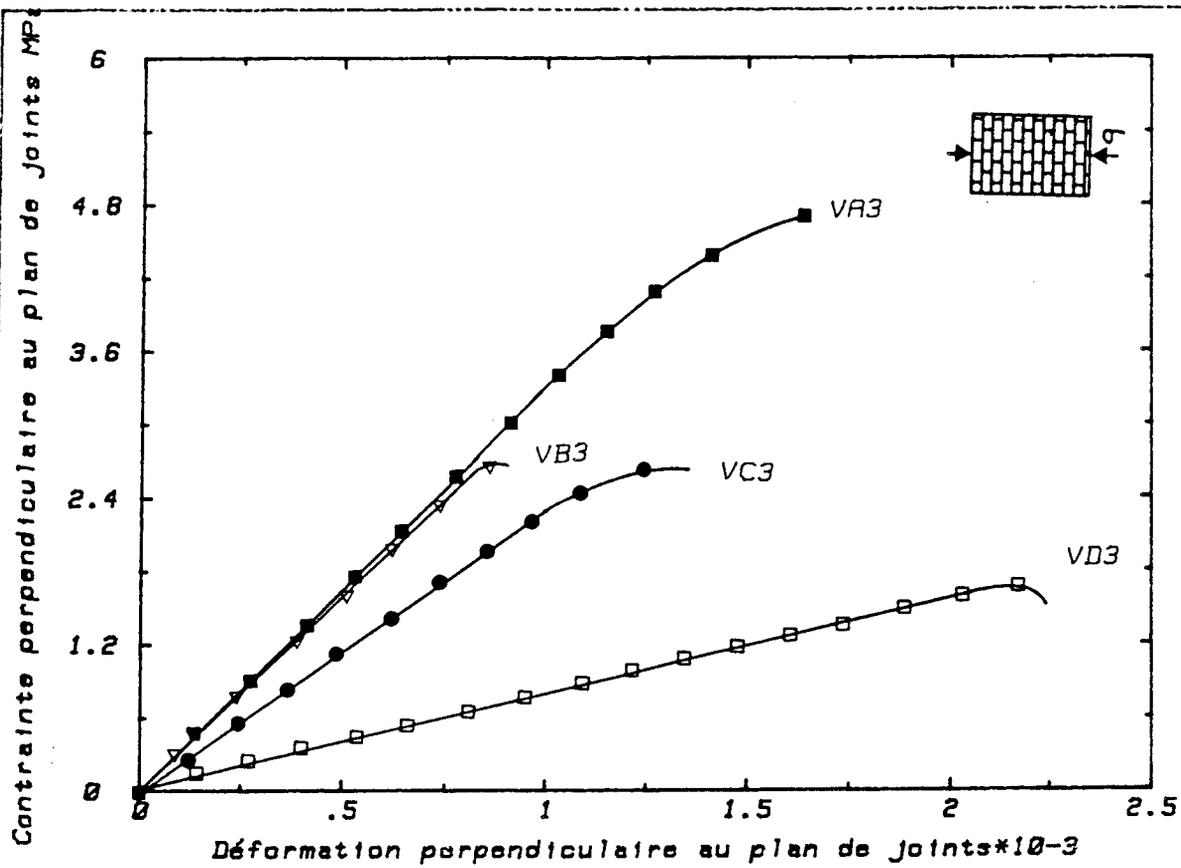


Figure II.3.29

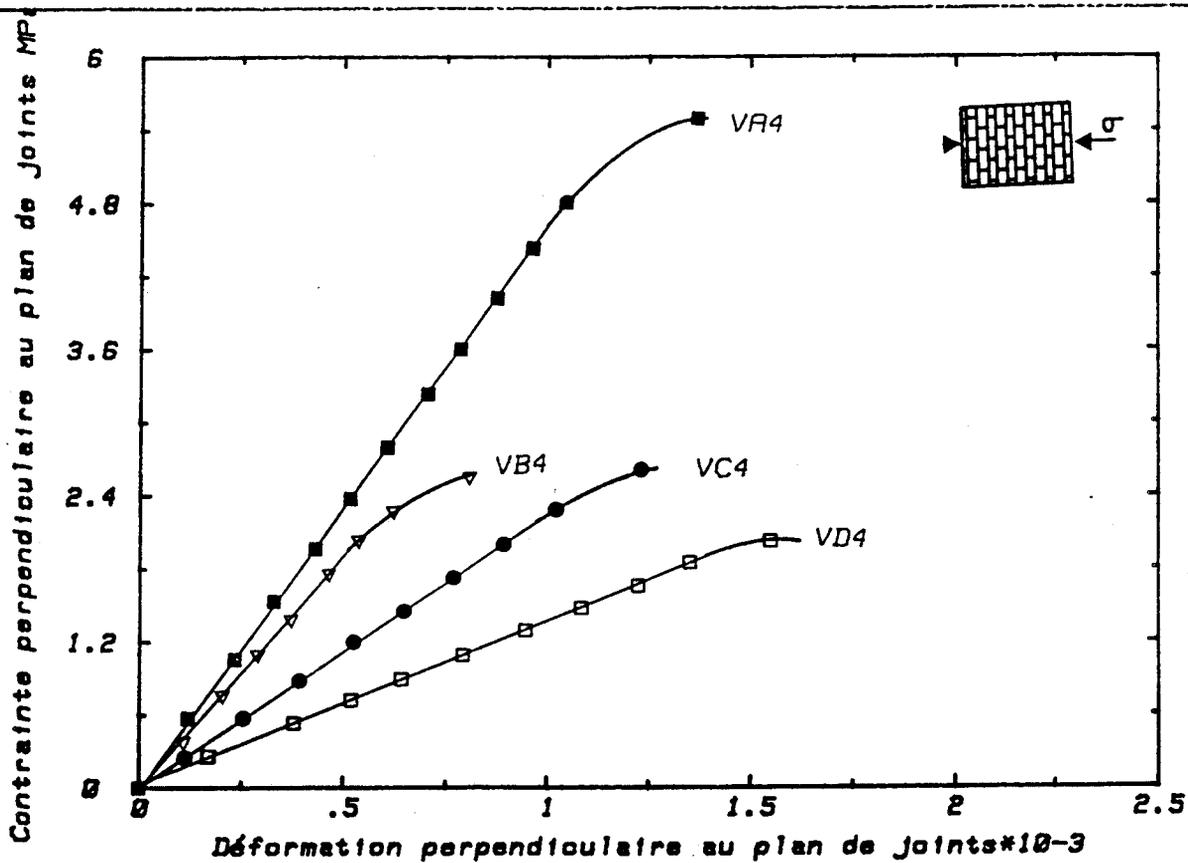


Figure II.3.30



### CONCLUSION :

Lorsque le plan des joints est parallèle à la direction du chargement ( $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$  ) la généralité des essais a montré une rupture par décohéation au niveau du plan des joints horizontaux brique-mortier.

Lorsque le plan des joints est perpendiculaire à la direction du chargement ( $\sigma_1 = 0$  et  $\sigma_2 > 0$  ), les essais ont montré une rupture pour une fissuration parallèle à la direction du chargement et cette fissuration est due à la traction transversale dans le mortier.

Les essais biaxiaux ont montré que la rupture ne dépend pas de la direction du chargement si l'une des contraintes  $\sigma_1$  ou  $\sigma_2$  n'est pas trop petite par rapport à l'autre.

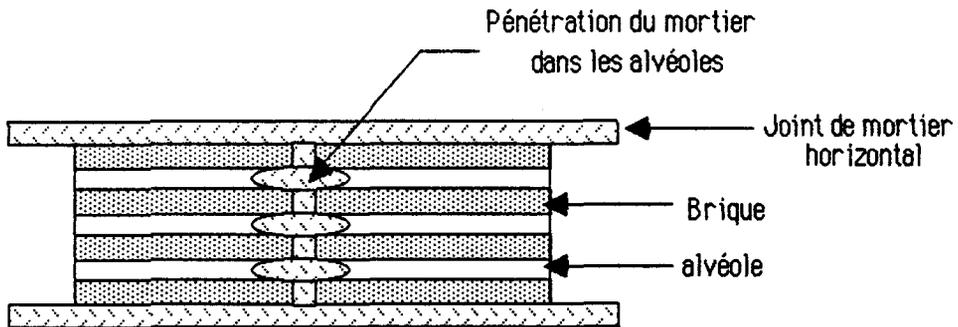
L'orthotropie de la maçonnerie a été confirmée par les trois types de panneaux testés.

La résistance de la maçonnerie à la rupture en général dépend de la différence des caractéristiques mécaniques ( $E$  ,  $\nu$ ) entre les deux matériaux qui la constitue.

La résistance et la rigidité de la maçonnerie est peu influencée par l'utilisation des différentes épaisseurs des joints de mortier. Certains essais ont montré une légère baisse de la rigidité en augmentant l'épaisseur du joint. Par contre la qualité du joint joue un rôle prépondérant.

L'effet de bord (le frettage) retarde la rupture pour la majorité d'essais, et bien sur son influence est plus importante dans les panneaux de petites dimensions.

La direction des alvéoles de la brique dans la maçonnerie joue un rôle très important sur le comportement et la résistance et en particulier vis-à-vis de sa cohésion. Cette influence est importante lorsque le chargement est perpendiculaire à la direction des alvéoles.



D'après la majorité des essais, la résistance de la maçonnerie est plus faible que celle de la brique ou du mortier qui la constitue.

La fragilité de la rupture de la maçonnerie a marqué la majorité des essais.



## TROISIEME PARTIE

### ANALYSE ET INTERPRETATION NUMERIQUE

### III.1 Introduction

Dans cette partie de notre étude nous élaborons un critère de rupture dans le plan ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ) qui dépendra principalement des caractéristiques mécaniques des matériaux qui constituent la maçonnerie. Celle-ci est composée de briques élastiques linéaires orthotropes et de joints de mortier ayant un comportement isotrope non linéaire. Nous supposons que la nonlinéarité du mortier intervient peu, en supposant que celui-ci a un comportement élastique linéaire pour simplifier cette étude, particulièrement si on tient compte de la composition des panneaux de maçonnerie. Nous tenons compte de l'orthotropie de la brique et nous supposons que son comportement est élastique linéaire, cette hypothèse n'est pas loin des résultats expérimentaux obtenus par les tests sur la brique.

Dans l'ensemble de cette étude, nous supposons que la maçonnerie est un milieu continu c'est-à-dire que l'interaction est parfaite entre les briques et les joints de mortier jusqu'à l'apparition de la fissuration.

Nous présentons également une comparaison de la relation contrainte-déformation axiale avec les résultats des essais. Nous supposons que la maçonnerie est un milieu continu jusqu'à l'apparition de la fissuration, celle-ci intervenant juste avant la rupture.

Ensuite nous présentons les résultats d'un calcul de résolution du problème par la méthode des éléments finis, ces résultats étant comparés avec les résultats expérimentaux et avec ceux obtenus par l'analyse élastique des murs.

### III.2- CRITERE DE RUPTURE ET ETUDE ELASTIQUE :

A partir de l'ensemble des essais réalisés sur la maçonnerie et des résultats obtenus sur les matériaux la composant, nous allons essayer de définir les différents modes de rupture qui peuvent apparaître lors de l'application d'un chargement biaxial. L'influence de l'orientation des joints de mortier par rapport à l'axe de chargement sera également étudiée.

En général la rupture intervient par compression, traction ou par cisaillement. Ces différents modes de rupture ont été déjà remarqués par différents auteurs comme PAGE et HENDRY.

Par la suite nous allons formaliser ces observations et caractériser les modes de rupture par des relations qui font intervenir les propriétés physiques et mécaniques des briques et du mortier. Nous tiendrons compte aussi des conditions aux limites.

#### III.2.1- Compression simple suivant (1):

##### Critère de cisaillement, relation contrainte déformation

##### (a) Critère de cisaillement:

La majorité des études préalablement effectuées sur la maçonnerie en briques ont considéré que l'effet du cisaillement dans un panneau de maçonnerie est le même que celui exercé sur un couplet des deux briques entrecoupées par un joint de mortier. Pour une contrainte de compression perpendiculaire du plan du joint, la résistance au cisaillement est donnée par la valeur de la contrainte de cisaillement qui provoque la rupture au niveau du joint de mortier. La droite <sup>A/B</sup> qui représente la contrainte du cisaillement en fonction de la force de compression perpendiculaire au plan des joints est appelée critère du cisaillement. Ce critère est donc donné par la relation suivante :

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_y$$

avec  $\tau$  : contrainte de cisaillement

$\tau_0$  : adhérence initiale

$\mu$  : coefficient de frottement

$\sigma_y$  : contrainte perpendiculaire au plan du joint.

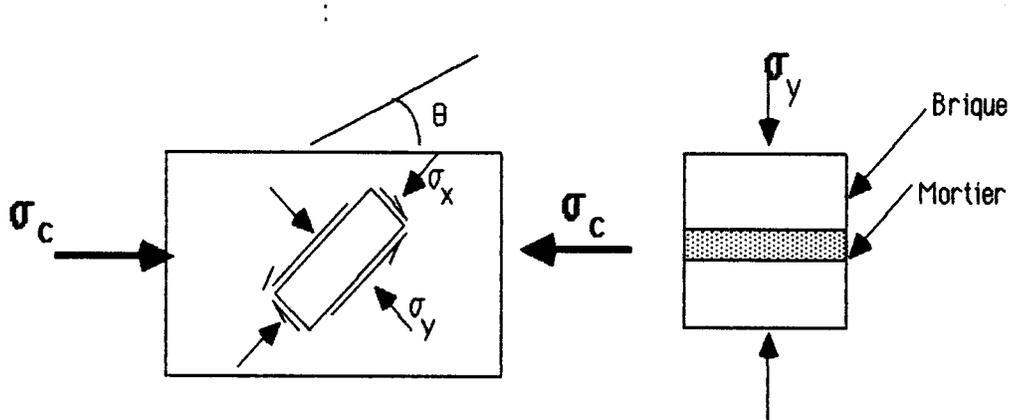


Figure III.2.1: Etat de contrainte dans un assemblage simple de briques

Lorsque l'orientation du plan des joints ( $\theta$ ) est presque au maximum ( $90^\circ$ ), le chemin de contrainte est représenté par la droite OD figure III.2.2. Cette droite ne coupe jamais la droite enveloppe du cisaillement quelle que soit la valeur de la contrainte appliquée. La rupture se produira alors par un mode différent du cisaillement. Par contre lorsque  $\theta$  est minimum (entre  $30^\circ$  à  $0^\circ$ ), le chemin de contrainte est représenté par la droite OC sur la figure. Cette droite coupe le critère en F où la rupture se produit par cisaillement.

Nous pouvons envisager également d'autres chemins de contrainte telle que OM ou OKM qui peuvent être des chemins de contrainte biaxiale ou autre. Dans ce cas, la rupture peut intervenir par le cisaillement si le chemin de contrainte suivi coupe la droite enveloppe AB. Mais la rupture peut se produire autrement, par exemple par une traction, avant d'arriver au niveau de la droite enveloppe du cisaillement. L'analyse de la rupture est alors tout à fait différente.

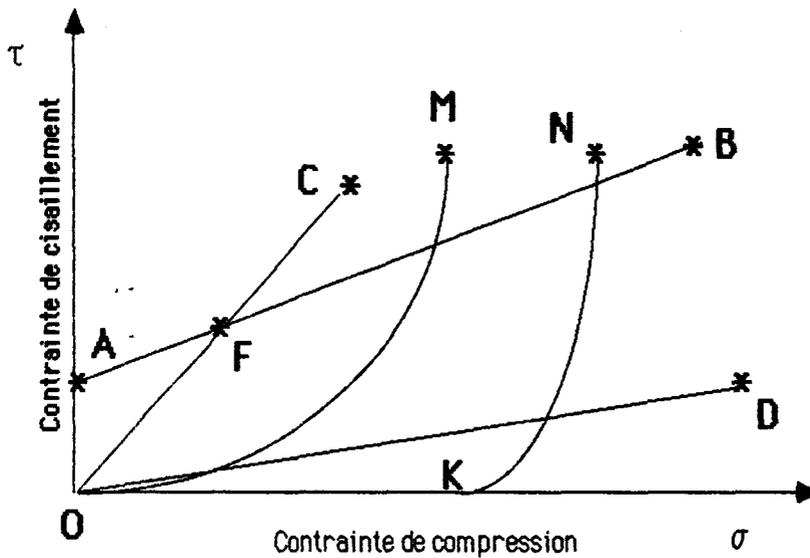


Figure III.2.2 : Critère de cisaillement avec des chemins de contrainte possible.

Il est important de signaler que le comportement des matériaux composants a une influence importante sur le lieu et la valeur de rupture du matériau maçonnerie.

Un élément également important et qui n'a pas été pris en compte auparavant, est l'existence du joint de mortier vertical et de son interaction avec le joint horizontal. Cet ensemble peut provoquer une rupture par cisaillement au niveau de la jonction des deux joints. A titre d'exemple, la maçonnerie testée pendant nos expériences présente une résistance à l'adhérence du cisaillement entre la brique et le mortier de l'ordre de (0,2 à 0,3) N/mm<sup>2</sup>, tandis que la résistance du cisaillement du mortier est de l'ordre de 3,0 N/mm<sup>2</sup>. La résistance au cisaillement du mortier va alors améliorer la résistance de la maçonnerie lors de l'application d'un chargement parallèle au plan des joints horizontaux. On représente cette résistance du cisaillement de mortier par un terme ( $\tau_m$ ).

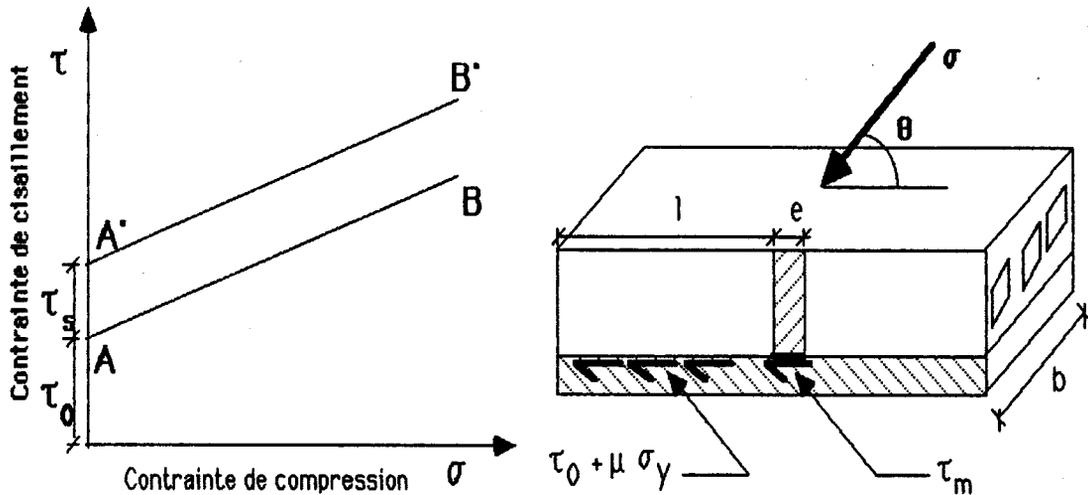


Figure III.2.3 : résistance du cisaillement des joints de mortier.

On peut alors déterminer la force nécessaire pour provoquer le cisaillement dans un panneau en fonction de la résistance du cisaillement du mortier ainsi que la résistance de cohésion entre la brique et le mortier. Les valeurs de la contrainte locale peuvent être déterminées à partir du cercle de Mohr. Donc ce type de rupture intervient uniquement lors d'une orientation du plan des joints horizontaux par rapport à l'axe de chargement, la résistance au cisaillement est donnée sous la forme suivante:

$$F_{\text{moy}} = (\tau_0 + \mu \sigma_y) S_{\text{cb}} + \tau_m S_{\text{cm}}$$

avec :

$S_{\text{cb}}$  : surface totale de cohésion brique-mortier dans une rangée du panneau testé. ( $S_{\text{cb}} = \Sigma l.b$ )

$S_{\text{cm}}$  : surface totale de cisaillement du mortier dans une rangée du panneau testé. ( $S_{\text{cm}} = n . e . b$ )

d'où :

$$\tau_{\text{moy}} = \frac{F_{\text{cr}}}{(S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}})} = (\tau_0 + \mu \sigma_y) \left( \frac{S_{\text{cb}}}{S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}}} \right) + \tau_m \left( \frac{S_{\text{cm}}}{S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}}} \right) \dots\dots\dots (I)$$

$$\tau_{\text{moy}} = \tau_0 + \mu \sigma_y + \frac{S_{\text{cm}}}{S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}}} (\tau_m - (\tau_0 + \mu \sigma_y))$$

Si on appelle 
$$\tau_s = \frac{S_{\text{cm}}}{S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}}} (\tau_m - (\tau_0 + \mu \sigma_y))$$

Donc:

$$\tau_{\text{moy}} = \tau_0 + \mu \sigma_y + \tau_s$$

L'application sur ce critère sera étudiée au paragraphe III.2.5, et lors d'une comparaison avec les essais de ce type.

### (b) Etat de contrainte locale

Prenons le cas de compression simple suivant la direction 1 (Figure III.2.4), où des briques sont superposées et entrecoupées par des joints de mortier horizontaux, et supposons que la déformation selon 1 ou (x), est la même dans le mortier et dans les briques. ( Nous ne prendrons pas en compte les joints verticaux).

$$\varepsilon_{\text{xb1}} = \varepsilon_{\text{xm1}} \quad \dots\dots\dots (1)$$

On a de plus:

$$\varepsilon_{\text{xb1}} = \frac{\sigma_{\text{xb1}}}{E_{\text{b11}}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\varepsilon_{\text{xm1}} = \frac{\sigma_{\text{xm1}}}{E_m} \quad \dots\dots\dots (3)$$

Pour l'équilibre des forces, nous supposons que la force résulte d'un déplacement imposé sur l'ensemble et qu'elle est égale à la résultante des forces existant dans la brique et le joint de mortier. Cette force est donnée par la relation suivante :

$$F_1 = F_{xb} + F_{xm}$$

avec  $F_{xb}, F_{xm}$  : les efforts créés dans la brique et dans le joint de mortier.

Si on suppose que la contrainte moyenne sur l'ensemble est calculée à partir de la surface totale (S) de l'échantillon et les surfaces de la brique et de joint de mortier, la contrainte ( $\sigma_1$ ) moyenne qui se produit par le déplacement imposé est donné par la relation suivante :

$$\sigma_1 = \frac{1}{S} (\sigma_{xb1} S_b + \sigma_{xm1} S_m) \dots\dots\dots (4)$$

d'où

$$S = S_b + S_m$$

avec

$S_m, S_b$  : surfaces de la brique et des joints horizontaux du mortier perpendiculaire au chargement appliqué.

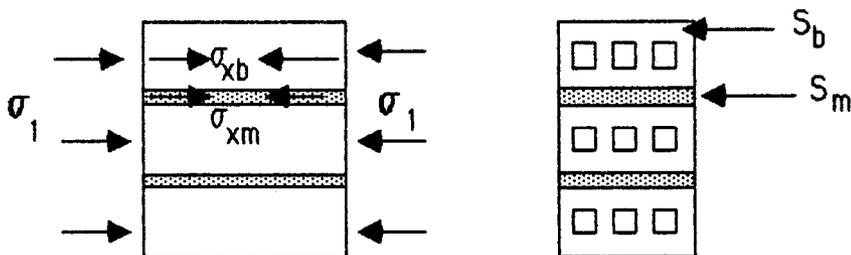


Figure III.2.4 : Etat de contrainte dans la brique et le joint de mortier dans un cas simple.

De 1, 2, 3 et (4) on obtient :

$$\sigma_{xb1} = \frac{E_{b11}}{E_m} \sigma_{xm1} = \beta \sigma_{xm1}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{xm1}}{S} (\beta_1 S_b + S_m) \dots\dots\dots (II)$$

ou

$$\sigma_{xm1} = \frac{S}{(\beta_1 S_b + S_m)} \sigma_1$$

Si on appelle

$$\begin{aligned} \sigma_{xb1} &= \mathbf{F} \sigma_1 \\ \sigma_{xm1} &= \mathbf{D}_x \sigma_1 \end{aligned}$$

avec

$$\mathbf{F} = \beta_1 \mathbf{D}_x$$

Une application numérique sur le panneau de maçonnerie de 1100×800×100 mm, avec:

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 1,9 \\ S_b &= 2800 \text{ mm}^2 \\ S_m &= 900 \text{ mm}^2 \\ S_c &= 190 \times 100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

qui donne

$$\begin{aligned} \mathbf{F} &= 1,5 \\ \mathbf{D}_x &= 0,79 \end{aligned}$$

et donc

$$\begin{aligned} \sigma_{xb1} &= 1,5 \sigma_1 \\ \sigma_{xm1} &= 0,79 \sigma_1 \end{aligned}$$

Donc dans le cas du chargement uniaxial parallèle au plan des joints, et d'après l'hypothèse que nous venons de faire, il n'existe ni de contrainte transversale locale dans la brique et le joint de mortier, ni d'effort de cisaillement au niveau d'interface brique-mortier, et donc pas de rupture par cisaillement, mais la fissuration entre le plan des joints du mortier et les briques observée par l'expérience, peut être due à une rupture de compression simple du panneau de maçonnerie et spécialement dans le mortier car sa résistance de compression simple est bien inférieure à celle de la brique. Du fait que le plan d'interface (brique-mortier) représente un plan de faiblesse, la fissuration de rupture se produit dans ce plan, ce qui représente le mode de rupture observé pendant les essais.

c) Rupture par compression

Pour déterminer le critère de rupture par compression , et d'après les résultats expérimentaux obtenus sur briques ou sur éprouvettes de mortier, la résistance de ce dernier est égale à 16,7 N/mm<sup>2</sup>, tandis que celle de la brique est égale à 37,8 N/mm<sup>2</sup> ce qui fait que la rupture par compression surviendra dans le mortier. Cela nous donne une résistance du panneau de maçonnerie égale à 21,14 N/mm<sup>2</sup>, en tenant compte de la contrainte locale dans les joints de mortier. Mais dans la réalité la rupture se produit dans le plan d'interaction mortier-briques et la résistance du mortier dans ce plan est certainement inférieure à la résistance d'une éprouvette de mortier. D'autre part la majorité des essais de compression uniaxiale parallèle au plan des joints a donnée une résistance du panneau inférieure à la valeur donnée ci-dessus. La valeur moyenne de la résistance pour ces essais est égale à 12,5 N/mm<sup>2</sup>. Donc nous supposons que ce point(valeur moyenne), représente le critère de rupture du panneau lorsque  $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0$  ). Cela corespond dans le plan  $\sigma_1 - \sigma_2$  sur la figure III.2.14 au point "H" . En considérant cela, on peut définir un coefficient (f) qui multipliant la résistance du mortier à la compression déterminera, la résistance du panneau de maçonnerie à la compression au niveau de l'interface mortier- briques. La valeur empirique de (f) dans ce cas est égale à 12,5/21,14 soit 0,6 .

### III.2.2 Sollicitation uniaxiale suivant (2)

#### Critère de traction, relation contrainte-déformation :

##### a) Cas de traction:

#### Rupture par traction

La rupture a lieu par application d'une contrainte de traction au niveau de la liaison entre brique et mortier. Lorsque cette contrainte atteint la limite d'adhérence de traction entre la brique et le mortier ce critère peut être défini sous la forme suivante :

$$\sigma_{Rn} = \sigma_0$$

où :

$\sigma_0$  : résistance d'adhérence à la traction (brique-mortier)

$\sigma_{Rn}$  : composante de la contrainte perpendiculaire au plan des joints à la rupture.

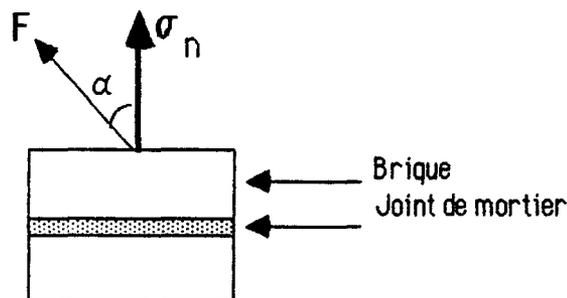


Figure : III.2.5: Traction simple sur un couplet de brique

Le mode de rupture par traction peut être rencontré sous d'autres types de chargement qu'une traction simple car une contrainte de compression peut provoquer une traction transversale dans la brique ou le mortier.

Dans un matériau tel que le béton, une contrainte de compression simple provoque une déformation transversale de dilatation. Si cette déformation est libre, ce corps testé se déforme transversalement (effet de Poisson). Si cette déformation transversale est empêchée, une contrainte transversale se développe dans la même direction.

Prenons le cas d'un panneau de maçonnerie. La grande différence entre les modules de rigidité de deux matériaux constituants provoque une contrainte transversale qui agit au niveau du contact entre la brique et le mortier. Nous supposons que cela se présente par une contrainte transversale de traction dans les joints de mortier horizontal.

Dans la plupart des cas, cette contrainte de traction ne provoque pas la destruction totale du panneau et celui-ci a une résistance résiduelle après la fissuration de traction.

#### b) Cas de compression

##### Rupture par fendage dans un plan perpendiculaire au plan libre du panneau:

Supposons un ensemble simple, des briques entrecoupées par des joints de mortier, ( modèle proposé par HENDRY [11] ), soumis à une contrainte de compression verticale (perpendiculaire au plan du joint), la contrainte de traction transversale est donnée en fonction de la contrainte appliquée et les caractéristiques mécaniques des matériaux qui le compose (brique et mortier), par la relation suivante

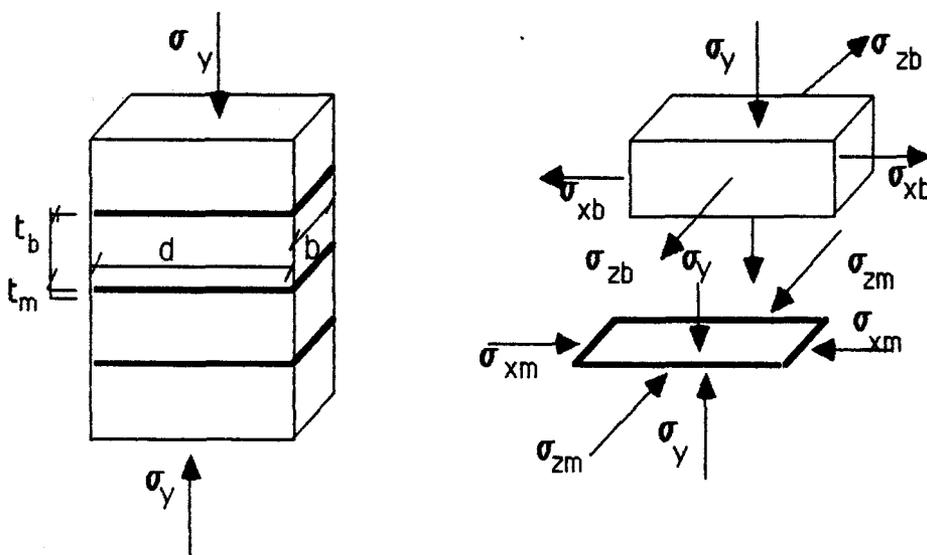


Figure III.2.6 : modèle de HENDRY

$$\sigma_{xb} = \sigma_{zb} = \frac{\sigma_y (\beta \nu_m - \nu_b)}{1 + \alpha \beta - \nu_b - \alpha \beta \nu_m}$$

Cette relation a été déterminée en supposant que le mortier et la brique ont un comportement élastique linéaire isotrope. La brique a été supposée pleine.

avec :

- $\beta = E_b / E_m$
- $E$  : module d'Young élastique
- $b, m$  : indiquent la brique et le mortier
- $\nu$  : coefficient de Poisson
- $\alpha$  : le rapport épaisseur de brique de celle du mortier.

Il nous semble important de faire intervenir l'orthotropie de la brique qui représente le cas réel. Nous trouvons aussi qu'il est nécessaire de signaler l'influence du joint de mortier vertical et son interaction avec les joints horizontaux et les briques sur le comportement global de la maçonnerie.

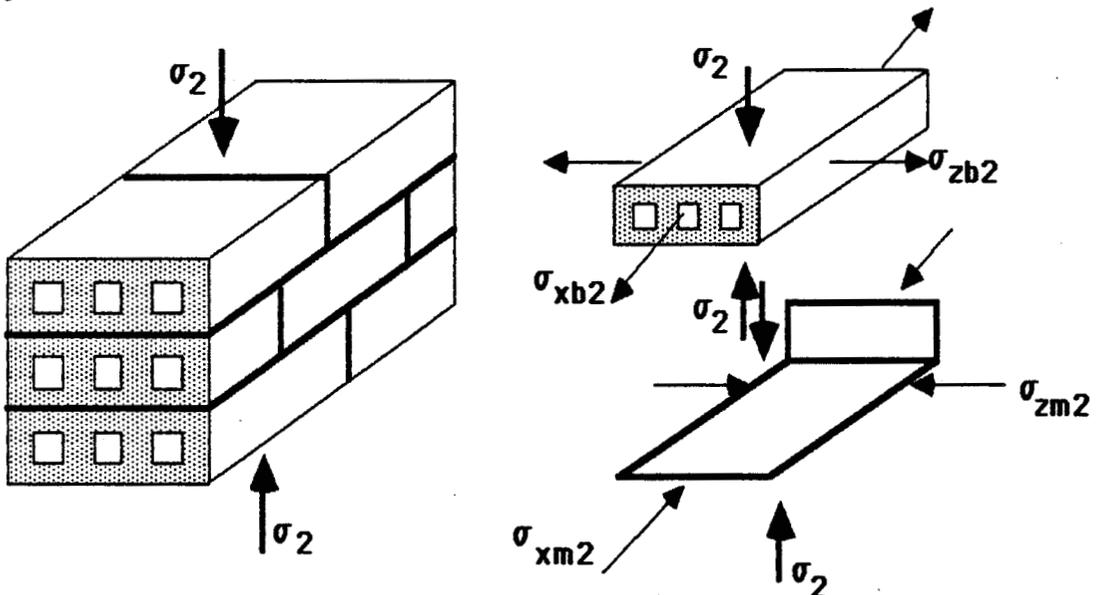


Figure III.2.7: Modèle de briques et des joints de mortier prenant en compte l'orthotropie

Dans ce cas et pour simplifier le calcul, nous supposons que les contraintes locales selon la direction (Y), dans la brique et dans le joint de mortier sont égales, compte tenu de la petitesse de la surface du mortier par rapport à celle de la brique perpendiculaire à la direction (Y). Sur la figure III.2.7, le chargement de compression extérieure est exprimée par la contrainte  $\sigma_2$ .

où:

$\sigma_{xb2}$ ,  $\sigma_{zb2}$  : la contrainte transversale de traction provoquée dans la brique selon (x,y) respectivement.

$\sigma_{xm2}$ ,  $\sigma_{zm2}$  : la contrainte transversale de compression provoquée dans les joints de mortier selon (x, z) respectivement.

La déformation locale dans la brique et les joints de mortier est exprimée à partir des relations élastiques linéaires :

$$\varepsilon_{xb2} = \frac{\sigma_{xb2}}{E_{b11}} - \frac{\sigma_{zb2} \nu_{13}}{E_{b22}} - \frac{\sigma_2 \nu_{12}}{E_{b22}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\varepsilon_{zb2} = \frac{\sigma_{zb2}}{E_{b22}} - \frac{\sigma_{xb2} \nu_{31}}{E_{b11}} - \frac{\sigma_2 \nu_{32}}{E_{b22}} \dots\dots\dots(2)$$

$$\varepsilon_{xm2} = \frac{1}{E_m} (\sigma_{xm2} - \nu_m \sigma_{zm2} - \nu_m \sigma_2) \dots\dots\dots(3)$$

$$\varepsilon_{zm2} = \frac{1}{E_m} (\sigma_{zm2} - \nu_m \sigma_{xm2} - \nu_m \sigma_2) \dots\dots\dots(4)$$

Les quatre relations ci-avant représentent le comportement élastique isotrope du mortier et un comportement élastique orthotrope de la brique.

Avant fissuration, on fait l'hypothèse que les déformations sont égales.

$$\epsilon_{xb2} = \epsilon_{xm2} \dots\dots\dots(5)$$

$$\epsilon_{zb2} = \epsilon_{zm2} \dots\dots\dots(6)$$

Pour l'équilibre des forces, la sommation des forces selon une direction doit être égale à zéro.

$$F_{xb} + F_{xm} = 0$$

$$F_{zb} + F_{zm} = 0$$

qui donne,

$$\sigma_{xm2} = -\alpha \sigma_{xb2} \dots\dots\dots(7)$$

$$\sigma_{zm2} = -a \sigma_{zb2} \dots\dots\dots(8)$$

où  $\alpha = S_b/S_m$  |

(Rapport surface de la brique à celle du mortier)

$a = S_{b2}/S_{m2}$  |

( voir figure III.2.8)

De 1 , 3 et 5, 6, 7, 8

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{\nu_{13}}{E_{b22}} + \frac{a \nu_m}{E_m} \right) \sigma_{zb2} + \left( \frac{\nu_{12}}{E_{b22}} - \frac{\nu_m}{E_m} \right) \sigma_2}{\left( \frac{1}{E_{b11}} + \frac{\alpha}{E_m} \right)} \right] \dots\dots\dots ( I )$$

De 2,4 et 5,6,7,8

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{a}{E_m} \right) \sigma_{zb2} + \left( \frac{\nu_m}{E_m} - \frac{\nu_{32}}{E_{b22}} \right) \sigma_2}{\left( \frac{\nu_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha \nu_m}{E_m} \right)} \right] \dots\dots\dots ( II )$$

qui donnent finalement la relation ( III ) suivante:

$$\sigma_{zb2} = \left[ \frac{-\frac{\alpha}{A}(v_{32} + v_m v_{12}) + \frac{v_m}{B}(1 + v_{31}) - \frac{1}{C}(v_{12} v_{31} + v_{32}) + \frac{\alpha v_m}{D}(v_m + 1)}{\frac{\alpha}{A}(v_m v_{13} - 1) + \frac{a}{B}(v_m v_{31} - 1) + \frac{1}{C}(v_{13} v_{31} - 1) + \frac{a\alpha}{D}(v_m^2 - 1)} \right] \sigma_2$$

d'où  $A = E_{b22}E_m$ ,  $B = E_{b11}E_m$ ,  $C = E_{b11}E_{b22}$ ,  $D = E_m^2$

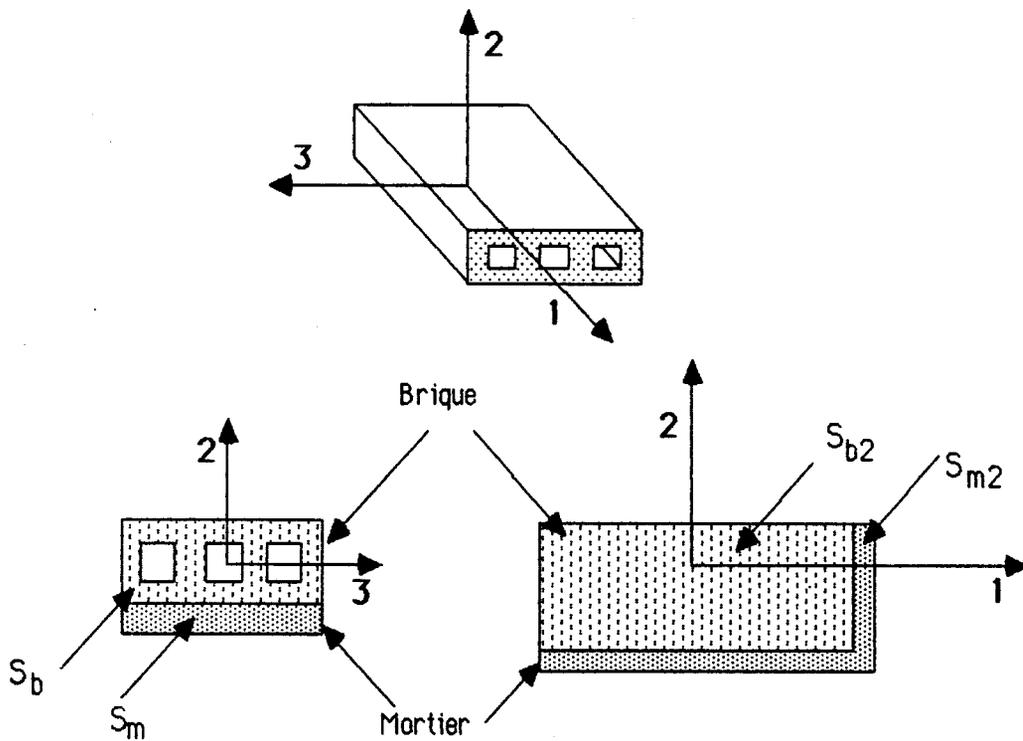


Figure III.2.8 : Surface de la brique et des joints de mortier perpendiculaire à 1 et 3.



Si on appelle  $R$  le coefficient de  $\sigma_{zb2}$ , et si l'on suppose que  $v_{.3} = v_{.2}$

$$\sigma_{zb2} = R \sigma_2$$

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{a}{E_m} \right) R + \left( \frac{\nu_m}{E_m} - \frac{\nu_{32}}{E_{b22}} \right)}{\left( \frac{\nu_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha \nu_m}{E_m} \right)} \right] \sigma_2 \dots\dots\dots (IV)$$

$$\sigma_{xb2} = \mathbf{N} \sigma_2$$

en posant

$$\mathbf{N} = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{a}{E_m} \right) R + \left( \frac{\nu_m}{E_m} - \frac{\nu_{32}}{E_{b22}} \right)}{\left( \frac{\nu_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha \nu_m}{E_m} \right)} \right]$$

et

$$\mathbf{G}_x = \mathbf{N} \alpha$$

on a alors la contrainte selon X:

$$\sigma_{xm2} = \mathbf{G}_x \sigma_2$$

et egalement selon Z

$$\sigma_{zm2} = \mathbf{G}_z \sigma_2$$

Correction de la valeur du coefficient de poisson:

Compte tenu de la difficulté de la mesure du coefficient de poisson  $\nu_{32}$ , à cause de la géométrie de la brique et de la concentration des contraintes dans les parois de la brique ( voir figure III.2.9), nous proposons de déterminer le coefficient de poisson ( $\nu_{32}$ ) de la manière suivante:

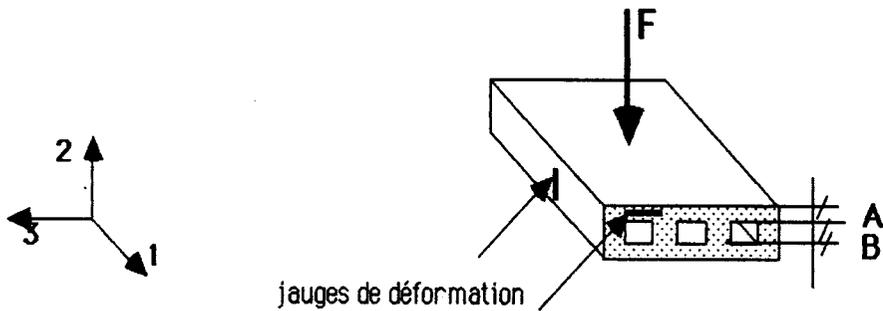


Figure III.2.9: Mesure de la déformation d'une brique

Dans la région A nous avons :  $F = \sigma_2 \times S_A$

Dans la région B :  $F = \sigma'_2 \times S_B$

Ce qui donne pour notre cas:

$$\sigma'_2 = \sigma_2 \times S_A / S_B = 2,5 \sigma_2$$

Donc pour les déformations mesurées par les jauges:

$$\varepsilon_2 = \sigma'_2 / E_{b22} = 2,5 \sigma_2 / E_{b22}$$

$$\varepsilon_3 = -\nu_{32} \sigma_2 / E_{b22}$$

$$\varepsilon_3 / \varepsilon_2 = -\nu_{32} / 2,5$$

$$\nu_{32} = 2,5 (\varepsilon_3 / \varepsilon_2)$$

### Application numérique

$$\nu_{32} = 2,5 \times 0,08 = 0,2$$

En réalité les champs n'étant pas homogènes dans la brique et nous aurons:

$$0,08 \leq \nu_{32} \leq 0,2$$

Mais compte tenu de l'effet du freinage qui diminue la valeur de  $\varepsilon_3$  nous prendrons pour la suite  $\nu_{32} = 0,2$ .

Application numérique:

Les résultats expérimentaux obtenus à partir de test sur panneau 1100 × 800 × 100 mm. sont les suivants:

$$A = 405 \times 3800 = 1539 \times 10^3 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

$$B = 7220 \times 3800 = 2743,20 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

$$C = 7220 \times 405 = 29237 \times 10^2 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

$$D = 3800 \times 3800 = 1444 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)}^2$$

$$\alpha = 2800 / 900 = 3,1$$

$$a = 7600 / 2151 = 3,533$$

$$\nu_{12} = \nu_{13} = 0,14$$

$$\nu_{32} = \nu_{23} = 0,2$$

$$\nu_{21} = \nu_{31} = 0,01$$

Cela nous donne

$$\sigma_{xb2} = 0,3824 \sigma_2$$

donc compression dans la brique

$$\sigma_{zb2} = 0,15 \sigma_2$$

et

$$\sigma_{xm2} = \alpha \sigma_{xb2} = -1,2 \sigma_2 \quad \text{donc traction dans les joints de mortier}$$

$$\sigma_{zm2} = a \sigma_{zb2} = -0,526 \sigma_2$$

Donc

$$\mathbf{R} = 0,15$$

$$\mathbf{G}_x = -1,2$$

$$\mathbf{N} = 0,382$$

$$\mathbf{G}_z = -0,526$$

A partir des relations III et IV et l'application numérique, on peut voir que la rupture se produit par une traction dans le mortier plutôt que dans la brique, car l'application numérique montre que la brique est en compression et le mortier en traction selon X. Lorsque le mortier atteint sa résistance en traction qui est très faible, la fissuration se produit dans les joints horizontaux et se prolonge ensuite à travers les briques et le mortier. Cela ne vérifie pas l'hypothèse proposée par HENDRY [11], qui a supposé que la rupture se produit par traction transversale dans la brique qui a un comportement isotrope, dans un ensemble simple des briques entrecoupées par des joints de mortier soumis à une contrainte de compression perpendiculaire au plan des joints.

L'essai VC37PN, nous a confirmé l'existence de la traction dans le mortier. Trois jauges ont été installées horizontalement sur une brique et sur un joint du mortier horizontal et un vertical en voisinage de la brique. La brique et le joint du mortier horizontal ont une déformation voisine, ce qui confirme l'hypothèse de calcul, avec toutefois des valeurs dans le mortier légèrement supérieure à la déformation dans le centre de la brique. Une chute de la déformation dans le joint de mortier horizontal et une brutale augmentation de la déformation dans la brique nous indiquant que la fissuration de traction dans le mortier a lieu avec une valeur de la contrainte  $\sigma_2$  proche de 2 MPa et cela bien avant d'atteindre la ruine du panneau.

Si l'on se place dans le plan de Mohr, on a alors, au lieu d'avoir de la compression simple, de la compression-traction dans le mortier, ce qui explique que celui-ci atteint sa résistance à la rupture en traction. La valeur de la contrainte de compression  $\sigma_y$  est inférieure à sa résistance lors d'une compression simple, voir figure III.2.10.

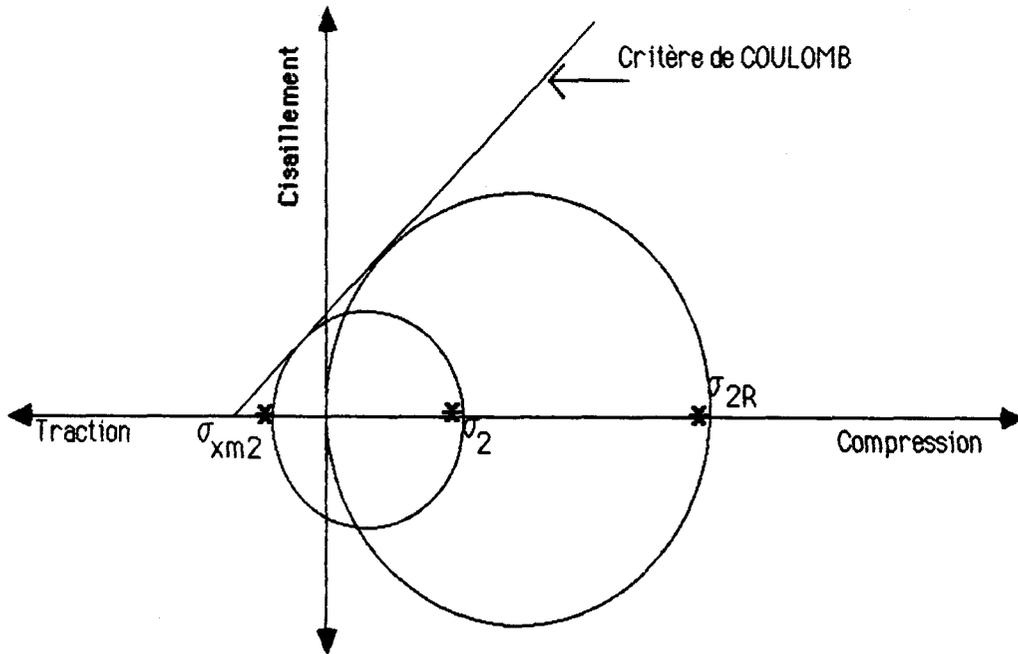


Figure III.2.10: Contraintes dans les joints de mortier dans le plan Mohr-Coulomb

Supposons qu'il existe un critère linéaire ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) de rupture entre la résistance à la rupture de traction et de la compression du mortier, cette relation est schématisée sur la figure III.2.11 par la droite ( $\sigma_{tmR} - \sigma_{2R}$ ). Pour une contrainte de compression ( $\sigma_2$ ) perpendiculaire au plan des joints, la contrainte de traction qui se produit peut être calculée en fonction de la contrainte appliquée ainsi que des caractéristiques mécaniques et physiques de la brique et des joints de mortier.

$$\sigma_{x_{tm}} = G_x \sigma_2 \dots\dots\dots (a)$$

$$\sigma_{z_{tm}} = G_z \sigma_2 \dots\dots\dots (b)$$

Pour un détail de calcul voir paragraphe III.2.2. et Annexe (B - 1)

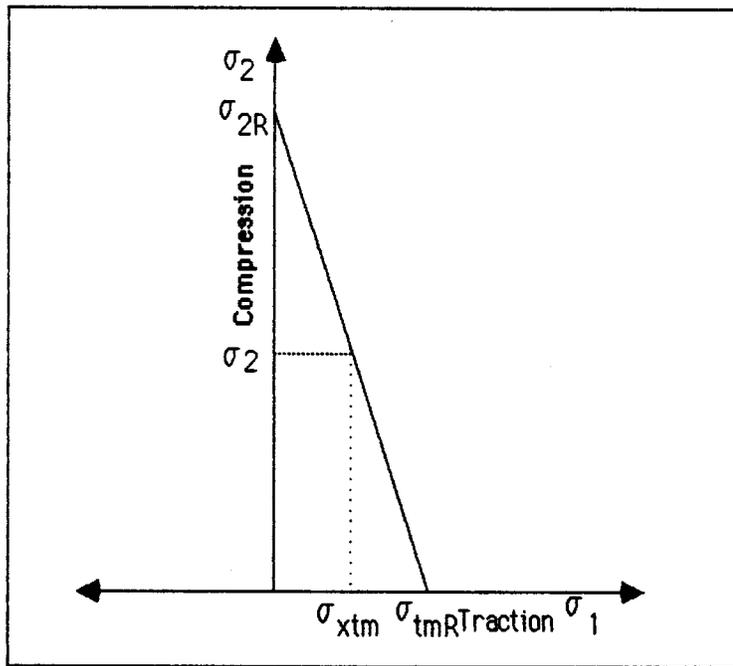


Figure III.2.11: Critère de rupture compression- traction du mortier

A partir de la figure III.2.11 nous en déduisons pour les contraintes à la rupture.

$$\sigma_{x\text{tm}} = \frac{\sigma_{x\text{tmR}}}{\sigma_{2R}} (\sigma_{2R} - \sigma_2) \quad \dots\dots\dots (c)$$

$$\sigma_{z\text{tm}} = \frac{\sigma_{z\text{tmR}}}{\sigma_{2R}} (\sigma_{2R} - \sigma_2) \quad \dots\dots\dots (d)$$

où

$\sigma_2$  : contrainte de compression perpendiculaire au plan de joints MPa.

$\sigma_{2R}$  : résistance à la rupture de compression simple du mortier.

$\sigma_{\text{tmR}}$  : résistance à la rupture de traction du mortier.

$G_x$  ,  $G_z$  : paramètres qui comprennent tous les caractéristiques physiques et mécaniques des composants de la maçonnerie.

De ( a , b , c , d ) la contrainte  $\sigma_2$  de compression (perpendiculaire au plan des joints) peut être calculée en fonction de la résistance à la rupture du mortier ainsi qu'en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques de la brique et du mortier. Cette relation est la suivante :

$$\begin{array}{l} \sigma_2 = \frac{\sigma_{2R} \sigma_{tmR}}{(\sigma_{2R} G_x + \sigma_{tmR})} \quad \text{traction selon X} \\ \sigma_2 = \frac{\sigma_{2R} \sigma_{tmR}}{(\sigma_{2R} G_z + \sigma_{tmR})} \quad \text{traction selon Z} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. \dots\dots\dots(V)$$

#### Application numérique:

D'après des hypothèses faites au début du calcul, nous supposons que la rupture se produit dans les joints de mortier horizontaux par une traction transversale selon 1 ou X, cette traction étant provoquée par l'interaction entre briques et mortier.

La résistance à la compression du mortier est de 16,69 MPa et sa résistance à la traction est de 2 MPa, déterminée à partir des tests sur un cube de mortier 100 x 100 mm( voir tableau II.2.4 chapitre 2).

A partir de la relation (V), la contrainte à la rupture ( $\sigma_2$ ) peut être déterminée.

On a alors:

$$\sigma_2 = 1,515 \text{ MPa}$$

On peut noter là que la valeur de la contrainte  $\sigma_2$  est inférieure à la contrainte  $\sigma_2$  expérimentale, déterminée sur un panneau de maçonnerie, ce qui est explicable par l'effet du freinage au niveau des plaques d'appuis, qui peut retarder la rupture. Ce critère est représenté par le point **V** sur la figure.III.2.14 Il faut noter que la valeur obtenue est dans la domaine de sécurité, car elle est inférieure à la valeur expérimentale.

### III.2.3 - Compression biaxiale

Compte tenu de la complexité du comportement de la maçonnerie ainsi que de l'hétérogénéité de ce matériau, nous adaptons la solution la plus simple pour déterminer l'état de contrainte dans le panneau de la maçonnerie par une superposition des deux cas individuel ( $\sigma_1 > 0, \sigma_2 = 0$ ) et ( $\sigma_1 = 0, \sigma_2 > 0$ )

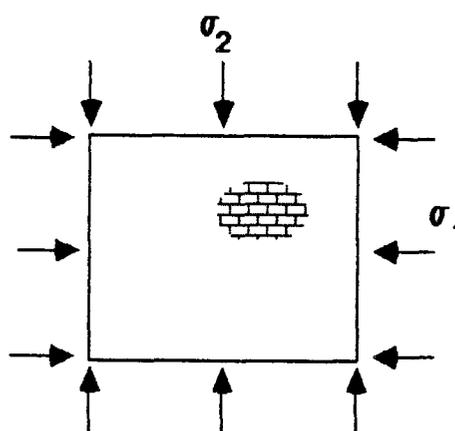


Figure III.2.12 Panneau de la maçonnerie en chargement biaxial

L'état de contrainte biaxiale selon X, Y, Z est donné par les relation suivantes:

$$\begin{aligned} \sigma_{xb} &= \sigma_{xb1} + \sigma_{xb2} & | \\ \sigma_{yb} &= \sigma_{yb1} + \sigma_{yb2} & | \quad (I) \text{ Contraintes locales dans la brique} \\ \sigma_{zb} &= \sigma_{zb1} + \sigma_{zb2} & | \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{xm} &= \sigma_{xm1} + \sigma_{xm2} & | \\ \sigma_{ym} &= \sigma_{ym1} + \sigma_{ym2} & | \quad (II) \text{ Contraintes locales dans le mortier} \\ \sigma_{zm} &= \sigma_{zm1} + \sigma_{zm2} & | \end{aligned}$$

Lorsque l'une des contraintes ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) est faible par rapport à l'autre, il est possible d'avoir un mode de rupture semblable au mode de rupture uniaxial.

(a) Rupture par compression de mortier

Le critère biaxial de rupture par compression du panneau de maçonnerie, peut être déterminé de la même façon que le cas uniaxial (voir paragraphe III.2.1.c), en tenant compte du critère de compression biaxial du mortier, on suppose que ce critère est composé de deux droites perpendiculaire aux axes dans le plan de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  car nous disposons des points uniaxiaux uniquement ( voir figure III.2.13). Ces droites sont à l'intérieur du critère réel du mortier, et qui place ce critère dans le domaine de sécurité.

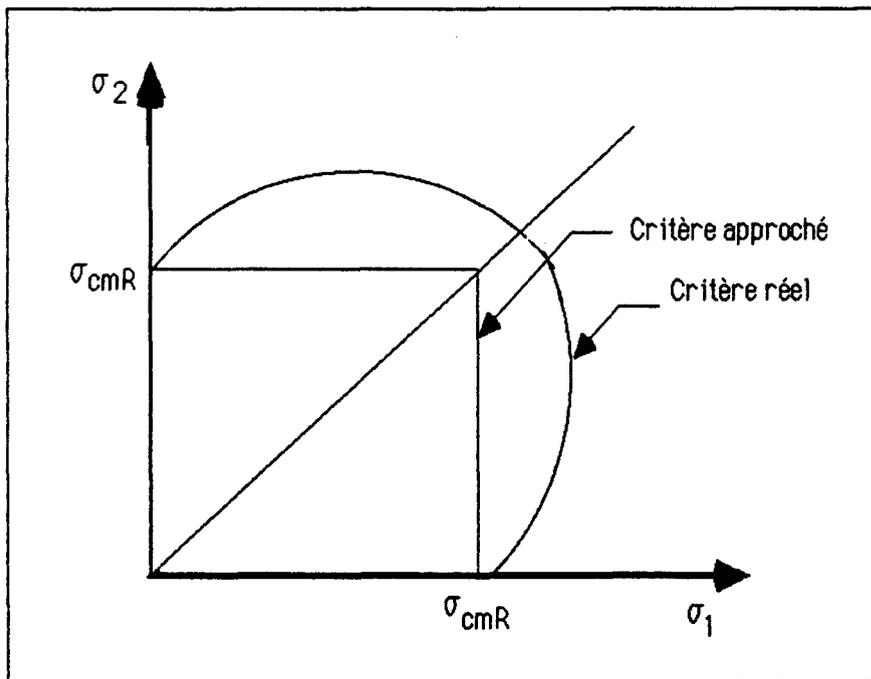


Figure III.2.13 : Critère de rupture en compression biaxiale du mortier

Le critère de rupture par compression de la maçonnerie est représenté sur la figure III.2.14 dans le plan  $\sigma_1, \sigma_2$  par la droite "HA"

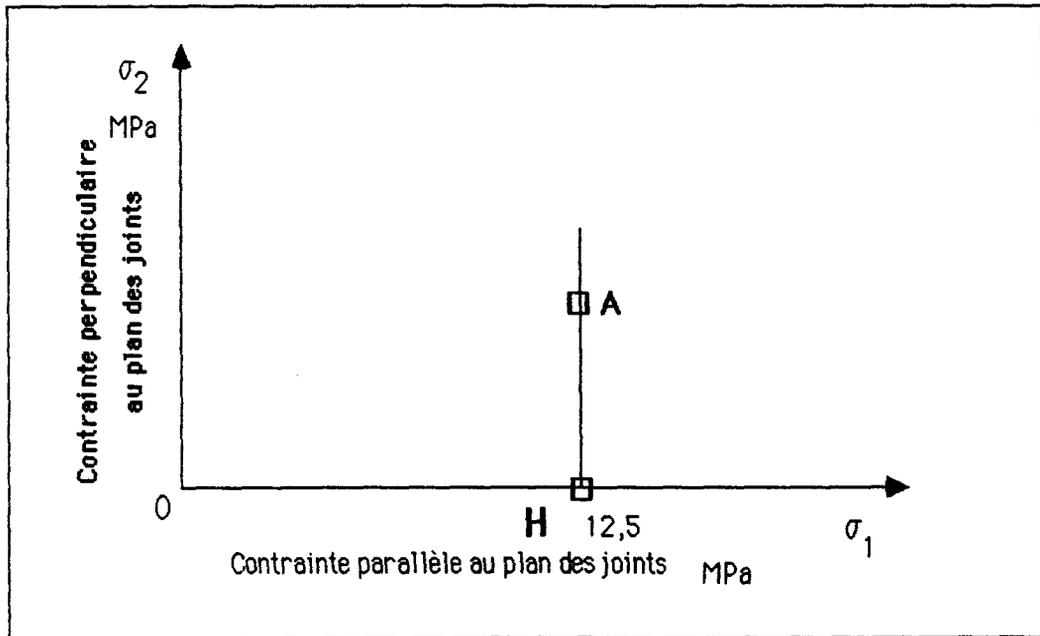


Figure III.2.14 : Critère de rupture par compression dans le plan  $\sigma_1 - \sigma_2$



( b ) Rupture par fendage dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau

Lorsque la contrainte de compression  $\sigma_1$  est faible par rapport à la contrainte  $\sigma_2$  la rupture peut intervenir par une traction dans les joints de mortier dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau. Pour déterminer ce critère il est utile de rappeler la relation (c) donnée au paragraphe II.2.2 en utilisant l'état de contrainte biaxiale dans les joints de mortier selon ( X ) donné au III.2.3.

$$\sigma_{x\text{tm}} = \frac{\sigma_{x\text{tmR}}}{\sigma_{2R}} (\sigma_{2R} - \sigma_2) \quad \dots\dots\dots (c)$$

$$\sigma_{xm} = D_x \sigma_1 + G_x \sigma_2$$

avec  $D_x$  et  $G_x$  sont les paramètres qui représentent les caractéristiques mécaniques et physiques du mortier en fonction de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  respectivement.

$\sigma_{\text{tmR}}$  : ( la résistance de tractions de la brique ou du mortier ).

A partir des relation ci-dessus on obtient:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{\text{tmR}} - D_x \sigma_1}{\left( G_x + \frac{\sigma_{\text{tmR}}}{\sigma_{2R}} \right)} \quad \dots\dots\dots (III)$$

avec

$\sigma_{\text{tmR}}$  : ( la résistance de traction du mortier ).

Un exemple d'application numérique sur le panneau de maçonnerie de 1100 × 800 mm précédemment testé ( voir annexes B -1).

nous donne;

$$\sigma_{xm1} = + 0,788 \sigma_1$$

$$\sigma_{xm2} = - 1,2 \sigma_2$$

avec  $D_x = 0,788$  et  $G_x = -1,2$

A partir de la relation ( III ) au III.2.3 on peut déterminer le critère de rupture par traction dans les joints de mortier et perpendiculaire à la surface libre du panneau, ce critère est représenté par une droite dont la pente est déterminée par la relation suivante.(voir figure III.2.15).

$$\sigma_2 = 1,515 + 0,6 \sigma_1 \quad \text{.....( IV )}$$

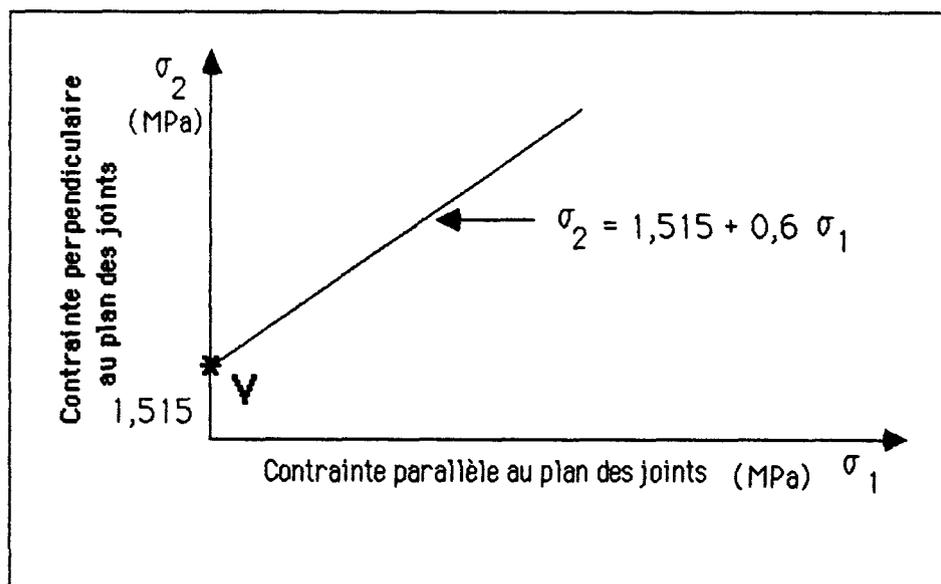


Figure III.2.15: Critère de traction perpendiculaire au plan des joints

La limite de ce critère peut être déterminée lorsqu'un autre mode de rupture se produira (éventuellement la rupture par traction dans les joints de mortier dans un plan parallèle à la surface libre du panneau).



(c) - Rupture par traction dans un plan parallèle à la surface libre de panneau :

Il est logique de s'attendre à ce qu'il n'y ait pas de rupture de traction transversale selon (1, 2) ni dans la brique ni dans le mortier lorsque les contraintes de compression ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) sont importantes.

Les observations pendant les essais nous ont permis de supposer que la rupture d'un panneau sous une contrainte biaxiale peut intervenir par une traction transversale selon 3 (Z), dans les briques ou dans les joints de mortier.

L'état de contrainte selon 3 (Z) dans les unités des briques et dans les joints du mortier est en fonction de la contrainte perpendiculaire au plan des joints ( $\sigma_2$ ) seulement, car l'hypothèse que nous avons fait au paragraphe (III.2.1.b) implique que les contraintes locales dans le panneau en fonction de la contrainte parallèle au plan des joints ( $\sigma_1$ ) selon les directions (Y, Z) sont nulles.

Donc la contrainte selon Z dans la brique.

$$\sigma_{zb} = \sigma_{zb2} = R \sigma_2 \quad \dots\dots\dots (a)$$

et la contrainte selon (Z) dans le mortier :

$$\sigma_{zm} = \sigma_{zm2} = G_z \sigma_2 \quad \dots\dots\dots (b)$$

Un exemple d'application numérique sur le panneau de maçonnerie de 1100 x 800 mm précédemment testé ( voir Annexes B -1)

$$\begin{aligned} \sigma_{zb} &= 0,15 \sigma_2 \\ \sigma_{zm} &= - 0,526 \sigma_2 \end{aligned}$$

L'application numérique sur un panneau de 1100 x 800 x 100 mm montre que la contrainte de traction la plus importante est dans le mortier et dépend de la contrainte perpendiculaire au plan des joints. Elle croit avec cette contrainte.

D'après le calcul précédent, on remarque que la traction transversale Z (ou 3) est plus importante dans le mortier que dans les briques et bien entendu que la traction est un phénomène prioritaire pour expliquer la rupture. D'autre part on peut remarquer que dans les briques, la contrainte de compression ( $\sigma_2$ ) provoque une contrainte de compression transversale.

Si l'on reprend la supposition faite en III.2.2., selon laquelle il existe une relation linéaire entre la contrainte à la rupture de compression et celles de traction, la contrainte de traction transversale dans ce cas est le résultat de la traction dans les joints de mortier selon la direction Z(3) due à la contraintes  $\sigma_2$ .

A partir de la figure III.2.11 en remplaçant l'état de contrainte dans le mortier selon X par l'état de contrainte selon Z, on détermine la traction en fonction de la contrainte de compression  $\sigma_2$  en supposant une relation linéaire entre la contrainte de compression et la contrainte de traction transversale. Nous rappelons la relation (d) qui définit la figure III.2.11.

$$\sigma_{zm} = \frac{\sigma_{tmR}}{\sigma_{2R}} (\sigma_{2R} - \sigma_2) \quad \dots\dots\dots (d)$$

et la contrainte transversale dans les joints de mortier selon Z est donnée sous la forme suivante:

$$\sigma_{zm} = G_z \sigma_2$$

$G_z$ : le paramètre qui représente les caractéristiques mécaniques et physiques de la brique et du mortier en fonction de  $\sigma_2$  et selon (Z).

Donc la contrainte à la rupture perpendiculaire au plan des joints  $\sigma_2$  s'écrit sous la forme suivante:

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{tmR}}{\left( G_z + \frac{\sigma_{tmR}}{\sigma_{2R}} \right)} \dots\dots\dots (V)$$

avec  $G_z = -0,526$   
 $\sigma_{tmR} = 2 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{2R} = 16,7 \text{ MPa}$

Cette relation nous permet de déterminer  $\sigma_2$  en fonction du paramètre caractéristique des matériaux.

La valeur de la résistance à la traction du mortier est le facteur qui a le plus d'influence sur la contrainte à la rupture. Pour définir ce critère, nous avons utilisé une résistance de mortier déterminée à partir des essais de traction réalisés sur des cubes

Pour déterminer le critère de rupture nous faisons une application numérique sur un panneau de maçonnerie expérimentalement testé. A partir de la relation (V) on peut déterminer le critère de traction dans les joints de mortier selon (Z), qui nous donne:

$$\sigma_2 = 3,1 \text{ N/mm}^2$$

Cela nous permet de tracer une droite parallèle à l'axe de la contrainte  $\sigma_1$ , qui représente le critère de rupture par une fissuration dans le panneau et parallèle à la surface libre de celui-ci. La trace de ce critère dans le plan  $\sigma_1 - \sigma_2$  est donnée sur la figure III.2.16. L'intersection de cette droite avec la droite du critère de rupture par traction selon X permet de fixer la limite entre les deux modes de rupture, représentée par le point **B** avec ( $\sigma_1 = 2,64 \text{ N/mm}^2$  et  $\sigma_2 = 3,1 \text{ N/mm}^2$ ).

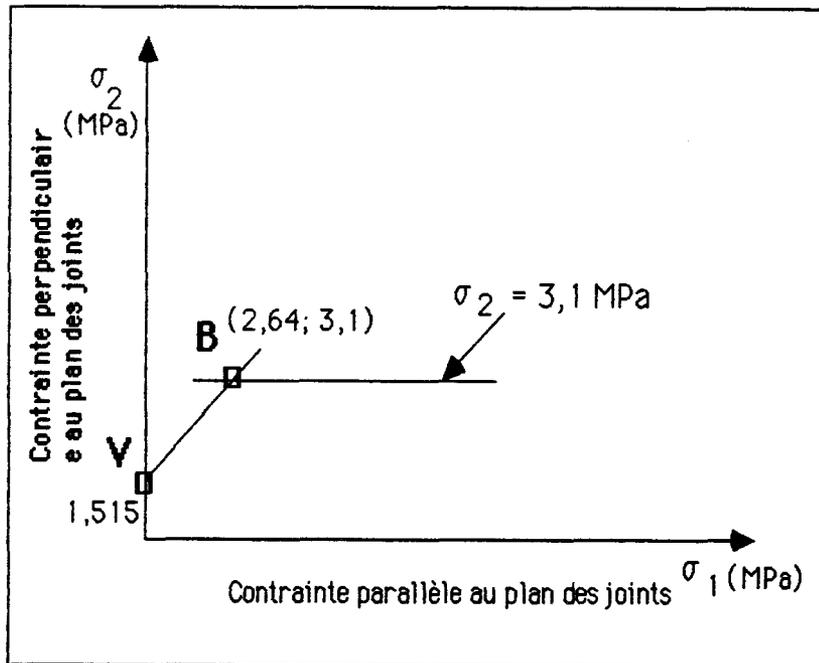


Figure III.2.16 : Critère de rupture lorsque celle-ci survient parallèlement à la surface libre.



A partir de cette valeur nous pouvons déterminer le critère de rupture par traction parallèle à la surface libre du panneau. Ce type de rupture représente le critère type du chargement biaxial.

L'intersection de ce critère avec celui de rupture par compression dans les joints de mortier est représenté par le point "A", avec ( $\sigma_1 = 12,5 \text{ N/mm}^2$  et  $\sigma_2 = 3,1 \text{ N/mm}^2$ ) qui représente la limite de ces deux critères.

Le critère de rupture complet lors d'une application d'une contrainte biaxiale, est alors donné à la figure III.2.17.

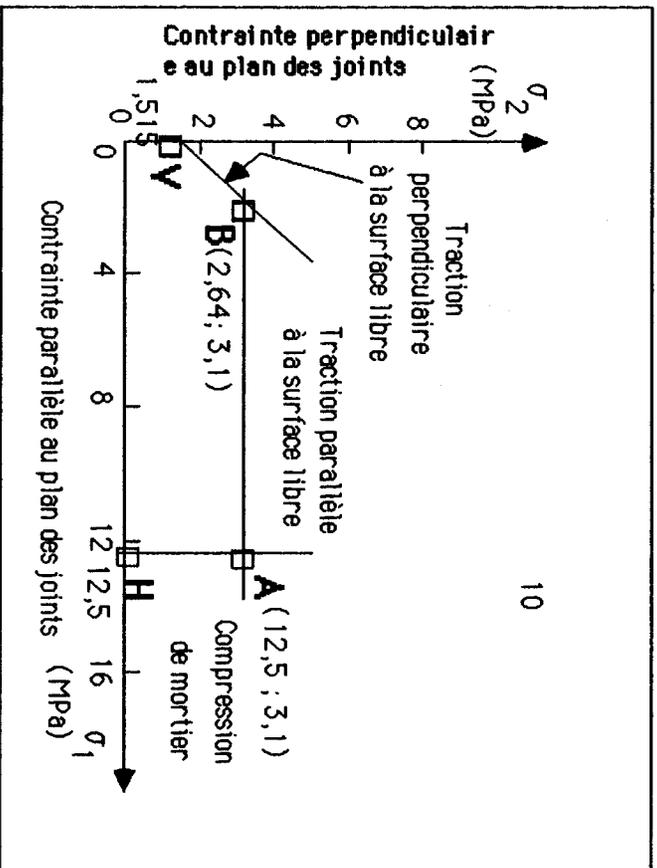


Figure III.2.17 : Critère de rupture biaxial calculé

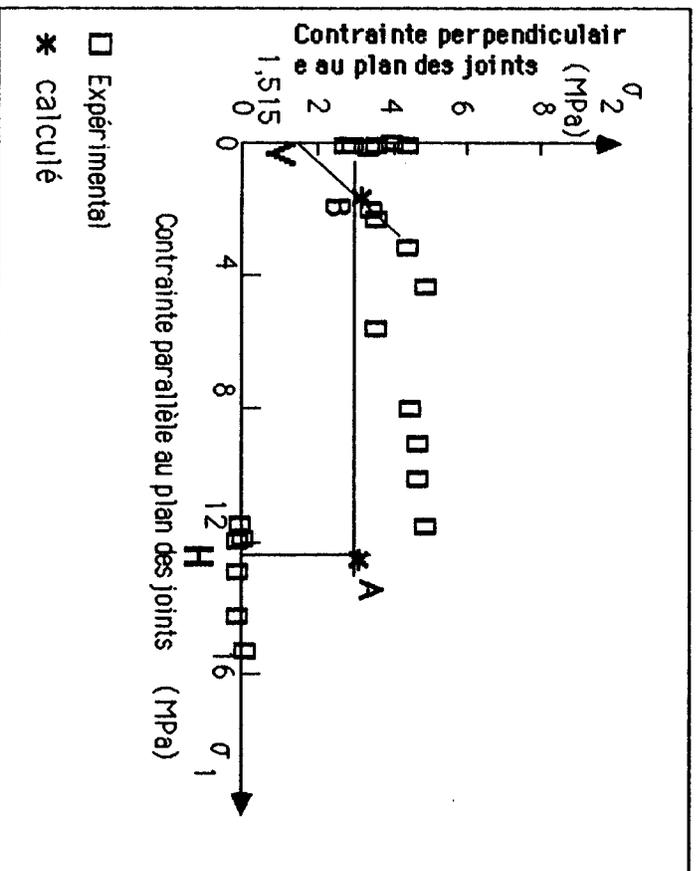


Figure III.2.18 : Critère de rupture biaxial expérimental et calculé

A partir du critère déterminé théoriquement, on peut noter que l'orthotropie de la brique et l'existence des joints de mortier ont une influence très importante sur le comportement global de la maçonnerie et en particulier sur la rupture et le mode de rupture. On remarque avec les différents modes de rupture obtenus sur ce critère que les joints de mortier sont presque toujours à l'origine de la fissuration et enfin de la rupture. Les joints de mortier forment donc ce point faible dans la maçonnerie et l'interface brique-mortier est souvent le lieu d'initiation de la rupture.

Sur la figure III.2.18, nous comparons ce critère avec le critère de rupture expérimentalement déterminé. On remarque que les points expérimentaux sont très proches du critère déterminé par le calcul élastique. Nous présentons sur la figure III.2.19 un chemin qui résume les différents mode de rupture.

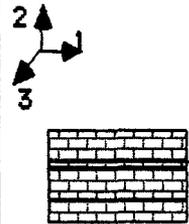
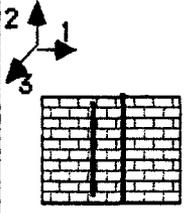
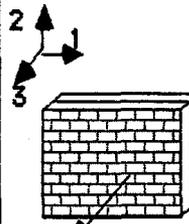
Mode de rupture	Chargement appliqué	Efforts locaux provoquant la rupture	Motif de rupture
 <p>Fissuration parallèle au plan des joints</p>	Chargement uniaxial parallèle au plan des joints ( $\sigma_1$ )	Contrainte de compression dans les joints de mortier horizontaux selon (1).	Rupture par fissuration parallèle au plan de joint, celle-ci due à la résistance de compression simple dans les joints de mortier horizontaux au voisinage avec des briques.
	Chargement biaxial avec $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ est très grand	Contrainte de compression biaxiale dans les joints de mortier	
 <p>Fissuration verticale de fendage</p>	Chargement uniaxial perpendiculaire au plan des joints ( $\sigma_2$ )	Contrainte transversale locale de traction selon la direction (1) dans le joint de mortier horizontal et perpendiculaire au chargement	Rupture par fendage du panneau, commence par une fissuration de traction dans les joints de mortier horizontaux et parallèle à l'axe de chargement.
	Chargement biaxial avec $\frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ est très grand		
 <p>Fissuration dans de traction le plan du panneau</p>	Chargement de compression biaxiale avec $\frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ ou $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} > 0,1$	Contrainte transversale locale de traction selon la direction (3) dans le joint de mortier horizontal.	Rupture par un éclatement du panneau de maçonnerie dans son plan, la fissuration de traction commence dans les joints de mortier horizontaux

Figure III.2.19 : Schéma explicatif des différents modes de rupture



### III.2.4 - Comparaison avec les essais sur la maçonnerie de différents types et épaisseurs de joints de mortier

Les contraintes et les déformations locales peuvent être déterminées lors d'une variation de la qualité et de l'épaisseur de joints de mortier et une comparaison avec les résultats expérimentaux ( Paragraphe II.3.3 ).

Deux types de chargement ont été réalisés au cours de cette expérience, chargement parallèle et perpendiculaire au plan de joints. Ces deux types de chargement correspondent aux deux principaux modes de rupture, c'est à dire la rupture par une fissuration au niveau du plan des joints et la rupture par une traction dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau.

#### III.2.4.1 - Rupture de joint par compression :

Cette rupture se produit lorsque le chargement appliqué est parallèle au plan des joints. Le chargement nécessaire pour provoquer la rupture peut être déterminé en fonction de la résistance à la compression du mortier utilisé et le coefficient empirique(f) (voir paragraphe III.2.1.c)et cela est donné par la relation suivante:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{cmR}}{D_x} f$$

avec

$\sigma_{cmR}$  : résistance à la compression du mortier en N/mm<sup>2</sup>

$D_x$ :paramètre caractéristique, définissant les caractéristiques mécaniques des briques et du mortier, ainsi que l'épaisseur des joints et la section de la brique utilisé(voir paragraphe III.2.1.b)

f : coefficient empirique de la résistance des joints de mortier à la compression par rapport celle d'une éprouvette du mortier.

Sur le tableau III.1 on trouve 16 résultats différents pour les 16 différentes maçonnerie réalisées en supposant que la valeur de la contrainte  $\sigma_2$  est nulle. Nous rappelons que les lettre ( A, B, C et D ) indiquent la qualité de mortier utilisé, et les chiffres ( 1 , 2, 3 et 4 ) l'épaisseur des joints de mortier dans le panneau de maçonnerie ( les détails sont donnés dans la deuxième partie - Chapitre 2). Dans cette application nous supposons que la résistance au cisaillement est déterminée à partir de celle du mortier de qualité fixe ( voir tableau II. chapitre 2 ) et varie dans les mêmes proportions que la résistance à la compression.

Type de mortier	Contrainte de compression à la rupture MPa		Type de mortier	Contrainte de compression à la rupture MPa	
	Calculée	Expérimentale		Calculée	Expérimentale
A1	14,4	13,3	A3	14,8	12,5
B1	6,4	5,8	B3	6,00	4,5
C1	4,3	4,9	C3	4,00	3,7
D1	4,92	4,2	D3	4,36	2,1
A2	14,34	13,4	A4	14,1	11,5
B2	6,3	4,9	B4	5,7	3,9
C2	4,25	4,5	C4	3,8	2,6
D2	4,74	2,7	D4	4,00	1,5

Tableau III.1 : Comparaison des valeurs expérimentales et calculées de la contrainte  $\sigma_1$  nécessaire à provoquer la rupture par cisaillement pour des panneaux à différents joints

D'après les résultats présentés dans le tableau III.1, nous constatons que la résistance de la maçonnerie diminue lors de l'utilisation d'une plus mauvaise qualité de mortier aussi bien par le calcul que par les essais, et ce pour une épaisseur de joints de mortier constante. Pour ce qui concerne, l'influence de l'épaisseur de joints de mortier sur la résistance de la maçonnerie elle est beaucoup moins importante que la qualité du mortier utilisé.

Sur la figure III.2.20 nous présentons quatre courbes qui représentent les contraintes calculées pour les quatre différentes épaisseurs du mortier utilisé pour la construction de ce type de panneau. Ainsi que les figures (III.2.-21,22,23,24) qui représentent une comparaison avec les résultats d'essais des contraintes à la rupture pour chacune des quatre épaisseurs des joints de mortier utilisés.

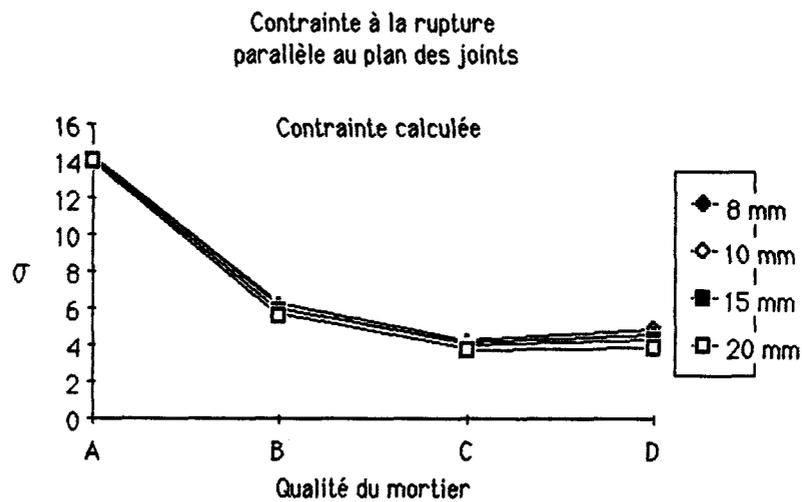


Figure III.2.20: Contrainte à la rupture dans la maçonnerie avec différentes qualités et épaisseurs des joints

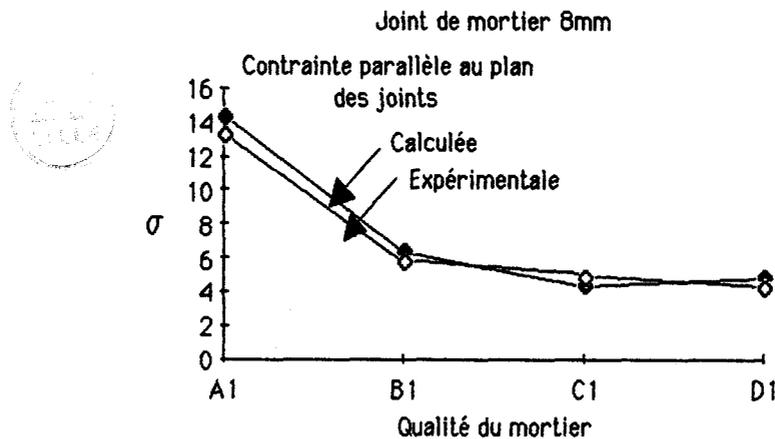


Figure III.2.21

Joint de mortier 10mm

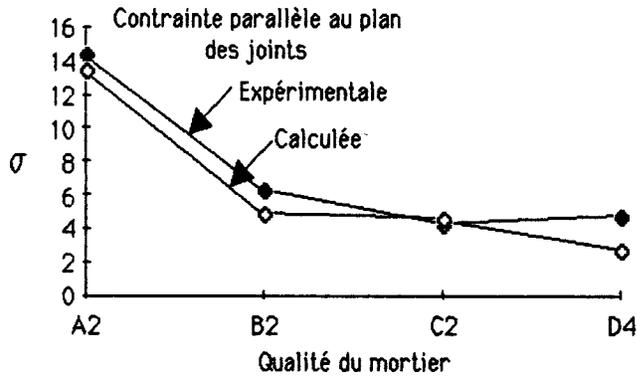


Figure III.2.22

Joint de mortier 15 mm

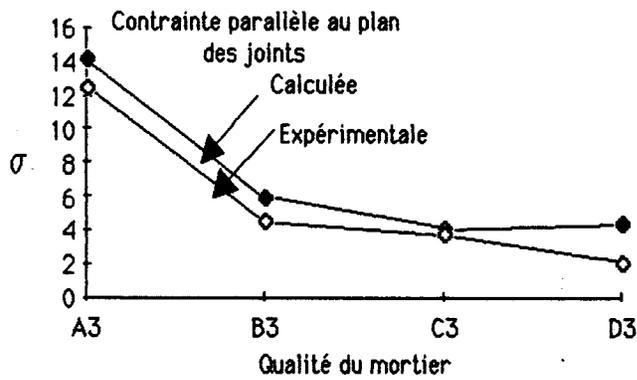


Figure III.2.23

Joint de mortier 20mm

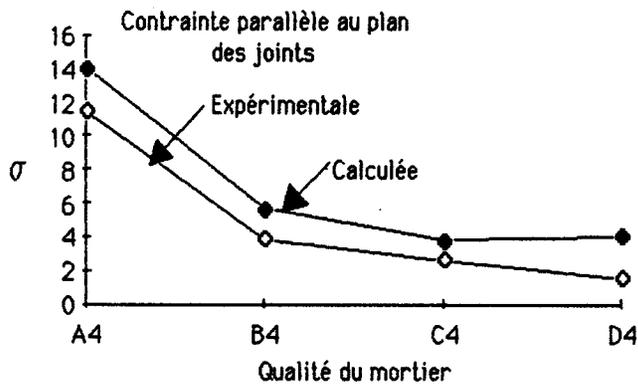


Figure III.2.24



### III.2.4.2 - Rupture par traction:

Pour déterminer la valeur de la contrainte de compression  $\sigma_2$  nécessaire pour provoquer la rupture par traction dans les joints de mortier, nous appliquons la relation (V) au paragraphe III.2.2.1 après avoir déterminé les paramètres  $G_x$ ,  $G_z$  (le paramètre des matériaux constituant la maçonnerie sont déterminées pour chaque type et épaisseur de joints de mortier). Ci-dessous la relation utilisée pour l'application.

$$\begin{array}{l} \sigma_2 = \frac{\sigma_{2R} \sigma_{tmR}}{(\sigma_{2R} G_x + \sigma_{tmR})} \quad \text{traction selon X} \\ \sigma_2 = \frac{\sigma_{2R} \sigma_{tmR}}{(\sigma_{2R} G_z + \sigma_{tmR})} \quad \text{traction selon Z} \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \dots\dots\dots(V) \end{array} \right.$$

Nous supposons que la contrainte de traction pour les différents types de mortier varie dans la même proportion que celle de compression en utilisant la résistance à la traction de 2 MPa pour un mortier ayant une résistance à la compression de 16.7 MPa comme référence. Les résultats obtenus pour les 16 différentes maçonnerie sont présentés sur le tableau III.2, ainsi sur la figure III.2.20 nous présentons quatre courbes qui correspondent aux quatre différentes épaisseurs du mortier.

Type de mortier	Contrainte de compression à la rupture MPa		Type de mortier	Contrainte de compression à la rupture MPa	
	Calculée	Expérimentale		Calculée	Expérimentale
A1	1,7	4,1	A3	1,725	1,7
B1	0,826	2,7	B3	0,843	1,0
C1	0,58	2,3	C3	0,592	1,4
D1	0,1	1,8	D3	0,12	3
A2	1,71	5,5	A4	1,735	1,5
B2	0,832	3	B4	0,85	1
C2	0,585	2,6	C4	0,598	1,2
D2	1,1	1,7	D4	0,14	2,1

Tableau III.2 : Comparaison des valeurs expérimentales et calculées de la contrainte  $\sigma_2$  nécessaire à provoquer la rupture par cisaillement pour des panneau à différents joints

Sur la figure III.2.25 sont présentées les quatre courbes qui représentent les quatre différentes épaisseurs des joints et avec quatre types du mortier(A,B,C,D) voir Chapitre 2. Les figures III.2.-26,27,28,29 donnent une comparaison de la contrainte à la rupture et l'influence de la qualité du mortier utilisé sur la résistance de la maçonnerie avec les résultats d'essais .

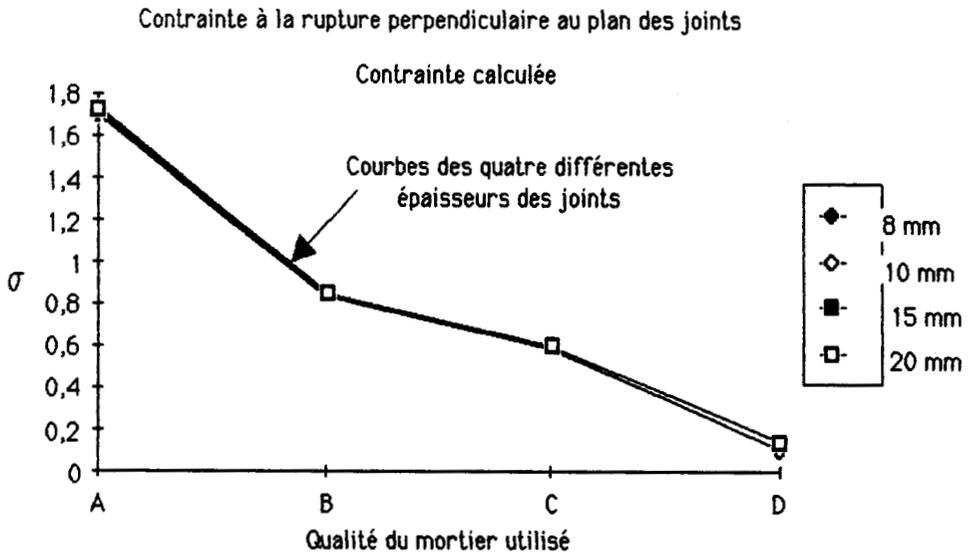


Figure III.2.25:

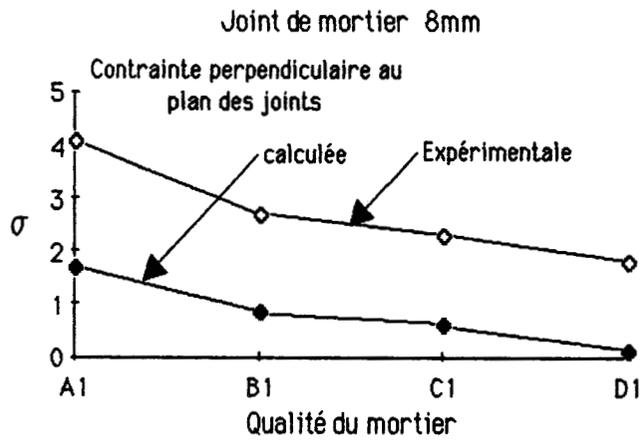


Figure III.2.26



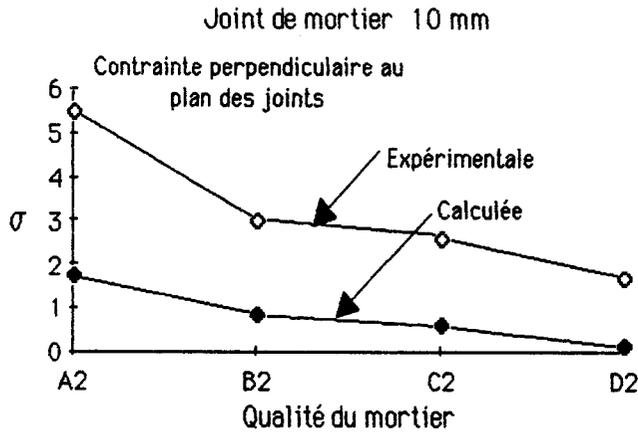


Figure III.2.27

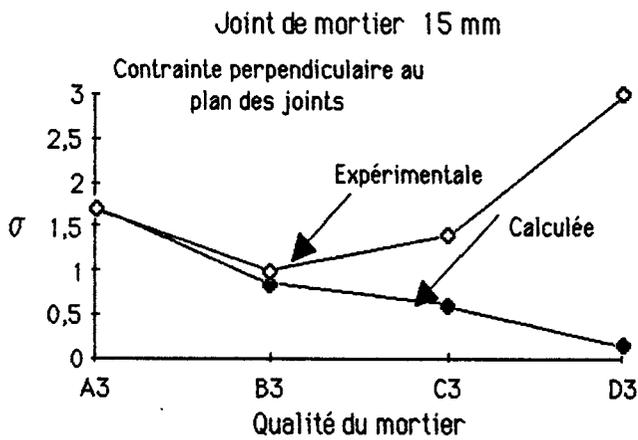


Figure III.2.28

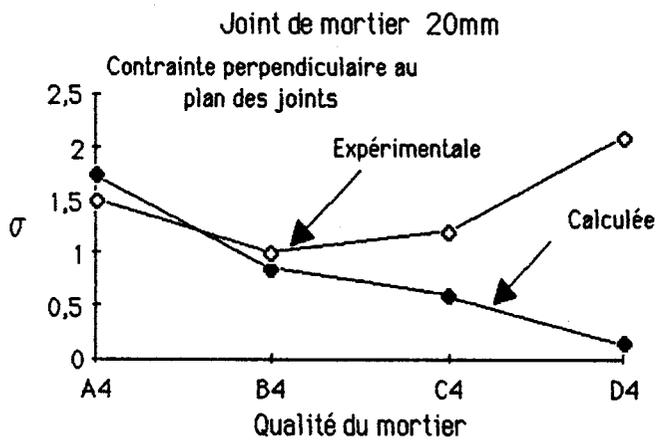


Figure III.2.29:



### Conclusion

A partir de cette application, nous constatons que les résultats du calcul sont qualitativement en accord avec les résultats expérimentaux . Par contre la divergence est grande du point de vue quantitatif , et cela est dû certainement une nouvelle fois au frettage.

Notons que ces conclusions sont aussi bien valable pour la rupture par compression que pour la rupture par traction. Dans tous les cas on remarque également que plus le mortier utilisé est de mauvaise qualité moins le mur est résistant, le fait d'augmenter l'épaisseur du joint n'étant pas alors un élément favorable.

### III.2.5 - Influence de l'orientation du plan de joint par rapport au chargement :

#### III.2.5.1- Rupture par cisaillement :

Lorsque l'axe de la contrainte principale fait un angle  $\theta$  avec le plan du joint horizontal, les contraintes principales sur les éléments peuvent être calculées à partir du cercle de Mohr.

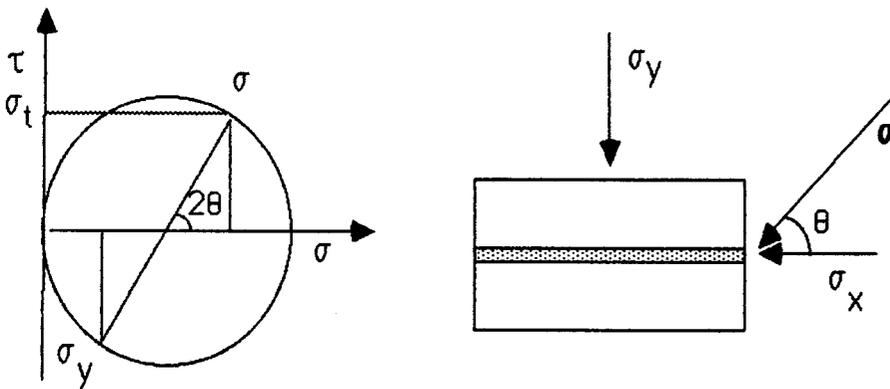


Figure III.2.30 : Etat de contrainte au niveau du plan de joint

$$\sigma_1 = \sigma_x = \sigma \cos^2 \theta$$

$$\sigma_2 = \sigma_y = \sigma \sin^2 \theta$$

$$\sigma_t = \sigma \sin \theta \cos \theta$$

Dans ce cas, les deux contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_t$  sont appliquées sur la surface du cisaillement "interface brique-mortier".

Les contraintes dans la brique ou dans le mortier selon X, sont déterminées dans les paragraphes III.2.1. à III.2.3

Donc la force totale qui s'exerce sur l'interface brique - mortier est alors égale à:

$$F_{\text{crb}} = \sigma \sin\theta \cos\theta S_c$$

et la résistance au cisaillement donnée par la relation I au paragraphe III.2.1.a.

$$F_{\text{moy}} = \tau S_{\text{cb}} + \tau S_{\text{cm}} + \mu \sigma \sin^2\theta S_{\text{cb}}$$

d'où  $S_c = S_{\text{cb}} + S_{\text{cm}}$  (surface totale du cisaillement)

La résistance au cisaillement donnée par la relation I au paragraphe III.2.1.a.

$$\tau_{\text{moy}} = \tau_0 \times \frac{S_{\text{cb}}}{S_c} + \tau_m \times \frac{S_{\text{cm}}}{S_c} + \mu \times \sigma \sin^2\theta \times \frac{S_{\text{cb}}}{S_c}$$

qui donne: la relation (I) suivante:

$$\sigma = \frac{\tau_0 S_{\text{cb}} + \tau_m S_{\text{cm}}}{(\sigma \sin\theta \cos\theta S_c - \mu S_{\text{cb}} \sin^2\theta)} \dots\dots\dots (I)$$

. Cette relation reste valable tant que la rupture se produit par cisaillement.

### III.2.5.2: Rupture par compression

Lorsque l'orientation du plan des joints de mortier ( $\theta$ ) est égale à 0, la rupture ne se produit pas par cisaillement, c'est le cas lorsque le chargement est parallèle au plan des joints, ce type de rupture a été étudié dans le paragraphe III.2.1.c, la contrainte à la rupture a été déterminée à partir de la résistance à la compression du mortier et le paramètre ( $D_x$ ), et par la relation suivante, (voir paragraphe III.2.1.b)

$$\sigma = \frac{\sigma_{cmR} \cdot f}{D_x \cos^2 \theta} \dots\dots\dots (II)$$

### III.2.5.3 - Rupture par fendage :

Lorsqu'une orientation du plan des joints du mortier permet de placer la contrainte majorée dans le sens perpendiculaire au plan des joints, la rupture de l'échantillon peut se produire par une fissuration de traction parallèle à la direction de la contrainte majeure.

En utilisant la relation III donnée au III.2.3 et en introduisant l'orientation de plan des joints du mortier par rapport à l'axe perpendiculaire au plan des joints, à partir du cercle de Mohr, on obtient :

$$\sigma_1 = \sigma \cos^2 \theta$$

$$\sigma_2 = \sigma \sin^2 \theta$$

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_{tmR}}{\left( G_x + \frac{\sigma_{tmR}}{\sigma_{2R}} \right) \sin^2 \theta + D_x \cos^2 \theta}$$

d'où :

$\sigma_R$  : la résistance de compression du mortier

$\sigma_{tmR}$  : la résistance de traction du mortier.

$G_x$  ,  $G_z$  : les paramètres selon x, z qui représentent les caractéristiques mécaniques et physiques de la brique et du mortier.

#### Application numérique :

Nous menons ici une application numérique pour déterminer le critère de la rupture dans le plan  $\sigma - \theta$  lors d'une contrainte uniaxiale. L'angle  $\theta$  varie de  $0^\circ$  à  $90^\circ$  par rapport à l'axe de chargement.

Cette application peut être comparable avec les échantillons de  $400 \times 300 \times 100$ , qui ont été réellement réalisés et testés dans le laboratoire.

$S_{cb} = 360 \times 100 = 36000 \text{ mm}^2$  la surface totale de cohésion dans une rangée

$S_{cm} = 40 \times 100 = 4000 \text{ mm}^2$  la surface totale du cisaillement du mortier.

$S_b = 2800 \text{ mm}^2$  surface perpendiculaire à  $\sigma_1$  de la brique

$S_m = 900$  : surface perpendiculaire à  $\sigma_1$  du joint de mortier horizontal

$S = 3700, 4900$  Surface nette et brute de la brique et d'un joint de mortier perpendiculaire à la contrainte

$$\beta_1 = 7220 / 3800 = 1,9 \sigma_1$$

$$\alpha = 3,1$$

$$\mu = 0,6$$

$$\tau_m = 3 \text{ MPa}$$

$$G_x = -1,2$$

$$\tau_0 = 0,2 \text{ MPa}$$

$$D_x = 0,79$$

La phase de cisaillement :

Lorsqu'on suppose que la rupture se produit par un cisaillement entre les briques et les joints de mortier, la contrainte à la rupture dans la maçonnerie est donnée par la relation (1) au III.2.5. Ce qui donne dans le tableau III.3, la contrainte calculée sur la surface brute:

Si on trace le critère dans le plan ( $\sigma - \theta$ ) on remarque une diminution de la valeur de la contrainte  $\sigma$ , nécessaire pour provoquer la rupture. Cette baisse est due à l'intervention de la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du plan des joints. Une petite variation de  $\theta$  entre  $0^\circ$  et  $10^\circ$  suffit à provoquer une chute importante de la contrainte à la rupture. Ensuite, par contre la variation de l'orientation du plan des joints n'a pas d'influence importante sur la valeur de la contrainte à la rupture.

L'orientation du plan des joints $\theta$	Contrainte à la rupture MPa
$0^\circ$	$\infty$
$2^\circ$	14
$5^\circ$	5,8
$10^\circ$	3,1
$15^\circ$	2,25
$25^\circ$	1,675
$30^\circ$	1,6
$40^\circ$	1,78
$45^\circ$	2,08
$50^\circ$	2,74
$55^\circ$	4,46
$60^\circ$	10,2

Tableau III.3: Contrainte à la rupture déterminée à partir de critère de cisaillement pour différentes valeurs de  $\theta$

La phase de compression :

La rupture de la maçonnerie se produit par une compression simple, celle-ci est déterminée par la relation (II) au paragraphe III.2.5 et en fonction de la résistance à la compression du mortier ainsi que le paramètre  $D_x$  (voir paragraphe III.2.1.b) , cette rupture intervient en particulier lorsque  $\theta = 0^\circ$  . L'application numérique est présentée sur le tableau III.4.

L'orientation du plan des joints $\theta$	Contrainte à la rupture MPa
0°	12,5
5°	12,6
10°	12,9
15°	13,4
20°	14,15
22,5°	14,64

Tableau III.4 Contrainte à la rupture déterminée à partir de la résistance de compression du mortier.

La phase de traction :

Quand la rupture dans la maçonnerie se produit par une traction transversale et perpendiculaire au joint du mortier horizontal, la contrainte à la rupture de la maçonnerie peut être calculée par la relation II en III.2.4:

avec:

$$G_x = -1,2$$

$$D_x = 0,79$$

L'application numérique est présentée dans le tableau III.5, où la contrainte est calculée sur la surface brute du panneau.

L'orientation du plan des joints $\theta$	Contrainte à la rupture MPa
40°	24,5
45°	7,55
50°	4,46
60°	2,53
67,5°	2
75°	1,7
80°	1,56°
90°	1,5



Tableau III.5 : Contrainte à la rupture déterminée à partir du critère de traction pour différentes valeurs de  $\theta$

Dans le cas  $\theta = 45^\circ$ , on distingue une différence importante par rapport à la maçonnerie avec une orientation de  $67,5^\circ$ ,  $90^\circ$  due à l'orientation de la brique ou du joint de mortier par rapport au chargement, car dans les cas où la direction du chargement est inférieure à  $90^\circ$ , les efforts transversaux créés sur la brique ou le joint de mortier agissent contre la contrainte de traction interne qui provoque la rupture.

On remarque une différence importante des valeurs lorsque l'orientation  $\theta = 45^\circ$ , entre le cas du cisaillement et celui de traction. Ces deux valeurs peuvent être vrais si on suppose que la fissuration du cisaillement a lieu. Mais le fait qu'il y a une contrainte de compression perpendiculaire à la fissuration, la rupture par cisaillement ne se produit pas tout de suite, par contre une rupture par traction peut intervenir.

En terme général les valeurs calculées sont toujours inférieures aux valeurs expérimentales, qui sont peut être dues au frettage. La figure III.2.31 représente le critère de rupture expérimental et le critère calculé dans le plan  $\sigma - \theta$ .

On remarque qu'il y a une influence importante du mode de rupture sur les valeurs à la rupture dans le critère expérimental et calculé.

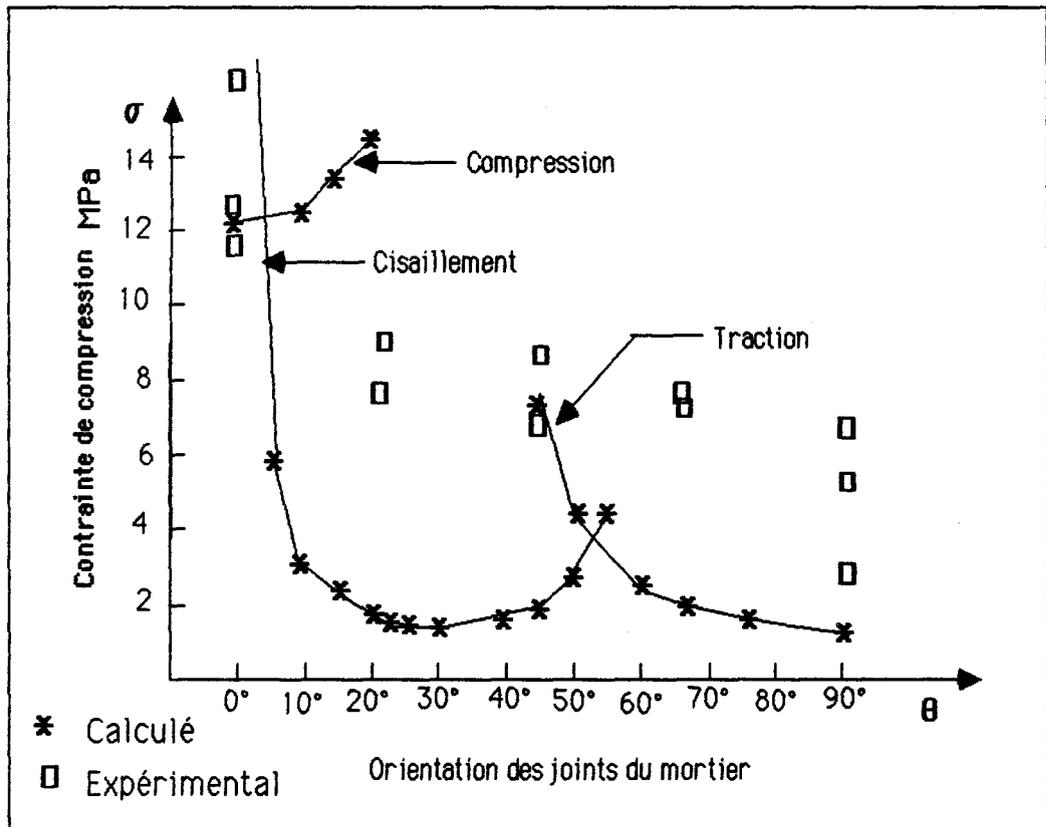


Figure III.2.31 : critère de rupture calculé et expérimental.



La comparaison des deux critères expérimentaux et calculés montre une simulation des deux critères, si on néglige les valeurs numériques. On remarque sur la figure que les deux courbes ont une forme similaire. La différence des valeurs numériques entre ces deux critères peut être due au frottement qui, nous le supposons, a une grande influence sur la résistance du panneau de maçonnerie. surtout lorsque comme ici les panneaux sont de petites dimensions

### III.3 - DETERMINATION DE LA RELATION CONTRAINTE-DEFORMATION :

L'étude de la relation contrainte-déformation, peut être déterminée suivant les suppositions faites d'après l'étude du critère de rupture paragraphe (III.2).

Une superposition des déformations locales des unités a été adaptée pour déterminer la déformation globale d'un panneau de la maçonnerie.

La déformation globale déterminée par la superposition quantitative, représente toujours une rigidité de la maçonnerie plus faible que la rigidité déterminée à partir des essais en prenant le même mode de chargement. La déformation de la maçonnerie peut être écrite :

$$\varepsilon = C \sigma$$

Le coefficient C dépend entièrement des caractéristiques des matériaux composants.

Ce calcul approché permet d'avoir une idée générale sur le comportement de la maçonnerie jusqu'à la rupture.

D'après les relations faites en III-2 ainsi que les annexes (B-1,B-2), nous présentons les déformations principales  $\varepsilon_{11}$ ,  $\varepsilon_{22}$ ,  $\varepsilon_{33}$  pour les relations suivantes :

$$\varepsilon_{11} = \frac{(\varepsilon_{xb2} + \varepsilon_{xb1}) \times L_{b1} + (\varepsilon_{xmv2} + \varepsilon_{xmv1}) \times L_{m1}}{L_1} \dots\dots\dots(3.1)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{(\varepsilon_{yb1} + \varepsilon_{yb2}) \times L_{b1} + (\varepsilon_{ym1} + \varepsilon_{ym2}) \times L_{m2}}{L_2} \dots\dots\dots(3.2)$$

$$\varepsilon_{33} = \varepsilon_{zb1} + \varepsilon_{zb2} \dots\dots\dots(3.3)$$

### III.3.1 - Application numérique :

Nous avons mené une application numérique des déformations principales sur un panneau de maçonnerie de 1100 x 800 x 100mm.

$$\varepsilon_{11} = -2,1 \times 10^{-4} \sigma_1 + 3,29 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{22} = +3,32 \times 10^{-5} \sigma_1 - 2,0 \times 10^{-3} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{33} = +6,6 \times 10^{-5} \sigma_1 + 1,25 \times 10^{-4} \sigma_2$$

#### Exemple 1 :

Si l'on compare la déformation principale dans le cas d'un panneau soumis à  $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$  avec l'essai expérimental (HS34 PN)

$$\varepsilon_{11} = -2,1 \times 10^{-4} \sigma_1$$

$$\varepsilon_{22} = 3,32 \times 10^{-5} \sigma_1$$

$$\varepsilon_{33} = 6,6 \times 10^{-5} \sigma_1$$

La figure III.3.1 montre la comparaison de la contrainte déformation axiale entre l'essai et les valeurs calculées.

Aucune déformation transversale n'était enregistré ni selon 2 ni selon 3. Cela peut être dû à la valeur de cette déformation qui reste très faible.

On remarque sur la courbe contrainte-déformation axiale la différence entre les pentes des deux courbes (expérimentale et calculé) qui signifie la divergence entre la rigidité de la maçonnerie.

Nous pensons que cette différence n'est pas seulement due aux

approximations faites au niveau du calcul, mais aussi à cause de la précision du système de mesure des déformations ainsi que l'effet de bord et l'élanement du panneau qui peuvent influencer les valeurs obtenues.

La rigidité réelle de la maçonnerie doit avoir une valeur située entre celle expérimentale et calculée.

Lorsque  $\sigma_2 > 0$ ,  $\sigma_1 = 0$

---

Lors d'une application d'une contrainte verticale (perpendiculaire au plan des joints), les déformations principales sont déterminées comme suit (voir annexes B-1, B-2) :

$$\varepsilon_{11} = 3,29 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{22} = -2,0 \times 10^{-3} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{33} = 1,25 \times 10^{-4} \sigma_2$$

Si on compare ces valeurs avec les résultats d'essai VS31PN ou VS17PN, VS20PN sur la figure III.3.2 on remarque une grande divergence entre les deux courbes et en particulier la pente qui représente la rigidité de la maçonnerie selon 2.

La courbe expérimentale montre pendant ce type d'essai une tendance bien distinguée à la non linéarité. Celle-ci peut être due à la non linéarité du mortier. La quantité du mortier dans ce cas est assez importante pour qu'on puisse observer cette non linéarité.

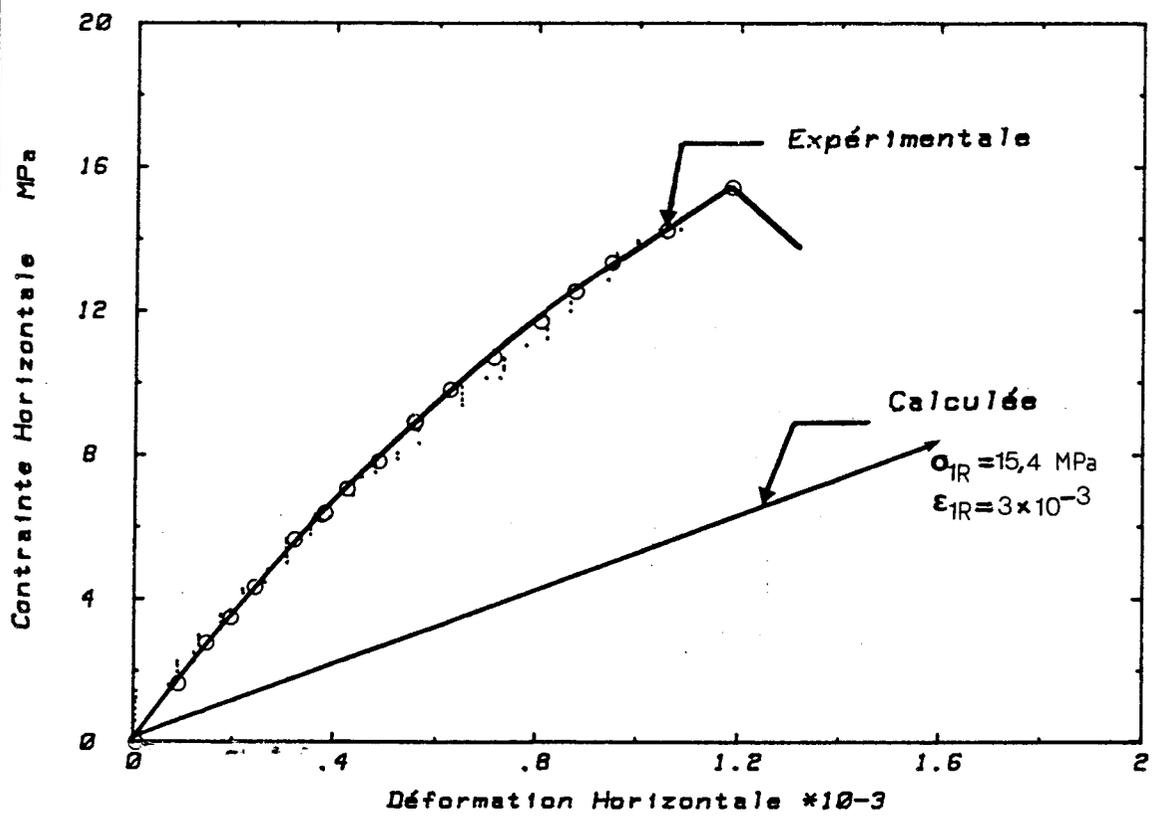


Figure III.3.1.

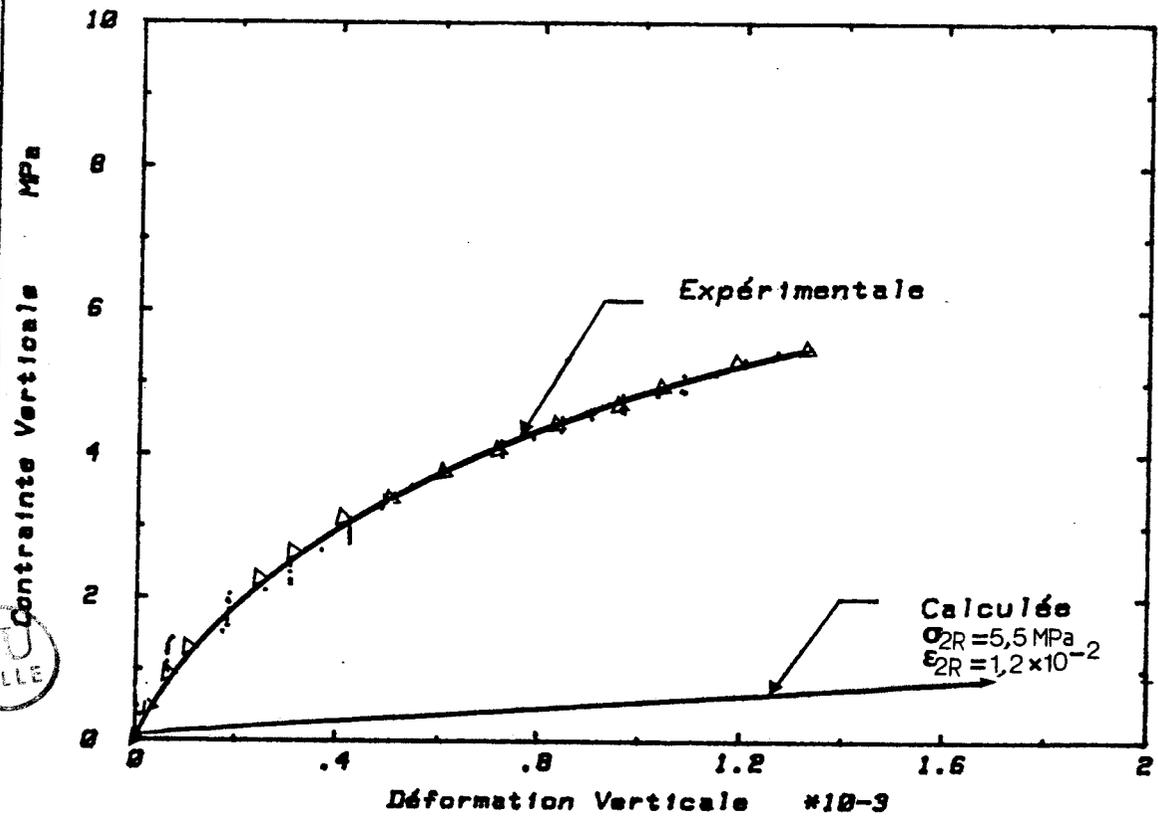


Figure III.3.2.

Lorsque  $\sigma_1 > 0, \sigma_2 > 0$

$$\varepsilon_{11} = -2,1 \times 10^{-4} \sigma_1 + 3,29 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{22} = +3,32 \times 10^{-5} \sigma_1 - 2,0 \times 10^{-3} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{33} = +6,6 \times 10^{-5} \sigma_1 + 1,25 \times 10^{-4} \sigma_2$$

Si l'on compare avec l'essai BS10PN pour  $\sigma_1 = 5$  MPa et

$\sigma_2 = 4,85$  MPa, qui donne:

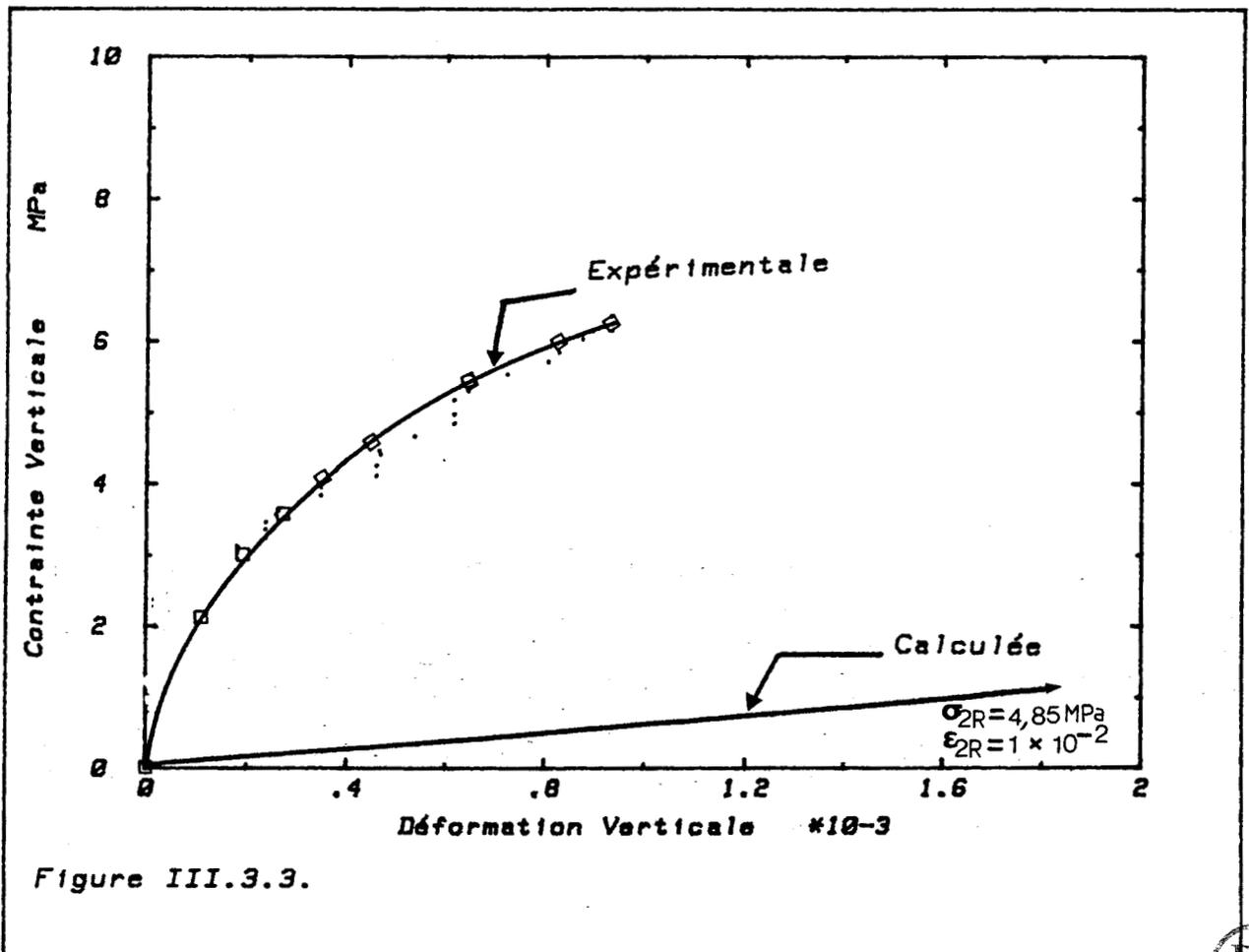


Figure III.3.3: Comparaison entre valeurs expérimentales et calculées de la relation contrainte déformation verticale dans le d'une contrainte biaxiale

### III.4 APPLICATION PAR LA METHODE D'ELEMENTS FINIS :

#### III.4.1- Introduction :

La méthode des éléments finis est une méthode générale de résolution des problèmes de mécanique des milieux continus. Si on prend une structure quelconque, on maille le corps étudié par des lignes imaginaires qui forment un nombre fini de noeuds. La structure ainsi idéalisée peut être analysée par la méthode de déplacement ou par la méthode des forces qui sont deux méthodes de résolution générale. Le traitement détaillé de ces approches et d'autres sont données par différentes publications, telle que ZIENKIEWICZ [31] et d'autres.

Dans notre cas particulier nous étudions le comportement d'un panneau de maçonnerie. Ce panneau est composé d'éléments de briques séparées par des couches de mortier. Les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux sont données dans la deuxième partie (chapitre 2). Compte tenu de l'hétérogénéité du matériau (maçonnerie) physique et mécanique, nous supposons que cet ensemble réagit comme un milieu continu sous un déplacement ou une force imposée. Ainsi, nous supposons que la maçonnerie a un comportement élastique linéaire orthotrope. Cela est basé sur le fait que la maçonnerie est composée de briques élastiques linéaires orthotrope et de joints de mortier élastique linéaire isotrope, en supposant que la non linéarité du mortier est négligeable.

Nous faisons une application par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel de traitement numérique ELFIM.

Le paragraphe 2 sera consacré à une présentation générale du logiciel ELFIM, ainsi que ses caractéristiques essentielles. La troisième partie sera composée des applications numériques. Les résultats sont présentés au moyen de dessins des champs de contrainte et de déformation et les tracés d'isovaleurs de déformations et de contraintes principales.

### III . 4 . 2 Présentation générale du logiciel ELFIM :

Le logiciel ELFIM a été conçu et développé par ROYIS [22], [23], pour le traitement numérique pour la méthode des éléments finis des problèmes aux limites en mécanique des solides.

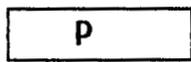
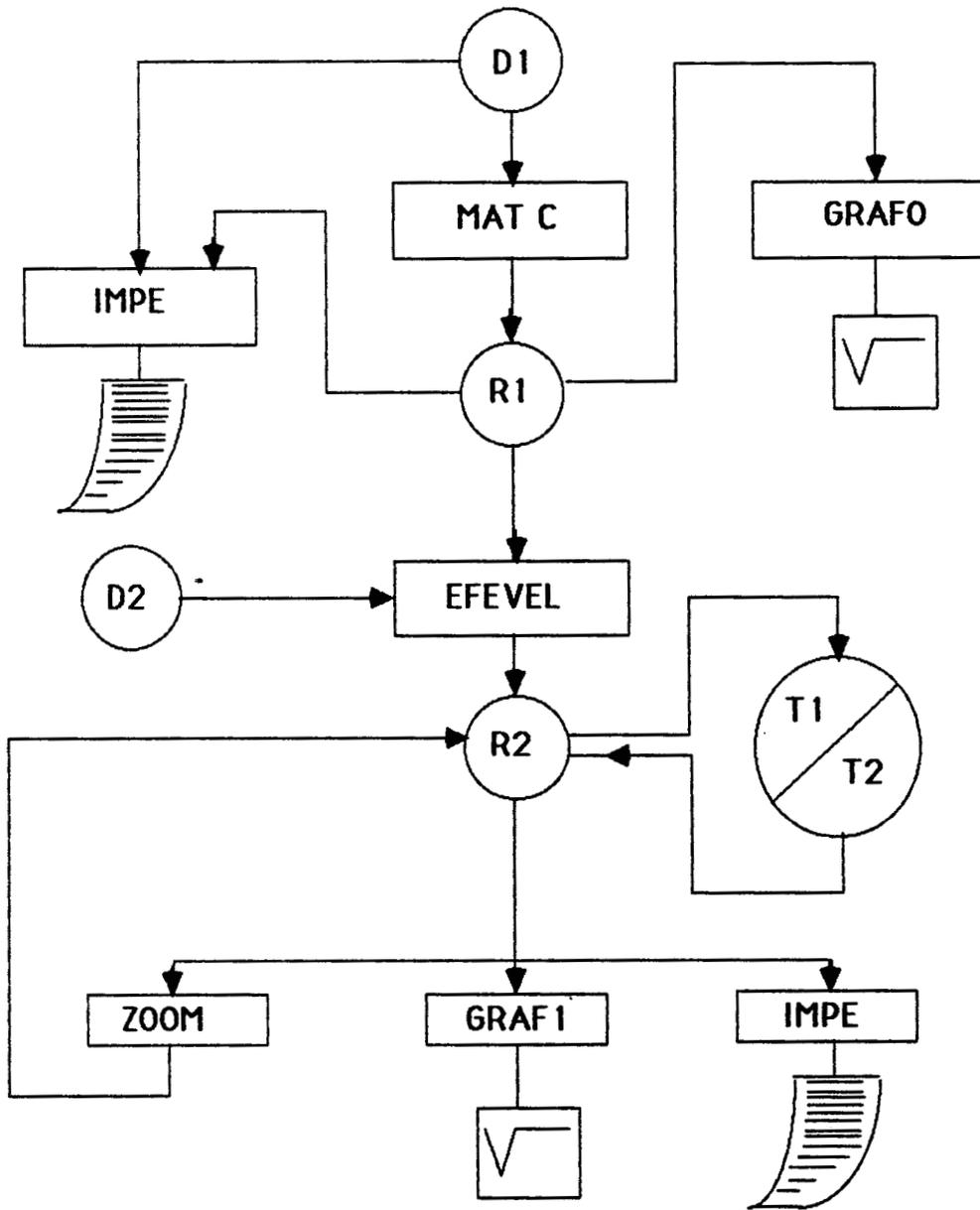
Sur la figure III.4.1 nous avons présenté un organigramme (extrait de [22] ) qui schématise l'organisation générale du logiciel ELFIM. Cette figure permet de mettre en évidence les relations existant entre les trois familles de programmes constituant ce logiciel.

#### 1 - Les préprocesseurs (MATC - GRAFO - IMPM) :

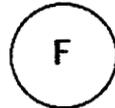
Le programme de maillage automatique pour transformations conformes MATC requiert en entrée le fichier D1 (description du contour du domaine à mailler) et fournit en sortie le fichier R1 contenant des coordonnées des noeuds du maillage.

Le programme GRAFO permet d'obtenir, sur l'écran ou sur une table traçante, un dessin du maillage.

Il nécessite en entrée le fichier R1. Le programme IMPM réalise quant à lui l'impression des coordonnées des noeuds du maillage. Il requiert en entrée les fichiers D1 et R1.



Programme



Fichier

Figure III.4.1 : Organisation générale du logiciel ELFIM.

## 2 - Le processeur de calcul aux éléments finis (EFEVEL)

Le programme EFEVEL (éléments finis en élasticité et en viscoélasticité linéaire) nécessite en entrée les fichiers R1 (coordonnées des noeuds de maillage) et D2 (Données mécaniques et conditions aux limites du problème) et fournit en sortie le fichier R2 contenant la solution numérique du problème. Il utilise en outre les fichiers temporaires T1 et T2.

Le programme EFEVEL présente les caractéristiques essentielles suivantes :

- les différents types de problèmes pouvant être traités sont :
  - déformations planes
  - contrainte plane
  - symétrie de révolution sans déplacement orthoradial
  - symétrie de révolution avec déplacement orthoradial.
- le milieu continu considéré, peut être constitué d'un à cinq matériaux homogènes, ayant un comportement élastique linéaire ou viscoélastique linéaire. La matière peut présenter pour chacun de ces matériaux, les symétries suivantes :
  - orthotropie
  - orthotropie de révolution
  - isotropie
- le mode de chargement peut être statique ou cyclique les divers types de chargement mis en compte sont :
  - forces volumiques
  - forces surfaciques
  - forces linéiques
  - forces ponctuelles.

- les conditions aux limites cinématiques sont quelconques.
- Les éléments utilisés pour ce programme sont rectangulaires.
- divers types d'éléments peuvent être utilisés, ce programme possède un catalogue de huit éléments :

1 - quadrilatère à 4 noeuds de la famille de SERENDIP, isoparamétrique.

2 - quadrilatère à 8 noeuds de la famille de SERENDIP, sous-paramétrique.

3 - quadrilatère à 9 noeuds de la famille de LAGRANGE, sous-paramétrique.

4 - quadrilatère à 12 noeuds de la famille de SERENDIP, sous-paramétrique.

5 - quadrilatère à 4 noeuds formé de 2 triangles linéaires, isoparamétrique.

6 - quadrilatère à 9 noeuds formé de 2 triangles quadratiques, sous-paramétrique.

7 - quadrilatère à 4 noeuds formé de 4 triangles linéaires, isoparamétrique.

8 - quadrilatère à 5 noeuds formé de 4 triangles linéaires.

Pour une application numérique sur la maçonnerie nous avons choisi le type n° 7. Ce type d'élément a été choisi pour optimiser la précision du calcul par rapport au nombre de noeuds du maillage. En effet l'étude d'un panneau de maçonnerie nécessite un nombre considérable d'éléments, compte tenu de la composition des deux matériaux, qui fait dépasser la taille des matrices prévues en utilisant certains types d'éléments. En annexe (D) nous présentons le schéma d'organisation du programme EFEVEL

### 3 - Le post processeur graphique GRAF1 :

Le programme GRAF 1 effectue le traitement graphique des résultats relatifs à un instant donné. Il permet d'obtenir :

- le dessin du maillage déformé
- les directions et les valeurs principales des contraintes et des déformations.
- le tracé d'isovaleurs des déplacements, des contraintes et des déformations.

Le lecteur désirant des informations plus précises concernant le logiciel ELFIM, pourra se rapporter à la thèse ROYIS [22].

#### III.4.3 Application de la résolution numérique au problème du mur en maçonnerie de briques :

Nous présentons dans ce paragraphe, certaines simulations numériques des essais que nous avons effectués sur un panneau de maçonnerie en briques, ainsi que des assemblages de deux ou trois briques séparées pour des joints de mortier.

Le but de cette présentation est de connaître l'état de contrainte et déformation existant dans le matériau (maçonnerie).

Ceci nous permet aussi de comparer les résultats numériques avec les données expérimentales. La présentation de cette partie sera la suivante :

- simulation des essais à chargement uniaxial (parallèle et perpendiculaire au plan des joints).
- simulation des essais à chargement biaxial

L'application numérique a été effectuée sur un panneau de 1100 x 800 x 100 mm et un triplet de trois briques séparées par deux joints de mortier de 200 x 140 x 100 mm.

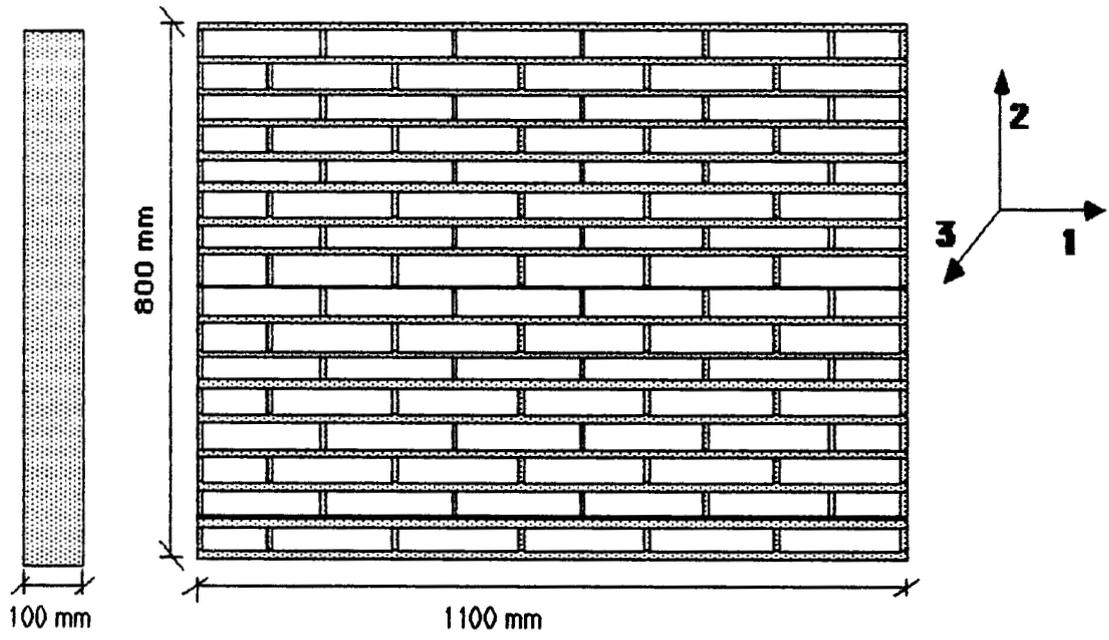


Figure III.4.2 : Panneau de maçonnerie testé.

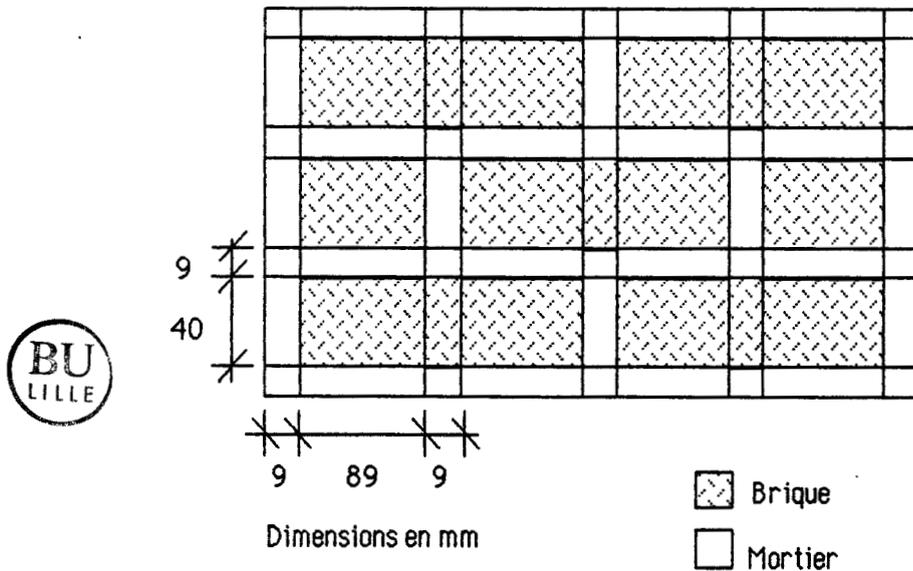


Figure III.4.3 : Principe du maillage du panneau de maçonnerie.

Maillage du panneau :

Sur la figure III.4.2, nous présentons le panneau de maçonnerie utilisé pour la simulation numérique pour le programme des éléments finis. Ce panneau a pour dimensions :

Longueur :  $L = 1\ 087\ \text{mm}$   
 hauteur :  $H = 793\ \text{mm}$   
 épaisseur :  $E = 100\ \text{mm}$ .

Le maillage de ce panneau est indiqué sur la figure III.4.3, le choix des dimensions des éléments a été imposé par la dimension des briques et des joints de mortier, par la géométrie du panneau ainsi que pour la capacité du programme et la forme rectangulaire des éléments.

En raison des symétries du problème (symétrie par rapport aux plan  $x = L/2$  et  $y = H/2$ ). Nous présentons cette étude dans un quart du plan de panneau ( $0 \leq X \leq L/2$  et  $0 \leq Y \leq H/2$ ).

Il est nécessaire de préciser que nous travaillons dans le plan ( $x - y$ ), en supposant une épaisseur unitaire pour tout le panneau :

- la brique entière a été découpée en trois éléments soit deux éléments de type b1 et un élément de type b2.

- les joints de mortier, ont été découpés en trois types d'éléments b2, m1, m2.

Les dimensions de ces éléments sont les suivantes :

élément b1 =  $89 \times 40\ \text{mm}$   
 élément b2 =  $9 \times 40\ \text{mm}$   
 élément m1 =  $89 \times 9\ \text{mm}$   
 élément m2 =  $9 \times 9\ \text{mm}$ .

Sur la figure III.4.4, nous présentons le triplet des trois briques séparées par deux joints de mortier utilisés pour la simulation numérique par le programme des éléments finis.

Le maillage de ce triplet est indiqué sur la figure III.4.5, ici la brique a été partagée en 16 éléments rectangulaires et chaque joint de mortier a été partagé en 8 éléments.

Le matériau (maçonnerie) est composé de briques élastiques linéaires orthotropes et de joints de mortiers élastiques isotropes. Les caractéristiques mécaniques de ces deux matériaux sont donnés en partie II chapitre 2.

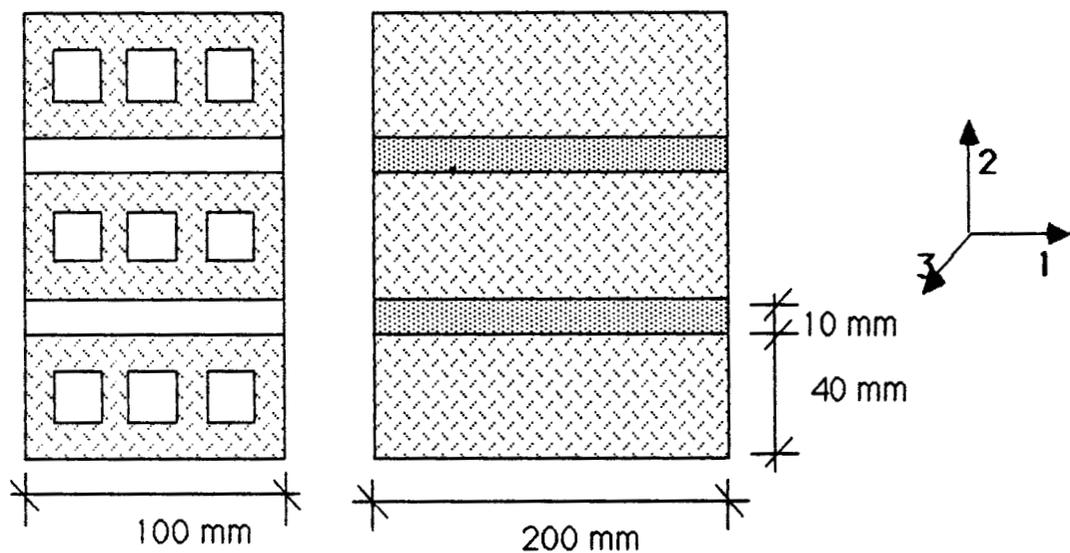


Figure III. 4.4 : Triplet de trois briques et de deux joints de mortier.

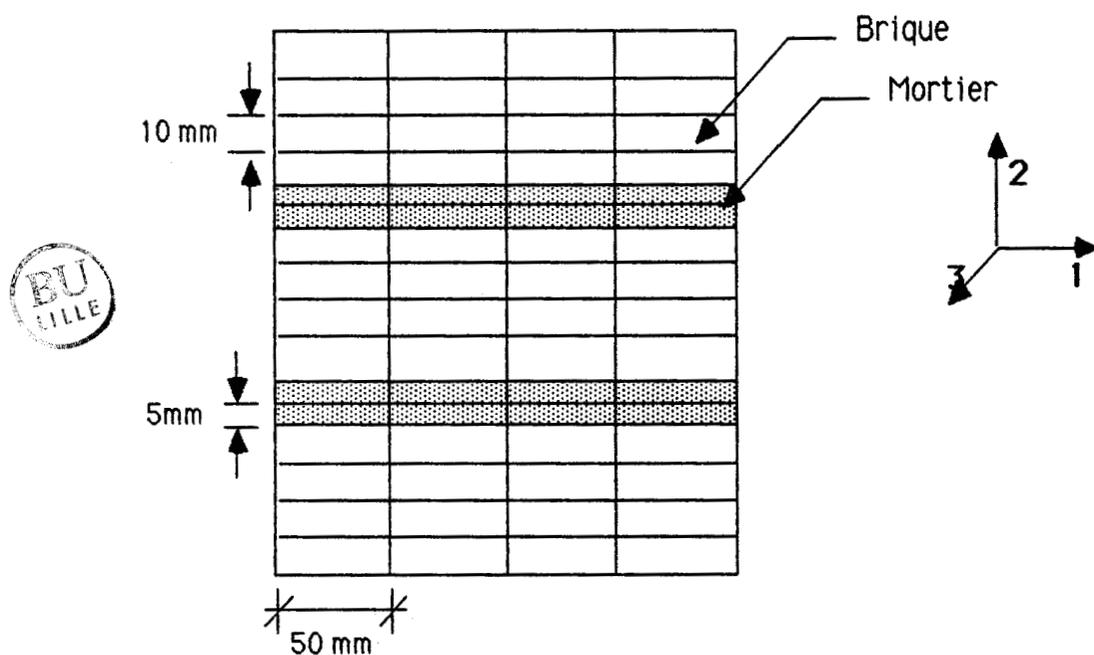


Figure III.4.5 : maillage d'un triplet de maçonnerie.

### III.4.3.1- Présentation des tests à chargement de compression uniaxiale :

Deux types de chargement de compression uniaxiale ont été réalisés : une compression parallèle au plan des joints et une compression perpendiculaire au plan des joints. Ces essais ont été effectués en supposant que tout déplacement latéral est impossible au niveau des appuis (frettage). Les détails de chacun de ces deux cas sont présentés dans les paragraphes suivants :

#### a) Essai à chargement parallèle au plan des joints :

Les essais de ce type sont caractérisés par les conditions aux limites suivantes :

$$\begin{array}{l}
 X_1 = 0 \\
 \\
 X_1 = (+/-) L/2
 \end{array}
 \left| \begin{array}{l}
 U_1 > 0 \\
 U_2 > 0 \\
 \\
 U_1 > 0 \\
 U_2 = 0
 \end{array} \right.
 \begin{array}{l}
 \\
 \\
 X_2 = 0 \text{ à } (+/-) H/2
 \end{array}$$

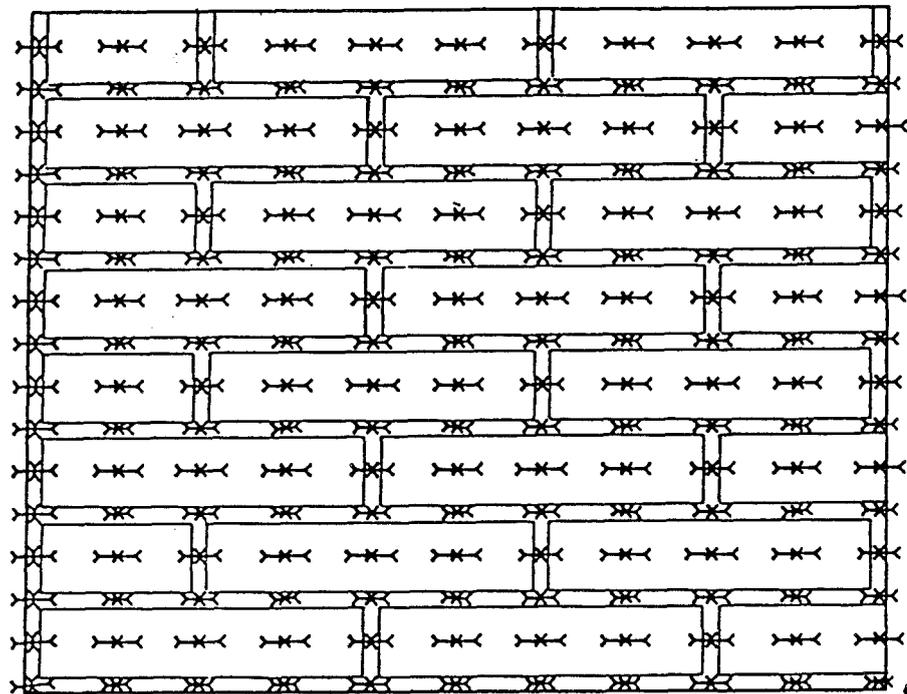
Sur la figure III.4.6 nous présentons les champs de contrainte et de déformation pour un déplacement imposé de 0,5 mm, et les figures III.4.8, III.4.9 représentent les courbes d'isovaleur de la déformation  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  et de la contrainte  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$

L'état de contraintes et de déformations dans un triplet des trois briques et deux joints de mortier est illustré sur la figure III.4.7 le test sur le triplet a été effectué par un déplacement imposé de 0,1 mm. Le but de ce test est de comparer l'état de contrainte dans la brique et les joints de mortier entre les deux cas.

La figure III.4.10 donne une comparaison de la relation contrainte-déformation axiale des résultats expérimentaux donnés par un essai type avec les résultats du calcul par élément fini.

### CONTRAINTES PRINCIPALES

↔ 0.400E01  
↖ -0.400E01



### DEFORMATIONS PRINCIPALES

↔ 0.800E-03  
↖ -0.800E-03

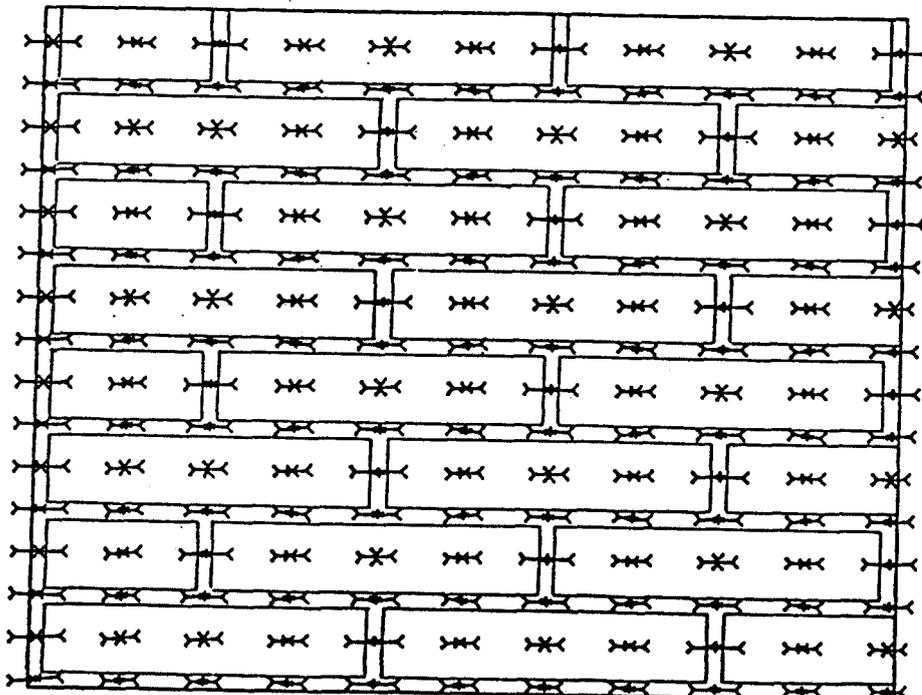
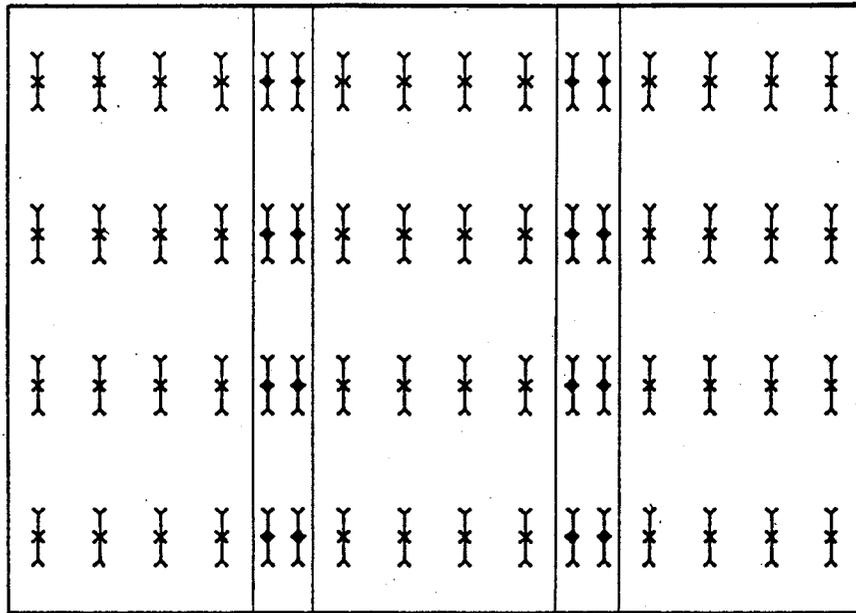


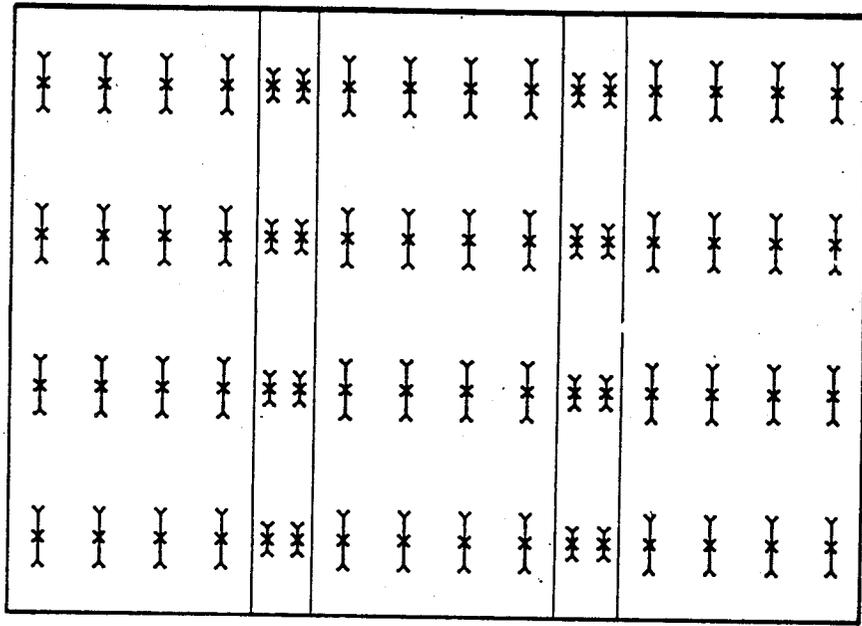
Figure III.4.6 : champs de contrainte et de déformations dans le panneau pour 0,5 mm déplacement imposé.

$\leftrightarrow 0.100E-02$   
 $\text{---} \text{---} \text{---} -0.100E-02$



Déformations principale

$\leftrightarrow 0.700E01$   
 $\text{---} \text{---} \text{---} -0.700E01$



Contraintes principales

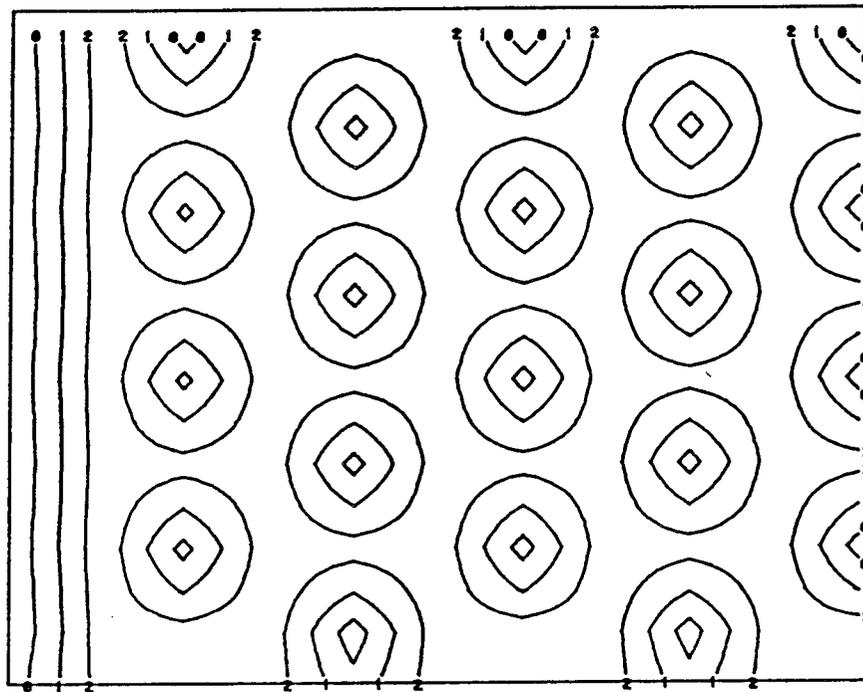
Figure III.4.7 : Champs de contraintes et de déformation dans un triplet de maçonnerie  
 Déplacement imposé ( 0,1 mm )



ISOVALEURS DE  $\epsilon_1$

ISOVALEUR 0 =  $-0.700E-03$

PAS =  $0.100E-03$



ISOVALEURS DE  $\epsilon_2$

ISOVALEUR 0 =  $-0.100E-03$

PAS =  $0.500E-04$

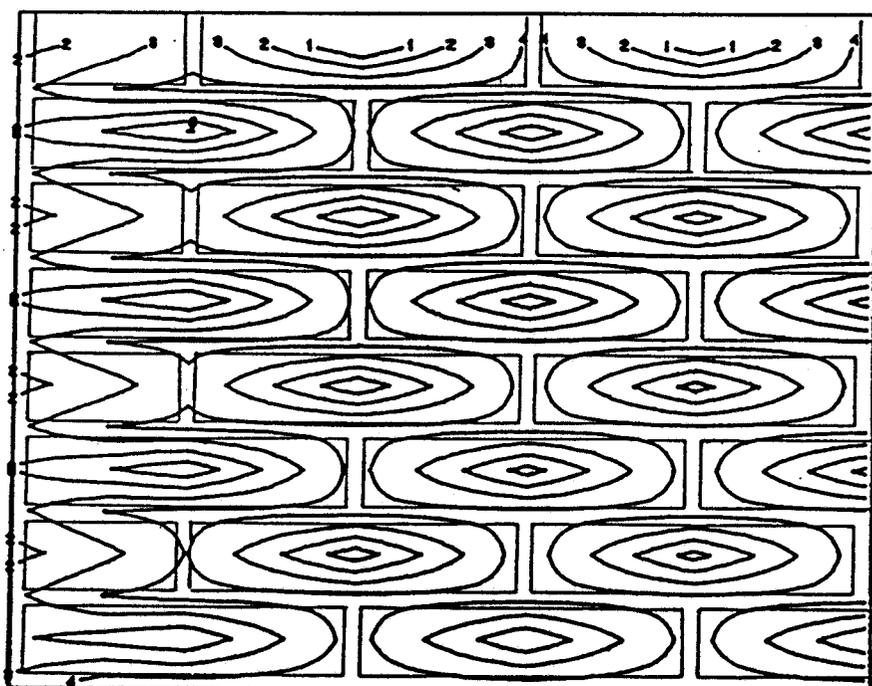
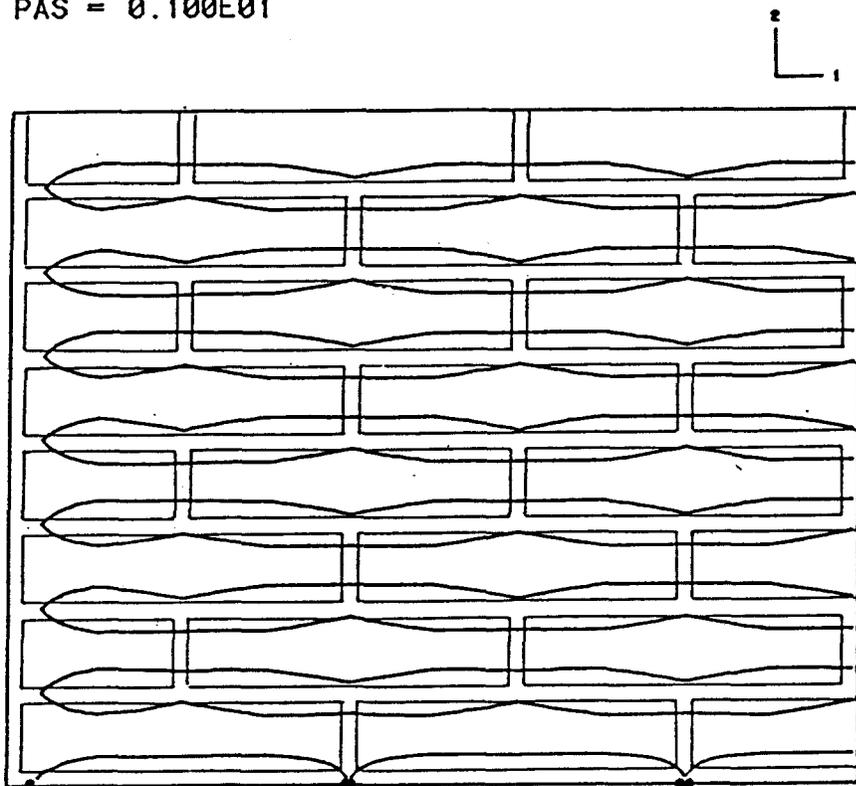


Figure III.4.8 : Courbes d'isovaleur de déformation  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$

ISOVALEURS DE  $\sigma_1$

ISOVALEUR 0 = -0.240E01

PAS = 0.100E01



ISOVALEURS DE  $\sigma_2$

ISOVALEUR 0 = -0.750E00

PAS = 0.100E00

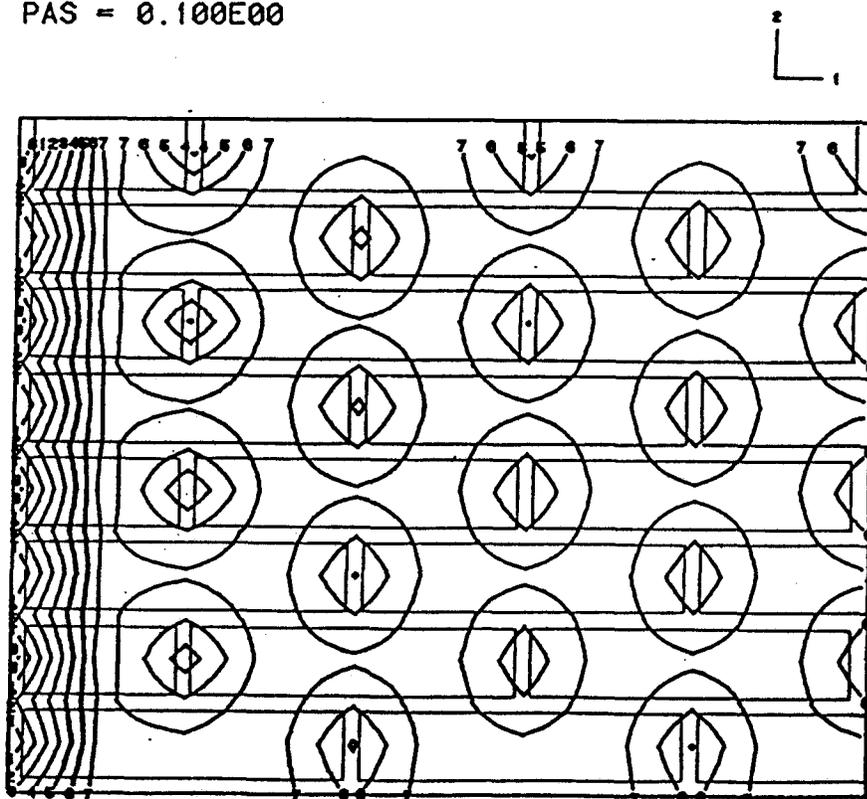


Figure III.4.9 : Courbes d'isovaleurs de contraintes  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$

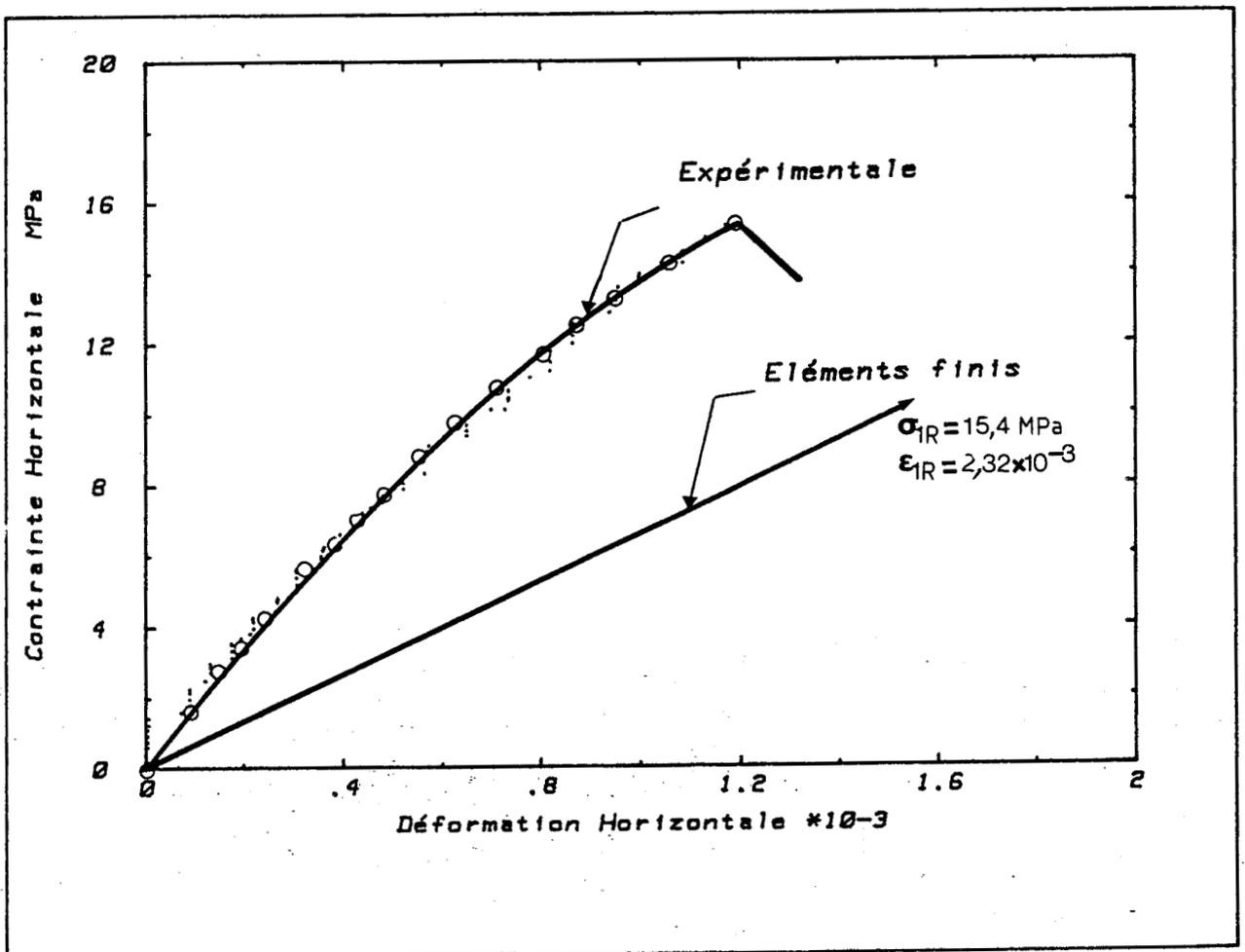


Figure III.4.10 : Comparaison de la relation contrainte déformation avec le résultat expérimental d'un essai type.

CONCLUSION :

La rotation des axes principaux de contrainte et de déformations par rapport à l'axe de chargement est faible au centre du panneau. Cette rotation est le résultat de l'influence des joints de mortier verticaux qui provoquent toute fois une contrainte de cisaillement au contact entre les deux matériaux. Cette contrainte reste trop faible pour provoquer une rupture par cisaillement. L'état de contrainte que nous obtenons valide les hypothèses faites au paragraphe II.2.1.b. c'est-à-dire contrainte de cisaillement est faible. D'autre part la rotation est maximum au niveau de l'interface entre les deux matériaux et diminue vers le centre d'une brique ou d'un joint de mortier.

Donc à partir de ces deux types de la maçonnerie( panneau et triplet) on constat que l'existence des joints de mortier verticaux et la complexité de l'état de contrainte se produit, provoque une rotation des axes principaleaux de la contrainte.

La valeur de la contrainte transversale  $\sigma_2$  est très faible dans le centre du panneau. Cette contrainte atteint sa valeur maximale au niveau des appuis et cela est dû au frettage.

D'après les résultats obtenus pour un déplacement imposé de 0,5 mm. La contrainte axiale  $\sigma_1$  moyenne sur le panneau est de 2,83 N/mm<sup>2</sup>. On remarque que la contrainte axiale dans les éléments de mortier est de (60 à 65 %) de celle dans la brique voisine. Cette différence due aux différentes caractéristiques mécaniques des briques et du mortier permet d'estimer le cisaillement existant entre les deux.

L'étude sur un triplet n'est pas suffisante pour une simulation d'un panneau de maçonnerie, car l'emplacement des briques et les croisements des joints de mortier ont une grande importance sur l'état de contrainte dans un panneau de la maçonnerie.

b) essai à chargement perpendiculaire au plan des joints :

Les essais de ce type sont caractérisés par les conditions aux limites suivantes :

$$\begin{array}{l}
 X_2 = 0 \\
 \\
 X_2 = (+/-) H/2
 \end{array}
 \left| \begin{array}{l}
 U_1 > 0 \\
 U_2 > 0 \\
 \\
 U_1 = 0 \\
 U_2 > 0
 \end{array} \right.
 \begin{array}{l}
 \\
 \\
 \\
 \\
 X_1 = 0 \text{ à } (+/-) L/2
 \end{array}$$

La figure III.4.11 représente l'état de contrainte et de la déformation dans le quart d'un panneau de la maçonnerie (figure III.4.2). Un déplacement selon 2 de 0,5 mm a été imposé. Sur les figure III.4.13 et III.4.14 , les courbes isovaleur de la déformation  $\epsilon_1$  ,  $\epsilon_2$  et de la contrainte  $\sigma_1$  ,  $\sigma_2$  sont présentées.

L'état de contrainte et de déformation principale d'un triplet chargé de la même manière et par un déplacement imposé de (0,1 mm) est illustré sur la figure III.4.12.

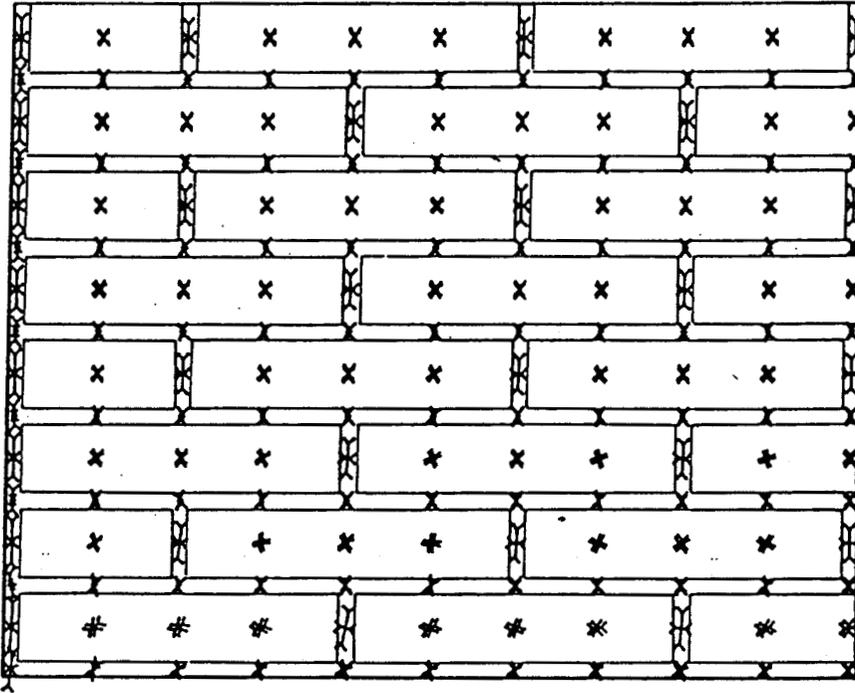
La courbe de la contrainte-déformation-axiale d'un essai type et celle donnée par le calcul sont présentées sur la figure III.4.15.

- La comparaison entre ce calcul et le résultat expérimental donné à la figure III.4.15 , est satisfaisante, malgré la différence de la pente entre les deux courbes, compte tenu de l'approximation faite pour le calcul et la précision de la déformation expérimentalement enregistré. On peut supposer que la courbe réelle de la relation contrainte-déformation est une courbe située entre les deux (calcul et expérimental).

CONTRAINTES PRINCIPALES  $\sigma_1$

← 0.300E01

→ -0.300E01



CONTRAINTES PRINCIPALES  $\sigma_2$

← 0.100E-02

→ -0.100E-02

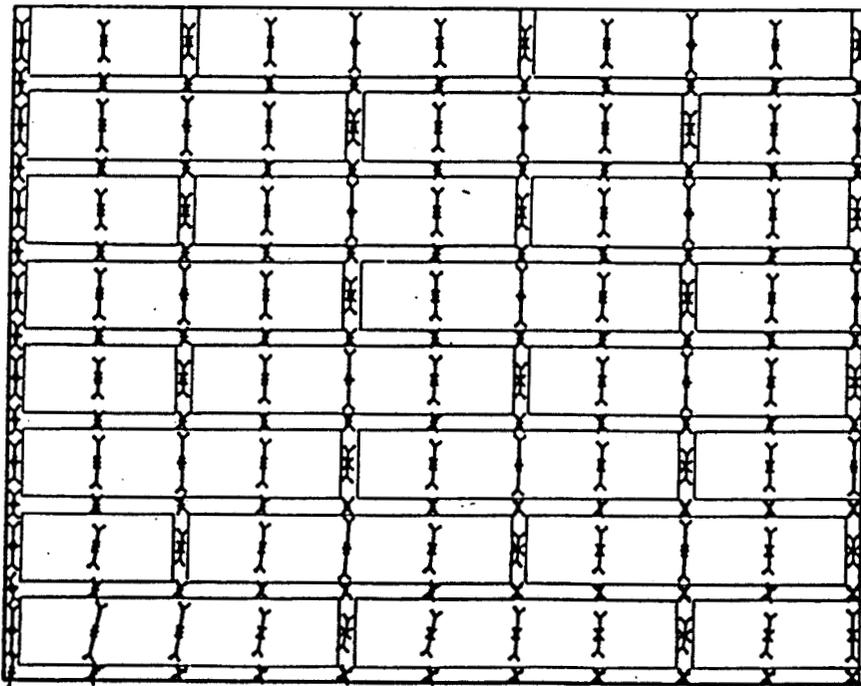
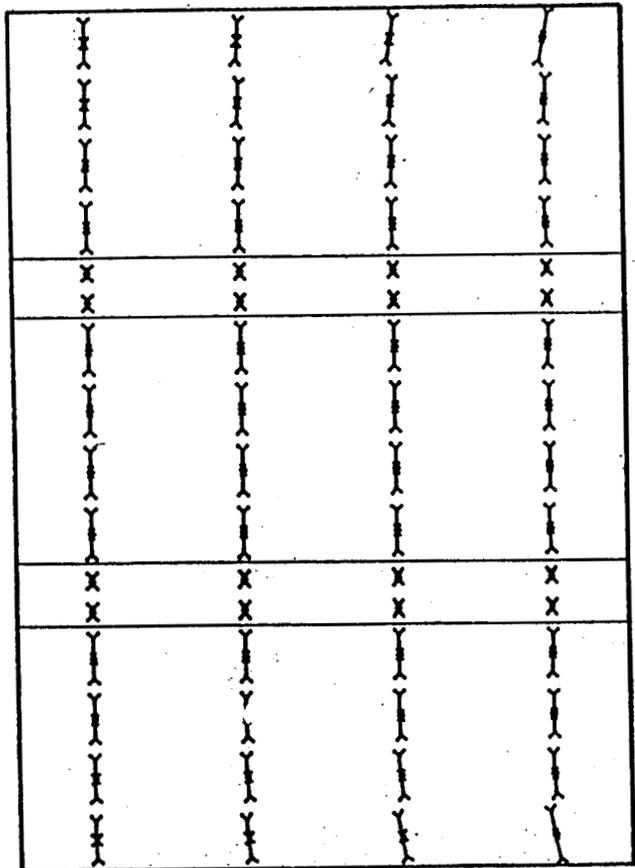
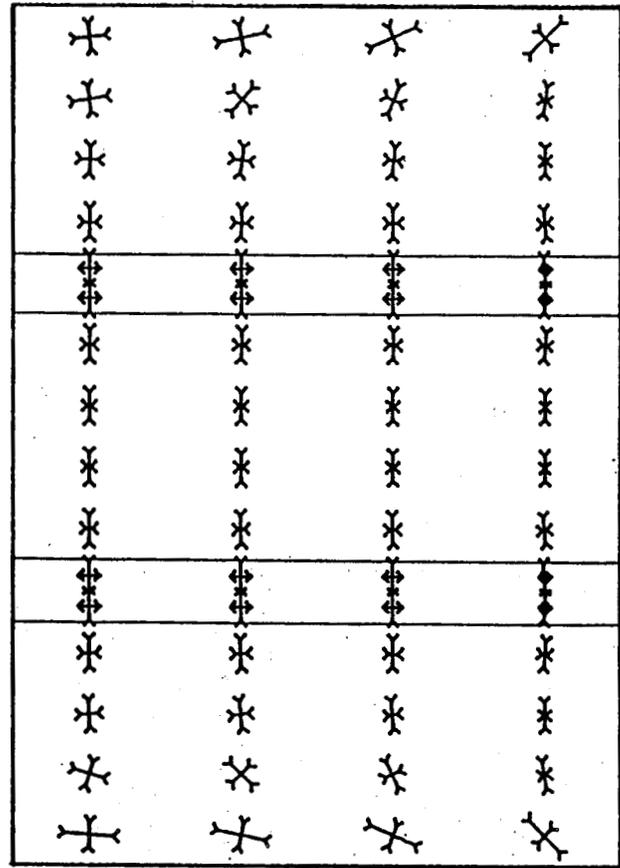
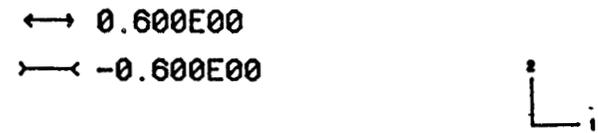


Figure III.4.11 : champs de déformations et de contraintes dans le panneau de la maçonnerie pour 0,5 mm de déplacement imposé.



Déformations principale



Contraintes principales

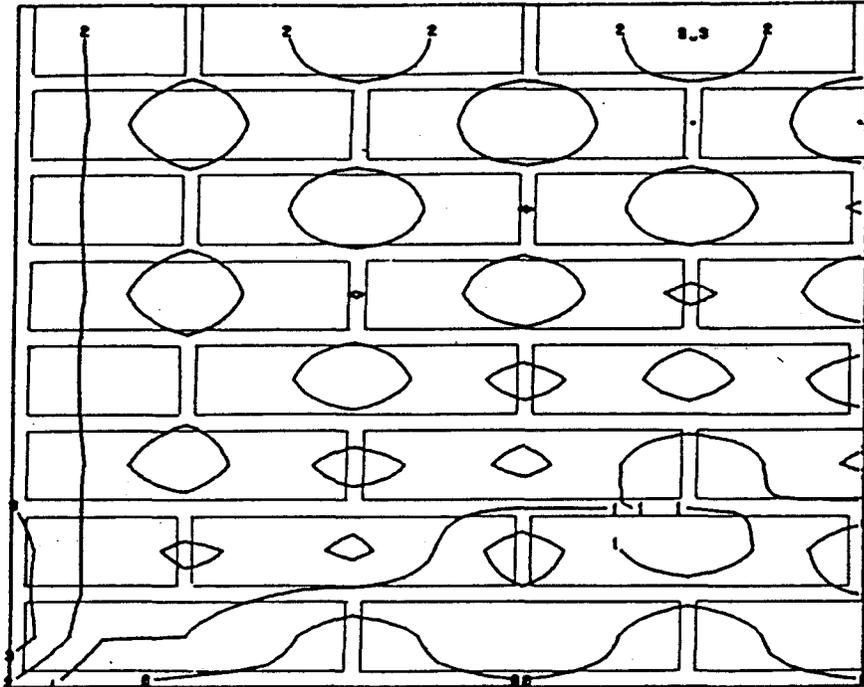
Figure III.4.12 Champs de contraintes et de déformation dans un triplet de maçonnerie

Déplacement imposé ( 0,1 mm )

ISOVALEURS DE  $\epsilon_1$

ISOVALEUR 0 = 0.100E-04

PAS = 0.500E-04



ISOVALEURS DE  $\epsilon_2$

ISOVALEUR 0 = -0.100E-02

PAS = 0.500E-03

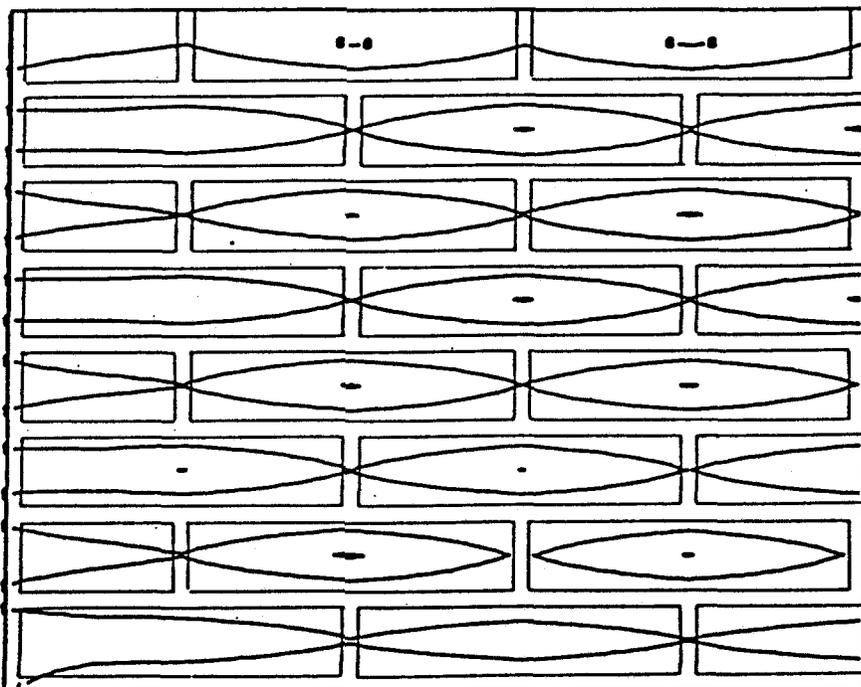
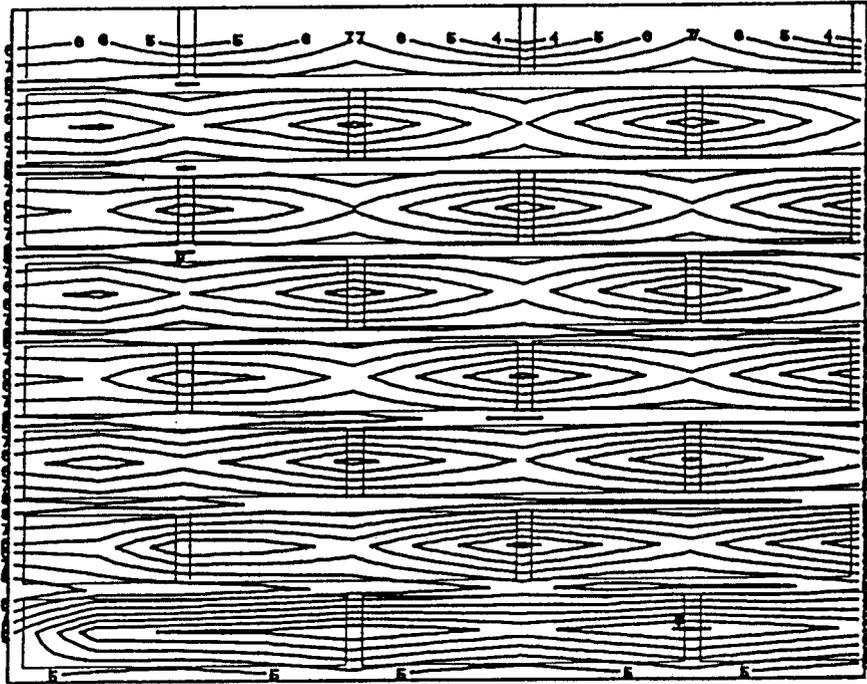


Figure III.4.13 : Courbes d'isovaleurs de déformation  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$

ISOVALEURS DE  $\sigma_1$

ISOVALEUR 0 = -0.600E00

PAS = 0.100E00



ISOVALEURS DE  $\sigma_2$

ISOVALEUR 0 = -0.270E01

PAS = 0.300E00

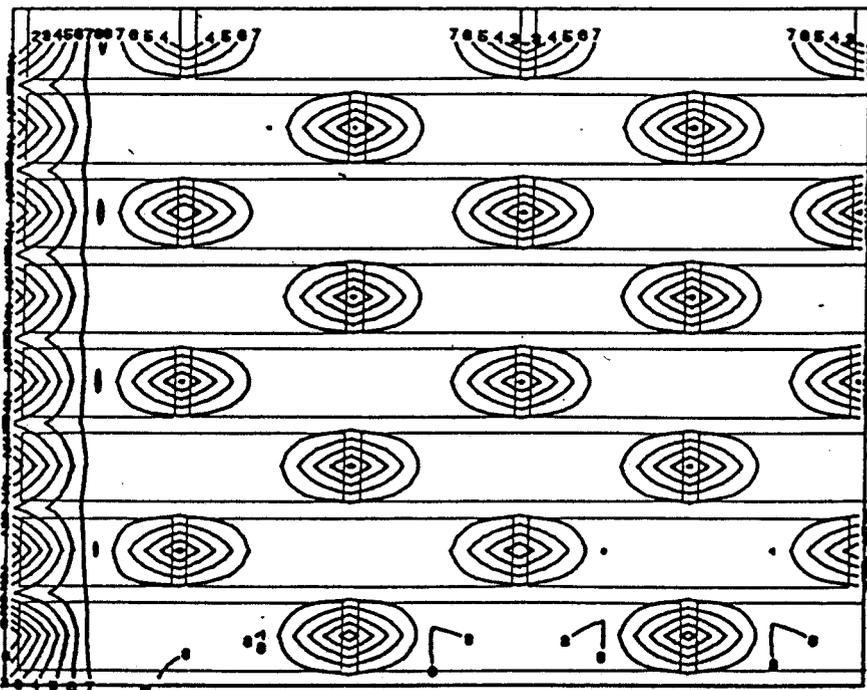


Figure III.4.14 : Courbes d'isovaleurs de contrainte  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$

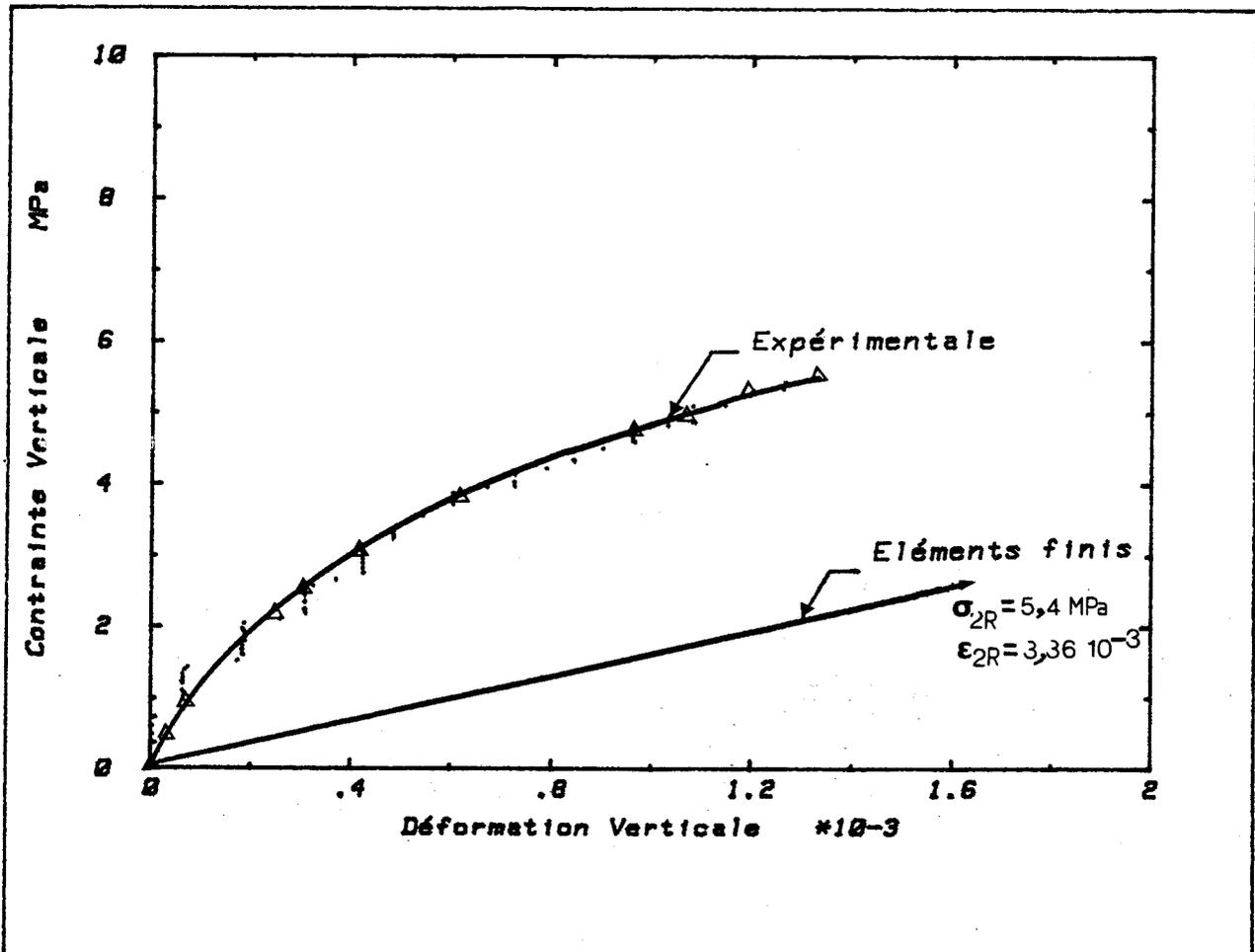


Figure III.4.15 : comparaison de la relation contrainte déformation avec le résultat expérimental d'un essai type.

Conclusion :

- Dans le cas d'un panneau de maçonnerie soumis à un chargement perpendiculaire au plan des joints, même remarque que précédemment en ce qui concerne le freinage. Le centre du panneau n'est pas perturbé. Par contre dans le cas du triplet la perturbation existe dans tout l'échantillon. Malgré tout, le test du triplet confirme les résultats obtenus sur le panneau avec le détail de l'état de contrainte dans une brique ou dans un joint de mortier.

- La contrainte transversale résultante du chargement est une compression dans les briques et une traction dans le mortier horizontal. La contrainte de traction atteint 75 à 80 % de la contrainte de compression locale dans le joint de mortier. Lorsque cette contrainte atteint la résistance de traction du mortier, la rupture a lieu, ce qui confirme la supposition que nous avons faite (la rupture se produit par une fissuration de traction dans les joints de mortier horizontal de traction et perpendiculaire au plan des joints). L'état de contrainte que nous obtenons valide les hypothèses faites au paragraphe 11.2.2., c'est-à-dire contrainte de cisaillement faible

La comparaison du résultat donné par ce calcul et les résultats expérimentaux, montre toute fois une grande divergence entre les deux.

Cela peut être dû à l'hétérogénéité de la maçonnerie, et à la complexité de l'état de contrainte dans un panneau. Les observations expérimentales ont marqué une rupture par traction transversale et pas par écrasement (chapitre 3), ce qui peut avoir une influence sur l'allure de la courbe et de la rigidité du matériau (maçonnerie).

D'autre part si on compare le test d'un triplet à celui d'un panneau de maçonnerie, il est évident que l'influence de l'effet de bord et en particulier le freinage est très important dans le cas du triplet. Celui-ci peut être transmis au milieu du panneau, tandis que dans le cas d'un panneau, l'effet de freinage peut être considéré comme négligeable au centre du panneau.

Par ailleurs le test d'un triplet ne peut pas simuler avec réalisme le comportement de la maçonnerie à cause de la simplicité de cet assemblage.

### III.4.3.2 Présentation de test à chargement de compression biaxiale :

Ce type de calcul a été réalisé, avec une compression parallèle et perpendiculaire au plan des joints, donc ces efforts s'exercent dans le plan du panneau (x - y). Le panneau dans la direction Z ou (3) étant libre, ces essais sont caractérisés par les conditions aux limites suivantes :

$$\begin{array}{l} X_1 = 0 \\ X_2 = 0 \end{array} \left| \begin{array}{l} U_1 > 0 \\ U_2 > 0 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} X_1 = (+/-)L/2 \\ X_2 = 0 \text{ à } (+/-)H/2 \end{array} \left| \begin{array}{l} U_1 > 0 \\ U_2 = 0 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} X_1 = 0 \text{ à } (+/-)L/2 \\ X_2 = (+/-)H/2 \end{array} \left| \begin{array}{l} U_1 = 0 \\ U_2 > 0 \end{array} \right.$$

Pour un déplacement imposé selon 1 de 1,0 mm et 0,5 mm selon 2 sur un panneau de maçonnerie nous présentons sur la figure III.4.16 les champs de contraintes et de déformations principales avec leurs orientations.

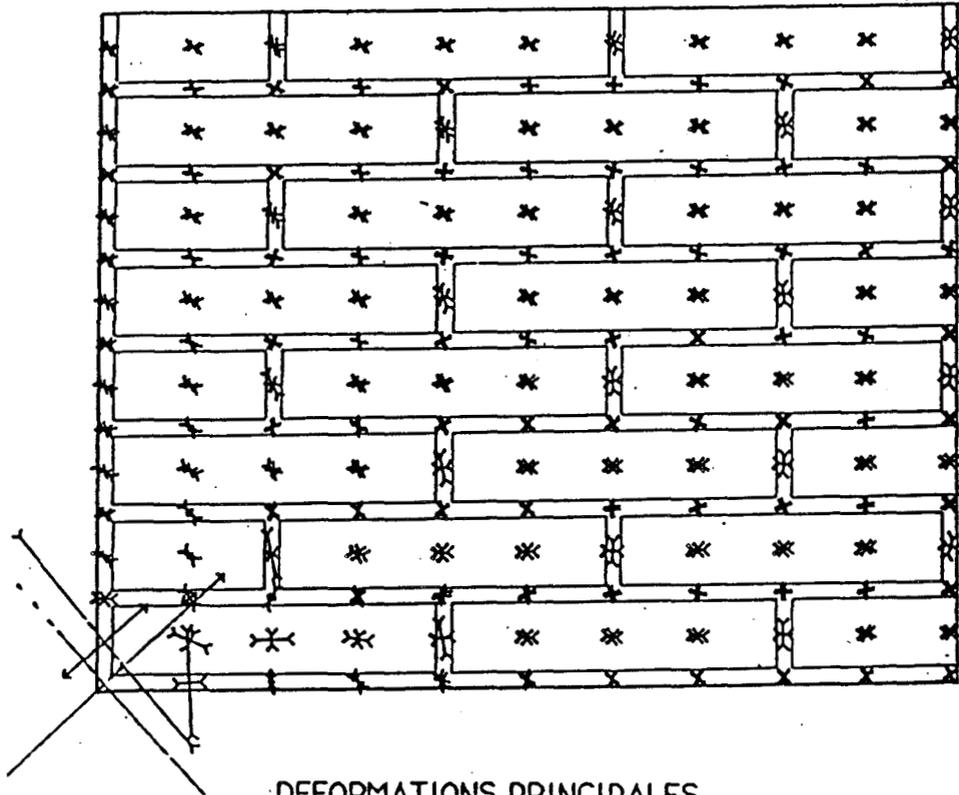
La figure III.4.17 présente l'état de contrainte et de déformation dans un triplet soumis à un déplacement imposé de 0,1 mm selon les directions 1 et 2.

Les figures III.4.18 et III.4.19 donnent les courbes isovaleurs de déformation  $\epsilon_1, \epsilon_2$  et de contrainte  $\sigma_1, \sigma_2$

### CONTRAINTES PRINCIPALES

↔ 0.800E01

↔ -0.800E01



### DEFORMATIONS PRINCIPALES

↔ 0.100E-01

↔ -0.100E-01

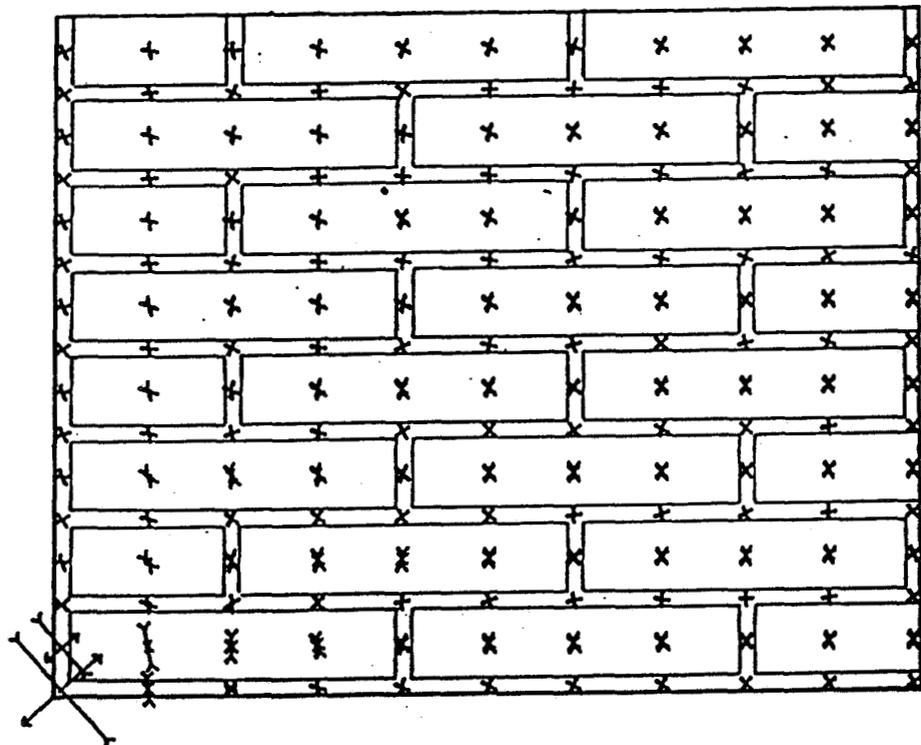
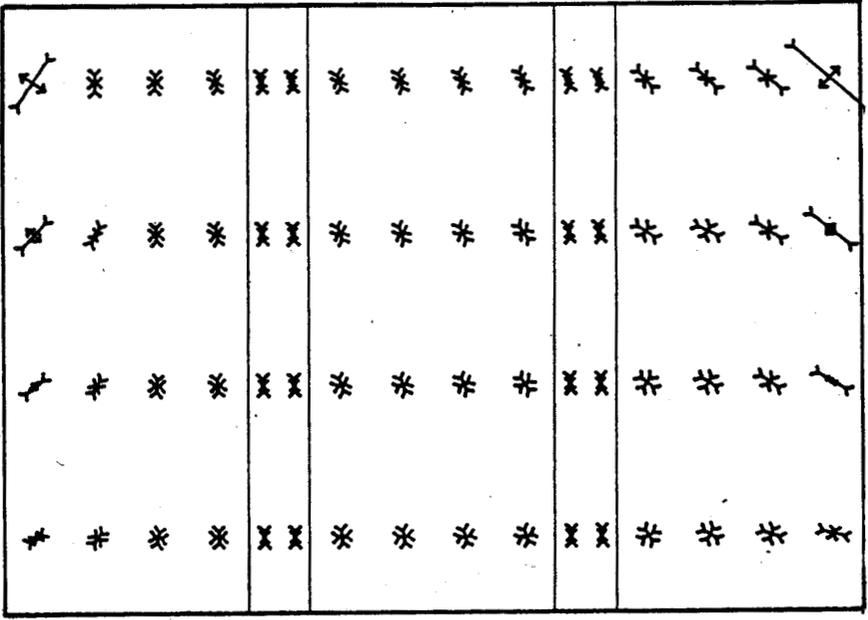


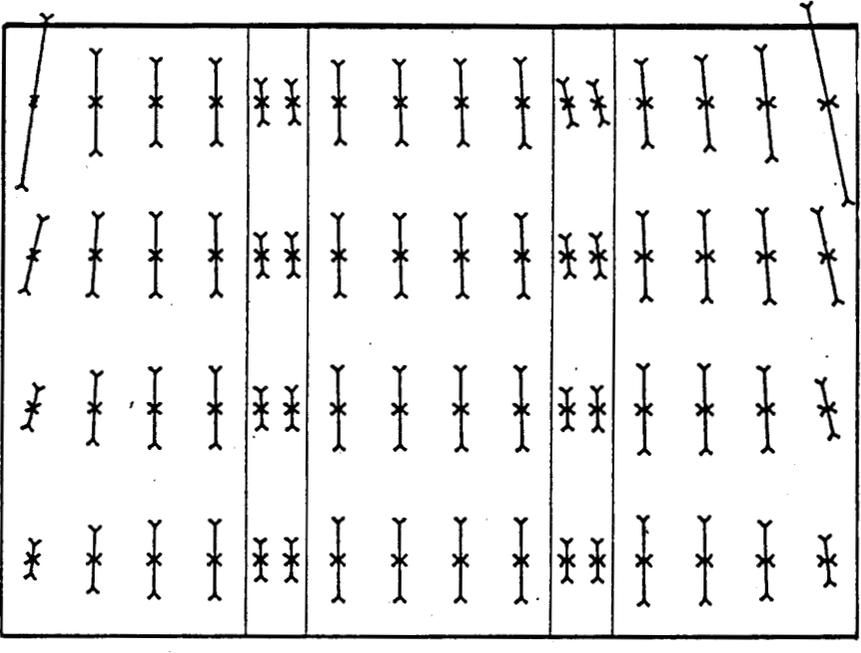
Figure III.4.16 : Champs de contrainte et de déformation dans un panneau de maçonnerie

$\longleftrightarrow 0.400E-02$   
 $\text{---} \times \text{---} -0.400E-02$



Déformations principale

$\longleftrightarrow 0.500E01$   
 $\text{---} \times \text{---} -0.500E01$



Contraintes principales

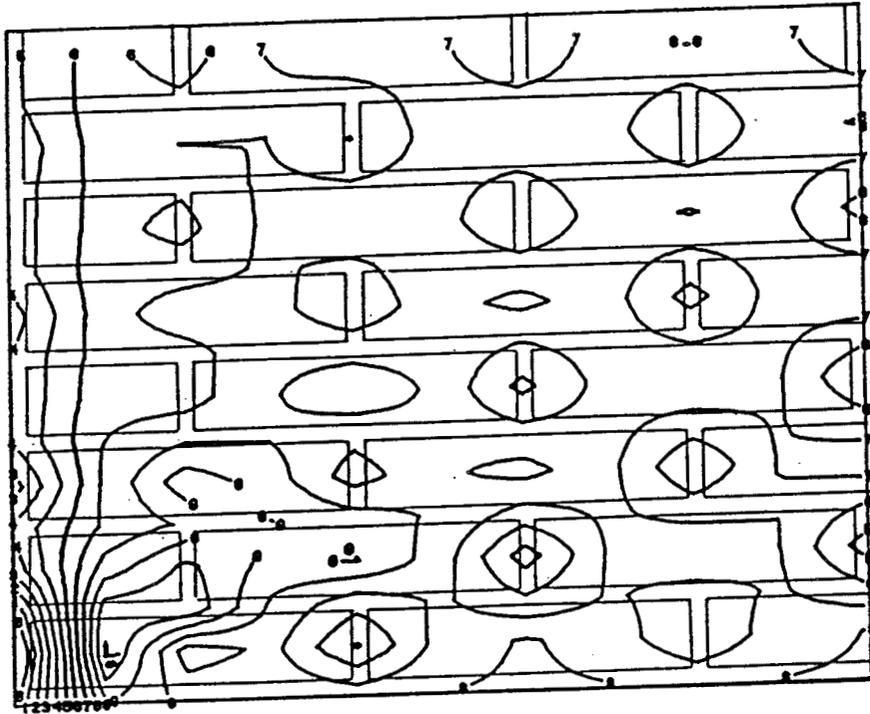
Figure III.4.17 Champs de contrainte et de déformation biaxiale dans un triplet de maçonnerie



ISOVALEURS DE  $\epsilon_1$

ISOVALEUR 0 =  $-0.800E-03$

PAS =  $0.100E-03$



ISOVALEURS DE  $\epsilon_2$

ISOVALEUR 0 =  $-0.650E-02$

PAS =  $0.100E-02$

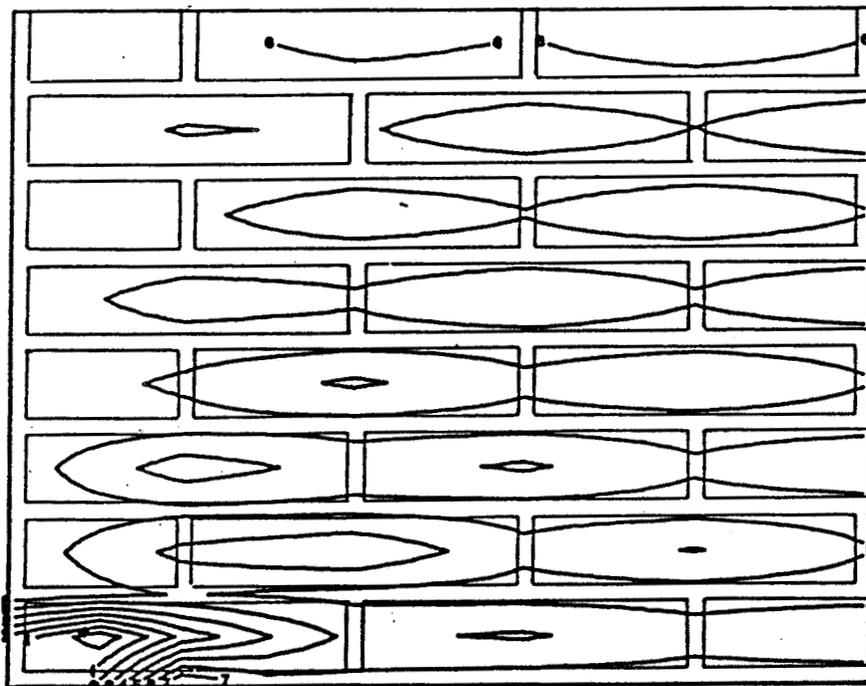
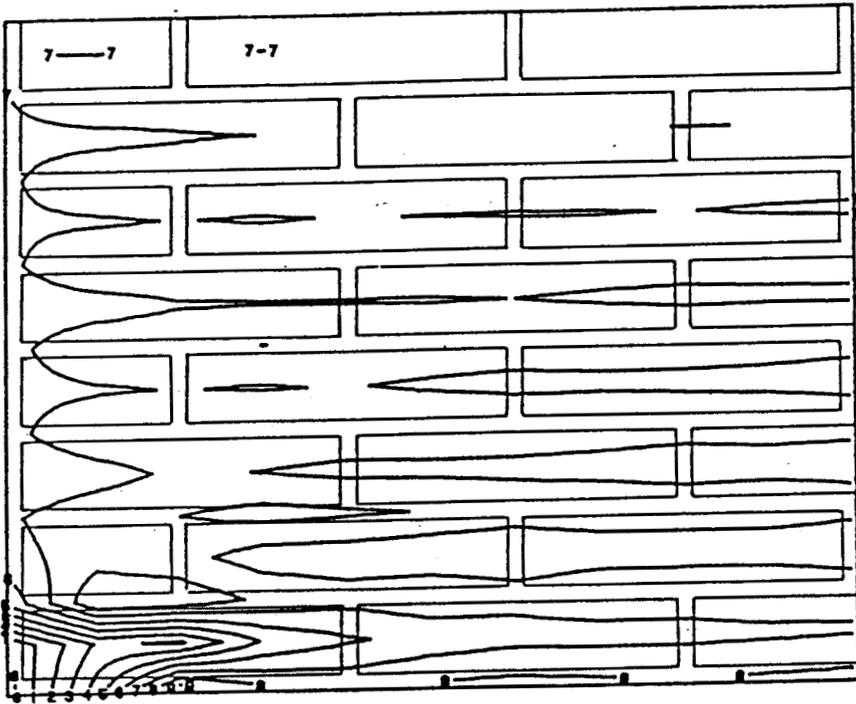


Figure III.4.18: Courbes d'isovaleurs de déformation  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_2$

ISOVALEURS DE  $\sigma_1$

ISOVALEUR 0 = -0.820E01

PAS = 0.100E01



ISOVALEURS DE  $\sigma_2$

ISOVALEUR 0 = -0.222E02

PAS = 0.100E01

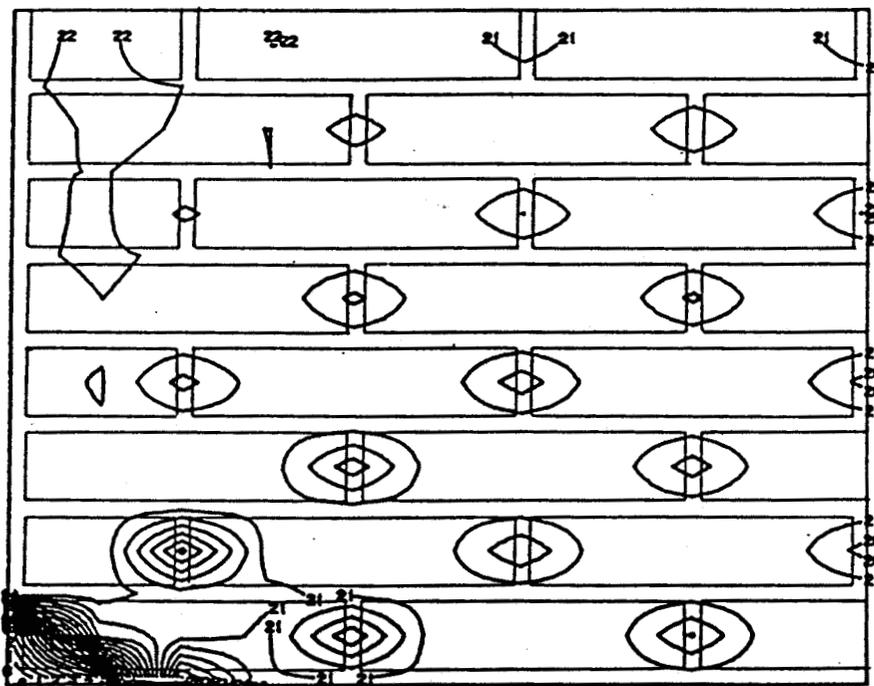


Figure III.4.19: Courbes d'isovaleurs de déformation  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$

### Conclusion :

Des surcontraintes se produisent au niveau des coins du panneau avec une rotation importante des axes principaux de contrainte . Dans la réalité, les extrémités des poutres d'appui horizontales et verticales ne concordent pas en un point, ce qui évite l'apparition de ce type de surcontrainte.

- Les éléments du panneau ont en général une déformation très faible, la contrainte quant à elle, est trop faible pour produire la rupture par l'écrasement de la brique ou du mortier selon direction 1 ou 2. La figure III.4.16 représente une contrainte moyenne  $\sigma_1$  de 4,5 Mpa et  $\sigma_2$  de 7,2 MPa qui sont proches des valeurs de contrainte à la rupture expérimentale.

- L'étude en contrainte plane que nous avons effectuée ne nous permet pas de connaître l'état de contrainte dans les éléments selon la direction 3. Dans la réalité, à cause de l'interaction brique-mortier, se produit une contrainte ( $\sigma_3$ ) de traction et de compression dans les joints de mortier et dans les briques. La rupture a lieu lorsque la contrainte de traction atteint la résistance de traction du matériau.

Pour une future étude, telle que celle-ci, nous proposons de mailler le panneau de maçonnerie en trois dimensions afin de déterminer les efforts créés selon 3 et qui provoquent la rupture .

On remarque sur la figure III.4.16 que l'état de contrainte et de déformation au centre du panneau est homogène en ce qui concerne la direction 1 et 2, ce qui nous permet de penser que la contrainte dans la direction 3 peut provoquer la rupture.

### III.4.3.3 - Comparaison avec le calcul élastique

Dans ce paragraphe nous présentons une comparaison des résultats obtenus par le calcul des trois différent types de chargement, compression verticale, horizontale et biaxiale. Celle-ci est effectuée tout d'abord par une comparaison de l'état de contrainte local dans les briques et les joints de mortier, et ensuite par une comparaison de la relation contrainte déformation.

#### L'état de contrainte:

a) Lorsque le chargement est parallèle au plan des joints ( $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$ ). Une comparaison de l'état de contrainte est donnée dans le tableau III.4.1

Contrainte locale	Calcul élastique	Eléments finis
$\sigma_{xb1}$	$- 1,48 \sigma_1$	$- 1,19 \sigma_1$
$\sigma_{xm1}$	$- 0,79 \sigma_1$	$- 0,755 \sigma_1$
$\sigma_{yb1}$	0	$0,011 \sigma_1$
$\sigma_{ym1}$	0	$- 0,05 \sigma_1$

(la signe negative indiquant la compression)

Tableau III.4.1 : Comparaison de l'état de contrainte pour ( $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 = 0$ )

b) Lorsque le chargement est perpendiculaire au plan des joints ( $\sigma_1 = 0$  et  $\sigma_2 > 0$ ). Une comparaison de l'état de contrainte est donnée dans le tableau III.4.2.

Contrainte locale	Calcul élastique	Eléments finis
$\sigma_{yb2}$	$-\sigma_2$	$-1,02\sigma_2$
$\sigma_{ym2}$	$-\sigma_2$	$-0,95\sigma_2$
$\sigma_{xb2}$	$-0,382\sigma_2$	$-0,26\sigma_2$
$\sigma_{xm2}$	$1,2\sigma_2$	$0,727\sigma_2$

(la signe negative indiquant la compression)

Tableau III.4.2.: Comparaison de l'état de contrainte pour ( $\sigma_1 = 0$  et  $\sigma_2 > 0$ )

c) Lors d'une contrainte de compression biaxiale ( $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0$ ), la comparaison entre les résultats de l'état de contrainte obtenus par le calcul élastique et ceux obtenus par la méthode de résolution aux éléments finis est donnée par la superposition des deux cas uniaxiaux ( $\sigma_1 > 0$  et  $\sigma_2 > 0$ ) donnés aux tableaux III.4.1. et III.4.2. la différence entre ces résultats n'est pas grande .

#### Comparaison de la relation contrainte déformation axiale

Dans ce paragraphe nous présentons une comparaison de la relation contrainte - déformation axiale des résultats obtenus du calcul élastique et du calcul par la méthode aux éléments finis. Les deux figures III.4.20 et III.4.21 représentent les deux cas de chargement parallèle et perpendiculaire au plan des joints. La figure III.4.22 représente une comparaison de cette relation lors d'une contrainte biaxiale ( $\sigma_1 = 4,5$  MPa et  $\sigma_2 = 7,2$  MPa) provoquée par des déplacements imposés de 1 mm et 0,5mm respectivement lors d'un test aux éléments finis.

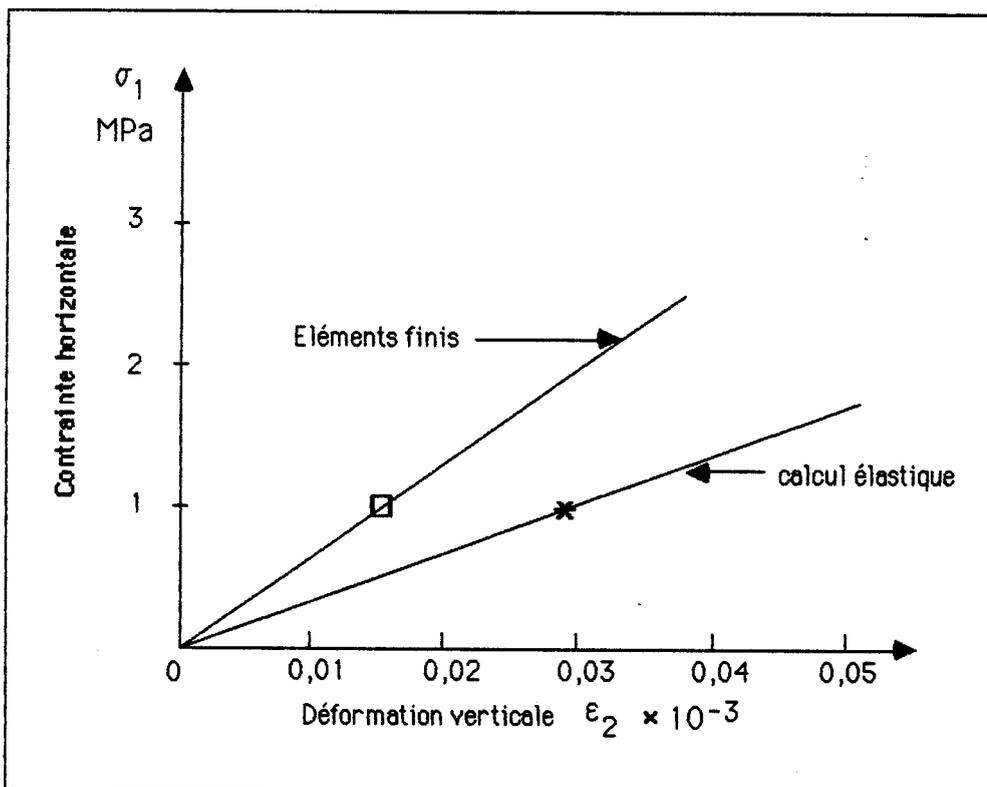
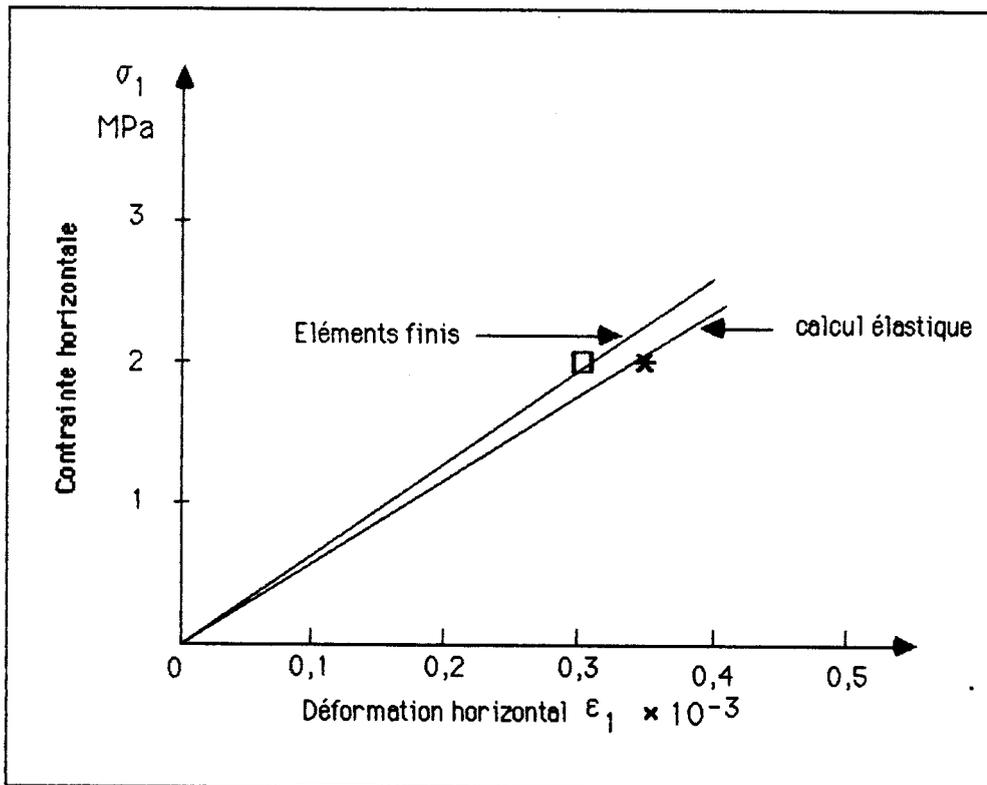


Figure III.4.20: La relation contrainte - déformation à partir des résultats donnés par le calcul élastique et celui par la méthode des éléments finis lorsque le chargement est parallèle au plan des joints



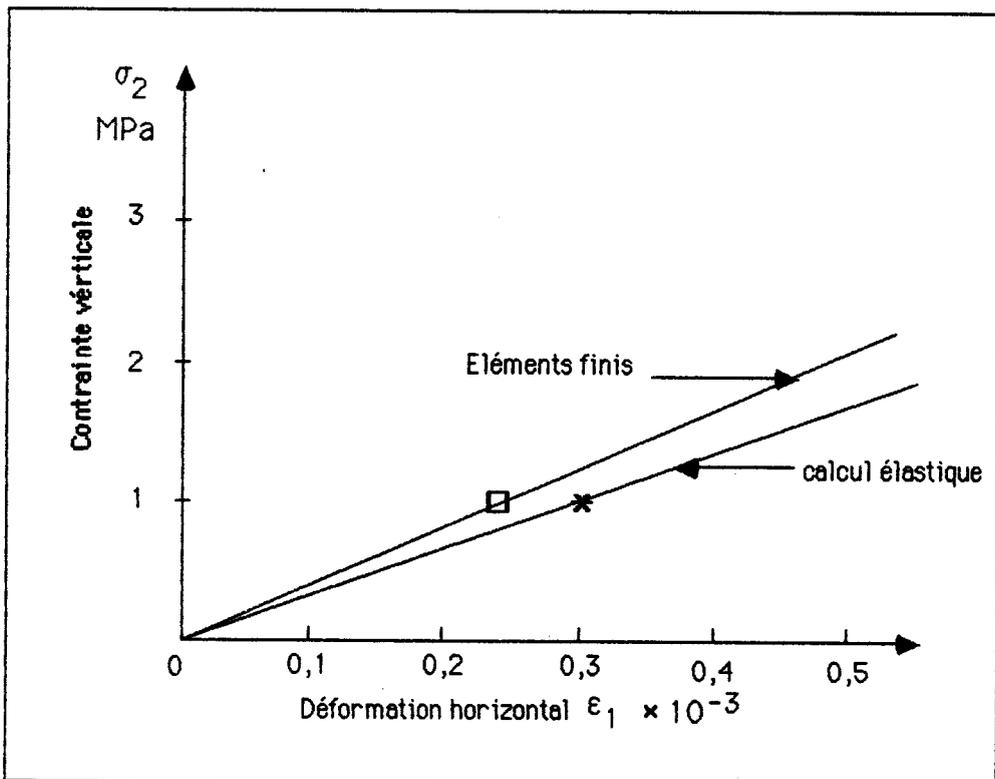
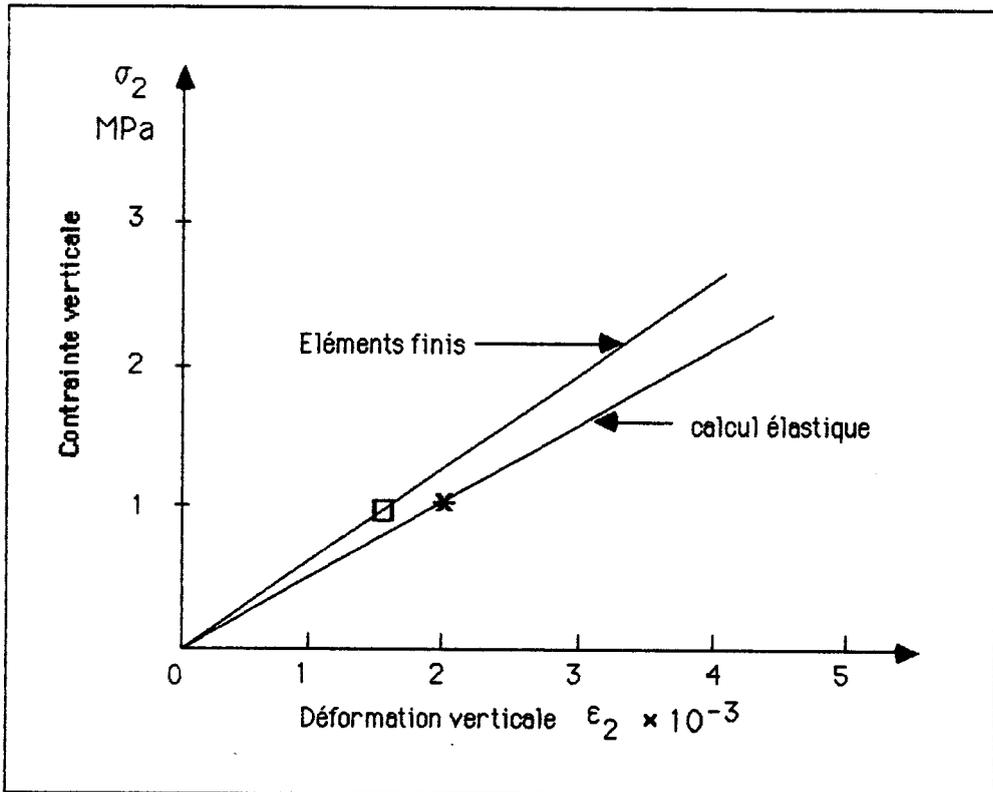


Figure III.4.21: La relation contrainte - déformation à partir des résultats donnés par le calcul élastique et celui par la méthode des éléments finis lorsque le chargement est perpendiculaire au plan des joints

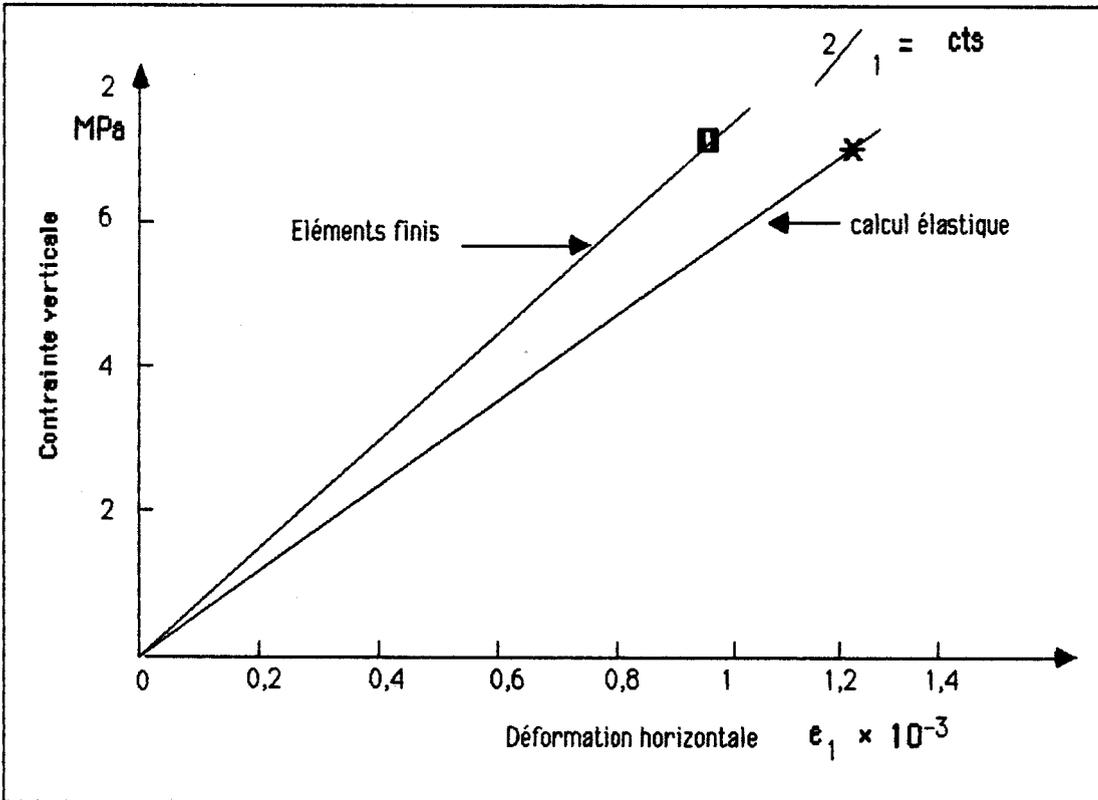
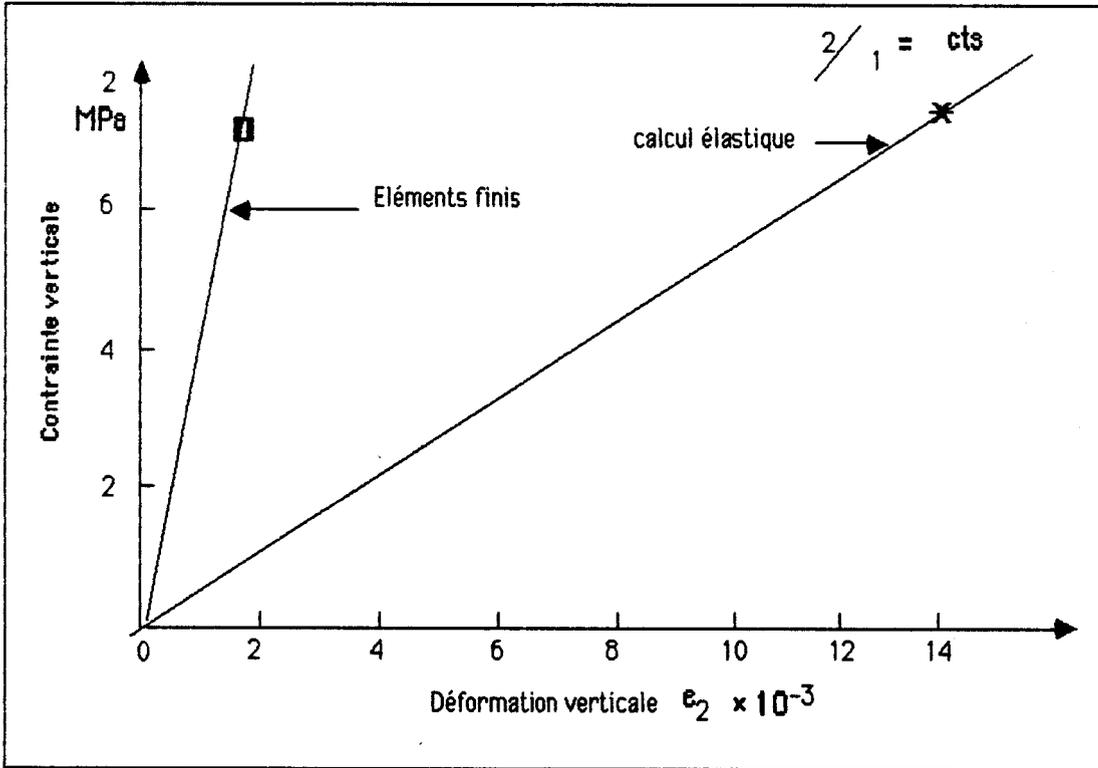


Figure III.4.22: La relation contrainte - déformation à partir des résultats donnés par le calcul élastique et celui par la méthode des éléments finis lorsque le chargement est biaxial au plan des joints

Pour le cas uniaxial on remarque sur les figures III.4.20, III.4.21 lors du calcul de la déformation  $\varepsilon_2$  en fonction de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  que la déformation  $\varepsilon_2$  obtenue par l'analyse élastique est supérieure à celle obtenue par la méthode des éléments finis. Ceci remet en question l'hypothèse faite pour le calcul élastique, dont le principe est de déterminer la déformation dans le panneau par une superposition quantitative des déformations locaux dans les briques et les joints de mortier en tenant compte des dimensions totales du panneau testé.

À partir des figures III.21 et III.22, nous remarquons que les résultats obtenus par la méthode aux éléments finis ressemblent à ceux obtenus par le calcul élastique et sont proches quantitativement les uns des autres.

Comme pour les essais uniaxiaux la méthode des éléments finis nous montre une divergence assez importante des valeurs de la déformation  $\varepsilon_2$  obtenue par cette méthode et par l'analyse élastique.

Notons qu'en cas général, l'ensemble des résultats obtenus par la méthode de résolution aux éléments finis est plus proche des résultats expérimentaux que de calcul élastique.

### CONCLUSION GENERALE :

L'ensemble de cette étude nous permet de mettre en évidence les principaux points suivants :

1 - L'orthotropie de la maçonnerie est due à celle des briques et à la géométrie des panneaux, en particulier à la direction du plan des joints de mortier.

2 - La mesure de la déformation locale de la brique ou d'un joint de mortier nous a confirmé le comportement quasi élastique linéaire des briques et du mortier dans la maçonnerie.

3 - L'hypothèse de la linéarité de la maçonnerie s'est trouvée bien vérifiée pour les essais lors des chargements parallèles au plan des joints.

4 - La non-linéarité du mortier explique aussi la divergence entre le calcul élastique et les essais, dans le cas des essais uniaxiaux perpendiculaire au plan des joints et les essais biaxiaux, car l'état de contrainte et de déformation dans les essais biaxiaux est déterminé par la superposition des cas uniaxiaux.

5 - L'application numérique par la méthode de résolution aux éléments finis nous permet de citer les points suivants :

a) les contraintes locales dans les briques et les joints de mortier sont proches quantitativement de celle calculées par la méthode élastique.

b) les déformations globales du panneau obtenue par la méthode des éléments finis et celles obtenues par le calcul élastique sont proches les unes des autres dans la direction parallèle au plan des joints. Par contre la mesure des déformations dans la direction perpendiculaire au plan des joints a marqué une nette divergence entre la déformation obtenue pour le calcul élastique et celle obtenue par la méthode des éléments finis. Ceci est aussi valable lors d'une application d'une contrainte biaxiale.

c) dans un cas général, l'ensemble des résultats obtenus par la méthode de résolution aux éléments finis est plus près des résultats expérimentaux que de calcul élastique.

#### 6 - Le comportement fragile de la maçonnerie :

On observe en effet une rupture brutale en général. Un comportement prérupture quasi nonlinéaire a été observé dans la direction parallèle au plan des joints. On peut donc affirmer que la non-linéarité du comportement du mortier n'intervient que très peu dans ce cas et on pourra certainement la négliger. Par contre une non-linéarité du comportement de la maçonnerie est notable dans la direction perpendiculaire du plan des joints.

#### 7 - Trois modes de rupture ont été observés expérimentalement :

a) une rupture par fissuration entre le plan des joints et les briques, lorsque le chargement est parallèle au plan des joints, cette rupture due à la résistance de compression du mortier. Ce mode de rupture a été observé pour les trois différentes dimensions des panneaux testés.

b) une rupture par fissuration de traction parallèle au chargement et perpendiculaire à la surface libre du panneau, lorsque la contrainte appliquée est perpendiculaire au plan des joints. Ce mode de rupture est également noté pour les trois différents types de panneaux.

c) le troisième mode de rupture a été obtenu lors d'une application du chargement biaxial (dans le plan du panneau), dans ce cas la rupture intervient par une fissuration et un éclatement du panneau dans un plan parallèle à la surface libre du panneau.

8 - Lorsque le chargement uniaxial n'est pas orienté selon les axes d'orthotropie, la rupture intervient par combinaison des deux modes uniaxiaux décrits précédemment.

9 - Les essais sur les petits panneaux ont montré que l'influence de la variation de l'épaisseur des joints de mortier dans un panneau de maçonnerie sur la contrainte à la rupture est très faible, tandis que la variation de qualité du mortier (sa résistance à la rupture et la rigidité élastique) a une influence considérable sur cette valeur.

10 - En général la contrainte à la rupture de la maçonnerie est supérieure lorsqu'on teste un panneau de petite dimension. L'examen de ce type de panneau ne donne pas une réponse significative du comportement de la maçonnerie et cela à cause de l'influence du frettage ainsi que la représentativité du panneau (faible nombre de briques).

11 - La résistance de cohésion entre brique et mortier et celle de cisaillement du mortier sont les éléments les plus importants pour déterminer la rupture lorsque le chargement fait un petit angle avec le plan des joints. Le rapport des modules de rigidité brique-mortier selon cette direction est également nécessaire.

L'analyse élastique devrait être applicable pour toutes les maçonneries de briques quelle que soit la qualité du mortier ou de brique utilisée. (par exemple maçonnerie confectionnée avec des blocs de béton ou de terre crue). Il suffit en effet de connaître les caractéristiques mécaniques des constituants ainsi que les caractéristiques géométriques du panneau.

Pour d'éventuelles recherches, nous proposons les thèmes suivants :

1 - tenir compte du comportement non linéaire du mortier, en particulier lorsque la contrainte appliquée est perpendiculaire au plan de joints.

2 - vérifier l'hypothèse de la superposition de la déformation locale lors du calcul de la déformation globale dans la direction perpendiculaire au plan des joints.

3 - lors d'une application par la méthode de résolution aux éléments finis, nous proposons de mailler le panneau de maçonnerie en trois dimensions afin de déterminer les efforts créés selon la direction (3) qui provoque la rupture dans le cas biaxial.

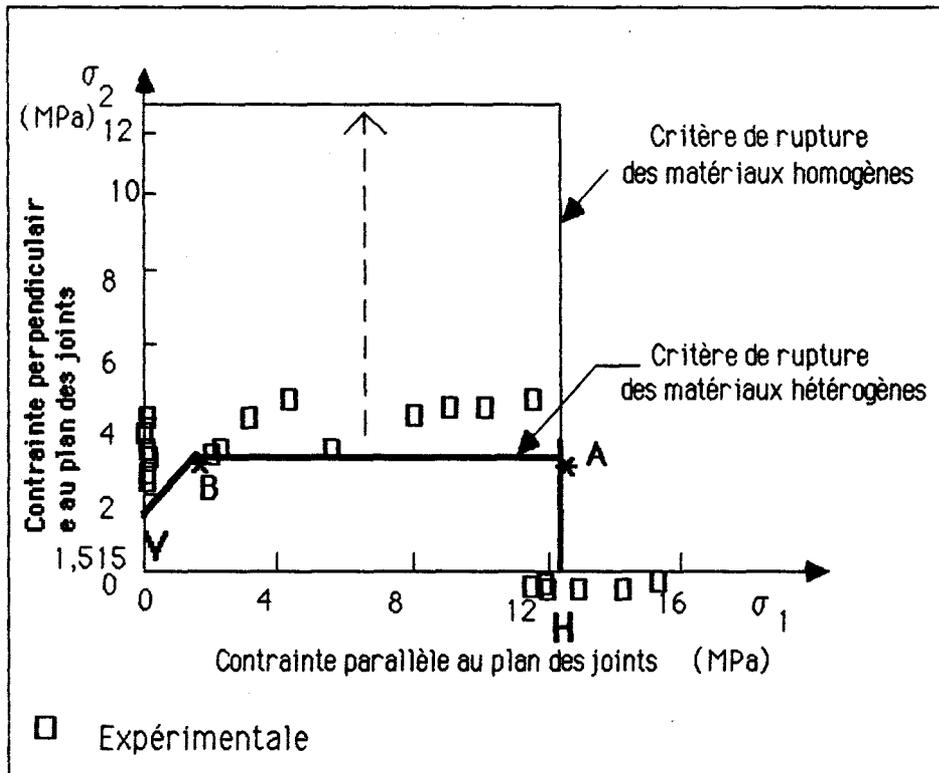
4 - fabriquer des panneaux de maçonnerie, avec des joints de mortier renforcés par des fibres métalliques dans le but de comparer les résultats avec ceux des panneaux non renforcés, ceci pour mettre en évidence l'importance de la résistance du mortier.

**Recommandations constructives :**

Au vu de nos résultats,

Nous conseillons :

- de tremper les briques pendant au moins deux heures.
- d'essayer de tasser les joints de mortier suffisamment, pour arriver à leur résistance optimale.
- de construire le panneau ou la cloison sans interruption, vue l'importance de la solidarité entre les joints de mortier eux-mêmes.
- d'arroser la maçonnerie à l'eau (lorsqu'on utilise un mortier du ciment), quelques heures après la construction et pendant 28 jours, pour éviter le problème de retrait dans les joints de mortier.
- de respecter formellement la recommandation de la Norme Française (NF-P18-301), pour choisir la granulométrie du sable utilisé.
- d'essayer de choisir les briques et le mortier de telle sorte que leurs modules de rigidité élastique s'approche l'un de l'autre, ce qui aide à obtenir une résistance optimale de la maçonnerie, en effet si nous reprenons les calculs développées à la troisième partie avec  $E_b = E_m$ , on obtient le critère de rupture suivant: ( Critère symétrique )



On remarque que la résistance de la maçonnerie s'améliore nettement dans une partie où se trouvent les plus part de nos essais.

- lors de la construction d'un mur ou d'une cloison en maçonnerie, minimiser les dimensions globales du mur le plus possible. Construire avec des briques disponibles ayant les dimensions les plus grandes possibles, afin de réduire les surface d'interaction brique-mortier.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BENJAMIN J.R. et WILLIAM H.A.  
"The behaviour of one story Brick shear walls"  
Journal of structural division. Proceeding of the american society of  
civil engineering. 84, ST4, July 1958
- [2] DHANSEKAR A. PAGE A.W. et KLEMAN P.W.  
"Failure of brick masonry under biaxial stresses".  
proceeding Inst. civil Engre, Part 2, Juin 1985
- [3] DRYSDALE R.G., HAMID A.A. et HEIDEBRECHT A.C.  
"Tensil strength of concrete masonry". Journal of structural  
division, Proc. of ASCE, vol. 105, No. ST7 July 1979
- [4] EL-HASBANI G. et SHAAN R.  
"Influence de l'orientation du plan des joints du mortier sur le  
comportement de la maçonnerie". Travail de fin d'étude à l'E.N.T.P.E.  
Juin 1986.
- [5] EMONIDES H., EWALD P. et SHAAN R.  
"Influence des joints de mortier sur la maçonnerie en briques  
creuses", Travail de fin d'étude à l'E.N.T.P.E. Juin 1986.
- [6] HAMID A.A, DRYSDALE R.G. et HEIDEBRECHT  
"Shear strength of concrete masonry joints". American Society of  
civil Engineering, Juillet 1979.
- [7] HAMID A.A. et DRYSDALE R.G.  
"Concrete masonry under combined shear and compression along the  
mortar joints". ACI journal, Sept. oct. 1980
- [8] HAMID A.A. et DRYSDALE R.G.  
"Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial  
stresses". Journal of structural division, Proceeding of the  
American Society of civil Engineering, vol. 107, N° STB, Août 1981
- [9] HEGEMIER G.A. , NUNN R.O. et ARYA S.K.  
"Behavior of concrete masonry under biaxial stresse"  
Proceeding of the north American-Conference-Boulder,

Paper n° 1 Aug. 1978

- [10] HENDRY A.W.  
"A note of the strength of brickwork in combined racking shear & compression". Proc. Brit. ceram. Soc. 27, 1978
- [11] HENDRY A.W.  
"Structural Brickwork". The Macmillan press Ltd. 1983, London
- [12] NEVILLE A.M.  
"Properties of concrete". Third edition, PITMAN 1982
- [13] NORME FRANCAISE NF-P 13-301  
"Brique creuse de terre cuite" AFNOR 1974
- [14] NORME FRANCAISE NF - P 18-301  
"GRANULAT" AFNOR 1983
- [15] PAGE A.W.  
"Finite element model for masonry"  
Journal of structural division. STB, August 1978
- [16] PAGE A.W.  
"The biaxial compressive strength of brick masonry"  
Proc.Inst. Civil Engrs. part 2. Sept.1981
- [17] PAGE A.W.  
"A biaxial failure criterion for brick masonry in the tension-tension range". International Journal of masonry construction, vol. 1, n° 1, March 1980
- [18] PAGE A.W. Samarasinghe W. et Handry A.W.  
"The failure of masonry shear walls". International journal of masonry construction, vol 1, n° 2 1980
- [19] PAGE A.W. , SMARASINGHE W. et HENDRY A.W.  
"The inplan failure of masonry - A Review", Proc. British Ceramic Soc. 30, 1982
- [20] ROBINET J.C., TORRENTI J.M. et SBAITI H.  
"Machine de cisaillement biaxiale des panneaux de maçonnerie"

Communication au Groupe Français de Rhéologie, Décembre 1983

- [21] ROCHET L.  
"Etude du comportement à la rupture des milieux discontinus"  
Rapport de recherche du C.E.T.E. de Lyon
  
- [22] ROYIS P.  
"Formulation mathématique de lois de comportement. Modélisation numérique de problèmes aux limites en mécanique des solides déformables". Thèse de Docteur-Ingénieur, à l'institut National Polytechnique de GRENOBLE, Juillet 1986
  
- [23] ROYIS P.  
"Manuel d'utilisation du logiciel ELFIM"  
E.N.T.P.E. Janvier 1986
  
- [24] SAMARASINGHE W, PAGE A.W. et HENDRY A.W.  
"A finite element model for the in-plan behaviour of brickwork".  
Proc. Inst. civil Engrs. part 2, 71, Sept. 1982 ; 73, mars
  
- [25] SAMARASINGHE W. HENDRY A.W.  
"The strength of brickwork under biaxial tensile and compressive stress", Proceeding British Ceramic Soc. 30
  
- [26] SHAAN R., TORRENTI J.M.  
"Etude du comportement de la maçonnerie sous sollicitations biaxiales irrotationnelles". Communication au Groupe français de Rhéologie, Novembre 1984
  
- [27] STAFFORD S., CARTER C. et CHOUDHERY  
"The diagonal tensile strength of brickwork"  
Journal of structural division of ASCE , Avril 1971
  
- [28] STAFFORD S., CARTER C.  
"Hypothesis for shear failure of brickwork". Journal of structural division. Proceeding of ASCE, ST4, Avril 1971
  
- [29] TORRENTI J.M.  
"Thèse de doctorat à paraître"  
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 1987

- [30] YOKEL F.Y. et FATTAL S.C.  
"Failure hypothesis of masonry shear wall". Journal of structural division, ASCE, 102, ST3, Mars 1976
- [31] ZIENKIEWICZ O.C.  
"Methode des Eléments finis (traduit de la troisième édition anglaise)". MC GRAW-HILL 1978

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES NON CITEES:

CHINWAH J.G.C

"Shear resistance of brick walls"

Thesis for the degree of philosophy, University of London,  
Decembre 1973

LEKHNITSKII S.G.

"Theory of elasticity of an anisotropic body"

San Francisco 1963.

SACCHI LANDIANI

"La théorie des charges limites et son application aux maçonnerie"

Restauration des ouvrages et des structures, Presses de l'école  
Nationale des ponts et des chaussées, Mai 1983.

TORRENTI J.M. SHAAN R.

"Interaction maçonnerie-ossature beton armé sous sollicitations  
sismiques". Rapport final- Rexcoop , Avril 1985.

**ANNEXE A**

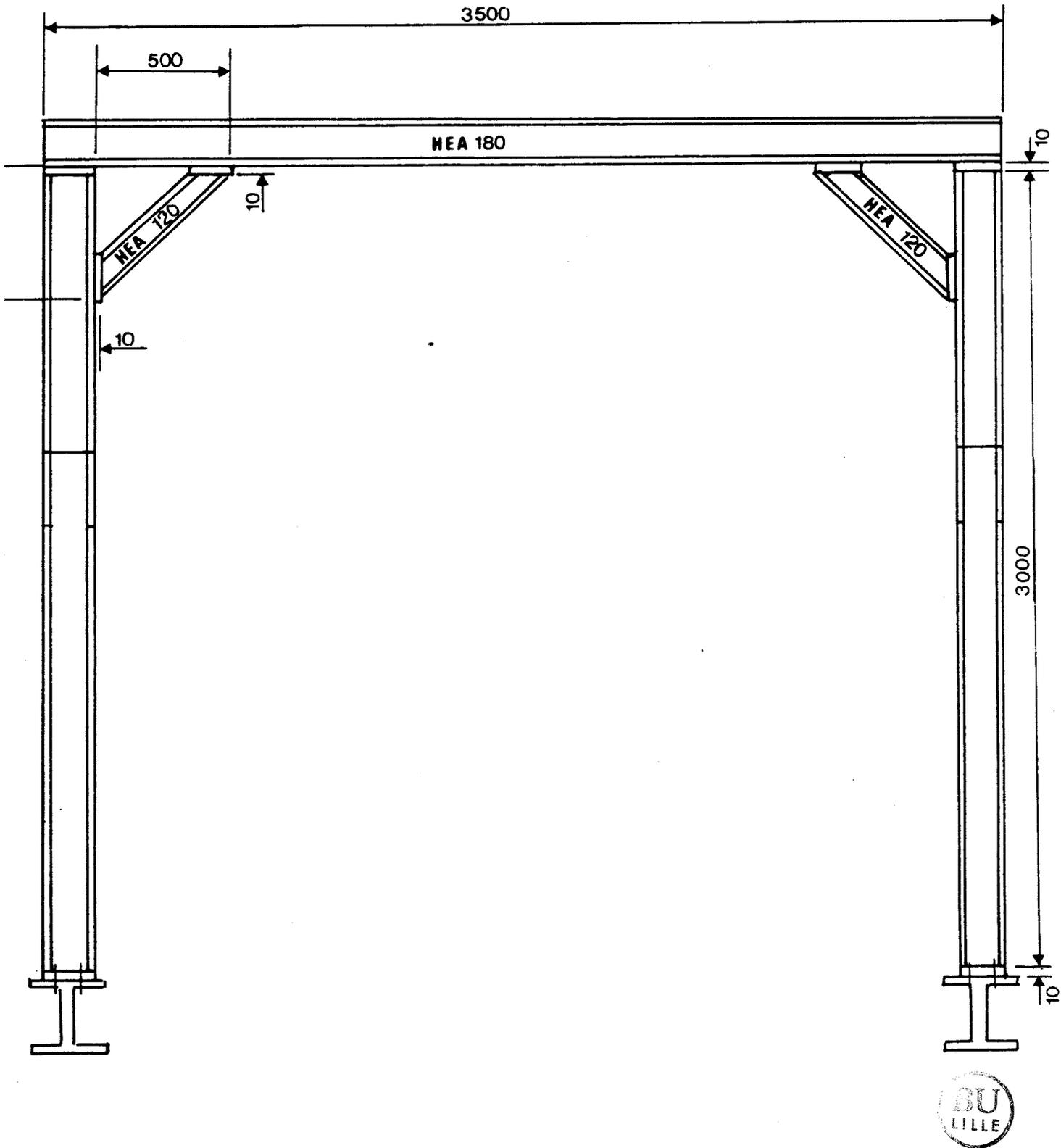


Figure A - 1 : Vue du portique support de la presse biaxiale

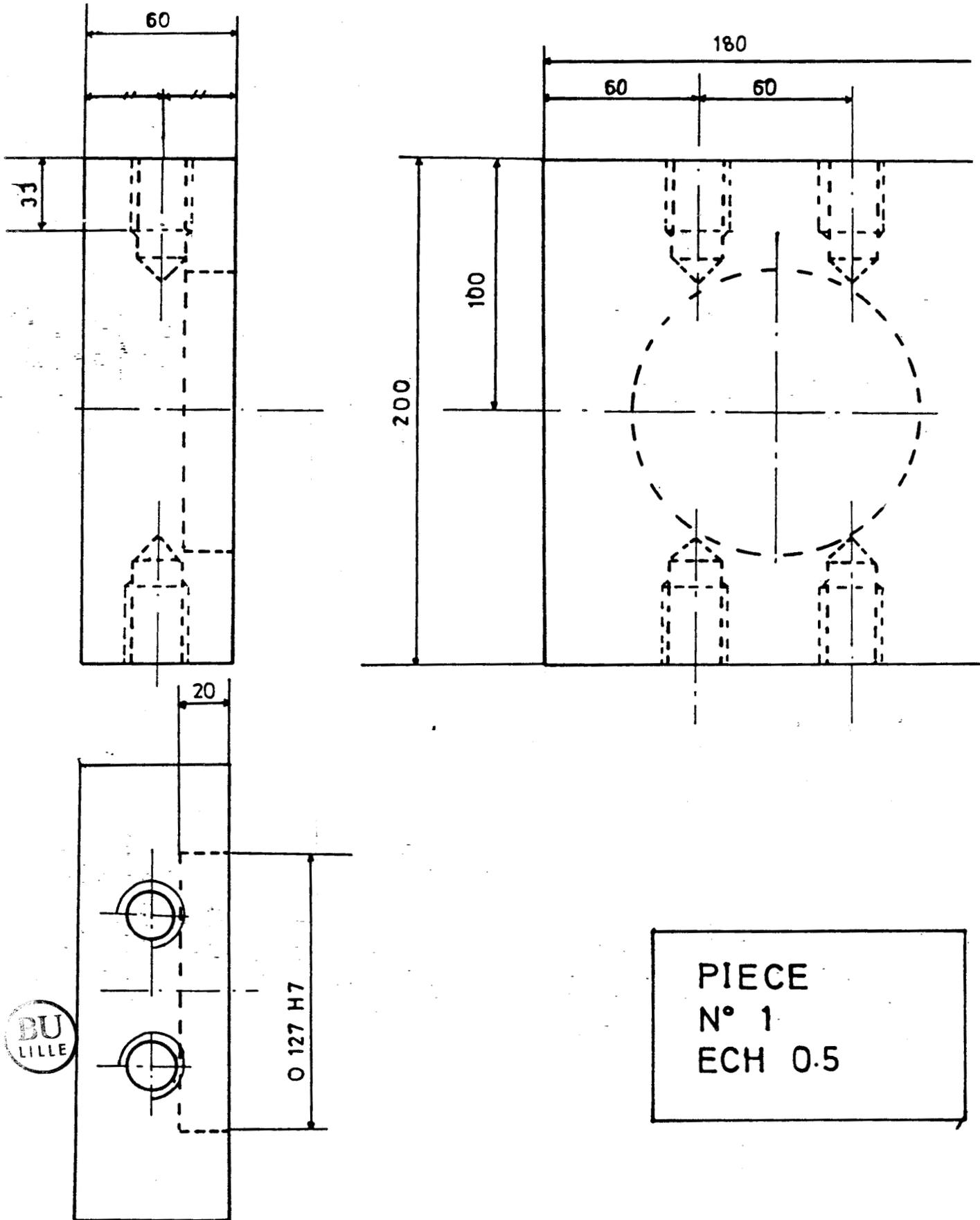


Figure A - 2 : Détail de la pièce No. 1

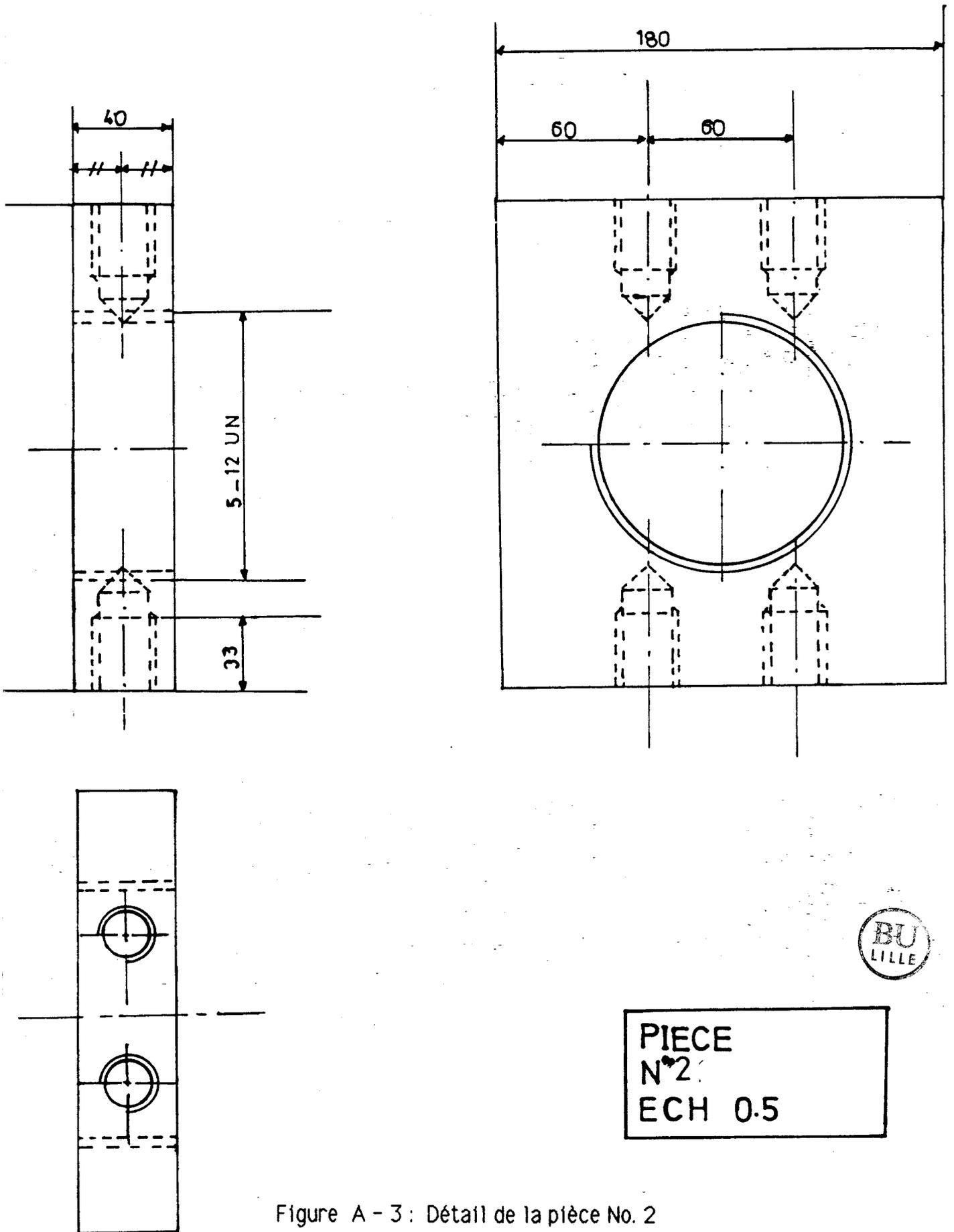


Figure A - 3 : Détail de la pièce No. 2

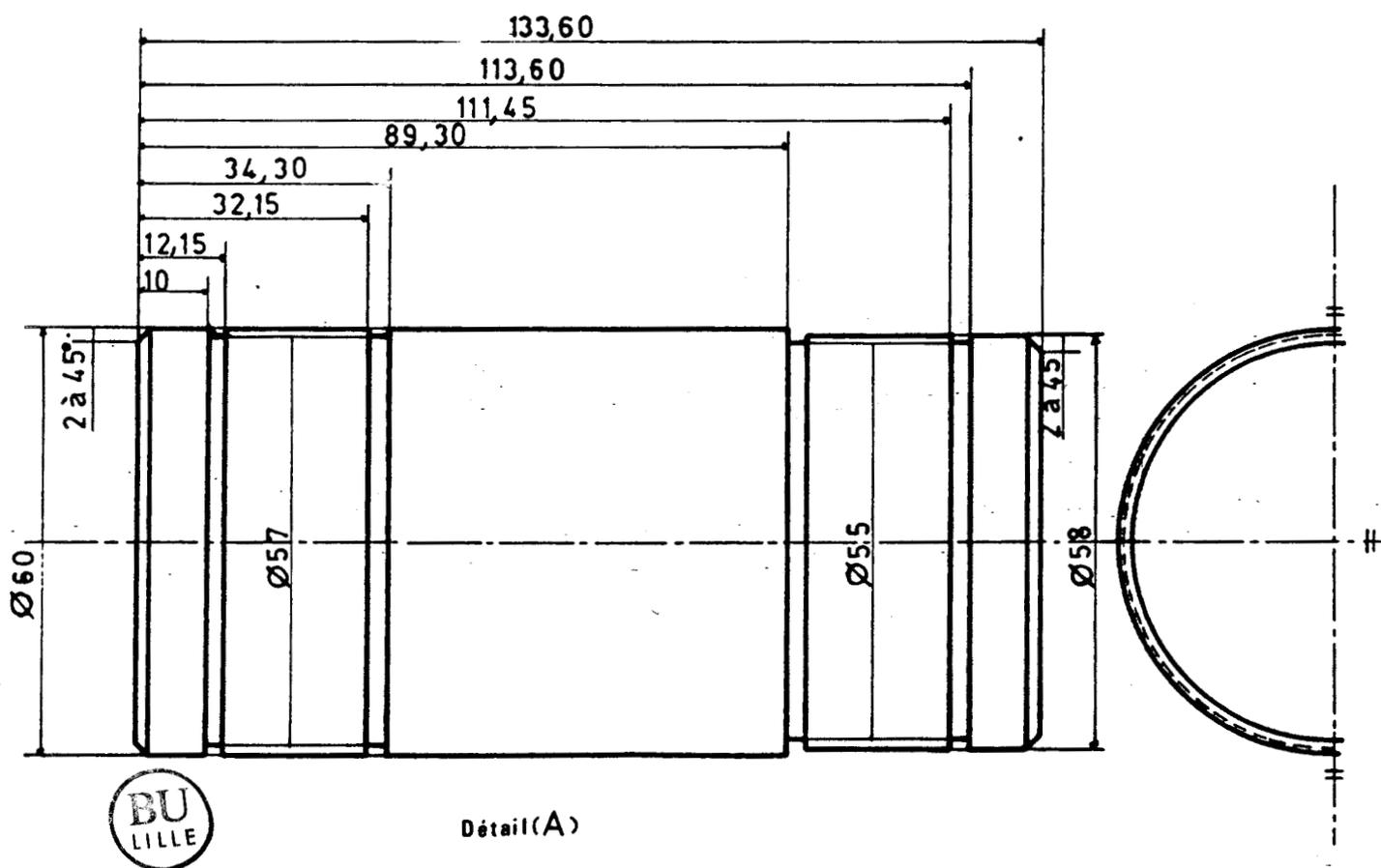
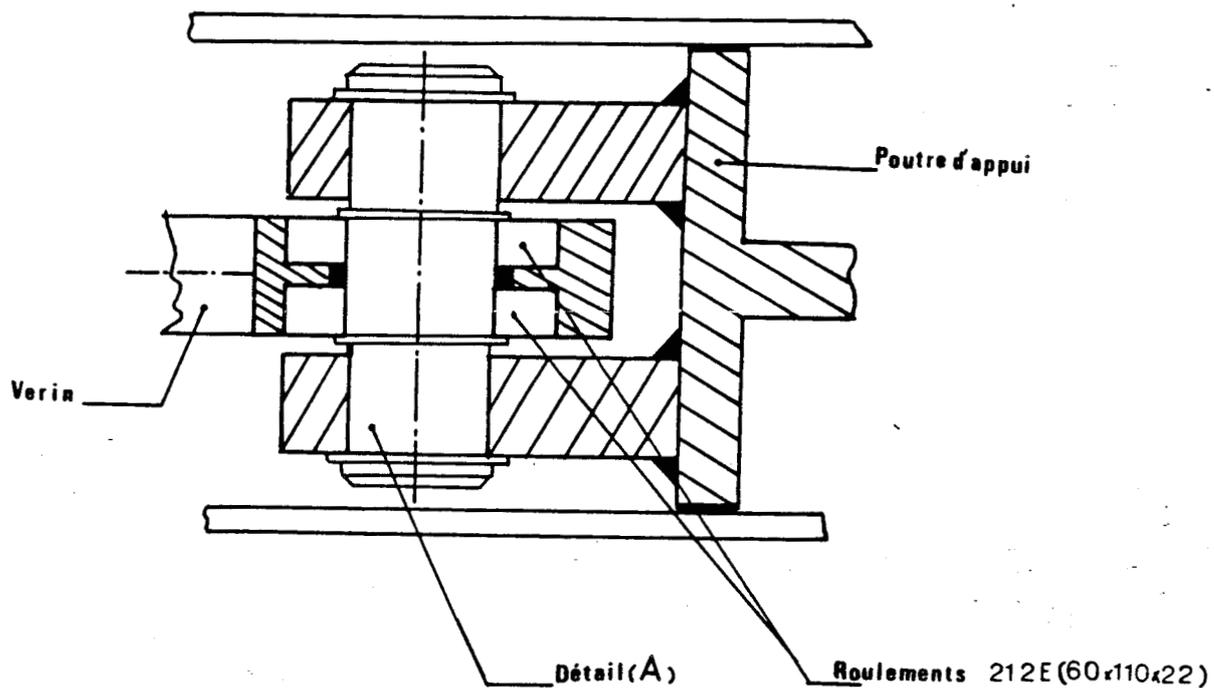


Figure A - 4: Détail de la pièce No. 3

**ANNEXE B ( 1 )**

Calcul des contraintes et déformations dans le cas du chargement perpendiculaire au plan des joints de mortier.

Nous faisons l'hypothèse que la contrainte de traction transversale est provoquée par l'interaction entre les briques et les joints de mortier et due à la contrainte de compression perpendiculaire au plan des joints, en supposant que les déformations transversales dans les briques et les joints de mortier sont égales.

$$\varepsilon_{xb2} = \frac{\sigma_{xb2}}{E_{b11}} - \frac{\sigma_{zb2} \nu_{13}}{E_{b22}} - \frac{\sigma_2 \nu_{12}}{E_{b22}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\varepsilon_{zb2} = \frac{\sigma_{zb2}}{E_{b22}} - \frac{\sigma_{xb2} \nu_{31}}{E_{b11}} - \frac{\sigma_2 \nu_{32}}{E_{b22}} \dots\dots\dots(2)$$

$$\varepsilon_{xm2} = \frac{1}{E_m} (\sigma_{xm2} - \nu_m \sigma_{zm2} - \nu_m \sigma_2) \dots\dots\dots(3)$$

$$\varepsilon_{zm2} = \frac{1}{E_m} (\sigma_{zm2} - \nu_m \sigma_{xm2} - \nu_m \sigma_2) \dots\dots\dots(4)$$

$$\varepsilon_{xb2} = \varepsilon_{xm2} \dots\dots\dots(5)$$

$$\varepsilon_{zb2} = \varepsilon_{zm2} \dots\dots\dots(6)$$

Pour l'équilibre des forces, la sommation des forces selon une direction doit être égale à zéro.

$$F_{xb} + F_{xm} = 0$$

$$F_{zb} + F_{zm} = 0$$

qui donne,

$$\sigma_{xm2} = -\alpha \sigma_{xb2} \dots\dots\dots(7)$$

$$\sigma_{zm2} = -a \sigma_{zb2} \dots\dots\dots(8)$$

$$\alpha = S_b/S_m \quad |$$

| (Rapport surface de la brique à celle du mortier

$$a = S_{b2}/S_{m2} \quad | \text{ perpendiculaire à la direction 1et3 respectivement)$$

de 1,3 et 5,6,7,8 on obtient

$$\frac{\sigma_{zb2}}{E_{b11}} - \frac{\sigma_2 \nu_{12}}{E_{b22}} - \frac{\sigma_{zb2} \nu_{13}}{E_{b22}} = \frac{1}{E_m} [\sigma_{xm2} - \nu_m \sigma_2 - \nu_m \sigma_{zm2}]$$

qui donne:

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{\nu_{13}}{E_{b22}} + \frac{\alpha \nu_m}{E_m} \right) \sigma_{zb2} + \left( \frac{\nu_{12}}{E_{b22}} - \frac{\nu_m}{E_m} \right) \sigma_2}{\left( \frac{1}{E_{b11}} + \frac{\alpha}{E_m} \right)} \right] \dots\dots\dots (I)$$

et également à partir de 2,4 et 5,6,7,8 on obtient

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{\alpha}{E_m} \right) \sigma_{zb2} + \left( \frac{\nu_m}{E_m} - \frac{\nu_{32}}{E_{b22}} \right) \sigma_2}{\left( \frac{\nu_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha \nu_m}{E_m} \right)} \right] \dots\dots\dots (II)$$

Si l'on note;

$$A = E_{b22}E_m, B = E_{b11}E_m, C = E_{b11}E_{b22}, D = E_m^2$$

on obtient la relation (III) suivante à partir des relation (I) et (II) :

$$\sigma_{zb2} = \left[ \frac{-\frac{\alpha}{A}(v_{32} + v_m v_{12}) + \frac{v_m}{B}(1 + v_{31}) - \frac{1}{C}(v_{12}v_{31} + v_{32}) + \frac{\alpha v_m}{D}(v_m + 1)}{\frac{\alpha}{A}(v_m v_{13} - 1) + \frac{a}{B}(v_m v_{31} - 1) + \frac{1}{C}(v_{13}v_{31} - 1) + \frac{a\alpha}{D}(v_m^2 - 1)} \right] \sigma_2$$

Si on appelle **R** le coefficient de  $\sigma_{zb2}$ , et si l'on suppose que  $v_{.3} = v_{.2}$

$$\sigma_{zb2} = \mathbf{R} \sigma_2$$

et donc

$$\sigma_{xb2} = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{a}{E_m} \right) R + \left( \frac{v_m}{E_m} - \frac{v_{32}}{E_{b22}} \right)}{\left( \frac{v_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha v_m}{E_m} \right)} \right] \sigma_2 \dots\dots\dots (IV)$$

Si

$$\sigma_{xb2} = N \sigma_2$$

avec

$$N = \left[ \frac{\left( \frac{1}{E_{b22}} + \frac{a}{E_m} \right) R + \left( \frac{v_m}{E_m} - \frac{v_{32}}{E_{b22}} \right)}{\left( \frac{v_{31}}{E_{b11}} + \frac{\alpha v_m}{E_m} \right)} \right]$$

et si on appelle

$$\mathbf{G}_x = \mathbf{N} \alpha$$

on a alors la contrainte selon X:

$$\sigma_{xm2} = \mathbf{G}_x \sigma_2$$

et également selon Z

$$\sigma_{zm2} = \mathbf{G}_z \sigma_2$$

Retour vers le calcul élastique isotrope et comparaison avec celui de HENDRY

A fin de vérifier le calcul précédent nous allons remplacer dans le cas isotrope et comparer nos résultats avec ceux d'Hendry.

L'isotropie implique

$$\begin{aligned} \nu_b &= \nu_{13} = \nu_{12} = \nu_{32} \\ E_b &= E_{b11} = E_{b22} \\ \alpha &= a = \alpha_1 \end{aligned}$$

ce qui nous donne la relation (III) sous la forme suivante:

$$\sigma_{zb2} = \left[ \begin{array}{c} -\frac{\alpha \nu_b (1+\nu_m)}{E_b E_m} + \frac{\nu_m (1+\nu_m)}{E_b E_m} - \frac{\nu_b (1+\nu_b)}{E_b^2} + \frac{\alpha \nu_m (1+\nu_m)}{E_m^2} \\ \frac{\alpha (\nu_m \nu_b - 1)}{E_b E_m} + \frac{\alpha (\nu_m \nu_b - 1)}{E_b E_m} + \frac{(\nu_b^2 - 1)}{E_b^2} + \frac{\alpha^2 (\nu_m^2 - 1)}{E_m^2} \end{array} \right] \sigma$$

En multipliant par  $E_b^2 / E_b^2$  et si on appelle  $\beta = E_b / E_m$

on obtient

$$\sigma_{zb2} = \frac{(\nu_m \beta - \nu_b) [(1+\nu_m) \alpha \beta + (1+\nu_b)]}{2\alpha \beta (\nu_b \nu_m - 1) + (\nu_b^2 - 1) + \alpha^2 \beta^2 (\nu_m^2 - 1)} \sigma \quad \dots\dots\dots (a)$$

La relation donnée par HENDRY [12] est la suivante, La contrainte transversale locale selon X, Y, Z est exprimée par la même relation:

$$\sigma_{zb2} = \frac{(\beta \nu_m - \nu_b)}{1 + \alpha \beta - \nu_b - \alpha \beta \nu_m}$$

En multipliant par

$$\left[ \frac{(1+\nu_m) \alpha \beta + (\nu_b + 1)}{(1+\nu_m) \alpha \beta + (\nu_b + 1)} \right]$$

on a alors

$$\sigma_{zb2} = - \frac{(\nu_m \beta - \nu_b) [(1+\nu_m) \alpha \beta + (1+\nu_b)]}{2\alpha \beta (\nu_b \nu_m - 1) + (\nu_b^2 - 1) + \alpha^2 \beta^2 (\nu_m^2 - 1)} \sigma \quad \dots\dots\dots (b)$$

Qui est identique à la formule ( a ), déterminée par l'anisotropie avec une inversion de signe qui est due à la conversion de signe choisie par HENDRY.

### Retour vers le calcul élastique isotrope homogène

Nous allons également vérifier nos formules dans ce cas qui est en fait la compression simple.

$$\begin{aligned} \nu &= \nu_m = \nu_{13} = \nu_{12} = \nu_{23} = \nu_{32} = \nu_{21} = \nu_{31} \\ E &= E_b = E_m = E_{b11} = E_{b22} \\ \alpha &= a = 1 \end{aligned}$$

donc la relation ( III ) s'écrit sous la forme suivante:

$$\sigma_{zb2} = \left[ \frac{-\frac{\nu(1+\nu)}{E^2} + \frac{\nu(\nu+1)}{E^2} - \frac{\nu(1+\nu)}{E^2} + \frac{\nu(1+\nu)}{E^2}}{\frac{\nu^2-1}{E^2} + \frac{\nu^2-1}{E^2} + \frac{\nu^2-1}{E^2} + \frac{\nu^2-1}{E^2}} \right] \sigma$$

ce qui nous donne

$$\sigma_{zb2} = 0$$

et

$$\sigma_{xb2} = 0$$

et donc les déformations ;

$$\varepsilon_{xb2} = \varepsilon_{xm2} = \varepsilon_{zb2} = \varepsilon_{zm2} = -(\nu / E) \sigma$$

ce qui est bien conforme aux résultats espérés

Application numérique du calcul élastique anisotrope :

$$\text{pour } A = 1539 \times 10^3$$

$$B = 2743,2 \times 10^4$$

$$C = 29237 \times 10^2$$

$$A = 1444 \times 10^4$$

$$\nu_{12} = \nu_{13} = 0,14$$

$$\nu_{21} = \nu_{31} = 0,01$$

$$\nu_{23} = \nu_{32} = 0,2$$

$$\alpha = 3,1 \quad , \quad a = 3,533, \quad \nu_m = 0,25$$

qui donnent;

$$\sigma_{zb2} = 0,149 \sigma_2$$

( La contrainte  $\sigma$  en  $N / mm^2$  )

$$\sigma_{xb2} = 0,38 \sigma_2$$

et donc les déformation locales

$$\varepsilon_{xb2} = -3,45 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{xm2} = -3,46 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{zb2} = -1,24 \times 10^{-4} \sigma_2$$

$$\varepsilon_{zm2} = -1,25 \times 10^{-4} \sigma_2$$

( La contrainte  $\sigma$  en  $N / mm^2$  )

**ANNEXE B ( 2 )**

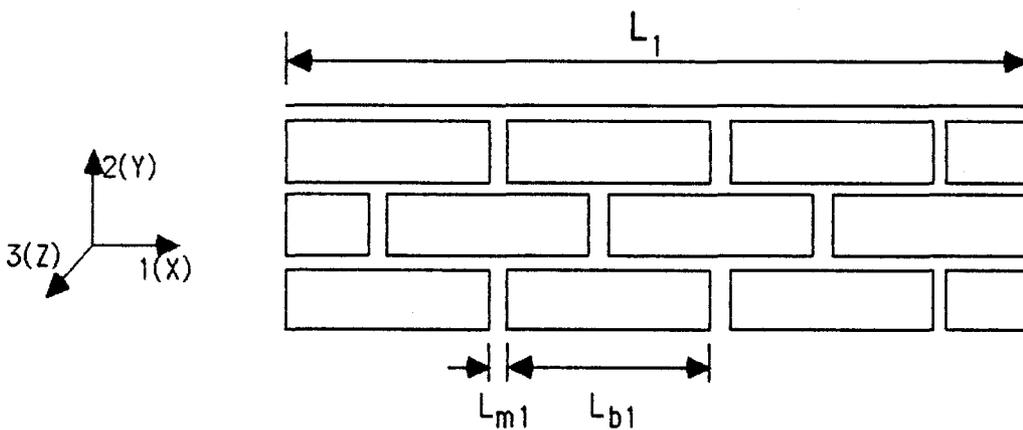
### Détermination des déformations globales:

Une hypothèse de superposition des déformations locales des unités a été adaptée pour déterminer la déformation globale dans un panneau de maçonnerie en briques.

#### A ) Détermination de la déformation globale $\varepsilon_1$

---

C'est la déformation globale d'un panneau de maçonnerie dans la direction (1) parallèle au plan des joints de mortier



Avec

$L_1$ : Longueur totale du panneau testé selon la direction (1)

$L_{b1}$ : Longueur totale des briques selon la direction (1)

$L_{m1}$ : Longueur totale des joints de mortier selon la direction (1)

Cette déformation globale est donnée par la relation suivante:

$$\varepsilon_1 = \frac{(\varepsilon_{xb1} + \varepsilon_{xb2}) L_{b1} + (\varepsilon_{xmv1} + \varepsilon_{xmv2}) L_{m1}}{L_1}$$

Avec

$\varepsilon_{xb1}$  : Déformation de la brique dans la direction 1 (X) provoquée par la contrainte  $\sigma_1$ .

$\varepsilon_{xb2}$  : Déformation de la brique dans la direction 1 (X) provoquée par la contrainte  $\sigma_2$ .

$\varepsilon_{xmv1}$  : Déformation des joints de mortier verticaux dans la direction 1 (X) provoquée par la contrainte  $\sigma_1$ .

$\varepsilon_{xmv2}$  : Déformation des joints de mortier verticaux dans la direction 1 (X) provoquée par la contrainte  $\sigma_2$ .

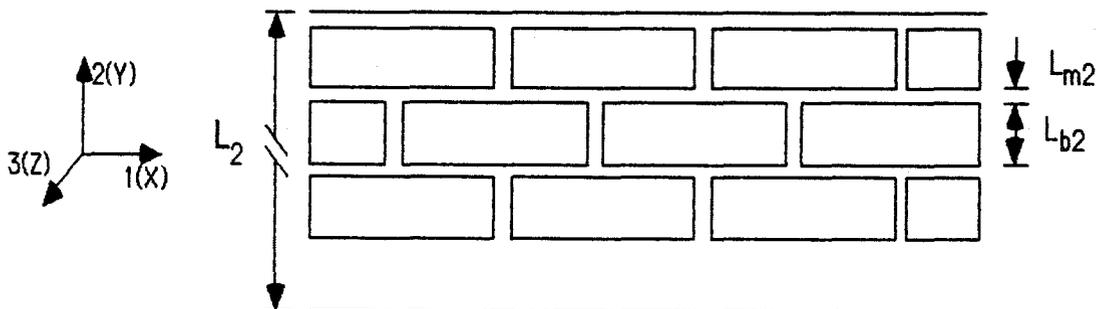
L'application numérique sur un panneau de maçonnerie de  $1100 \times 800 \times 100$  mm, avec les valeurs déterminées dans les annexes B-1, B-2, nous donne:

$$\varepsilon_1 = -2,2 \times 10^{-4} \sigma_1 + 3,285 \times 10^{-4} \sigma_2 \quad \sigma_1, \sigma_2 \text{ en N/mm}^2$$

## B ) Détermination de la déformation globale $\varepsilon_2$

---

Cette déformation est déterminée à partir de la même hypothèse de superposition quantitative des déformation locales utilisée pour déterminer la déformation globale  $\varepsilon_1$



Avec

$L_2$ : Longueur totale du panneau testé selon la direction (2)

$L_{b2}$ : Longueur totale des briques selon la direction (2)

$L_{m2}$ : Longueur totale des joints de mortier selon la direction (2)

Cette déformation globale est donnée par la relation suivante:

$$\varepsilon_2 = \frac{(\varepsilon_{yb1} + \varepsilon_{yb2}) L_{b2} + (\varepsilon_{ym1} + \varepsilon_{ym2}) L_{m2}}{L_2}$$

Avec

$\varepsilon_{yb1}$  : Déformation de la brique dans la direction 2 (Y) provoquée par la contrainte  $\sigma_1$ .

$\varepsilon_{yb2}$  : Déformation de la brique dans la direction 2 (Y) provoquée par la contrainte  $\sigma_2$ .

$\varepsilon_{ym1}$  : Déformation des joints de mortier horizontaux dans la direction 2 (Y) provoquée par la contrainte  $\sigma_1$ .

$\varepsilon_{ym2}$  : Déformation des joints de mortier horizontaux dans la direction 2 (Y) provoquée par la contrainte  $\sigma_2$ .

Application numérique sur un panneau de maçonnerie de 1100×800×100 mm avec des valeurs déterminées dans les annexes B-1, B-2, qui nous donne:

$$\varepsilon_2 = 2,2 \times 10^{-5} \sigma_1 - 2,25 \times 10^{-3} \sigma_2 \quad \sigma_1, \sigma_2 \text{ en N / mm}^2$$

**ANNEXE ( C )**

## ORGANISATION GENERALE DU PROGRAMME EFEVEL :

Sur la figure ci-contre, nous présentons le chemin d'organisation générale du programme EFEVEL (Extrait [30]). On distingue, sur cette figure, les modules suivants :

- 1 - **SPNDLI** : détermine, en fonction du type de problème et du type d'élément choisi, les valeurs d'un certain nombre de paramètres permettant de gérer l'ensemble du programme.

- 2 - **SPGAUSS** : calcule en fonction du type de problème et du type d'élément choisi, les coordonnées des points d'intégration de Gauss sur l'élément de référence, ainsi que les "poids" affectés à chacun de ces points (ZIEKIEWICZ [28]).

- 3 - **SPBASX** : détermine, sur l'élément de référence les fonctions d'interpolation utilisées pour le chargement des coordonnées d'espace (passage de l'élément de référence à l'élément courant).

- 4 - **SPBASU** : détermine, sur l'élément de référence, les fonctions d'interpolation des déplacements.

- 5 - **SPFNE** : calcule les valeurs des fonctions d'interpolation aux points d'intégration de Gauss.

- 6 - **SPFJO** : Calcule les valeurs des dérivées partielles des fonctions d'interpolation aux points d'intégration de Gauss.

- 7 - **SPFNC** : Calcule les valeurs des fonctions d'interpolation sur la frontière de l'élément de référence.

- 8 - **SPVISQ** : détermine, dans le cas des matériaux viscoélastiques linéaires, les valeurs des paramètres nécessaires au calcul des matrices de comportement incrémentales ( § 5-3-2) [30]).

- 9 - **SPCOMP** : détermine les matrices de comportement incrémentales.

- 10 - **SPIRAN** : gère la zone active de la mémoire.

- 11 - **SPPEVI** : détermine, dans le cas des matériaux viscoélastiques linéaires, les valeurs des paramètres de mémoire de loi de comportement écrite sous forme incrémentale ( § 5-3-2 [3]).

- 12 - **SPELV** : C'est le sous programme élément. Il calcule les matrices de rigidité élémentaires ainsi que les contributions intégrales de volume aux seconds membres élémentaires.

- 13 - **SPCLIM** : Prend en compte les conditions aux limites

- 14 - **SPASSB** : effectue l'assemblage des matrices de rigidité et des seconds membres élémentaires.

- 15 - **SPSOLV** : C'est le solveur frontal. Il effectue la triangulation partielle du système linéaire.

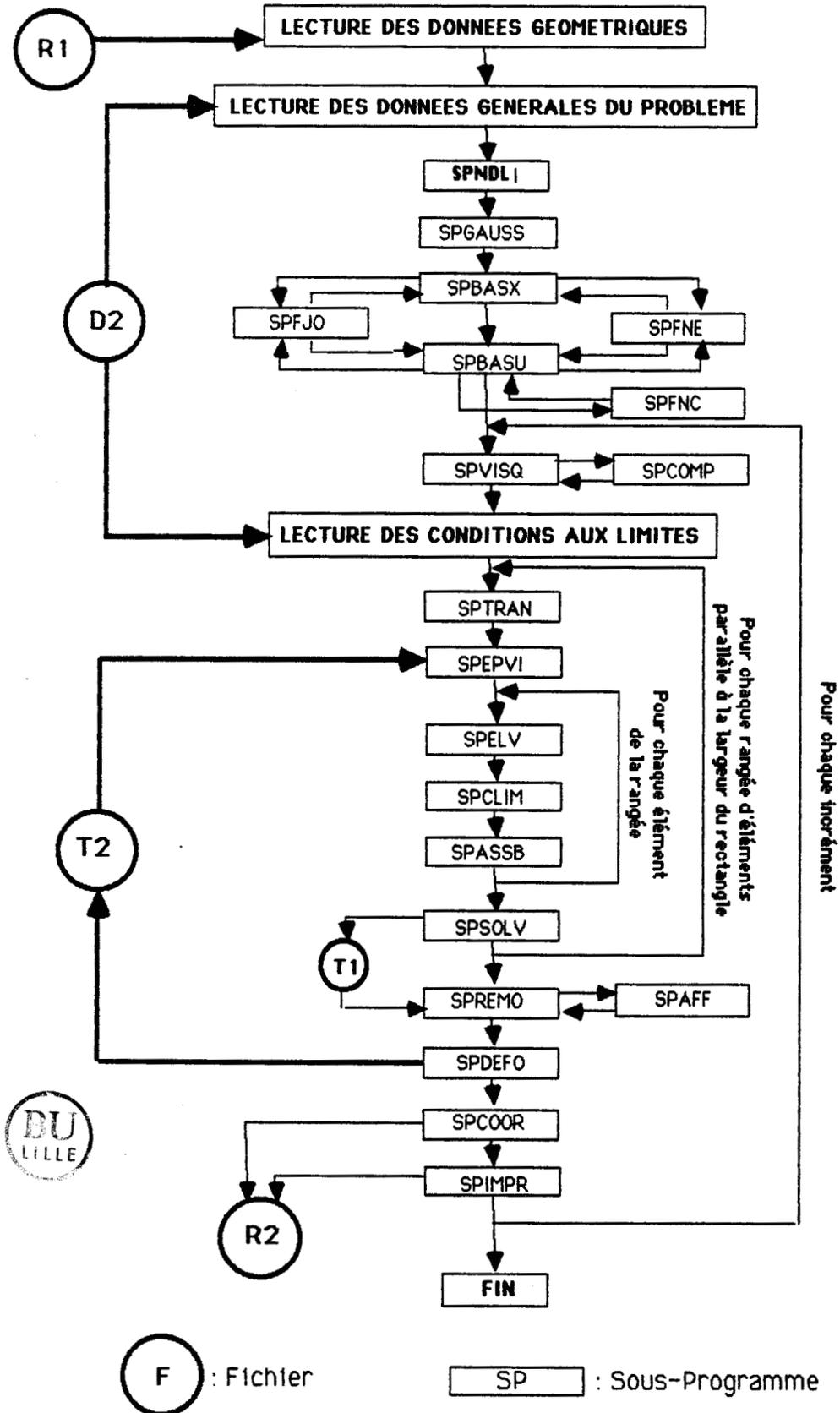
- 16 - **SPREMO** : effectue la résolution du système linéaire triangulé (remontée).

- 17 - **SPAFF** : effectue à chacun des noeuds du maillage la valeur de l'incrément de déplacement en ce noeud.

- 18 - **SPEDEFO** : calcule les valeurs moyennes des incréments de contrainte et de déformation sur chaque élément.

- 19 - **SPCOOR** : calcule les nouvelles coordonnées des noeuds du maillage et stocke ces coordonnées dans le fichier R2.

- 20 - **SPIMPR** : stocke les résultats relatifs à l'incrément traité (incréments de déplacement, de déformation et de contrainte) dans le fichier R2.



Organisation générale du Programme ELEVEL