

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
FACULTE DE SCIENCE DE L'INGENIEUR



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE

Présenté en vue de l'obtention du grade de MAGISTER

Option : Matériaux et Durabilité

THEME

**CARACTERISATION DES PANNEAUX EN BRIQUES
CREUX EN HUIT ET DEUZE TROUS, AVEC ET SANS
L'ENDUIT DE CIMENT.**

Par

DOUAISSIA ZINEB

Directeur De Thèse :	Grade	Etablissement
M ^r Habita Med Faouzi	Professeur	U.B.M.A

Devant Le Jury :		
Président : M ^r HADIDANE.Y	M.C	U.B.M.A

Examineurs : M ^r MERZOUD.M	M.C	U.B.M.A
M ^r DJEGHABA.K	M.C	U.B.M.A

Année universitaire : 2009-2010

AVANT-PROPOS

La réalisation de ce projet a été rendue possible grâce au soutien technique et financier de mon directeur de recherche, M^r Habita M^{ed} Faouzi, et l'importante aide de M^r Merzoud Mouloud qui ont su orienter mes efforts tout au long de ce projet de recherche.

Je tiens à remercier tous les gens du Service du laboratoire des matériaux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de cette étude et particulièrement M^{eme} Menadi, qui m'a souvent apporté de judicieux conseils et qui m'a guidé tout au long de la rédaction de cette mémoire, ainsi que toute l'équipe de techniciens (samah, saci) mes collègues en poste graduation Hocine, Ayachi, Djamel, Raouf qui m'ont aidé à réaliser mon programme expérimental. Sans oublier l'effort du maçon à la réalisation des murettes sujet de cette étude.

Enfin, je voudrais remercier M^{elle} Bdjou Souhila de CNERIB à Alger qui m'a aidé d'avoir tous les documents technique réglementaire actualisé concernant mon sujet.

Enfin, je ne pourrais terminer ces remerciements sans exprimer ma profonde reconnaissance à mes parents et mon mari qui m'ont inculqué des valeurs essentielles, qui ont su me fournir un environnement favorable à la réalisation de ce projet et qui m'ont toujours encouragé à le réaliser et à toujours aller plus loin.

ABSTRACT

The aim of this research work is to study the influence of masonry panels inserted into the meshes of a reinforced concrete frame structure subjected to seismic action, taking into account the structural provision and contribution of these panels in the resistance and the inertia of the building.

With this effect, we are conducting experimental tests on panels of hollow brick masonry of cooked earth tested under axial compression load to the breaking,

We measure during loading using gauges, the longitudinal and transverse strains at different locations considering two types of bricks very commercialized in the region of Annaba: It is about bricks of loam which comes from the deposit Treat, they are of types molded in 08 holes and in 12 holes firing after drying in a temperature of 900°C.

Two aspects of surface: panels which are tested bare; without a coating of cement and panels with an application of a coating on these two faces.

Two geometric forms: square panels with a slenderness ratio are equal to 1 and rectangular panels with a slenderness ratio are equal to 0.9.

The experimental results obtained were subject to comparison with empirical formulas and verified by another non-linear static analysis of gantry with fillings masonry.

The results of axial compression tests relate to the curves of stress - strain panels in three types of locations of gauges and mechanisms of destruction of the panels. The stress - strain curves gives the breaking stress of the panel and the elastic modulus of this one.

الملخص

الهدف الأساسي المنشود من هذا العمل التجريبي هو دراسة الخواص الميكانيكية للجدران المتكونة من الآجر الأحمر الأكثر استعمالاً في ميدان البناء وذلك تحت قوى الضغط المحوري.

وقد قمنا بتجارب على مجموعتين مختلفتين من الجدران, إحداها ذات سمك 10 سم أما الأخرى فسمكها هو 15 سم. يختلف سمك الجدران حسب اختلاف نوع الآجر المستعمل في بنائه, استعملنا لبناء المجموعة الأولى أجرا ذو ثمانية تجويفات, أما للثانية فاستعملنا أجرا ذو اثنا عشرة تجويفا, كلا النوعين هو منتج محلي لمصنع شركة الريم المتواجد ببلدية التريعات, ولاية عنابة.

كل مجموعة احتوت على جدران عادية وأخرى تم تلبس كل جهة منها بملاط من الأسمنت, وذلك لدراسة تأثير طبقة الملاط على سلوك الجدران وخاصة على التشوهات الطولية والعرضية التي استعملنا لتسجيلها مقياس خاص بذلك (les jauges de déformation) تم إلصاقهم بعدة مواضع من كل جدار.

ولدراسة تأثير أبعاد وأشكال الجدران على سلوكها, قمنا بانجاز عينتين للتجارب إحداها مربعة الشكل والأخرى مستطيلة.

النتائج المتوصل إليها هي المنحنيات البيانية لتشوهات الجدران تحت قوى الضغط المحوري, وقد تبين من خلال تحليلها أن الجدران مادة مركبة ومكوناتها الأساسية هي الآجر والملاط وكل من هاتين المادتين هي بدورها مادة غير متجانسة, مما يفسر السلوك العشوائي الذي يتميز به هذا النوع من الجدران.

إن للخواص الميكانيكية لكل من الآجر والملاط تأثير مباشر على خواص الجدران وخاصة طبيعة الالتحام بينهما, أما انهيار الجدران تحت الضغط المحوري في نهاية التجربة فهو مرتبط فقط بقدرة تحمل الآجر لقوى الشد الجانبية.

وللتحقق من مصداقية النتائج المتوصل إليها قمنا بمقرنتها بنتائج دراسات سبق وان توصل إليها عدد من الباحثين في هذا المجال, سواء كان ذلك بالطرق التجريبية أم النظرية.

RESUME

L'objectif du travail de recherche consiste en l'étude de l'influence des panneaux en maçonnerie insérés dans les mailles d'un portique en béton armé soumis à l'action sismique en tenant compte de l'apport structural de ces panneaux dans la résistance et l'inertie du construction.

A cet effet, on effectue des essais expérimentale sur des panneaux de maçonnerie en briques de terre cuite creuse testé sous chargement de compression axial jusqu'à la rupture, On mesure au cours de chargement à l'aide des jauges, les déformations longitudinales et transversales à différents endroits des panneaux considérant deux types de briques très commercialisées dans la région d'Annaba : Il s'agit de briques d'argile qui provient du gisement Treat , elles sont de types moulés à 08 trous et à 12 trous cuite après séchage à une température de 900°C.

Deux aspects de surface: des panneaux qui sont testés nu; sans un enduit de ciment et des panneaux avec une application d'un enduit sur ces deux faces. Deux formes géométriques : des panneaux carrés à un rapport d'élançement est égal à 1 et des panneaux rectangulaires avec un rapport d'élançement est égal à 0,9.

Les résultats expérimentaux obtenus ont été l'objet d'une comparaison ave des formules empiriques et vérification par une autre analyse statique non-linéaire des portiques ave des remplissages en maçonnerie.

Les principaux résultats des essais de compression axial seront les courbes de contrainte – déformation des panneaux en trois types d'emplacement des jauges ainsi que les mécanismes de ruine des panneaux. Les courbes contrainte – déformation donne la contrainte à la rupture du panneau et le module d'élasticité de celui ci.

Les caractéristiques des courbes contraintes-déformations des assemblages des briques dépendent des caractéristiques des matériaux les constituants, c'est-à-dire les briques et le mortier. Etant donné qu'on est en présence de deux matériaux hétérogènes, formant un assemblage automatiquement hétérogène, il y a également d'autres paramètres qui peuvent influencer ce comportement, tel que l'épaisseur des joints, la qualité de travail, le taux d'absorption et le coefficient de frottement entre les briques et le mortier.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	
TABLE DES MATIÈRES	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Revue de la littérature</i>	4
I.1. Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie	5
I.2. L'influence des maçonneries sur le comportement des portiques en béton armé	8
I.3. prescription générales relatives à la conception des maçonneries	11
I.3.1 Rappel des fonctions qu'un mur doit assurer	11
I.3.2 Conception des murs	11
I.4. Propriétés physiques et mécaniques des briques	15
I.4.1. Résistance moyenne de rupture à la compression	15
I.4.2. Module de déformation longitudinale	15
I.4.3. Résistance admissible de calcul en compression	16
I.4.4. Résistance admissible à la traction due à la flexion latérale	16
I.4.5. Facteurs influençant la résistance à la compression	17
I.4.5. Rupture des panneaux de maçonnerie en compression.	20
I.4.6. Méthode de détermination de la résistance à la compression	22
I.5 Caractéristique et fabrication des briques en terre cuite	28
I.5.1. Généralités	28
I.5.2. Matériaux de terre cuite	28
I.5.3. Caractéristiques et emplois	39
I.6 Catégories et caractéristiques des mortiers	42
I.6.1 Définition	42
I.6.2 Classification des différents types de mortier	42
I.6.3. Mortier de maçonnerie	43
I.6.4. Matériaux composant le mortier et propriétés du mortier dues à ces matériaux	44
I.6.5. Domaines d'application des différentes catégories de mortiers	45
I.6.6. Propriétés des mortiers	46
I.6.7. Facteurs influençant les propriétés des mortiers	47
<i>Chapitre II : Essais préliminaires sur des unités de briques</i>	48
II.1. Choix des unités de briques	49
II.2. Caractéristiques géométriques des unités de briques	50
II.3. Essais préliminaires sur des unités de briques	51
II.4. Conclusion relative aux essais préliminaires sur des unités de briques	62
<i>Chapitre III : Essais préliminaires sur mortier et leurs constituants</i>	63
III.1. Sélection des constituants d'un mortier	64
III.2. Sélection et dosage de mortier	69
III.3. Le mortier normal	70
III.4. Essais sur des mortiers	71
III.5. Résultats des essais sur des mortiers	75
III.6. Conclusion relative aux essais préliminaires sur mortier et leurs constituants	81
<i>Chapitre IV Essais sur les murets</i>	82
IV.1.1. Introduction	83
IV.1.2. Caractéristiques géométriques et Construction des panneaux en briques	83
IV.1.3. Instrumentation et procédure de l'essai	86
IV.1.4. Résistance à la compression des panneaux en briques	90

IV .1.4.1. Panneaux à cinq rangé de brique	90
IV.1.4.2. Panneaux à quatre rangé de brique	115
IV.1.4.3. Cycles chargement/déchargement sur panneaux à cinq rangé de brique	123
IV.1.5. Résultats de la résistance à la compression	140
IV.1.6. Module d'élasticité et coefficient de poisson des panneaux en briques	142
Chapitre V : Analyse et interprétation des résultats	148
V.1. Mortier	149
V.2. Briques	150
V.3. Murs en maçonnerie	151
V.3.1. Résistance à la compression	151
V.3.1.1. Discussion des résultats	152
V.3.1.2. Comparaison des résultats aux résultats expérimentaux déjà publiés	152
V.3.1.3. Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats théoriques	157
V.3.2. Module d'élasticité des murs	158
V.3.2.1. Discussion des résultats	158
a) Murs à cinq rangé de brique sous chargement monotone	158
b) Mur à quatre rangé de brique sous chargement monotone	159
c) murs sous chargement cyclique	160
V.3.2.2. Comparaison des résultats	160
V.3.2.3. Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression des murs	160
V.3.2.4. Comparaison des modules d'élasticité aux résultats déjà publiés	162
Chapitre VI : Conclusions et recommandations	163
VI.1 Conclusions	164
VI.2 Recommandations	165
Références	166

Liste des Figures

N°	Titre de Figure	Page
I.13	Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé.	9
I.14	Loi de comportement de la maçonnerie	10
I.15	Loi Force – déplacement pour la maçonnerie	10
I.16	Déformée sous chargement latéral d'un cadre avec remplissage en maçonnerie.	10
I.17	Bielle comprimée équivalente.	10
II.1	Application d'une charge localisée	11
II.2	Profils d'appareillages courants selon le D.T.R C2-45	13
II.3	Profils courants de joints de parements selon le D.T.R C2-45.	15
II.6	Résistance à la compression des prismes de maçonnerie en fonction de la résistance des mortiers (Grenley 1969).	17
II.7	Résistance à la compression des prismes de maçonnerie en fonction de la résistance des unités de maçonnerie (Grenley 1969).	17
II.8	Effet de l'orientation des joints sur la résistance à la compression des assemblages de briques (Hamid et Drysdale 1980).	18
II.9	Dimensions des murets en briques de terre cuite creuses, et en parpaings. F.B Houti (2004)	18
II.10	Influence de l'épaisseur des joints sur la résistance de la maçonnerie. F.B Houti (2004).	19
II.11	Influence de l'orientation des joints sur la résistance de la maçonnerie. F.B Houti (2004).	19
II.13	Courbes contraintes-déformations des prismes de briques d'argiles Merzoud.M (1987)	21
II.14	Courbes contraintes-déformations des prismes de briques de chaux et sable Merzoud.M (1987)	21
II.15	Courbes contraintes-déformations des prismes de briques de béton Merzoud.M (1987)	22
II.16	Valeur de μ en fonction des conditions de liaison des bords verticaux du mur et du rapport de la hauteur H à la longueur L du mur.	24
II.17	Prisme sous charge de compression ;(b) Etat de contraintes dans la brique et le mortier, d'après Atkinson et al (1985).	27
II.20	Fabrication des produits de terre cuite	30
II.21	Courbe de Bigot (retrait α u séchage en fonction des départs d'eau) : étude d'un cas particulier	35
II.22	Chambre de séchage	36
II.23	Séchoir-tunnel	36
II.24	Séchoir semi-rapide à b al ancelles	37
II.25	Principe de fonctionnement d'un four-tunnel	38
II.26	Coupe schématique d'un four-tunnel	38
II.27	Brique pleine et briques perforées	40
II.28	Bloc perforé	40
II.29	Briques creuses	41
II.30	Effet du rapport eau/ciment sur la résistance à l'adhérence et à la compression des mortiers (Isberner (1969)	47
II.31	Effet des cures sur la résistance à l'adhérence entre le mortier et les unités de maçonnerie (Isberner (1969).	47
III.19	Brique de terre cuite creux de 8 et 12 trous sans et avec l'enduit.	49
III.20	Principaux stades de fabrication des briques	49
III.21	Contrôle de la forme des briques	50
III.22	masse volumique apparente et absolue des briques.	53
III.23	Pesée des briques 8 trous avant séchage.	54
III.24	Pesée des briques 12 trous avant séchage	54
III.25	séchage des briques 8 et 12 trous jusqu'à Une masse constante. M_1 .	54
III.26	Immersion des briques 8 et 12 trous dans l'eau pendant 24 heures.	54
III.27	Pesée des briques 8 trous après immersion Dans l'eau. M_2 .	54

III.28	Pesée des briques 12 trous après immersion Dans l'eau. M ₂ .	54
III .29	La Capacité d'Absorption d'Eau Pondérale et par capillarité des briques 8 et 12 trous	56
III .30	Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion des Briques.	56
III.31	Les éprouvettes du brique 8 trous avec l'enduit de ciment.	56
III.32	Les éprouvettes du brique 12 trous avec l'enduit de ciment.	56
III.33	Mode de rupture des briques en 8 trous pour l'essai de flexion, Les demi-prismes de l'unité obtenus après rupture en flexion Seront rompus en compression.	57
III.34	Mode de rupture des briques en 12 trous pour l'essai de flexion, Les demi-prismes de l'unité obtenus après rupture en flexion Seront rompus en compression.	57
III.35	Sections creuses pour briques 8 trous sans enduit.	58
III.36	Sections creuses pour briques 12 trous sans enduit.	58
III.37	Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-1.	60
III.38	Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°8-1.	60
III.39	Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-2.	61
III.40	Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°8-2.	61
III.41	Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-3.	61
III.42	Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°8-3.	61
III.43	Compression d'une éprouvette de brique en 12 trous n°12-1.	61
III.44	Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°12-1.	61
III.45	Compression d'une éprouvette de brique en 12 trous n°12-3.	61
III.46	Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°12-3.	61
III.47	Résistance à flexion à la compression des unités de brique à 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.	62
III.1	Série de tamis pour l'analyse Granulométrique	64
III.2	Exemples de courbes granulaires des granulats	65
III.3	Essai d'équivalent de sable	67
III.4	Moule pour éprouvettes prismatiques (4x4x16).	69
III.5	Les éprouvettes prismatiques (4x4x16).	69
III.6	Composition granulométrique du sable de référence CEN	70
III.7	Malaxeur normalisé	70
III.8	Principe de fonctionnement du maniabilimètre B.	71
III.9	l'appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance	72
III.10	Mesure du temps de prise	72
III.11	machine d'essais de résistance à la flexion	74
III.12	Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion	74
III.13	rupture d'une éprouvette en flexion	74
III.14	Dispositif pour l'essai de résistance à la compression	75
III.15	La masse volumique apparente des différents types de mortier	76
III.16	Comparaison de l'évolution de la résistance à la traction en fonction de l'âge des mortiers.	80
III.17	Comparaison de l'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge des mortiers.	80
III.18	Comparaison des résistances à la flexion et à la compression des mortiers à l'âge de 28 jours	80
III.48	Unités de brique 8 et 12 trous choisie avec soin et émergé avant la réalisation des panneaux de maçonnerie.	83
III.49	Confection des éprouvettes prismatique lors de chaque gâché	83
III.50	Panneaux de briques sans l'enduit.	84
III.51	Panneaux de briques avec l'enduit de ciment.	84
III.52	Pose de briques	85
III.53	Mise en œuvre des briques	85
III.54	Epaisseur des joints	85

III.55	Jointoiment en montant	86
III.56	Cloison en briques et enduit	86
III.57	utilisation d'une plaque métallique et remplissage des trous dans les panneaux de briques.	87
III.58	Modèle de jauge	87
III.59	Montage du pont de Wheastone	88
III.60	Les mesures de déformations sont lues sur un pont de Wheastone	89
III.61	Mur 8 trous sans enduit n°1.	90
III.62	Emplacement des jauges pour l'essai n°1.	90
III.63	Rupture mur 8 trous de l'essai n°1.	91
III.64	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°1.	91
III.65	Mur 8 trous sans enduit n°2.	92
III.66	Emplacement des jauges pour l'essai n°2	92
III.67	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°2.	93
III.68	Emplacement des jauges pour l'essai n°3	94
III.69	Rupture mur 8 trous de l'essai n°3.	94
III.70	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°3.	95
III.71	Emplacement des jauges d'essai n°4	96
III.72	Mur 8 trous avec enduit pour l'essai n°4 face jauge.	96
III.73	Mur 8 trous avec enduit pour l'essai n°4 face arrière jauge.	96
III.74	Rupture mur de l'essai n°4 face jauge.	97
III.75	Rupture mur de l'essai n°4 face arrière jauge.	97
III.76	Rupture mur 8 trous de l'essai n°4.	97
III.77	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°4.	98
III.78	Emplacement des jauges pour l'essai n°5.	99
III.79	Préparation des murs pour les essais n°5 et 6.	99
III.80	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°5.	100
III.81	Emplacement des jauges pour l'essai n°6.	101
III.82	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°6	102
III.83	Emplacement des jauges pour l'essai n°7.	103
III.84	Rupture mur 8 trous de l'essai n°8.	103
III.85	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°7.	104
III.86	Emplacement des jauges pour l'essai n°8.	105
III.87	Rupture mur 8 trous de l'essai n°8.	105
III.88	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°8.	106
III.89	Emplacement des jauges pour l'essai n°9.	107
III.90	Rupture mur 8 trous de l'essai n°9.	107
III.91	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°9.	108
III.92	Emplacement des jauges pour l'essai n°13.	109
III.93	Rupture mur 8 trous de l'essai n°13.	109
III.94	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°13.	110
III.95	Emplacement des jauges pour l'essai n°14.	111
III.96	Rupture mur 8 trous de l'essai n°14.	111
III.97	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°14.	112
III.98	Emplacement des jauges pour l'essai n°15.	113
III.99	Rupture mur 8 trous de l'essai n°15.	113
III.100	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°15.	114
III.101	Emplacement des jauges pour l'essai n°10.	115
III.102	Procédure de l'essai n°10.	115
III.103	Mécanisme de rupture mur essai n°10.	115
III.104	Photo de mur essai n°10 après rupture.	115
III.105	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°10.	116

III.106	Emplacement des jauges pour l'essai n°11.	117
III.107	Rupture mur 12 trous de l'essai n°11.	117
III.108	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°11	118
III.109	Emplacement des jauges pour l'essai n°12	119
III.110	Schémas rupture mur de l'essai n°12.	119
III.111	Photo rupture mur de l'essai n°12.	120
III.112	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°12.	120
III.113	Emplacement des jauges d'essai n°16.	121
III.114	Photo emplacement des jauges d'essai n°16.	121
III.115	Schémas rupture mur de l'essai n°16.	121
III.116	Photo rupture mur de l'essai n°16.	121
III.117	Courbe contrainte-déformation de l'essai n°16.	122
III.118	jauges placées pour l'essai n°17	124
III.119	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.	125
III.120	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	125
III.121	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	125
III.122	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	125
III.123	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 5 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	126
III.124	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.	126
III.125	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.	126
III.126	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	126
III.127	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 3 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	126
III.128	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 4 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	126
III.129	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	127
III.130	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.	127
III.131	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.	127
III.132	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	165
III.133	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 3 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	165
III.134	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 4 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	127
III.135	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 5 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°17.	128
III.136	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.	128
III.137	Courbe (σ - ϵ) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°2 et n°17.	128
III.138	jauges placées pour l'essai n°18	129
III.139	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.	129
III.140	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	129
III.141	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	129
III.142	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	130
III.143	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 5 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	131
III.144	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.	131
III.145	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 6 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	131
III.146	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.	131
III.147	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.	131
III.148	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	131
III.149	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 3 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	132
III.150	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 4 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	132
III.151	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	132
III.152	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.	132
III.153	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 6 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	132
III.154	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.	132
III.155	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.	133
III.156	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 2 ^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.	133

III.157	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 3 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.	133
III.158	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 4 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.	133
III.159	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 5 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.	133
III.160	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.	133
III.161	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 6 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.	134
III.162	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.	134
III.163	Courbe (σ - ϵ) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°5 et n°18.	134
III.164	jauges placées pour l'essai n°19.	135
III.165	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°19.	136
III.166	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	136
III.167	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.168	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.169	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 5 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.170	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°19.	137
III.171	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 6 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.172	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°19.	137
III.173	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 1 ^{er} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.174	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 2 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	137
III.175	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 3 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	138
III.176	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 4 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	138
III.177	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	138
III.178	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°19.	138
III.179	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 6 ^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.	138
III.180	Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°19.	138
III.181	Courbe (σ - ϵ) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°6 et n°19	140
III.182	Comparaison des résistances à la compression entre les murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.	141
III.183	Comparaison des résistances à la compression des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $I = \text{longueur} / \text{hauteur}$.	141
III.184	Evolution de la résistance à la comparaison des panneaux rectangulaires de brique de 8 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier.	142
III.185	Evolution de la résistance à la comparaison des panneaux rectangulaires de brique de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier.	142
III.186	Evolution de la résistance à la comparaison des panneaux carrés et rectangulaire de brique de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier	143
III.187	Comparaison des modules d'élasticité des murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.	144
III.188	Comparaison des modules d'élasticité des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $I = \text{longueur} / \text{hauteur}$.	144
III.189	Comparaison des coefficients de poisson des murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment	144
III.190	Comparaison des coefficients de poisson des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $I = \text{longueur} / \text{hauteur}$	144
III.191	Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°2) et cyclique (Essai n°17) ; mesuré par la Jauge n°2.	145
III.192	Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°2) et cyclique (Essai n°17) ; mesuré par la Jauge n°3.	146
III.193	Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°5) et cyclique (Essai n°18) ; mesuré par la Jauge n°2.	146
III.194	Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°5) et cyclique (Essai n°18) ; mesuré par la Jauge n°3.	185
III.195	Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°6) et cyclique (Essai n°19) ; mesuré par la Jauge n°2.	147
IV.1	Comparaison des résistances à la compression des mortiers en ciment.	148

IV.2	Comparaison des résistances à la compression des briques.	149
IV.3	Evolution de la résistance à la compression des panneaux rectangulaires de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de l'âge de mortier.	151
IV.4	Evolution de la résistance à la compr--ession des panneaux rectangulaires de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de l'âge de mortier.	151
IV.5	Evolution de la résistance à la compres--sion des panneaux rectangulaires de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de l'âge de mortier.	151
IV.6	Evolution de la résistance à la compres--sion des panneaux rectangulaires de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de l'âge de mortier.	151
IV.7	Evolution de la résistance à la compression des panneaux carré de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de l'âge de mortier.	152
IV.8	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coefficient d'absorption Pondérale des briques.	153
IV.9	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.	153
IV.10	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coef d'absorption Pondérale des briques.	153
IV.11	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.	153
IV.12	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment, en fonction du Coef d'absorption Pondérale des briques.	154
IV.13	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques	154
IV.14	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment, en fonction du Coefficient d'absorption Pondérale des briques.	154
IV.15	Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.	154
IV.16	Evolution de la résistance à la compression des murs carrés de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coefficient d'absorption Pondérale des briques.	154
IV.17	Evolution de la résistance à la compression des murs carrés de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.	154
IV.18	Comparaison de nos résultats de résistances à la compression des murs sans l'enduit de ciment avec les résultats déjà publiés.	155
IV.19	Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.	157
IV.20	Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique de 8trous avec l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.	157
IV.21	Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.	157
IV.22	Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.	157
IV.23	Comparaison de nos résultats des modules d'élasticité aux résultats trouvés par Grine sur des murs en brique creux de 8 trous sans l'enduit de ciment	161

Liste des Tableaux

N°	Titre de Tableau	Page
I.2	Types de construction et limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement	6
I.4	Nombre maximal admissible recommandé d'étages au-dessus du sol et aire minimale des murs de contreventement pour les "bâtiments simples en maçonnerie"	7
II.1	Appareillage	12
II.2	Règles pratiques d'appareillage selon le D.T.R C2-45	14
II.3	Valeur du Coefficient α	15
II.4	Valeur du Coefficient K_c	16
II.5	Valeur du Coefficient K_f	17
II.6	Valeur de ϕ	23
II.7	Valeur de η	24
II.8	Valeur de m_{ld}	24
II.9	Valeur de Facteur de forme c	25
II.10	Valeur de Le facteur de forme d	26
II.11	comparaison de l'ancienne classification NBN B 14-001 et la nouvelle classification selon EC.6.	27
II.12	Valeur de k en fonction du type de maçonnerie	27
II.17	Appareils utilisés pour la préparation des pâtes de façonnage	33
II.20	Dosage et résistance des mortiers (ASTM C 270-84).	42
II.21	différentes catégories de mortiers (ACNOR A82.56)	44
II.22	catégorie de mortier pour maçonnerie exigée en murs portants	45
II.23	catégorie de mortier exigée pour les mortiers des enduits	46
II.24	catégorie de mortier exigée pour les mortiers de pose	46
II.25	catégorie de mortier exigée pour les chapes	46
III.11	Calcul de tolérance sur les dimensions intérieures des parois des briques	51
III.12	Calcul de tolérance sur les dimensions intérieures des Cloisons des briques	51
III.13	Masse volumique apparente des briques.	52
III.14	Masse volumique absolue des briques.	53
III.15	Capacité d'Absorption d'Eau Pondérale des briques 8 et 12 trous	55
III.16	Capacité d'Absorption d'Eau par capillarité des briques 8 et 12 trous	55
III.17	Mesures et observation obtenus sur les briques à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment pour l'essai de résistance à la flexion.	57
III.18	Mesures et observation obtenus sur les briques à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment pour l'essai de résistance à la flexion.	57
III.19	Résistance à la flexion des unités de brique à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment.	59
III.20	Résistance à la flexion des unités de brique à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment	59
III.21	Résistance à la compression des demi unités de brique à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment	60
III.22	Résistance à la compression des demi unités de brique à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment	60
III.23	Résistance à la compression des unités de brique à 8 et 12 trous sans l'enduit de ciment.	62
III.1	Séries de tamis employés pour l'analyse granulométrique du sable EN 933-2 (mai 1996).	65
III.2	Séries de tamis employés pour la détermination du module de finesse du sable.	65
III.3	Mesure de la masse volumique absolue du sable.	68
III.4	Mesure de la masse volumique apparente du sable.	68
III.5	Caractéristiques du Ciment utilisé.	69
III.6	masse volumique apparente sèche du type de mortier	70
III.7	Résultats des essais de traction en flexion pour différent type de mortier	71
III.8	Résultats des essais de compression obtenus pour différent type de mortier.	73

III.9	tableau comparatif des valeurs de Résistance à la Traction et à la Compression en MPa pour les des différents types de mortier.	74
III.10	Calcul de tolérance sur les dimensions extérieures des briques	78
III.24	Dimensions des panneaux à cinq rangé de brique utilisés pour les essais de compression.	80
III.25	Dimensions des panneaux à quatre rangé de brique utilisés pour les essais de compression.	80
III.26	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°1.	80
III.27	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°2.	81
III.28	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°3.	83
III.29	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°4.	86
III.30	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°5.	88
III.31	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°6.	80
III.32	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°7.	92
III.33	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°8.	94
III.34	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°9.	96
III.35	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°13.	98
III.36	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°14.	100
III.37	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°15.	102
III.38	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°10.	104
III.39	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°11.	106
III.40	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°12.	107
III.41	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°16.	100
III.42	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour les cycles 1,2 et 3 de L'essai n°17.	112
III.43	mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour les cycles 4 et 5 de L'essai n°17.	113
III.44	mesures des déformations des jauges sous chargement cyclique pour l'essai n°18.	118
III.45	mesures des déformations des jauges sous chargement cyclique pour l'essai n°19.	124
III.46	Résistance à la compression des panneaux à cinq rangé de brique.	128
III.47	Résistance à la compression des panneaux à quatre rangé de brique.	128
III.48	Modules d'élasticité et coefficients de poisson des panneaux à cinq rangé de brique sous chargement monotone.	131
III.49	Modules d'élasticité coefficients de poisson des panneaux à quatre rangé de brique sous chargement monotone.	131
III.50	Module d'élasticité des panneaux à cinq rangé de brique de 8 trous sans et avec enduit de ciment sous des cycles chargement- déchargement.	133
IV.1	Comparaison de Rt et Rcomp des mortiers aux résultats déjà publiés.	138
IV.2	Comparaison des résistances à la traction et ou compression des briques aux résultats déjà publiés.	148
IV.3	Coefficient d'efficacité des murs en fonction de la résistance à la compression des briques.	152
IV.4	Comparaison de Coefficient d'absorption Pondérale des briques aux résultats déjà publiés.	154
IV.5	Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB (MPa).	156
IV.6	Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité des panneaux à cinq rangé de brique sous chargement monotone.	161
IV.7	Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité des panneaux à quatre rangé de brique sous chargement monotone.	161

Introduction générale

Introduction générale

1.1 Introduction :

La maçonnerie est considérée comme la technique de construction la plus répandue. En effet, comme elle n'utilise pour l'essentiel que des petits éléments hourdés au mortier, elle ne nécessite pas, par suite, de moyen de manutention important sur le chantier ; elle est donc applicable par toutes les entreprises et, en particulier, par l'artisan maçon qui réalise d'ailleurs la plupart des petites constructions en secteur diffus.

La maçonnerie associée au béton armé pour la réalisation des planchers est en France, de ce fait, la technique la plus utilisée pour la construction de murs dans les bâtiments à usage d'habitation, mais aussi de plus en plus pour les bâtiments tertiaires et les bâtiments à usages industriel, commercial ou agricole.

Un moment supplantée par la technique de béton banché dans les années d'après-guerre, période de construction à grande cadence de grands ensembles, la maçonnerie est désormais utilisée à nouveau de façon significative pour la réalisation de murs porteurs de petits collectifs. Dans le cas de la maison individuelle au contraire, compte tenu des épaisseurs de parois requises pour satisfaire d'autres exigences que la seule capacité portante, les murs ne peuvent être considérés que faiblement porteurs eu égard aux faibles sollicitations qu'ils ont à supporter.

Rappelons en effet qu'un mur, surtout s'il s'agit d'un mur extérieur, doit en fonction du rôle qu'il assume dans la construction satisfaire à des exigences nombreuses et variées :

- résistance mécanique aux diverses sollicitations qu'il subit dans son plan, principalement verticalement, mais aussi horizontalement (contreventement de la construction) et perpendiculairement à son plan (action du vent, poussée des terres, chocs) ;
- résistance à la pénétration de la pluie ;
- contribution à l'isolation thermique et à l'isolation acoustique des locaux qu'il délimite.

1.2 Objectifs de la recherche:

Le but principal de cette recherche est l'étude expérimentale du comportement des murets en maçonnerie de brique creuse soumises aux actions verticales de compression, ainsi que l'influence de type de mortier, de brique sur leur résistance en compression.

Les principaux objectifs de cette recherche sont énumérés ci-après :

1.3 Caractérisation des briques creuses de 8 et 12 trous :

Dans cette partie, nous sommes intéressés à la résistance de compression axiale ; de traction par flexion des briques creuses de huit et douze trous de la région d'Annaba, en étudiant l'effet de la fabrication des briques, l'existence d'une couche de l'enduit en ciment.

1.4 Etude des différents types de mortiers:

Lors de la construction des panneaux une confection des éprouvettes prismatique (4x4x16) de mortier (M1), a lieu pour chaque gâché afin de déterminer les caractéristiques des mortiers utilisés.

Dans cette partie, nous avons étudié les caractéristiques de ce mortier réel (M1), nous allons les comparer par la suite avec trois autres types de mortier confectionnés au laboratoire, qui sont : Un mortier (M2) de même dosage volumétrique ($S=2C$) , Un mortier (M3) de dosage massique ($S=2C$) et le mortier normal (M4) ($S=3C$) .

1.5 Le comportement des murs en briques creuses sous des charges de compression axiale :

Dans cette partie, nous avons étudié l'effet de l'enduit en ciment, l'effet de l'éclatement des panneaux. A cet effet, plusieurs séries des murs de briques ont été testés, pour cerner le maximum de cas possibles et tirer des conclusions pertinentes sur plusieurs cas possibles, et en comparant nos résultats avec des résultats similaires.

Dans le but de compléter notre étude, nous avons comparé les résultats trouvés avec des résultats réalisés par des auteurs auparavant, et avec des matériaux similaires.

1.6 Organisation du travail :

Le Chapitre 1 a été consacré à l'étude bibliographique

Dans le chapitre 2, nous avons effectué des essais préliminaires sur les briques.

Dans le chapitre 3, nous avons effectué des essais préliminaires sur les mortiers.

Le chapitre 4, a été consacré au comportement des murs de briques sous compression axiale.

Le Chapitre 5 a été consacré aux conclusions générales et aux recommandations pour des futures recherches.

Chapitre I :

Revue de la littérature

Les structures en maçonnerie sont composées, dans chaque direction principale, de trumeaux entre lesquels l'effort tranchant total se distribue. La rigidité des éléments est estimée dans l'hypothèse de panneaux fissurés.

Les panneaux de maçonnerie doivent être liaisonnés entre eux et avec les planchers. Leurs dimensions (épaisseur, rapport épaisseur/hauteur) sont limitées inférieurement en fonction de leur type. Ces types sont au nombre de trois, correspondant à une ductilité de plus en plus élevée :

- les maçonneries non armées, limitées aux zones à faible sismicité : des armatures doivent être disposées verticalement au maximum tous les 4 m et au droit de tous les planchers ;
- les maçonneries chaînées : les panneaux, de dimensions limitées, sont bordés par des chaînages constitués de poutres et poteaux en béton armé ancrés dans la structure principale ;
- les maçonneries armées régulièrement par des armatures placées horizontalement dans les lits de mortier et verticalement dans des réservations placées à cet effet dans les unités.

En complément sont données des règles simplifiées pour les petits bâtiments en maçonnerie, sans qu'il soit besoin de procéder à des calculs. Le nombre d'étages autorisé pour l'utilisation de telles règles simplifiées dépend de l'accélération du sol agS.

I.1 Règles particulières aux bâtiments en maçonnerie [4]

I.1.1 Domaine d'application

La présente règle s'applique au dimensionnement des bâtiments en maçonnerie non armée, en maçonnerie chaînée et en maçonnerie armée, situés dans des zones sismiques. Pour le dimensionnement des bâtiments en maçonnerie, l'EN 1996 s'applique. Les règles qui suivent viennent en complément de celles de l'EN 1996.

I.1.2 Matériaux et jointoiements

I.1.2.1 Types de blocs de maçonnerie

Il convient que les blocs de maçonnerie présentent une robustesse suffisante pour éviter les ruptures fragiles.

I.1.2.2 Résistance minimale des blocs de maçonnerie

Excepté dans les zones de faible sismicité, il convient que la résistance normalisée à la compression des blocs de maçonnerie, évaluée conformément à l'EN 772-1, ne soit pas inférieure aux valeurs minimales suivantes :

- perpendiculairement à la face de pose $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$
- parallèlement à la face de pose dans le plan du mur $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$.

I.1.2.3 Mortier

Une résistance minimale, $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$, est requise pour le mortier, qui dépasse généralement la résistance minimale spécifiée dans l'EN 1996.

I.1.2.4 Jointoiement de la maçonnerie

Il existe trois classes de joints pour les blocs de maçonnerie :

- a) les joints entièrement remplis de mortier,
- b) les joints non remplis,
- c) les joints non remplis avec dispositif d'emboîtement mécanique entre blocs de maçonnerie.

I.1.3 Types de construction et coefficients de comportement

En fonction du type de maçonnerie utilisé pour les éléments résistant aux séismes, il convient de classer les bâtiments en maçonnerie dans un des types de construction suivants :

- a) constructions en maçonnerie non armée,
- b) constructions en maçonnerie chaînée,
- c) constructions en maçonnerie armée.

En raison de sa faible résistance à la traction et de sa faible ductilité, la maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'EN 1996 uniquement est considérée comme offrant une capacité de dissipation limitée (DCL) et il convient d'en limiter l'utilisation, sous réserve que l'épaisseur effective des murs, t_{ef} , ne soit pas inférieure à une valeur minimale, $t_{ef,min}$

Une maçonnerie non armée conforme aux dispositions de l'Eurocode 8 ne peut pas être utilisée si la valeur de a_g dépasse une certaine limite $a_{g,urm}$.

Pour les types a) à c), les fourchettes de valeurs admissibles de la limite supérieure du coefficient de comportement q sont indiquées dans le Tableau 9.1.

Tableau 1.2 : Types de construction et limite supérieure de la valeur du coefficient de comportement

Type de construction	Coefficient de comportement q
Maçonnerie non armée conforme uniquement à l'EN 1996 (recommandée uniquement dans les cas de faible sismicité)	1,5
Maçonnerie non armée conforme à l'EN 1998-1	1,5 – 2,5
Maçonnerie chaînée	2,0 – 3,0
Maçonnerie armée	2,5 – 3,0

Si le bâtiment n'est pas régulier en élévation, il convient de réduire de 20% les valeurs de q données dans le Tableau 1.2, sans qu'il soit nécessaire de les prendre inférieures à $q = 1,5$

I.1.5.2 Exigences complémentaires pour la maçonnerie non armée conforme à l'EN 1998-1

Il convient de placer des poutres horizontales en béton ou des chaînages en acier dans le plan du mur au niveau de chaque plancher et dans tous les cas avec un espacement qui ne dépasse pas 4 m. Il y a lieu que ces poutres ou chaînages forment des éléments de liaison continus, physiquement reliés les uns aux autres. Il convient que les armatures longitudinales des poutres horizontales en béton aient une section totale minimale de 200 mm².

I.1.5.3 Exigences complémentaires pour la maçonnerie chaînée

Les chaînages horizontaux et verticaux doivent être liés entre eux et ancrés aux éléments du système structural principal. Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie. Les dimensions de la section transversale des chaînages horizontaux et verticaux ne doivent pas être inférieures à 150 mm. Dans les murs à double paroi, il convient que l'épaisseur des chaînages assure la liaison des deux parois et leur confinement effectif.

Il convient de placer les chaînages verticaux :

- aux bords libres de chaque élément de mur de la structure, – de chaque côté des ouvertures pratiquées dans les murs, dont la surface est supérieure à 1,5 m²,
- si nécessaire à l'intérieur du mur pour que l'espacement entre les chaînages ne dépasse pas 5 m,
- à chaque intersection entre les murs de structure, lorsque les chaînages imposés par les règles ci-dessus sont distants de plus 1,5 m.

Les chaînages horizontaux doivent être placés dans le plan du mur, au niveau de chaque plancher, et en aucun cas avec un espacement vertical supérieur à 4 m. La section transversale des armatures longitudinales des chaînages ne doit pas être inférieure à 300 mm² ni représenter moins de 1 % de la section transversale du chaînage. Il convient de prévoir des étriers de 5 mm de diamètre au minimum et espacés de 150 mm au maximum, autour des armatures longitudinales. Il convient que l'acier de béton armé appartienne aux classes B ou C conformément à l'EN 1992-1-1:2004, Les recouvrements des armatures ne peuvent pas être inférieurs à 60 diamètres de barre en longueur.

I.1.5.4 Exigences complémentaires pour la maçonnerie armée

- Il convient de placer des armatures horizontales dans les joints horizontaux ou dans des gorges créées à cet effet dans les blocs, l'espacement vertical ne dépassant pas 600 mm.
 - Il convient que les blocs de maçonnerie avec des évidements permettent de loger les armatures nécessaires des linteaux et des allèges.
 - Il y a lieu d'utiliser des armatures en acier d'un diamètre au moins égal à 4 mm pour encadrer les barres verticales aux extrémités du mur.
 - Il convient que le pourcentage minimal d'armatures horizontales dans les murs, rapporté à la section brute, ne soit pas inférieur à 0,05 %.
 - On doit éviter de disposer des pourcentages trop élevés d'armatures horizontales, qui peuvent conduire à la rupture par compression des blocs avant plastification de l'acier.
 - Il convient que le pourcentage minimal d'armatures verticales dans les murs, rapporté à la section brute horizontale du mur, ne soit pas inférieur à 0,08 %.
 - Il convient de placer les armatures verticales dans des empêchements, des évidements ou des trous prévus à cet effet dans les éléments.
 - Il convient de disposer des armatures verticales avec une section transversale au moins égale à 200 mm² :
 - aux deux bords libres de chaque élément de mur ;
 - à chaque intersection de mur ;
 - à l'intérieur du mur, de manière à ne pas dépasser un espacement de 5 m entre les armatures.
- Les allèges et les linteaux doivent être régulièrement reliés à la maçonnerie des murs adjacents par des armatures horizontales.

I.1.7 Règles pour les "bâtiments simples en maçonnerie"

5.7.1 Généralités

Les bâtiments appartenant aux catégories d'importance I ou II et respectant les dispositions de 5.2, 5.5 et 5.7.2 peuvent être classés comme des "bâtiments simples en maçonnerie". Pour ce type de bâtiment, une vérification de la sécurité selon 5.6 n'est pas obligatoire.

I.1.7.2 Règles

Selon le produit de $a_g \cdot S$ du site et le type de construction, il convient de limiter le nombre n d'étages admissible au dessus du sol et il convient de mettre en place des murs de contreventement dans deux directions orthogonales, avec une aire de section transversale totale minimale, A_{\min} , dans chaque direction. L'aire de la section transversale minimale est exprimée comme un pourcentage minimal, $p_{A,\min}$, de la surface totale par étage.

Tableau 1.4 : Nombre maximal admissible recommandé d'étages au-dessus du sol et aire minimale des murs de contreventement pour les "bâtiments simples en maçonnerie"

Accélération sur site $a_g \cdot S$		$\leq 0,07k g$	$\leq 0,10k g$	$\leq 0,15k g$	$\leq 0,20k g$
Type de construction	Nombre d'étages (n)**	Somme minimale de sections transversales de murs de contreventement horizontaux dans chaque direction, en pourcentage de la surface totale par étage ($p_{A,\min}$)			
Maçonnerie non armée	1	2,0 %	2,0 %	3,5 %	n/a
	2	2,0 %	2,5 %	5,0 %	n/a
	3	3,0 %	5,0 %	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Maçonnerie chaînée	2	2,0 %	2,5 %	3,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	3,0 %	4,0 %	n/a
	4	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a
Maçonnerie armée	2	2,0 %	2,0 %	2,0 %	3,5 %
	3	2,0 %	2,0 %	3,0 %	5,0 %
	4	3,0 %	4,0 %	5,0 %	n/a
	5	4,0 %	5,0 %	n/a	n/a

* n/a signifie "non acceptable"

** L'espace du toit (comble) au-dessus des étages complets n'est pas pris en compte dans le nombre d'étages.

Il convient que la configuration en plan du bâtiment respecte les conditions suivantes :

a) il convient que la forme en plan soit approximativement régulière ; b) il convient que le rapport entre les longueurs du petit et du grand côté en plan ne soit pas inférieur à une valeur minimale, $\lambda_{\min}=25$.

c) il convient que les parties en saillie ou en retrait, par rapport à la forme rectangulaire, n'aient pas une dimension supérieure à un pourcentage $p_{\max}=15\%$ de la surface totale au-dessus du niveau considéré. Il convient que les murs de contreventement du bâtiment respectent toutes les conditions suivantes :

- a) il convient que le bâtiment soit raidi par des murs de contreventement disposés suivant deux directions orthogonales de manière presque symétrique au plan ;
- b) il convient que, au minimum, deux murs parallèles soient placés suivant chacune des deux directions horizontales orthogonales, la longueur de chaque mur étant supérieure à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée ;
- c) il convient que, dans une direction donnée, la distance entre les murs soit supérieure à 75 % de la longueur du bâtiment dans l'autre direction ;
- d) il convient qu'au moins 75 % des charges verticales soient portées par les murs de contreventement ;
- e) il convient que les murs de contreventement soient continus depuis le sommet jusqu'à la base du bâtiment.

Dans les zones de faible sismicité la longueur de mur exigée peut être constituée par la longueur cumulée des murs de contreventement selon un axe, entre ouvertures. Dans ce cas, il convient qu'au moins un mur de contreventement dans chaque direction ait une longueur l supérieure ou égale à celle correspondant à deux fois la valeur minimale de l/h .

Il convient que, dans chaque direction principale horizontale, les différences de masses et de sections horizontales des murs de contreventement entre deux étages successifs soient limitées à des valeurs maximales $\Delta_{m,\max}=20\%$ et $\Delta_{A,\max}=20\%$ respectivement.

Pour les bâtiments en maçonnerie non armée, il convient que les murs situés dans une direction soient liaisonnés avec les murs disposés suivant la direction perpendiculaire, avec un espacement maximal de 7 m.

1.2.1. Comportement dynamique des portiques en Béton Armé avec Remplissage en Maçonnerie durant un évènement sismique

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

plastiques se forment en pied et en tête des poteaux, les déformations plastiques conduisent à un mécanisme plastique d'étage souvent fatal pour la structure .

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

La figure 1.13 montre la courbe typique idéalisée utilisée pour définir les critères d'acceptation et les paramètres des rotules plastiques. La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. La pente entre les points B et C est en générale un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB).

Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 et 10% ; dans notre cas, il est pris égal à 5%. Le point C a une ordonnée qui représente la résistance de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD). Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c. Pour des déformations dépassant le point E, la résistance de l'élément est considérée nulle. La figure montre également les déformations a et b en relation avec la courbe idéalisée qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance, désignés par les paramètres IO, LS et CP qui sont définis ci-après.

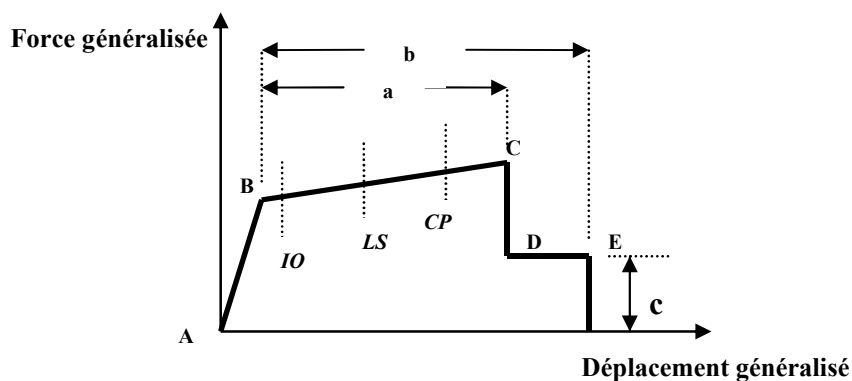


Figure 1.13 - Loi Force-déplacement idéalisée pour les poutres et poteaux en béton armé.

Dans les analyses, trois points présentant trois niveaux de dommages (ou niveaux de performance) sont définis sur la courbe Force-déplacement de la figure 1.13 :

- Niveau IO = *Immediate Occupancy* (Occupation immédiate).
- Niveau LS = *Life Safety* (Sécurité de vie).
- Niveau CP = *Collapse Prevention* (Prévention de ruine).

Au niveau *Immediate Occupancy*, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et sa résistance.

Au niveau *Life Safety*, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau *Collapse Prevention*, la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

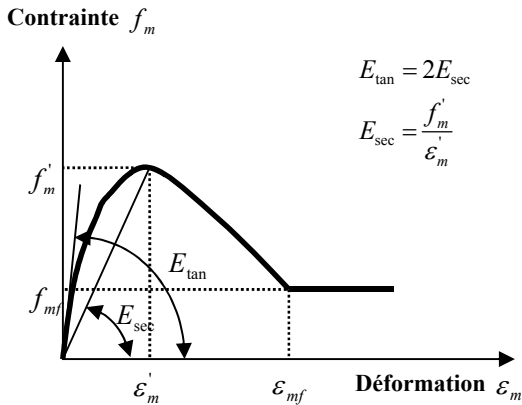


Figure 1.14 - Loi de comportement de la maçonnerie

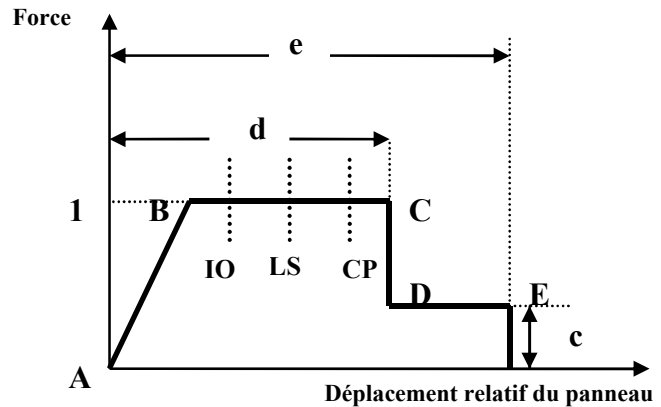


Figure 1.15 - Loi Force – déplacement pour la maçonnerie

Les prédictions de la résistance d'un cadre rempli de maçonnerie sont assez complexes. La résistance du cadre rempli n'est pas simplement la somme des propriétés du remplissage et celle du cadre. Stafford-Smith, Mainstone, Klingner et Bertero ont développé des modèles afin de comprendre et prévoir le comportement dans le plan des cadres remplis de maçonnerie. Leurs tests expérimentaux sur les cadres remplis de maçonnerie soumis à des charges latérales ont abouti à des déformations similaires à celles montrées à la figure 1.16.

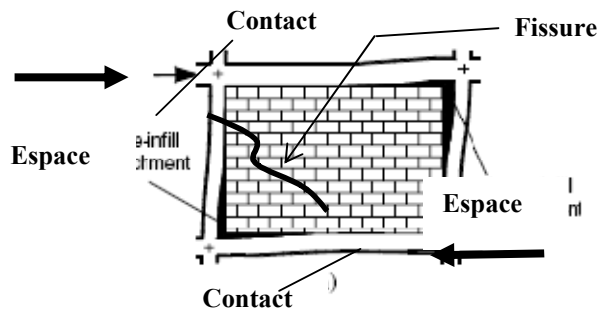


Figure 1.16 - Déformée sous chargement latéral d'un cadre avec remplissage en maçonnerie.

Pendant les tests, des fissures diagonales se développent au centre du panneau de remplissage, et des espacements se forment entre le cadre et le panneau le long de la diagonale non chargée, alors qu'un contact complet est observé dans les deux coins de la diagonale chargée (figure 1.16). Ce comportement, initialement observé par Polyakov, a conduit à une simplification de l'analyse du cadre rempli en remplaçant le remplissage en maçonnerie par une bielle comprimée équivalente en maçonnerie (figure 1.17).

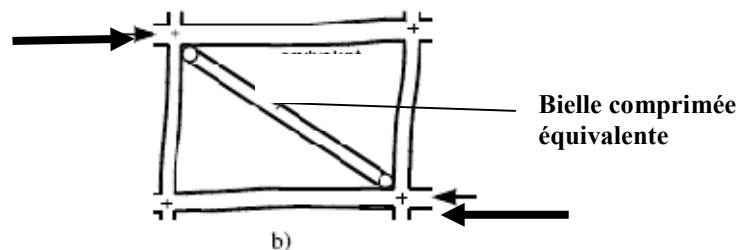


Figure 1.17 - Bielle comprimée équivalente.

I.3. prescription générales relatives à la conception des maçonneries

I.3.1 Rappel des efforts sollicitant les parois de maçonnerie [6]

I.3.1.1 Les efforts pris en compte par le D.T.R C2-45 sont les forces verticales (charges permanentes et surcharges) et les forces horizontales (actions du vent et du séisme).

I.3.1.2 Les efforts dus aux charges verticales, sur une paroi donnée, à un niveau donné, sont évalués en admettant la discontinuité des divers éléments de plancher au droit des murs, et une descente de charge selon les lignes de rupture.

I.3.1.3 Les efforts dus aux charges horizontales (vent) sont évalués conformément au règlement en vigueur.

I.3.1.4 Les contraintes dues aux charges verticales sont supposées uniformément réparties en partie courante de la paroi (en général à mi-hauteur).

I.3.1.5 Aux points singuliers (les points situés immédiatement au droit des sections horizontales des trumeaux, appuis de linteaux, appuis de poutres, appuis de plancher), la répartition des contraintes n'est pas uniforme. Il faut tenir compte de l'excentrement des charges.

I.3.1.6 Pour les forces ponctuelles verticales (appui d'une poutre par exemple), il est admis qu'elles se répartissent uniformément à l'intérieur de la zone délimitée par deux droites partant du point d'application de la charge et inclinées de 30° sur la verticale.

Au niveau du point d'application de la charge localisée, la contrainte admissible est majorée de 25%, sans pour autant que la contrainte admissible soit dépassée au dessous du niveau délimité par $0.4H$ à partir du point d'application de la charge (H étant la hauteur du mur).

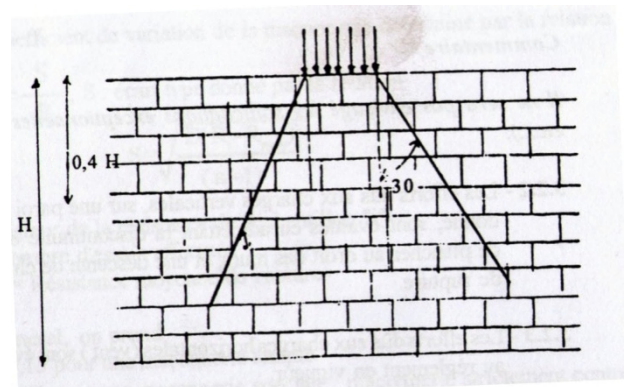
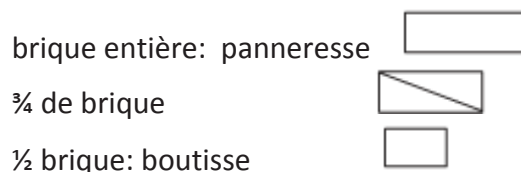


Figure II.1. Application d'une charge localisée

I.3.2 Conception des murs

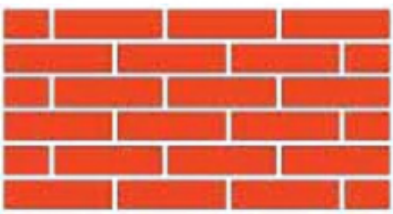
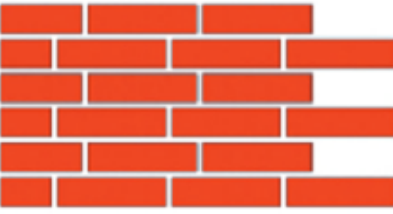
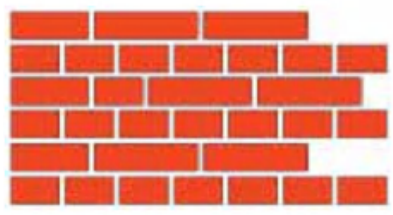
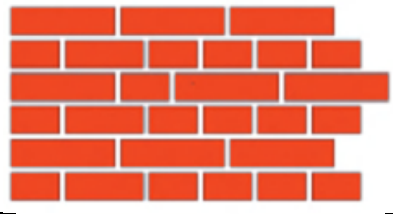
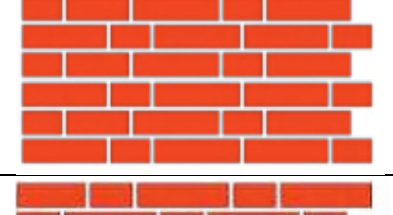
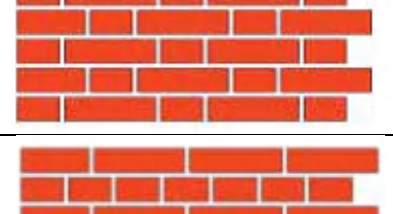
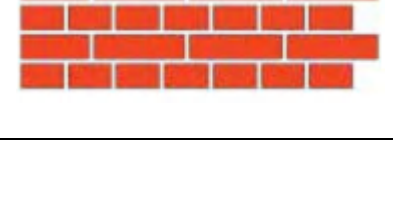
I.3.2.1 Appareillage

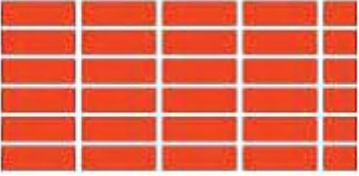

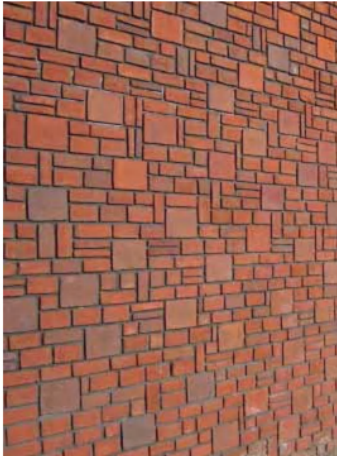
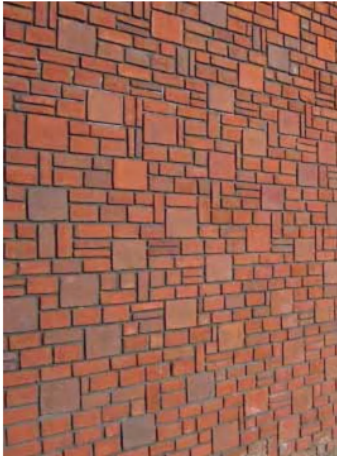
Mélanger des briques de couleurs et formats différents crée de vastes possibilités de combinaisons pour le travail de conception des architectes. Il s'agit cependant de respecter quelques règles de base. Il existe d'innombrables possibilités d'appareillages (Voir tableau II.1), créés généralement au moyen de trois éléments:



L'appareillage doit répondre aux conditions suivantes [8] :

- Les joints verticaux de deux rangées de briques successives sont décalés d'au moins $h/4$ (h = hauteur du tas) les unes par rapport aux autres avec un minimum de 4 cm. Si l'on déroge à cette règle, il faut étudier la stabilité de l'ensemble.
- On ne peut jamais utiliser les morceaux de briques dont la hauteur, la longueur ou la largeur dépasse (ceci s'applique essentiellement pour aux ouvertures de baies).

Tableau II.1. Appareillage		
1		Appareillage de panneresses ou appareillage en demi-brique ou appareillage grec Les joints verticaux sont décalés de la demi-longueur de la brique.
2		Appareillage en $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de brique Les joints verticaux sont décalés de $\frac{1}{4}$ ou $\frac{3}{4}$ de la longueur de la brique.
Appareillage en croix La maçonnerie se compose d'une succession d'assises de boutisses et de panneresse		
3		Type travaux publics Les assises de panneresses commencent par $\frac{3}{4}$ de brique. Tous les quatre tas, on place une boutisse à côté de la $\frac{3}{4}$ de brique. Ceci permet de décaler les panneresses d'une demi-brique.
4		Type bâtiments privés On place une $\frac{3}{4}$ de brique dans les assises de boutisses, à côté de la première brique. Tous les quatre tas, on place une boutisse dans l'assise de panneresses.
5		Appareillage en chaîne Toutes les assises se composent d'une succession d'une boutisse et de deux panneresse.
6		Appareillage flamand Toutes les assises se composent d'une succession d'une boutisse et d'une panneresse.
7		Appareillage debout L'appareillage consiste en une succession d'assises de panneresses et d'assises de boutisses. Les assises de panneresses comportent une $\frac{3}{4}$ de brique.

<p>8</p>		<p>Appareillage en pose carrelage</p> <p>Les panneresses se superposent avec une continuité des joints verticaux. Puisqu'on déroge à l'une des règles de base, il est nécessaire d'armer la maçonnerie.</p> 
<p>9</p>		<p>Appareillage sauvage</p> <p>La maçonnerie se compose d'une succession libre de boutisses, panneresses et de $\frac{3}{4}$ de briques. Les joints de rangées successives de briques doivent alterner et ne peuvent former de schéma régulier ou de diagonale.</p>
<p>10</p>		<p>Appareillage polymétrique</p> <p>Différents formats sont mis en œuvre de façon irrégulière (voir photo).</p>

Selon le D.T.R C2-45 tous les appareillages utilisés ou en usage sont possibles à condition qu'ils soient conformes à la géométrie des éléments de maçonneries et assurent la stabilité des murs (voir Figure II.2 et tableau II.2).

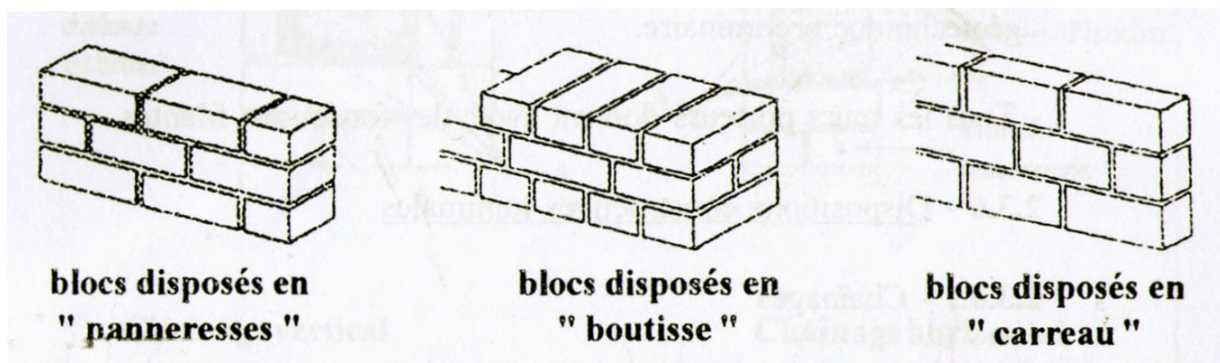


Figure II.2.Profils d'appareillages courants selon le D.T.R C2-45

Le tableau ci-après précise les règles à respecter en fonction de la hauteur de la nature du matériau

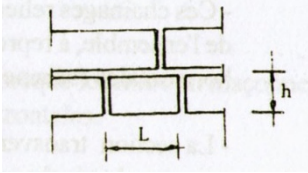
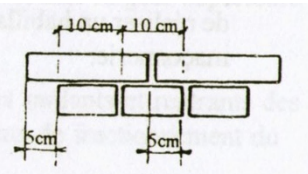
Type de maçonnerie	Epaisseur Des joints	Recouvrement	Schéma
Maçonnerie De bloc de Grande taille	0.30 à 1cm	> 15 cm Maçonnerie non porteuse > 0.75 h Maçonnerie Porteuse	H : désigne la hauteur du bloc L : désigne la longueur du bloc 
Maçonnerie D'éléments manufacturés De petite taille	1 à 2 cm	≥5 cm Liaison Minimale	

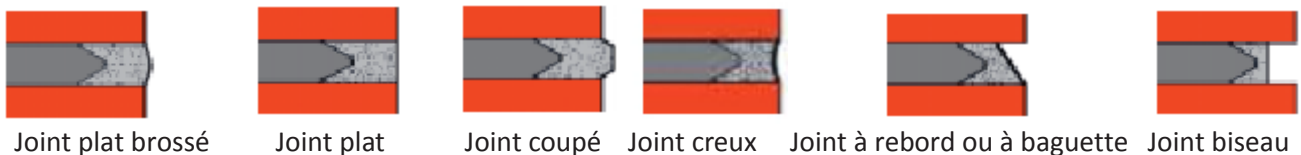
Tableau II.2.Règles pratiques d'appareillage selon le D.T.R C2-45

I.3.2.2 Joint [8]

Une maçonnerie de briques avec des joints de 12 mm donne lieu à une surface de mur composée à 75,2% de briques et à 24,8% de joints. Le joint est donc un élément important dans l'aspect de la maçonnerie.

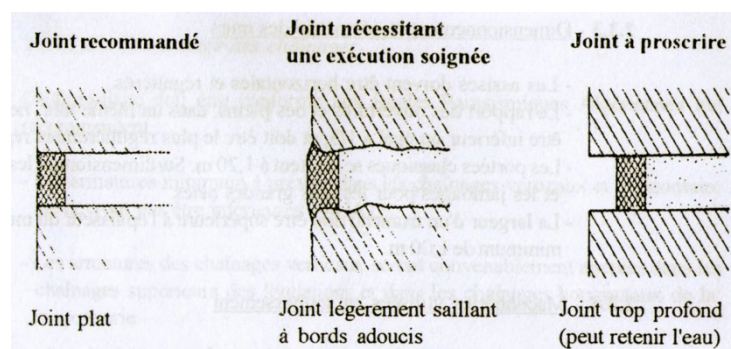
La couleur des joints est déterminée par la composition du mortier utilisé pour le rejointoiment. Par ailleurs, la profondeur des joints a également une influence car l'effet d'ombrage sera différent. Le mortier de maçonnerie est utilisé avec une épaisseur de joint de 12 mm.

Pour rejointoyer, on distingue différents types de joints:



Selon le D.T.R C2-45 [6] :

- L'épaisseur du joint de mortier varie en général de 1 à 2 cm. Elle doit être de sorte qu'elle s'adapte aux dimensions des blocs ou briques.
- L'écart entre deux joints verticaux successifs doit être supérieur ou égal au ¼ de longueur de la brique (voir tableau II.2).



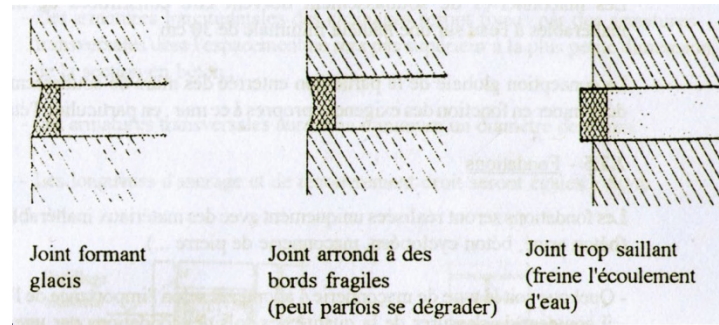


Figure II.3. Profils courants de joints de parements selon le D.T.R C2-45.

Le rejointement est exécuté, une fois la maçonnerie montée, pour assurer l'étanchéité du mur et conserver à la fois l'aspect architectural recherché. Ce rejointement doit avoir un dosage en liant suffisant pour assurer cette étanchéité.

I.4. Propriétés physiques et mécaniques des briques

I.4.1. Résistance moyenne de rupture à la compression selon le D.T.R C2-45 [6] :

Pour la détermination de la résistance moyenne de rupture en compression R , deux méthodes peuvent être utilisées :

- Essais directs sur murets ou petits piliers effectués conformément aux modalités au chapitre 3.
- application de la formule (II.1) connaissant les résistances des matériaux (blocs, mortier) de la

maçonnerie :

$$R = 0.55 \sqrt[3]{\sigma_m \sigma_b^2} \quad (\text{II.1})$$

Où : R : résistance moyenne de rupture en compression exprimée en MPa.

σ_m : résistance à la compression du mortier exprimée en MPa.

σ_b : résistance à la compression du bloc ou de la brique exprimée en MPa.

Les résistances moyennes de rupture (en compression, flexion, cisaillement) permettent de déterminer les valeurs des résistances admissibles de calcul ainsi que le module de déformation longitudinale E .

I.4.2. Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation initiale E_0 est pris dans les calculs courants égal à :

$$E_0 = \alpha R \quad (E_0 \text{ exprimé en MPa})$$

Où : R : valeur moyenne de la résistance de rupture exprimée en MPa.

α : Constante élastique de la maçonnerie définie dans le tableau 3 ci-dessous en fonction du type de la maçonnerie et de la classe du mortier.

Type de maçonnerie	Classe du Mortier (MPa)			Résistance nulle du mortier (mortier fraîchement posé)
	> 25	10	4	
-Brique pleine de terre cuite -Brique silico-calcaire -Brique de béton léger ou cellulaire	1000	750		200
-Béton de terre stabilisée -Plâtre		750	500	200
-Brique pleine de terre cuite creuse		750		200

Tableau II.3. Valeur du Coefficient α

Le module de déformation E est pris égal à E_0 pour des contraintes ne dépassant pas $0.2R$, au-delà il est donné par la relation empirique suivante :

$$E = E_o \left(1 - \frac{\sigma}{1,1 R} \right) \quad (II.2)$$

Où : E : Module de déformation longitudinale exprimée en MPa.

σ : Contrainte appliquée à l'endroit sollicité de la maçonnerie exprimée en MPa.

Le module de Young à long terme est de l'ordre de 2/3 à 1/3 du module de Young donné par la formule (II.2)

I.4.3. Résistance admissible de calcul en compression :

La résistance admissible de calcul en compression est obtenue par application de la formule (II.3)

$$R_{adm} = \frac{R_n}{K_c} \quad (II.3)$$

Où : K_c : coefficient de sécurité en fonction des caractéristiques, ou du processus de production de l'élément constitutif de maçonnerie, et donné au tableau II.4.

Éléments constitutifs de maçonnerie	K_c
Brique de forme habituelle (brique silico-calcaire, brique pleine de terre cuite)	1.4
Bloc de grande taille (béton cellulaire)	1.6
Brique ou bloc obtenu par vibrotraitement (béton de terre stabilisée, parpaing)	1.2

Tableau II.4. Valeur du Coefficient K_c

Où : R_n : Résistance normative de calcul définie comme étant la limite de résistance de la maçonnerie à 28 jours, arrêtée en tenant compte du chargement statique, sur la base d'expérience faite sur un poteau en maçonnerie de hauteur $h > 3d$ (d est le plus petit coté de la section transversale). R_n est donnée par la formule :

$$R_n = R (1 - 1.64 \nu) \quad (II.4)$$

Où : R : Résistance moyenne de rupture en compression

ν : Coefficient de variation de la maçonnerie déterminé par la relation suivante $\nu = \frac{S}{R}$

S : Écart type donné par la relation

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_{moy})^2}{n - 1}}$$

Où : R_i : Valeur de la résistance de l'échantillon « i »

n : Nombre d'essais effectués

R_{moy} : Résistance moyenne de rupture

On général, on prend $\nu = 0.15$ Pour une maçonnerie simple

$\nu = 0.18$ Pour une maçonnerie spéciale : maçonnerie strictement contrôlée et soigneusement exécutée.

I.4.4. Résistance admissible à la traction due à la flexion latérale :

La résistance admissible de calcul de la maçonnerie à la flexion latérale est obtenue par :

$$R_{adm} = \frac{R_n}{K_f} \quad (II.5)$$

Où : R_n : Résistance normative et R résistance moyenne de rupture en flexion latérale .

K_f : Coefficient de sécurité en fonction donné au tableau II.5.

Éléments constitutifs de maçonnerie	K_f
Brique de forme habituelle (brique silico-calcaire, brique pleine de terre cuite)	1.6
Bloc de grande taille (béton cellulaire)	1.4
Brique ou bloc obtenu par vibrotraitement (béton de terre stabilisée, parpaing)	1.5

Tableau II.5. Valeur du Coefficient K_f

En l'absence de valeurs expérimentales, la résistance normative en flexion de la maçonnerie peut être prise égale à 0.5MPa.

I.4.5. Facteurs influençant la résistance à la compression [9]

La résistance à la compression de la maçonnerie dépend principalement de la résistance des unités de maçonnerie et de celle du mortier, Généralement, dans les maçonneries, les hautes résistances à la compression sont sacrifiées pour augmenter ou modifier d'autres caractéristiques, comme par exemple, la résistance à l'adhésion.

La résistance à la compression de la maçonnerie peut être augmentée en utilisant des mortiers de plus grande résistance, cette amélioration n'est toutefois pas proportionnelle.

Expérimentalement, la résistance à la compression peut être influencée par la résistance des unités de maçonnerie, du mortier, de la qualité de travail, de l'effet des dimensions des prismes et de la géométrie des joints, D'autre facteur peuvent aussi influencer la résistance à la compression à de moindres degrés, comme l'épaisseur des joints de mortier, la régularité des surfaces portantes des unités, le type de coiffes, ainsi que la vitesse de chargement.

I.4.5.1. Effet de la résistance des unités de maçonnerie et du mortier

Cinq mortiers de résistances différentes et quatre types différents de briques ont été étudiés par **Grenley (1969)**. La résistance des mortiers a été modifiée par l'ajout de quantités variables de latex.

Les résultats de ces essais (fig II.6) ont montré que l'augmentation de la résistance à la compression des assemblages de briques est liée d'une façon considérable à l'augmentation de la résistance à la compression des mortiers.

Les résultats de la (fig II.7) montrent que la résistance à la compression des assemblages de briques est aussi liée à l'augmentation de la résistance des unités de maçonnerie, particulièrement pour les assemblages utilisant des mortiers à haute résistance.

Les courbes de la (fig II.6) et (fig II.7) que la résistance à la compression du mortier et des unités de maçonneries sont des facteurs importants de la résistance des assemblages de maçonnerie.

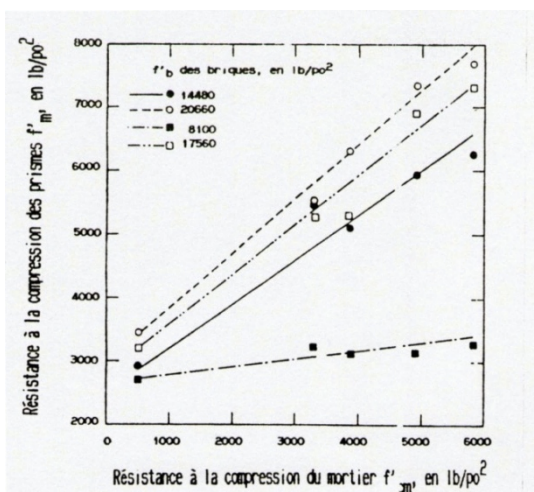


Fig II.6 Résistance à la compression des prismes de maçonnerie en fonction de la résistance des mortiers (Grenley 1969).

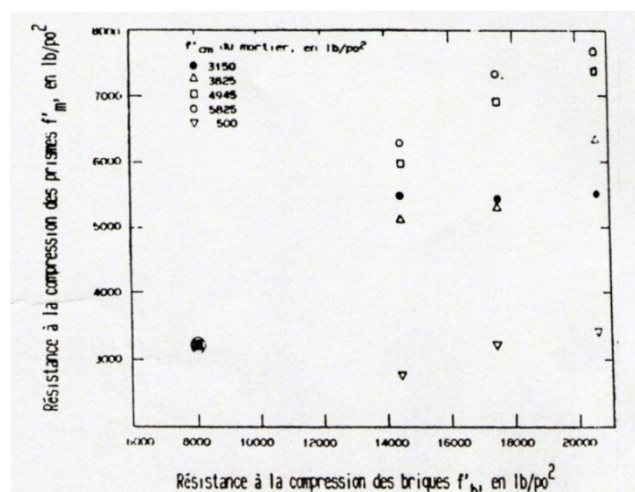


Fig II.7 Résistance à la compression des prismes de maçonnerie en fonction de la résistance des unités de maçonnerie (Grenley 1969).

Merzoud.M (1987) a étudié la résistance et les propriétés structurales de la maçonnerie pour les différents types de briques à s'avoir brique d'argile, de chaux et sable et brique de béton. Il a constaté que la résistance et le mode de rupture des prismes s'a diffère de chaque type de brique.

1.4.5.2. Effet du rapport hauteur/épaisseur (h/t) [9] :

D'après la norme canadienne CAN3-S304-M78, la résistance des prismes de maçonnerie est dérivée des prismes ayant un rapport hauteur/épaisseur (h/t) égal à 5.0 pour les briques et égal à 2.0 pour les blocs de béton. Pour des prismes ayant des rapports de dimensions différents, le code recommande l'usage des coefficients de correction. Ceci veut dire qu'il y a une bonne corrélation entre les spécimens de briques ou de blocs ayant les rapports respectifs (h/t) égaux à 5.0 et 2.0 avec les murs en maçonnerie à grande échelle.

Maurenbrecher (1980) a conclu expérimentalement, que les facteurs de correction suggérés par la norme ne peuvent pas être valables dans le cas des blocs de béton ou parfois le rapport (h/t) d'un bloc est de l'ordre de 2.0. Ces facteurs de correction peuvent être valables pour les prismes de briques de plus faibles dimensions ou le nombre d'unités de maçonnerie est plus significatif.

D'autre part, **Hegemier et al (1978)**, en se basant sur l'origine des facteurs de correction et sur divers essais effectués sur des prismes de différents rapports hauteur/épaisseur, ont pu confirmer la non-justification de ces facteurs de correction basés sur le rapport des dimensions. Il a été, de même, observé de joints et non du rapport (h/t) égal à 2.0. Ont présenté des résistances similaires à des prismes à deux joints ayant le rapport (h/t) égal à 3.0. En se basant sur ces résultats, on peut conclure que la résistance à la compression diminue lorsque le nombre de joints augmente. D'après les observations citées ci-avant, il a été recommandé que la résistance à la compression (f_m) des blocs de béton soit évaluée en utilisant des prismes ayant pas moins de trois joints et pas plus de quatre joints.

1.4.5.3. Effet de la géométrie des joints [10] :

Les résultats d'essais de **Hegemier (1978)**, On montré que la résistance à la compression des prismes de briques empilées était largement supérieure à celle des prismes comprenant des joints verticaux.

Hamid et Drysdale (1980) ont rapporté les résultats d'essais de la résistance à la compression pour différentes orientations des joints de mortier par rapport à la charge de compression, et pour trois types différents types de mortier (fig II.8). On remarque alors que la courbe donnant la résistance à la compression en fonction de l'orientation des joints de mortier est de forme parabolique, la résistance minimale à la compression est obtenue pour une orientation de 30° entre le joint de mortier et la direction d'application de la charge.

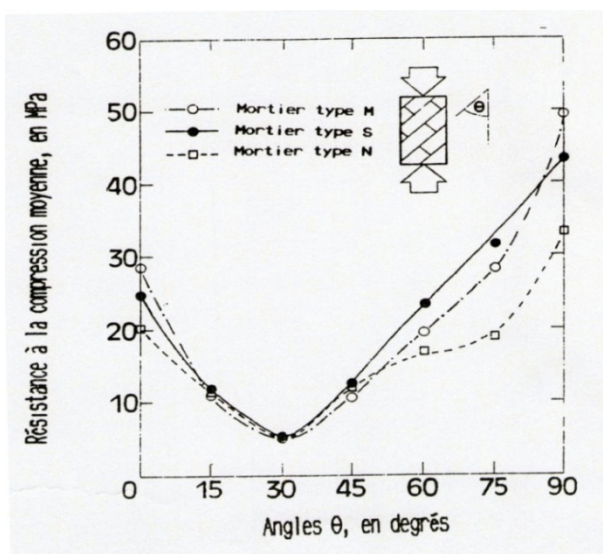


Fig II.8 Effet de l'orientation des joints sur la résistance à la compression des assemblages de briques (Hamid et Drysdale 1980).

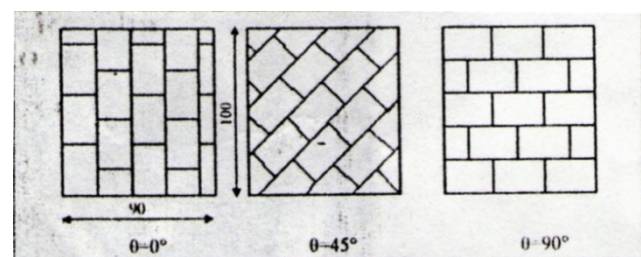


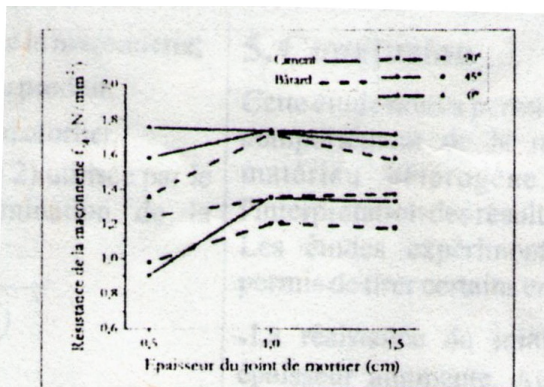
Fig II.9 Dimensions des murets en briques de terre cuite creuses, et en parpaings.

F.B Houti (2004)

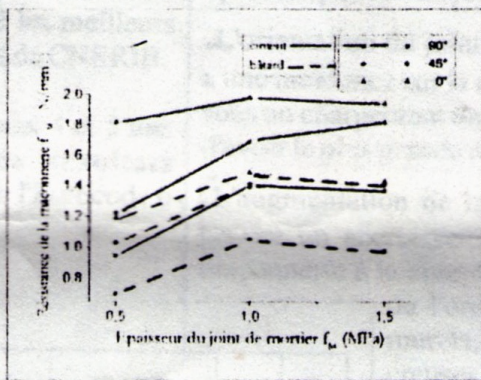
La figure II.8 nous montre que les prismes fabriqués de mortier de type M ont donné des résistances à la compression plus élevées que ceux fabriqués avec le mortier de type S et N uniquement dans le cas chargement uniaxial normal et parallèle aux joints de mortier, par contre, pour les diverses autres orientation des joints de mortier par rapport à la charge de compression, les prismes fabriqués de mortier de type S ont donné des résistances plus élevées que les prismes fabriqués avec les deux autres types de mortier.

F.B Houti (2004) a effectué des essais sur des panneaux de maçonnerie avec divers orientation du joint de mortier ($0^\circ, 45^\circ$ et 90°) et d'épaisseur variable (0.5 ,1.0 et 1.5 cm). Aussi, il a considéré deux types de mortier : celui à base de ciment et le mortier bâtard (fig II.9).

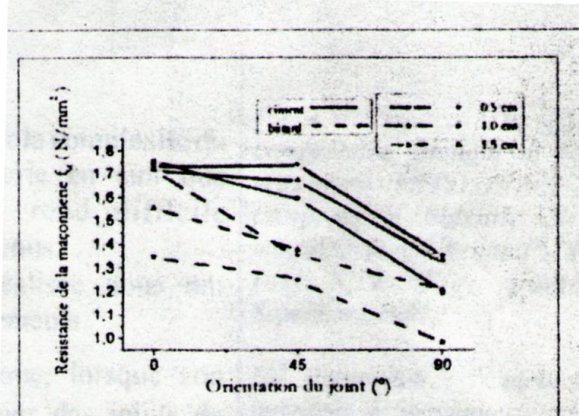
La figure 0.10 montre l'influence de l'épaisseur du joint sur la variation des résistances à la compression des murets testés lorsque l'épaisseur du joint augmente. L'épaisseur du joint de mortier de 1.0 cm offre la résistance à la compression optimale, dans la plus part des cas. Un joint plus mince diminue la résistance de la maçonnerie, ceci s'explique par une concentration des efforts de traction dans le mortier. Aussi, un joint plus épais soumettrait la brique à une plus forte concentration de traction.



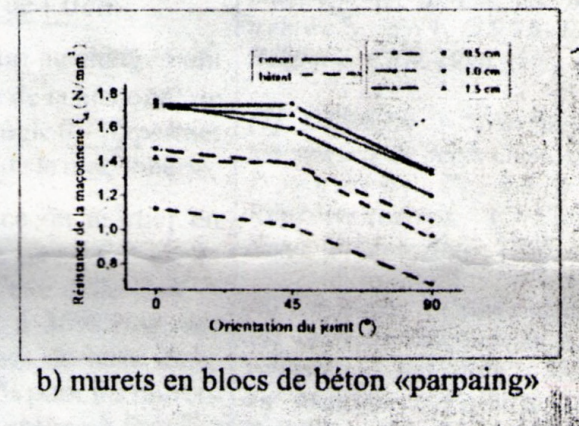
a) murets en brique de terre cuite creuses



b) murets en blocs de béton «parpaing»



a) murets en brique de terre cuite creuses



b) murets en blocs de béton «parpaing»

Fig II.10 Influence de l'épaisseur des joints sur la résistance de la maçonnerie. F.B Houti (2004).

Fig II.11 Influence de l'orientation des joints sur la résistance de la maçonnerie. F.B Houti (2004).

La figure II.11 montre l'influence de l'orientation du joint par rapport au chargement sur la résistance à la compression de la maçonnerie. La rigidité de la maçonnerie et sa résistance à la rupture augmentent lorsque θ diminue de 90° à 0° . Dans ce cas, les murets confectionnés à $\theta = 0^\circ$ présente une plus grande résistance à la compression par rapport aux autres orientations étudiées.

La nature du joint a une importance sur la résistance à la compression. Le mortier en ciment a présenté la plus grande résistance. Pour le mortier bâtard qui présente l'avantage d'une meilleure plasticité, il offre une moindre résistance à la compression.

I.4.5.4. Qualité de travail [9] :

La qualité de travail est un des facteurs les plus importants dans l'évaluation de la résistance à la compression. Ce facteur peut réduire d'une façon considérable les caractéristiques physiques de la maçonnerie.

Selon une étude a été effectuée par **Grine.A (2001)** sur des panneaux en maçonnerie de même type de brique d'argile creux en terre cuite, ce type est le plus utilisé dans le domaine de bâtiment, on tous les mêmes dimensions et le même type de mortier. La résistance à la compression ainsi que le mode de rupture de chaque panneau si elle est variable de l'un à l'autre parce que la façon de mélanger le liant et le sable ne permet pas d'avoir des mortiers en la même consistance, le rapport eau/ciment dépend de l'humidité du sable

I.4.5.5. Effet de coiffes

Les coiffes sont utilisées pour assurer l'uniformité de distribution des charges sur les prismes d'essais. **Hegemier et al (1978)** ont montré que les prismes à surfaces simplement polies ont présenté des caractéristiques à la compression 10% plus importante que les prismes munis de coiffes à hautes résistances.

Maurenbrecher (1980) a montré que les prismes coiffés de plaques en fibres ont donné des résistances à la compression légèrement inférieures à ceux coiffés de plâtre, de l'ordre de 0.97 et 0.96 pour les briques, et de 0.99 et 0.92 pour les prismes de blocs de béton.

I.4.5.6. Âge du mortier

L'âge des essais standards est de 28 jours, dans bien des cas on veut faire les essais plus tôt, soit 7 jours après la fabrication des échantillons. Les essais de **Maurenbrecher** ont établi que la résistance mesurée à 7 jours est 0.9 fois la résistance mesurée à 28 jours.

I.4.5.7. Résistance des murs versus prismes

Les codes de maçonnerie supposent que l'augmentation du rapport hauteur / épaisseur de 5 et plus n'a aucun effet sur la résistance à la compression des murs chargés axialement.

Maurenbrecher (1985) a testé des prismes ayant des rapports hauteur / épaisseur de 2.8 à 5.0 et des murs avec des rapports hauteur / épaisseur de 10.0 soumis à des charges axiales. Ces essais ont été effectués sur des briques et blocs d'argiles, ainsi que sur des blocs de béton. Les résultats de ces essais ont montré que la résistance à la compression des murs de briques est de l'ordre de 74 à 82% de la résistance des prismes. De même, la résistance des murs de blocs d'argile est d'environ 91 à 92% de la résistance des prismes correspondants.

I.5. Rupture des prismes de maçonnerie en compression [9] :

Généralement, les prismes en maçonnerie soumis à la compression uniforme se rompent par le développement de fissures par tension, parallèles à l'axe de chargement ; ceci est le résultat du développement de contraintes de tension.

Hilsdef (1969) a observé que le mode de rupture des prismes chargés en compression débute par des fissures verticales ou fendage des briques. D'autre part, les observations expérimentales de **Hegemier (1978)** ont montré que pour les prismes formés de deux blocs de béton avec coulis de mortier, le mode de rupture typique est par cisaillement. Par contre, pour les prismes de plus de deux blocs, le mode de rupture le plus fréquent est caractérisé par des fissures longitudinales de tension le long des blocs et du coulis de mortier. Pour sa part, **Maurenbrecher (1985)** a observé des fissures verticales sur les cotés des murs de briques à 82% de la charge ultime. Pour les prismes de briques de faible résistance, des fissures locales ont eu lieu à des charges plus faibles. Les murs de briques d'argile commencent à se fissurer à 76% de la charge ultime, pour des blocs de béton, toutefois, aucune fissure n'a eu lieu avant la rupture.

Selon l'étude effectué par **Merzoud.M (1987)**, On a :

- **Mode de rupture des briques d'argiles** : Des fissures verticales ont été observées à travers les briques et le mortier des prismes d'argile à 78% de la charge de rupture. Ces fissures ont été le plus souvent concentrées au niveau des briques du milieu.

La rupture totale a eu lieu quand la charge maximale a été atteinte, et s'est manifestée par un prolongement des fissures le long de la hauteur des prismes. Les briques extrêmes ont été rarement affectées par les fissures ; aucune perte d'adhésion n'a été observée entre les briques et le mortier. (fig II.13).

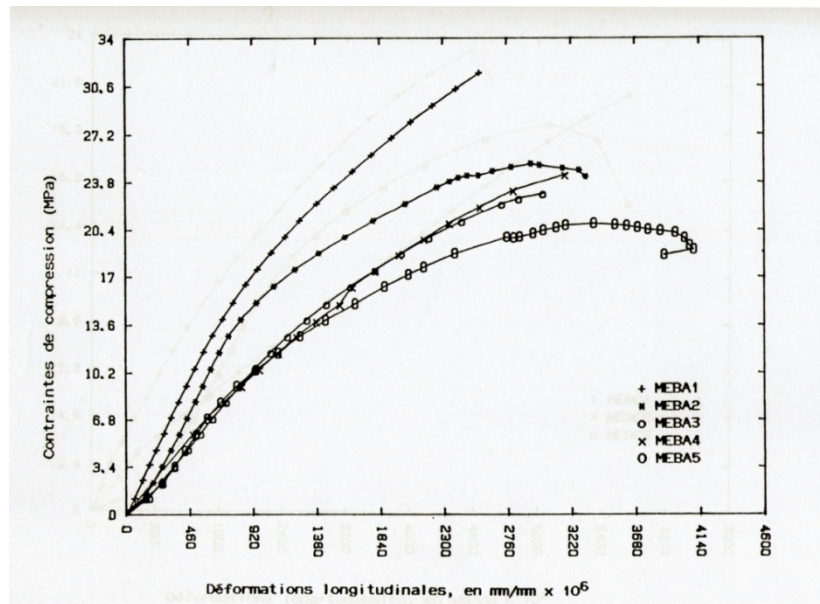


Fig II.13 Courbes contraintes-déformations des prismes de briques d'argiles
Merzoud.M (1987) [9]

- **Mode de rupture des briques de chaux et sable** : la rupture des prismes de chaux et sable a été brutale et était atteinte à 100% de la charge de rupture. Dans la majorité des cas, la rupture a eu lieu par effondrement brusque et effritement de mortier. A la rupture, l'adhésion entre les briques et le mortier était presque nulle. (fig II.14).

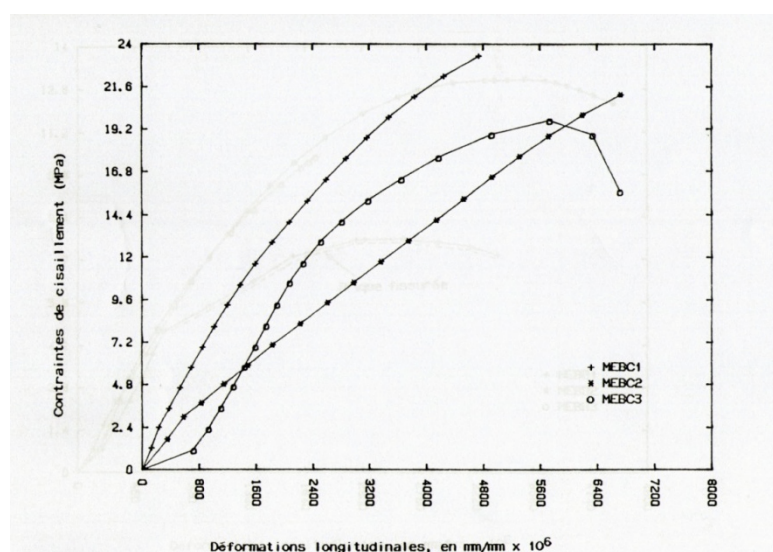


Fig II.14 Courbes contraintes-déformations des prismes de briques de chaux et sable
Merzoud.M (1987) [9]

- **Mode de rupture des briques de béton** : Le début de la rupture a eu lieu par apparition de fissures longitudinales sur les cotés et les faces du prisme à 85% de la charge de rupture. La rupture totale a eu lieu

par propagation des premières fissures, qui ont débuté au centre du panneau pour atteindre les briques extrêmes. Aucune perte de résistance n'a été observée entre les briques et le mortier. (fig II.15).

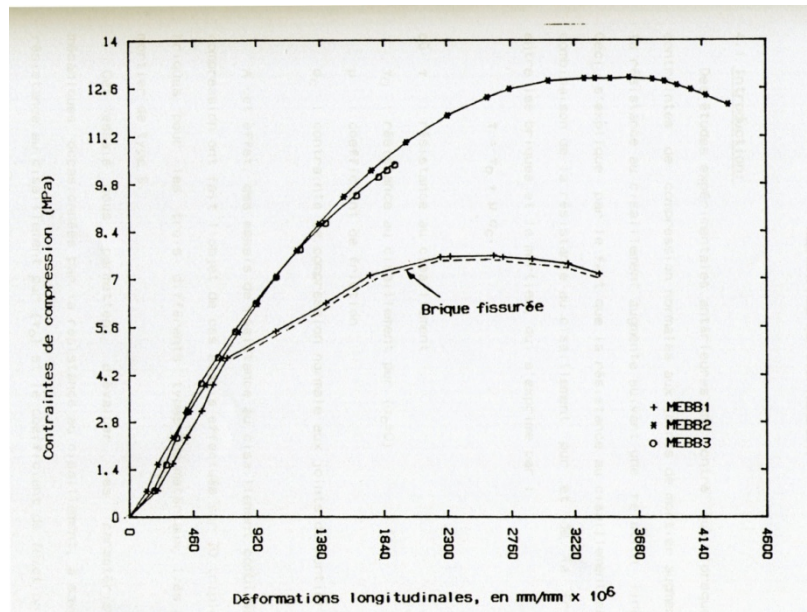


Fig II.15 Courbes contraintes-déformations des prismes de briques de béton
Merzoud.M (1987) [9]

Trois modes de rupture ont été observés par **F.B Houti (2004)** :

- Lorsque l'orientation du plan de joint est égale à 0°, on obtient une rupture par décohesion entre les joints de mortier parallèle au chargement.
- Lorsque l'orientation du plan est égale à 90°, la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement.
- Dans le cas où l'orientation du plan est égale à 45°, la rupture intervient par combinaison des deux cas précédents en dents de scie.

I.6. Méthode de détermination de la résistance à la compression.

- **Une Méthode de calcul en compression selon le D.T.R C2-45 [6] :**

La vérification des pièces comprimées, se fait en tenant compte de la diminution de la capacité portante, due au flambement, et de l'augmentation de la flèche due à l'action prolongée de la charge (fluage). La contrainte de compression à la base du mur considérée (égal à l'effort vertical N divisé par la section d'appui effectif de N soit A_C) doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A_C} \leq m_{ld} \phi_1 \cdot R_{adm} \cdot \omega \quad (II.8)$$

Où : A_C : Section effective d'appui exprimée en cm².

R_{adm} : Résistance admissible de calcul en compression exprimée en MPa.

m_{ld} : Coefficient de fluage de longue durée.

ϕ_1 : Coefficient de flambement.

ω : Coefficient de majoration sur A_C .

Si la section du mur est rectangulaire (largeur b, épaisseur d) et si la charge N est excentrée de e_o , la valeur de A_C est donnée par :

$$A_C = b \times 2 \left(\frac{d}{2} - e_o \right) \quad (II.9)$$

L'excentricité de calcul (e_o) est évaluée en prenant en compte l'excentricité (e'_o) réelle et l'excentricité accidentelle ($e_o \text{ accid}$) exprimée en cm.

C'est -à -dire :
$$e_o = e'_o + e_{accid} \quad (II.10)$$

$$e_{accid} = 2cm$$

Avec :
$$e_o = \frac{M}{N} \quad (II.11)$$

Où : M : Moment fléchissant exprimé en MN.m.
N : Effort normal agissant sur le mur exprimé en MN.

En général, le coefficient de flambement ϕ_1 dépend des propriétés élastiques du matériau, caractérisé par la constante élastique α et par λ l'élanement du mur défini par le rapport :

$$\lambda = \frac{I_o}{r} \quad (II.12)$$

λ_r : Coefficient d'élanement

I_o : Longueur de flambement (m)

r : Rayon de giration (m)

Le coefficient de flambement ϕ_1 est donné par :

$$\phi_1 = \phi [1 - e_o / d (0.006 \lambda_h - 0.2)] \quad (II.13)$$

d : Épaisseur du mur (cm)

λ_h : Élanement géométrique du mur

ϕ : Coefficient de flambement qui dépend de λ_h et α

e_o : Excentricité de calcul définie plus haut.

$$\lambda_h = \frac{I_o}{d} \quad (0.14)$$

I_o : Longueur de flambement donnée par la formule (3.18)

Le tableau 7 donne ϕ en fonction de l'élanement fictif.

$$\lambda_h^f = \lambda_h \sqrt{\frac{1000}{\alpha}} \quad (0.15)$$

α : Constante élastique du matériau

λ_h^f	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
ϕ	1	0.96	0.92	0.88	0.84	0.79	0.74	0.7	0.65	0.61	0.56	0.52	0.49	0.45

Tableau II.6. Valeur de ϕ

La longueur du flambement I_o d'un mur est donnée par : $I_o = \rho H \quad (0.16)$

Avec :

ρ : Coefficient déduit graphiquement de la figure 19 en fonction des conditions de liaison des bords verticaux du mur et du rapport H/L.

H et L sont définis dans la figure II.16.

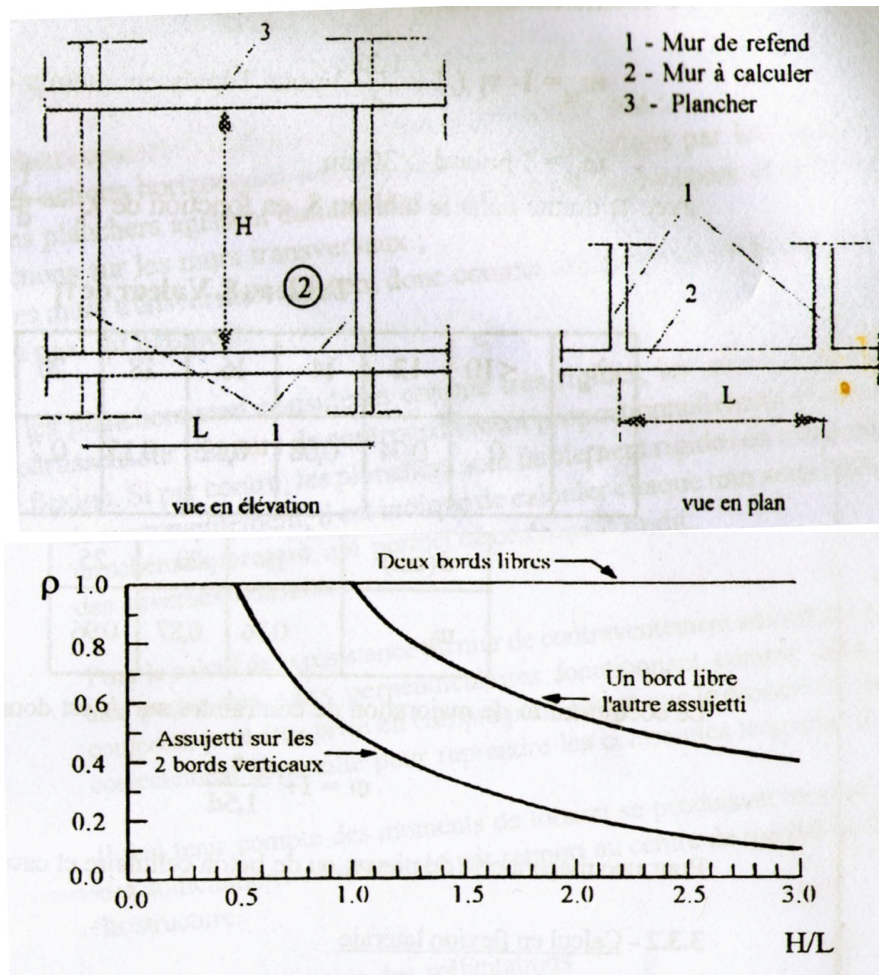


Figure II.16. Valeur de ρ en fonction des conditions de liaison des bords verticaux du mur et du rapport de la hauteur H à la longueur L du mur.

Le coefficient de fluage m_{ld} est donné par :

$$m_{ld} = 1 - \eta \left(1 + \frac{1.2e}{d} \right) \text{ pour l'épaisseur du mur } d < 30 \text{ cm}$$

$$m_{ld} = 1 \text{ pour } d \geq 30 \text{ cm} \quad (II.17)$$

Avec η donné dans le tableau 8, en fonction de $\lambda_h = \frac{I_0}{d}$

λ_h	10	12	14	16	18	20	22	24	26
η	0	0.04	0.08	0.12	0.15	0.2	0.24	0.27	0.31

Tableau II.7, Valeur de η

Pour simplification, on peut prendre les valeurs suivantes de m_{ld} données par le tableau suivant :

d (cm)	15	20	25
m_{ld}	0.76	0.87	0.96

Tableau II.8, Valeur de m_{ld}

Le coefficient ω de majoration de contraintes sur A est

$$\text{Donné par : } \omega = 1 + \frac{e_0}{1.5d} \quad (II.18)$$

Pour une maçonnerie de pierre, ou de béton cellulaire et caverneux $\omega = 1$

- **Exemple de Calcul de la maçonnerie portante en blocs de béton cellulaire soumise à une charge verticale [4] :**

1. Selon NBN B 24-301 (mars 1980)

Les calculs sont effectués selon la méthode des contraintes admissibles. La résistance de la maçonnerie se calcule sur la base des essais réalisés sur des matériaux ou sur des éléments de construction.

1.1. f_k par essais sur des matériaux de construction

a) Résistance caractéristique à la compression : f_{bk}

Cette valeur est calculée sur la base de la valeur moyenne f_{bm} obtenue lors d'une série d'essais de compression effectués sur des blocs individuels conformément à NBN B 24-201.

b) Résistance caractéristique à la compression corrigée : $(f_{bk})_{corr}$

Il s'agit d'une valeur corrigée utilisée afin de tenir compte du format des différents blocs. L'échantillon standard est un cube de 200 mm de côté. Cette valeur est le résultat de la division de f_{bk} par un facteur de forme C.

$$(f_{bk})_{corr} = \frac{f_{bk}}{c}$$

Le facteur de forme pour des blocs en béton cellulaire est environ égal à 1.

Dimensions (mm)	Facteur de forme c
600 x 250 x 150	1,0017
600 x 250 x 200	1,0699
600 x 250 x 240	1,0819
600 x 250 x 300	1,0991

Tableau II.9, Valeur de Facteur de forme c

c) Catégories de mortier

Les différentes catégories de mortier sont déterminées sur base de leur résistance moyenne mesurée selon NBN B 12-208. Il existe 5 classes différentes de mortier : M1 à M5. Le mortier colle pour le béton cellulaire appartient à la classe M2 et affiche une résistance à la compression de 12 N/mm².

d) Résistance caractéristique à la compression de la maçonnerie : f_k

Sur la base de la résistance caractéristique corrigée à la compression $(f_{bk})_{corr}$ et du type de mortier, il est possible de déterminer la valeur f_k au moyen du tableau 5 de la norme NBN B 24-301.

Il est supposé en pratique que la résistance de la maçonnerie réalisée en blocs de béton cellulaire et mortier colle n'est pas réduite par la liaison des blocs au moyen du mortier colle. En effet, le mortier utilisé affiche une résistance à la compression 3 à 4 fois supérieure à celle des blocs.

On admet donc que $f_k = (f_{bk})_{corr}$

1.2. f_k par essais sur murets

Il est également possible de déterminer f_k directement par des essais sur murets. Après avoir déduit la valeur f_k , le calcul proprement dit peut être entrepris.

La résistance à la compression admissible f_{adm} est une fraction de f_k et peut être calculée en divisant f_k par un coefficient de sécurité de 4,5. Cette résistance à la compression admissible est multipliée par un coefficient de minoration Φ afin de tenir compte de l'élanement du mur et de l'excentricité de la charge appliquée, ce qui mène aux contraintes admissibles dans le mur.

Il convient de vérifier encore si: la contrainte produite = $f_{adm} \cdot \Phi$

2. Selon NBN ENV 1996-1-1, Eurocode 6 avec DAN (juin 1998)

La norme belge NBN B 24-301 sera progressivement remplacée par la norme européenne. Depuis 1998, il existe un DAN (document d'application national) sur ENV 1996-1-1 (Design of masonry structures. General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry (1995)).

L'ENV est valable 3 ans, avec une prolongation éventuelle de 2 ans à partir de sa publication. Pendant ce temps, les états membres utilisent la norme telle qu'elle, ou doivent introduire des propositions visant à modifier certaines dispositions. Ces modifications sont reprises pour chaque pays dans le DAN. En Belgique, le DAN est élaboré et publié par l'IBN.

Pour l'instant, deux normes sont donc en vigueur en Belgique :

- la NBN B 24, ratifiée par un A.R.
- le DAN relatif à ENV 1996-1-1

Dans la pratique, il est souhaitable d'encourager l'application du DAN pour EC 6 car, dans un futur proche, celui-ci remplacera la norme NBN 24-301.

Le DAN relatif à l'ENV 1996-1-1 est explicité ci-après, avec des exemples de calcul pour le béton cellulaire.

Nous nous attarderons aux murs porteurs non armés soumis à des charges verticales. Dans la pratique, il est conseillé de placer des armatures dans les joints de maçonnerie, ce qui augmente les résistances en traction, flexion et compression de la maçonnerie. Les détails de calcul de la maçonnerie armée ne sont pas explicités ici, mais sont repris dans l'Eurocode 6.

Le calcul est effectué selon la méthode de l'état limite extrême. La résistance de la maçonnerie se calcule sur base des essais réalisés sur des matériaux ou sur des éléments de construction. Les calculs effectués sur base d'essais réalisés sur matériaux étant plus courants, nous allons étudier ce cas-ci.

2.1 Résistance à la compression normalisée des blocs de maçonnerie : f_b

La résistance moyenne est obtenue sur des cubes séchés à l'air de 100 mm de hauteur et de côté.

En Belgique, la résistance à la compression est, en général, donnée comme une valeur caractéristique f_{bk} déduite de la valeur moyenne f_{bm} qui résulte d'une série d'essais de compression sur des blocs conformément à EN 772-1.

Afin de parvenir à la résistance moyenne équivalente $f_{bm, eq}$ définie dans EC 6, le DAN propose de multiplier la valeur caractéristique par un facteur de 1,2.

$$f_{bm, eq} = 1,2 f_{bk}$$

La résistance moyenne équivalente est ensuite convertie en résistance normative par conversion à la condition à l'air sec, si ce n'est pas encore le cas, et par la multiplication par un facteur de forme δ

On a ainsi : $f_b = \delta \cdot f_{bm, eq}$

Le facteur de forme d est déterminé suivant le tableau ci-dessous :

Hauteur [mm]	Dimensions horizontales [mm]				
	50	100	150	200	≥250
50	0,85	0,75	0,75	-	-
65	0,95	0,85	0,85	0,70	0,65
100	1,15	1,00	1,00	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,20	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,35	1,15	1,10
≥250	1,55	1,45	1,45	1,25	1,15

Tableau II.10, Valeur de Le facteur de forme d

2.2. Catégories de mortier: f_m

Les différentes catégories de mortier sont réparties sur la base de leur résistance moyenne mesurée conformément à EN 1015-11. Il existe 5 classes différentes de mortier.

Contrairement à la NBN B 24-301, le chiffre situé après le M renseigne la résistance moyenne à la compression du mortier.

Le tableau ci-dessous compare l'ancienne classification NBN B 14-001 et la nouvelle classification selon EC.6.

Catégorie de mortier selon NBN ENV 1996-1-1	Résistance moyenne [N/mm ²]	Catégorie de mortier selon NBN B24-301
M20	20	M1
M12	12	M2
M8	8	M3
M5	5	M4
M2,5	2,5	M5

Tableau II.11, comparaison de l'ancienne classification NBN B 14-001 et la nouvelle classification selon EC.6.

2.3. Résistance caractéristique à la compression f_k de la maçonnerie non armée

a) Pour la maçonnerie de tout type réalisée avec du mortier normal, on a :

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

avec K compris entre 0,40 et 0,60 en fonction du type de maçonnerie. Les 4 groupes de maçonnerie sont déterminés selon l'article 3.1.1 de l'EC 6 (voir tableau ci-dessous)

Répartition des groupes	Maçonnerie en briques de terre cuite	Maçonnerie en blocs de béton et blocs silico-calcaire
Groupe 1	moins de 25% d'espaces creux	moins de 25% d'espaces creux
Groupe 2a	25-45% d'espaces creux	25-50% d'espaces creux
Groupe 2b	45-55% d'espaces creux	50-60% d'espaces creux
Groupe 3	jusqu'à 70% d'espaces creux	jusqu'à 70% d'espaces creux

Tableau II.12, Valeur de k en fonction du type de maçonnerie

I.7. Méthode de l'analyse élastique [9] :

Une méthode à été développée par Atkinson (1985) et Mc Nary basée sur le comportement multiaxial des briques et du mortier comme guide pour la prédiction du comportement des prismes sous charge de compression uniaxiale. Cette théorie a été simplifiée, en considérant que les contraintes sont uniformes le long de l'épaisseur des briques et de mortier. Ce modèle est déférent de la théorie de rupture de Hilsdorf (1969), car l'effet du comportement non linéaire d'un mortier a été inclus, ce qui a été négligé dans plusieurs autres théories.

La formulation proposée a été développée pour des prismes de maçonnerie soumis à des contraintes de compression σ_y (fig II.17a).

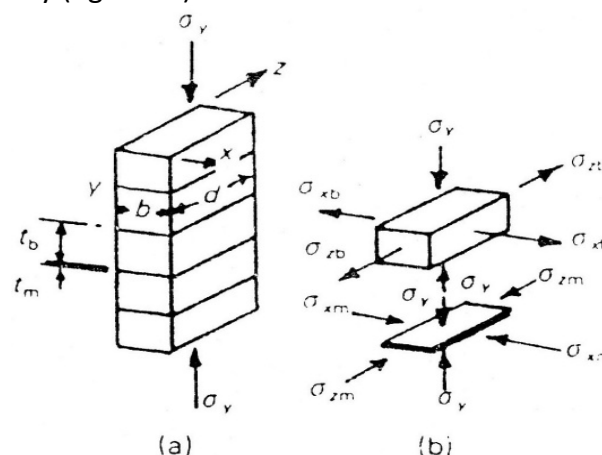


Fig II.17-(a) Prisme sous charge de compression ;(b) Etat de contraintes dans la brique et le mortier, d'après Atkinson et al (1985).

I.2 Caractéristique et fabrication des briques en terre cuite

I.2.1. Généralités

Un mur en maçonnerie de petits éléments et une structure verticale composée de matériaux manufacturés ou fabriqués manuellement, liés les uns aux autres par des joints de mortier traditionnel ou mortier-colle.

Les diverses fonctions qu'il a à assurer dans un bâtiment à usage courant concernent principalement :

- La stabilité mécanique sous les sollicitations normales provenant des charges appliquées ou des déformations imposées par les phénomènes thermiques, climatiques et de retrait ;
- La sécurité en cas d'incendie et, le cas échéant, en cas de séisme ou d'autres sollicitations exceptionnelles ;
- L'étanchéité à la pluie et une contribution à la satisfaction des exigences hygrothermiques et acoustiques.

On distingue deux types de maçonnerie :

- **Maçonnerie porteuse :**

Sa structure est telle qu'elle ne doit subir ni modification ni déformation inadmissible tout en transmettant aux fondations la pression des charges qui la sollicitent.

- **Maçonnerie non porteuse :**

En général, elle a pour fonction le remplissage d'une structure porteuse (ossature en béton armé, en acier, mur porteur, ...). Elle doit pouvoir supporter son poids propre ainsi que celui des équipements usuels tels que portes, fenêtres, lavabos, canalisations, etc.....

I.2.2. Matériaux de terre cuite [11]

I.2.2.1. Généralités

Les briques sont des matériaux manufacturés tels que les briques ou blocs de produit rouges, silico-calcaire, de plâtre, de béton de terre stabilisée (BTS), de parpaings de ciment et de pierre de taille. Ces produits sont de forme généralement parallélépipédique pleine, évidés ou perforés horizontalement ou verticalement.

Les matériaux de terre cuite sont utilisés depuis plusieurs siècles dans le bâtiment. Ils se sont adaptés à l'évolution de la construction et à ses impératifs, tant dans le domaine traditionnel que dans celui dit industrialisé. Les caractéristiques des produits de terre cuite permettent à ceux-ci d'être employés dans toutes les parties de la construction avec efficacité. Ce sont essentiellement les briques, les tuiles, les éléments pour planchers, les conduits de fumée, les carreaux rustiques, des éléments de décoration, etc.

Ils sont fabriqués à partir d'argiles communes devenant souvent rouges à la cuisson (sauf les argiles calcaires dont la couleur de cuisson varie du rose au jaune et au blanc). Les températures de cuisson les plus usuelles varient de 900 à 1 050°C. Les produits de terre cuite sont généralement poreux. Ils peuvent être émaillés afin de leur donner, outre leurs qualités fonctionnelles, des qualités esthétiques.

La Fédération des fabricants de tuiles et de briques de France est l'organisme syndical de la profession. Celle-ci dispose d'un centre technique industriel (Centre technique des tuiles et briques) dont la mission essentielle est la promotion du progrès technique, aussi bien en ce qui concerne la fabrication que l'utilisation et l'amélioration de la qualité des produits.

II.3.2.2. Fabrication

La fabrication (figure II.20) comprend plusieurs stades dont les principaux sont :

- l'extraction des matières premières ;
- la préparation ;
- le façonnage ;
- le séchage ;

— la cuisson.

Au cours des dernières années, l'automatisation et l'informatique ont été introduites dans les usines. Les fonctions de :

- pilotage des machines de préparation et de façonnage ;
- manutention des produits en cours de fabrication ;
- régulation du séchage et de la cuisson ; sont confiées à des automates programmables ou à des ordinateurs.

Les usines utilisent toutes les ressources de l'informatique et de la robotique pour :

- améliorer les conditions de travail ;
- augmenter la productivité ;
- parfaire la qualité des produits et, par là même, satisfaire au mieux les exigences des utilisateurs.

Les structures des usines modernes sont caractérisées par des manutentions mécanisées, un séchage en séchoirs artificiels (chambres ou tunnels), une cuisson en fours-tunnels, des manutentions sur parc et des livraisons en charges ou en paquets.

Nous allons étudier les diverses étapes de la fabrication en insistant plus particulièrement sur l'influence qu'elles peuvent avoir sur les caractéristiques des produits cuits.

II.3.2.2.1. Matières premières

Les matières premières le plus couramment utilisées dans la fabrication des produits de terre cuite sont les argiles d'une part, et les éléments dégraissants d'autre part.

II.3.2.2.1.1 Caractéristiques des principales argiles de terre cuite

Les argiles employées dans cette industrie sont de natures chimique et minéralogique très variables ; elles sont le plus souvent de type illitique ou kaolino-illitique. Nous donnons ci-après les limites entre lesquelles varient les différents éléments dosés par analyse chimique :

- silice (SiO_2) 35 à 80 %
- alumine (Al_2O_3) 8 à 25 %
- oxyde de titane (TiO_2) 0,3 à 2 %
- oxyde de fer (Fe_2O_3) 2 à 8 %
- chaux (CaO) 0,5 à 15 %
- magnésie (MgO) 0 à 3 %
- soude (Na_2O) 0,1 à 1 %
- potasse (K_2O) 0,5 à 4 %
- anhydride carbonique (CO_2) 0 à 15 %

La perte au feu est comprise entre 3 et 18 % (en masse).

En ce qui concerne les caractéristiques des produits, ces différents éléments jouent les rôles suivants.

La silice existe soit sous forme combinée aux différents silicates d'alumine (argile et micas), soit sous forme libre (quartz). Sous cette dernière forme, elle joue le rôle d'élément dégraissant lorsqu'elle est grossière et constitue en quelque sorte le squelette des produits.

L'alumine est généralement liée à la plasticité de l'argile, cette plasticité étant d'autant plus élevée que la teneur en alumine est plus importante. On emploiera de préférence des argiles à haute teneur en alumine pour la fabrication

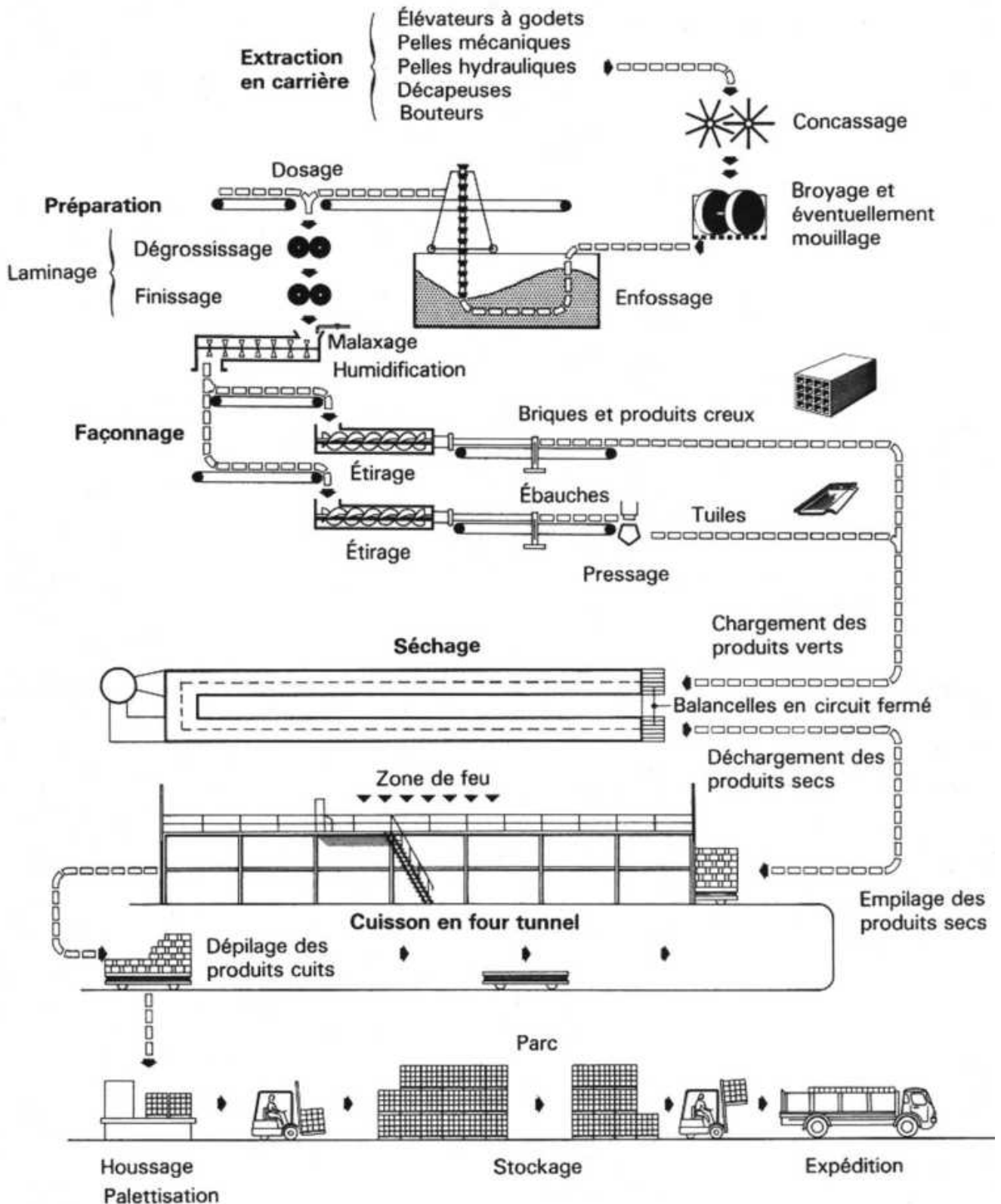


Figure II.20. Fabrication des produits de terre cuite

L'oxyde de fer agit comme élément fondant au cours de la cuisson. Il communique aux produits leur couleur rouge.

La chaux est un constituant très fréquent des produits de terre cuite, dans lesquels on peut la trouver en quantité importante. Elle existe dans les argiles, le plus souvent sous forme de carbonate de chaux finement divisé (grains de l'ordre du micromètre) qui se décompose, au cours de la cuisson, en libérant de l'anhydride carbonique selon la réaction : $\text{CO}_3\text{Ca} \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2 \uparrow$

La chaux libérée se combine avec les autres éléments de l'argile pour former des silicates d'alumine complexes, de couleur rose à jaunâtre. C'est la raison pour laquelle les produits fabriqués avec des

argiles calcaires ne présentent pas la couleur rouge habituelle, mais une couleur rose ou jaune d'autant plus pâle que les produits ont été cuits à température plus élevée.

C'est là un point intéressant à retenir, car souvent les utilisateurs craignent que les produits de couleur pâle ne soient pas suffisamment cuits alors que c'est souvent l'inverse qui est la réalité.

Le départ du dioxyde de carbone dû à la décomposition du carbonate de chaux laisse, à l'intérieur du tesson cuit, un certain pourcentage de vides qui ont pour conséquence de communiquer aux produits cuits une porosité assez élevée.

Quelquefois, le calcaire existe dans les argiles sous forme de grains de granulométrie grossière (quelques millimètres). Ils se transforment en chaux vive dans les produits cuits et s'hydratent sous l'action de l'humidité atmosphérique, s'expansent et risquent de provoquer des éclatements localisés, connus, en terme de métier, sous le nom d'**éclatements de chaux**. Le remède est apporté à la fabrication par un broyage très poussé des matières premières et quelquefois par un trempage des produits cuits, à leur sortie du four, dans l'eau froide pendant quelques minutes.

Les oxydes alcalins (soude et potasse) jouent le rôle de fondants. Associés à d'autres éléments (oxyde de fer, par exemple), ils provoquent, au cours de la cuisson, les réactions de grésage qui confèrent aux produits leurs qualités définitives, et tout particulièrement leur résistance mécanique.

II.3.2.2.1.2 Gisements

Les argiles utilisées pour la fabrication de produits de terre cuite se trouvent pratiquement à tous les étages géologiques, les terrains primaires exceptés. Au sommet du quaternaire, on trouve l'importante formation de loess, qui est une argile siliceuse et calcaire présentant peu de plasticité. Ces argiles sont très répandues dans l'est de la France (Alsace). Dans certaines régions, la couche supérieure du loess a été décalcifiée et a donné naissance à une argile très siliceuse, peu plastique, pratiquement exempte de calcaire, appelée lehm, qui était très utilisée dans le nord de la France, la Normandie et la région parisienne pour la fabrication de briques pleines à la presse (plus rarement par étirage à la mouleuse).

II.3.2.2.1.3 Extraction

Après l'enlèvement de la découverte (encore appelée stérile) à l'aide de buteurs, de pelles mécaniques ou de décapeuses, l'extraction a lieu à ciel ouvert, les hauteurs de front de taille variant de 1 m à une vingtaine de mètres environ.

L'extraction peut se faire à la pelle mécanique, à l'excavateur, à l'aide de défonceuses, décapeuses, buteurs, pelles, chargeuses, etc. La matière première extraite est acheminée à l'usine, soit par camions, soit par voie ferrée, soit, plus rarement, par transporteurs à câbles ou transporteurs à bandes.

La plupart des tuileries et briqueteries travaillent avec des matières premières provenant de gisements proches de l'usine (quelques kilomètres). De façon à améliorer les caractéristiques des mélanges de fabrication et les qualités des produits cuits, certaines usines font des ajouts et utilisent des argiles d'appoint (à des dosages qui peuvent atteindre 20 à 30 %) provenant de gisements situés quelquefois à 10, 20 ou 30 km (au maximum) de l'usine.

II.3.2.2.1.4 Éléments dégraissants

Souvent, les argiles naturelles présentent une plasticité excessive, ce qui entraîne des difficultés de fabrication. Il est alors nécessaire d'ajouter des éléments inertes, c'est-à-dire des dégraissants. Ils donnent aux produits une texture moins compacte, ce qui facilite l'évacuation de l'eau pendant le séchage et les dégagements gazeux pendant la cuisson.

Les éléments dégraissants le plus couramment utilisés sont :

- le sable, de granulométrie de 0,2 à 1 mm, exempt de calcaire, à des doses pouvant atteindre 30 % au maximum ;
- la chamotte : on désigne sous ce terme de l'argile déjà cuite qui provient le plus souvent du broyage des déchets de cuisson ; cet ajout est fréquemment effectué pour la fabrication de boisseaux de terre cuite ; en effet, pour ces produits, une texture grossière a pour conséquence une amélioration de la résistance au choc thermique ;
- les cendres volantes de centrales thermiques alimentées au charbon pulvérisé ;
- les laitiers granulés de hauts fourneaux ;
- des éléments combustibles tels que le mâchefer, le fraïsil, les schlamms (résidus de lavage des charbons) ou des débris végétaux divers (sciure de bois, etc.).

II.3.2.2.1.5 Ajouts spéciaux

Outre les argiles et les dégraissants, il est souvent nécessaire d'ajouter aux mélanges de fabrication des constituants spéciaux, soit pour corriger un défaut propre à la nature de certaines matières premières, soit pour réaliser des produits présentant des caractéristiques particulières. Les principaux ajouts utilisés sont :

- le bioxyde de manganèse, pour la fabrication de produits d'aspect vieilli ; des doses de 2 à 3 % par rapport au poids sec, dans des argiles ferrugineuses, permettent l'obtention de produits présentant une belle couleur brune ;
- l'oxyde de titane qui permet d'obtenir, avec certaines argiles, à des doses de 1,5 à 2 %, des produits de couleur orangée ;
- le carbonate de baryum, le carbonate de calcium finement broyé, le carbonate de sodium, la chaux vive ou éteinte, le chlorure de sodium, le spath fluor (ou fluorine), le lignosulfonate de sodium qui, à des doses de quelques pour-mille, permettent de résoudre certains problèmes de fabrication.

II.3.2.2.2. Préparation de la pâte

Le rôle de la préparation est multiple. Elle a pour but :

- d'éliminer les impuretés ;
- d'émietter les argiles ;
- de former les mélanges ;
- d'homogénéiser et d'humidifier ces mélanges.

Au cours de la préparation, la pâte est rendue plastique par ajout d'eau.

La plasticité d'une argile dépend de sa nature minéralogique, du pourcentage d'éléments inertes qu'elle contient (sable, etc.) et de sa finesse (plus elle est fine, plus elle est plastique).

En règle générale, les argiles demandent d'autant plus d'eau pour leur façonnage qu'elles sont plus plastiques. Ainsi, à l'état de pâte dite normale – à la limite du collage aux doigts – les argiles peu plastiques renferment environ 15 à 20 % d'eau (par rapport à la masse sèche) et les argiles très plastiques 20 à 30 %.

Il convient de noter l'intéressante amélioration de plasticité que peut apporter l'enfouissement, encore appelé pourrissage. Cette opération consiste à stocker de l'argile ayant déjà subi un début de préparation, et contenant une partie de son eau de façonnage, pendant plusieurs semaines (généralement 2 à 4) dans des fosses.

Les pâtes de façonnage peuvent être de consistances très différentes, aussi les types de machines permettant de réaliser l'opération recherchée sont-ils nombreux. Le tableau II.17 en donne un aperçu.

En ce qui concerne la fabrication de carreaux, dans les cas les plus courants, les argiles de base subissent un broyage fin à l'aide de cylindres lamineurs. Plus rarement, lorsque les caractéristiques des matières premières l'exigent, d'autres techniques sont mises en œuvre : soit broyage au broyeur

à percussion et tamisage, soit préparation par voie humide (mise en barbotine, tamisage et raffermissement au filtre-presse).

Quels que soient les produits fabriqués, le rôle de la préparation est important. S'il est fréquent de dire que c'est le séchage ou la cuisson qui sont responsables de produits cassés ou fêlés, c'est en fait la préparation qui peut en être l'origine. Un dosage irrégulier du mélange risque de donner des produits de caractéristiques variables. Une mauvaise homogénéisation de la pâte peut provoquer des fissures au cours du séchage.

Une élimination insuffisante de certaines impuretés risque de favoriser des amorces de fissures ou l'apparition d'éclatements sur les produits cuits (éclatements de grains de chaux).

Opération	Appareil
Concassage : il facilite le dosage, prépare le broyage, se fait avant dosage si l'extraction fournit de gros blocs	Brise-mottes cylindrique Trémie brise-mottes (argile sèche) Désagrégateur
Dosage : —distribution —dosage	Distributeur doseur linéaire (à un ou plusieurs compartiments) Distributeur rotatif à plateau (pour argile concassée seulement)
Suppression des impuretés : —par broyage —par élimination	(voir ci-dessous) Épierreur à cylindres à gorge Épierreur conique Malaxeur filtre Broyeur épurateur
Broyage : —broyage préparatoire —laminage	Broyeur à meules (sert aussi de mouilleur-mélangeur) Broyeur à cylindres dégrossisseur Broyeur à cylindres finisseur
Broyage-malaxage : —broyage grossier —malaxage et mélange	Malaxeur à tamis à axe horizontal (pour pâte molle) Malaxeur à tamis à axe vertical
Malaxage : homogénéisation et mouillage	Mouilleur-mélangeur à deux arbres Malaxeur vertical

Tableau II.17. Appareils utilisés pour la préparation des pâtes de façonnage

II.3.2.2.3. Façonnage

En terre cuite, on utilise principalement deux procédés : l'étirage et le pressage. Nous allons examiner successivement le façonnage de produits pleins et de produits perforés, de produits creux (briques, boisseaux, hourdis).

II.3.2.2.3.1 Produits pleins. Produits perforés

Suivant les terres employées, on utilise des procédés différents. Les deux principaux s'appliquent au façonnage de briques pleines pressées et au façonnage de briques pleines ou perforées filées.

II.3.2.2.3.1.1 Briques pleines pressées

La matière première utilisée est généralement le lehm, que l'on trouve surtout dans le nord de la France, en Normandie et dans la région parisienne. Ce sont des matières premières très maigres, fortement chargées en silice. Elles sont façonnées telles quelles, venant de la carrière, avec un pourcentage d'eau faible (de l'ordre de 15 %).

On utilise des presses à plateau (pression de 5 à 10 MPa) dont la cadence de production est de 600 à 800 briques/h (briques de dimensions 6 x 11 x 22 cm environ). De nouvelles presses automatiques permettent une cadence beaucoup plus élevée, mais nécessitent un séchage préalable de la terre et une granulométrie appropriée des grains secs obtenus.

II.3.2.2.3.1.2 Briques pleines et briques perforées filées

Dans certaines installations, pour produire plus particulièrement des briques destinées à rester apparentes, la pâte subit une préparation qui rejoint celle des produits creux.

Dans d'autres fabrications, on façonne une ébauche qui est ensuite pressée (briques rebattues ou briques repressées).

II.3.2.2.3.2 Produits creux

La technique de fabrication décrite ci-après concerne l'élaboration de briques creuses pour murs, de briques plâtrières, de blocs à perforations verticales, de produits pour planchers et sous-plafonds, et de boisseaux de cheminée. Le façonnage a essentiellement deux rôles :

Le premier est de donner à la pâte une cohésion suffisante. La cohésion, déjà existante du fait de la préparation, est parachevée grâce à une intensification de la compression de la pâte, à l'élimination de l'air occlus dans l'argile (désaération) et à l'amélioration de la plasticité par un mouillage additionnel ou par une injection de vapeur d'eau sous pression.

La désaération de la pâte au cours de son passage dans la mouleuse a pour but d'améliorer la plasticité et de donner une plus grande cohésion qui facilite le passage au travers de la filière.

Le second rôle est de donner à l'argile la forme désirée. Cela est obtenu, pour les produits creux, par le passage du mélange argileux au travers d'une filière. Les appareils utilisés sont des étireuses (encore appelées mouleuses ou extrudeuses).

Elles sont constituées, en général, de la façon suivante :

- un premier cylindre dans lequel l'argile est propulsée à l'aide d'hélices ou de pales à travers une chambre à vide où s'opère la désaération ;
- un deuxième cylindre qui reçoit l'argile sortant de la chambre à vide ; cette argile est véhiculée par une hélice vers la bouche de la mouleuse et la filière.

Les étireuses ont des débits qui varient de 3 à 40 t/h environ. Le débit moyen est de 15 à 20 t/h et il est conditionné par plusieurs facteurs :

- la forme des produits à filer ;
- la section intérieure du corps de l'étireuse qui, elle-même, est déterminée par le diamètre de l'hélice ; c'est cette dimension qui caractérise une étireuse : de 250 à 550 mm ;
- la vitesse de rotation de l'hélice et le pas de cette dernière ;
- la plasticité de la pâte ;
- la régularité de l'alimentation.

La filière est la pièce placée à l'extrémité de l'étireuse à travers laquelle la pâte d'argile est poussée. Elle donne donc au produit sa forme définitive. Pour éviter des déformations et l'apparition de fissures au cours du stade ultérieur de la fabrication (le séchage), tous les filets d'argile qui sortent de la filière doivent avoir la même vitesse. Le réglage, pour qu'il en soit ainsi, s'appelle l'équilibrage et constitue une opération délicate qui conditionne souvent la qualité des produits.

II.3.2.2.4. Séchage

Les produits sont façonnés avec une teneur en eau de 15 à 30 % (chiffres exprimés en % par rapport au poids sec). Il est nécessaire, avant de les soumettre à la cuisson, d'éliminer la plus grande partie de cette eau : c'est l'opération de séchage. Il s'agit d'une phase délicate et importante de la fabrication qui doit être menée judicieusement si l'on veut obtenir des produits de qualité. Après leur passage dans le séchoir, ces derniers ne contiennent plus que 1 à 2 % d'eau résiduelle (quelquefois moins).

Nous allons étudier les principaux problèmes technologiques posés par le séchage, ainsi que les principaux séchoirs utilisés dans l'industrie des briques.

II.3.2.2.4.1 Problèmes technologiques posés par l'opération de séchage

II.3.2.2.4.1.1 Retrait de séchage

Lorsqu'une composition argileuse est soumise à dessiccation, les particules élémentaires, primitivement dispersées dans l'eau, tendent à se rapprocher et à s'imbriquer, ce qui entraîne d'une part un retrait, et d'autre part une consolidation ou prise de cohésion due à cette imbrication. Lorsque les particules sont au contact les unes des autres, il reste, entre elles, de l'eau qui s'évacue alors qu'il ne se produit plus de retrait dans la pièce. On voit donc que le séchage s'effectue en deux phases : la première pour laquelle le départ d'eau s'accompagne de retrait, et la seconde pour laquelle il ne provoque pratiquement pas de variations dimensionnelles. Ces phénomènes sont illustrés sur la figure II.21.

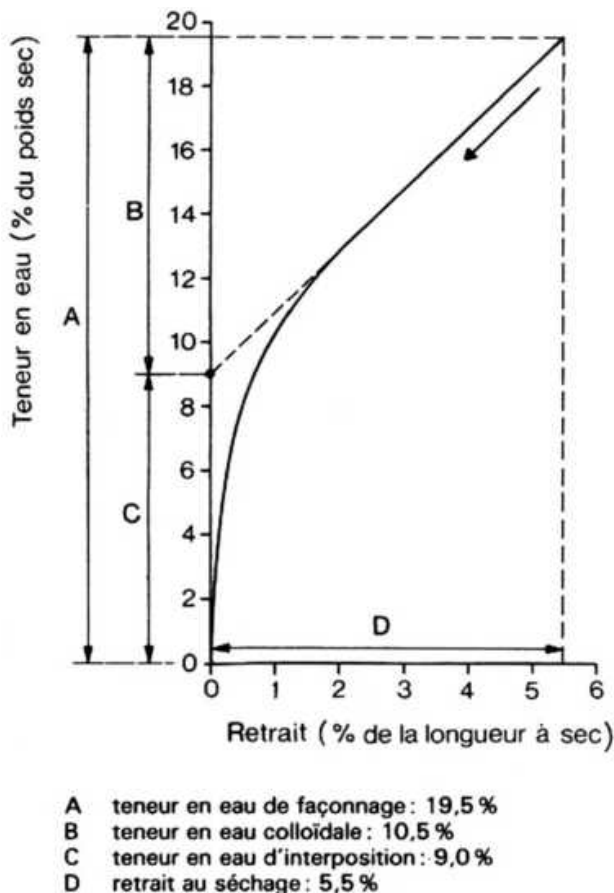


Figure II.21 Courbe de Bigot (retrait au séchage en fonction des départs d'eau) : étude d'un cas particulier

L'eau qui part au cours de la première phase (avec retrait) s'appelle l'**eau colloïdale**. Celle qui part au cours de la seconde phase (sans retrait) s'appelle l'**eau d'interposition**. Le retrait linéaire (exprimé en % par rapport à la longueur sèche) varie, pour les pâtes utilisées en briqueteries et tuileries, de 5 à 8 % environ (selon la nature minéralogique de l'argile, la teneur en éléments dégraissants, la teneur en eau de façonnage, la compression subie par l'argile lors de son passage dans la filière, etc.).

On conçoit que les variations de dimensions, qui ont lieu lors de la première phase, risquent, si elles ne se produisent pas de façon homogène dans toute la pièce, de provoquer l'apparition de contraintes qui sont préjudiciables à la qualité des produits : déformations, fissures, pertes de résistance mécanique. La vitesse limite de séchage est celle qui permet d'évacuer l'eau assez lentement pour que les faces externes ne sèchent pas trop rapidement

avant que l'eau interne ne soit évacuée. L'air qui est en contact avec les faces des produits doit donc avoir une capacité d'évaporation qui correspond à la vitesse optimale à tous les stades, ce qui nécessite un séchage en atmosphère contrôlée.

Cela oblige à ventiler correctement toutes les faces des produits et à commencer le séchage assez lentement. C'est la raison pour laquelle celui-ci débute avec un air assez humide, de façon que l'opération soit lente. Lorsque la première phase du départ d'eau est achevée, on sèche avec un air de plus en plus sec. On peut indiquer que l'air utilisé au début du séchage est à une température de 35 à 50 °C avec une humidité relative de 75 à 90 %, et que l'air utilisé en fin de séchage est à une température de 70 à 130 °C, avec une faible humidité relative.

Pratiquement, on réalise un épuisement rationnel : l'air chaud et sec est envoyé sur les produits en fin de séchage, il se charge progressivement d'humidité, sa température s'abaisse et l'air humide est envoyé sur les produits en début de séchage. Une partie de l'air humide peut être réinjectée dans le séchoir, soit dans l'air chaud, soit en différents points du séchoir, c'est ce qu'on appelle le recyclage. Les vitesses de ventilation varient de 1 à 10 m/s. Les vitesses le plus fréquemment rencontrées sont de 2 à 5 m/s.

II.3.2.2.4.1.2 Énergie consommée par l'opération de séchage

Pour des séchoirs bien réglés il faut compter une consommation variant de $3,5 \times 10^6$ à 4×10^6 J/kg d'eau évacuée. Pour le séchage d'une tonne de produits (comptée après cuisson), les consommations thermiques sont de $0,65 \times 10^9$ J et les consommations électriques de 6 à 13 kWh.

L'apport calorifique nécessaire est fourni pour une part (25 à 50 %) par la récupération d'air chaud sur les fours et pour le complément par des foyers directs ou des générateurs d'air chaud ou des chaudières.

Remarques : sans examiner l'ensemble du problème complexe du séchage, il importe de formuler plusieurs observations :

- indépendamment des caractéristiques des mélanges utilisés, le profil, les dimensions et épaisseurs des parois des produits fabriqués ont une influence sur le programme de séchage à employer ;
- les ajouts de dégraissants ont une action favorable sur l'aptitude au séchage ;
- la qualité des produits cuits dépend souvent de la façon dont le séchage a été conduit.

II.3.2.2.4.2 Différents séchoirs

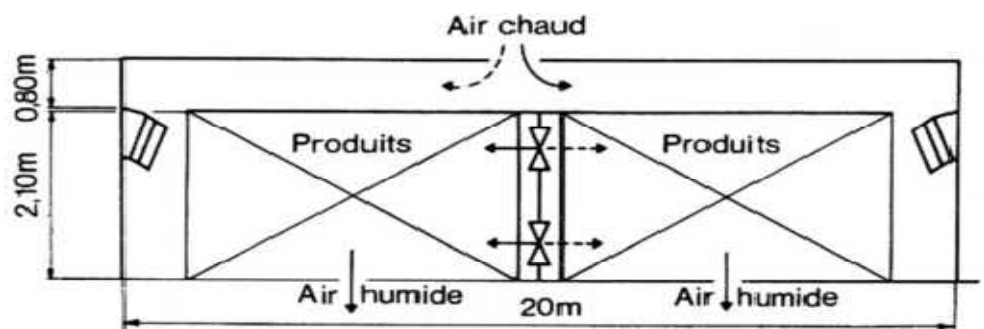
Le séchage est effectué en atmosphère ventilée et contrôlée. La durée de l'opération est très variable (de 1 à 72 h) et dépend de l'argile employée ainsi que du type de produits fabriqués. On distingue deux groupes de séchoirs :

- les séchoirs statiques ou séchoirs à chambres à grande ventilation (temps de séchage de 11 à 72 h)
- les séchoirs à circulation continue des produits (temps de séchage de 1 à 48 h) ; ces séchoirs peuvent être classés en trois catégories :
 - séchoirs-tunnels traditionnels, qui sèchent en des temps variant de 12 à 48 h ; ces séchoirs ont une ventilation longitudinale ou transversale,
 - séchoirs semi-rapides, qui sèchent en 3 à 12 h,
 - séchoirs rapides, qui sèchent en 1 à 3 h.

Les figures II.22, II.23 et II.24 montrent le principe des séchoirs à chambres, des séchoirs-tunnels et des séchoirs semi-rapides à balancelles.

Les ordres de grandeur des tonnages pouvant être séchés par tous ces appareils varient de 1 à 15 t à l'heure et même plus, suivant les types.

Figure II.22 Chambre de séchage



Les cotes sont approximatives.

On peut faire circuler l'air dans un sens ou dans l'autre.

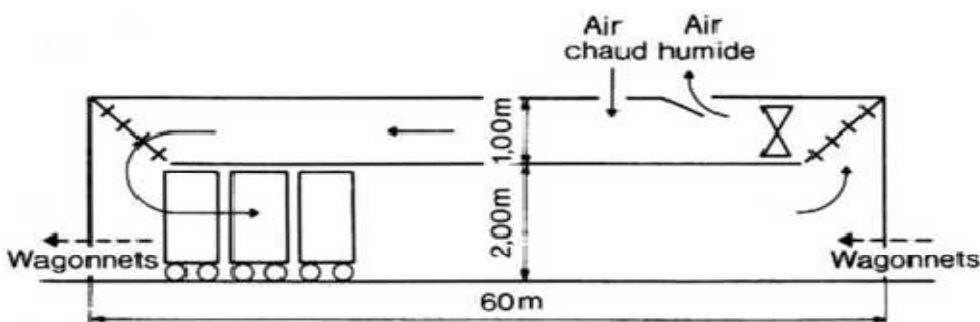


Figure II.23 Séchoir-tunnel

Les cotes sont approximatives.

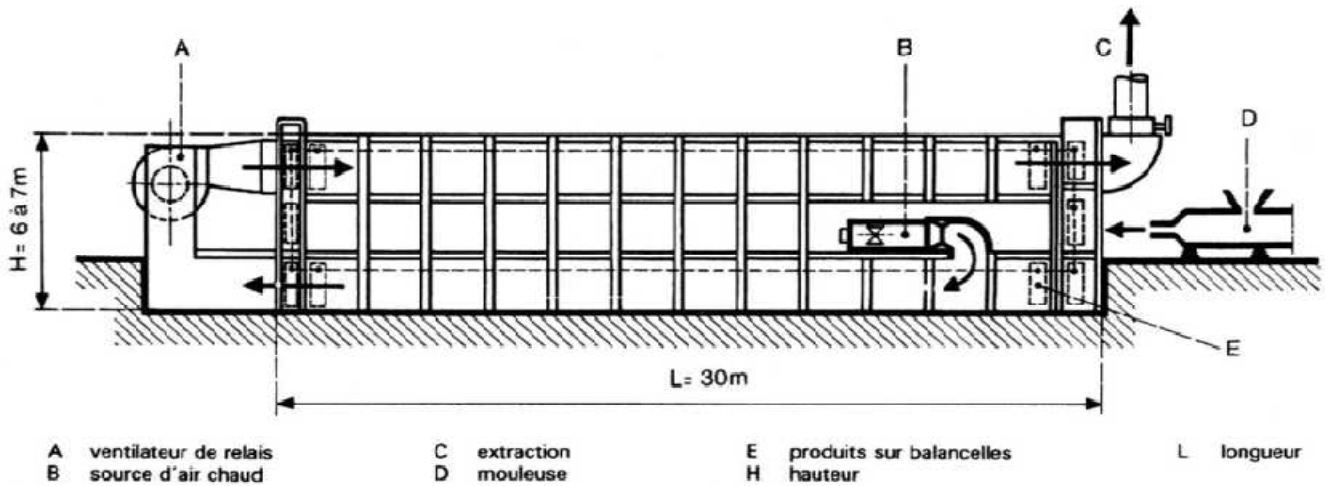


Figure II.24 Séchoir semi-rapide à balancelles

II.3.2.2.5. Cuisson

À la sortie du séchoir, les produits n'ont pas encore leurs véritables qualités. Il est nécessaire, pour leur permettre d'acquérir leur résistance mécanique, leur stabilité, leur résistance aux intempéries, etc., de les soumettre à la cuisson à des températures élevées (900 à 1 050 °C environ).

La cuisson doit être conduite de façon à obtenir des produits de caractéristiques fonctionnelles satisfaisantes et aussi régulières que possible. Il s'agit de mélanger intimement les combustibles et l'air de combustion à la sortie des brûleurs, de diluer ce mélange dans un excès d'air important pour ramener la température des flammes à la température de cuisson désirable pour la terre et, enfin, de soumettre tous les produits de l'empilage aux mêmes effets thermiques.

II.3.2.2.5.1 Action de la chaleur

En ce qui concerne la réaction des matières premières à la cuisson, la chaleur provoque des modifications de masse volumique, de porosité, de dureté, de dimensions. Elle provoque également des déshydratations, des décompositions et des combinaisons qui modifient les propriétés comme suit :

- jusqu'à 200 °C environ, évacuation de l'eau résiduelle de séchage ;
- de 200 à 450 °C, décomposition de matières organiques ;
- de 450 à 650 °C, destruction des minéraux argileux avec départ de l'eau de constitution ;
- de 650 à 750 °C, décomposition du carbonate de chaux (cas des argiles calcaires) ;
- au-delà et jusqu'à la température de cuisson, les fondants contenus dans la terre entrent en réaction et communiquent aux produits leurs qualités mécaniques définitives ; c'est ce qu'on appelle le grésage, qui s'accompagne d'une baisse de porosité du tesson et, le plus souvent, de l'apparition d'un retrait (retrait de cuisson de 0,5 à 3 % environ par rapport à la longueur sèche).

II.3.2.2.5.2 Combustibles

On assiste à une augmentation de l'utilisation du gaz naturel et à une diminution corrélative de l'utilisation du fuel, Combustibles liquides et Combustibles gazeux. Gaz naturel.

La répartition des différentes sources d'énergie thermique était la suivante (pour 1992) :

- gaz naturel 75,3 %
- fuel 5,3 %
- combustibles solides 15,2 %
- gaz liquéfiés (butane, propane) 4,2 %

II.3.3.2.5.3 Énergie consommée par l'opération de cuisson

Elle varie selon les produits fabriqués et la nature des matières premières. Les fours modernes consomment en moyenne $0,9$ à $1,2 \times 10^9$ J pour une tonne de produits.

II.3.2.2.5.4 Fours

Si quelques fabrications artisanales utilisent des fours intermittents et si quelques usines sont encore dotées de fours continus à feu mobile (Hoffmann, Zig-zag, Migeon), l'essentiel de la production française est assuré par des fours continus à feu fixe, encore appelés fours-tunnels.

Dans ce type d'appareils (figures II.25 et II.26), les produits sont empilés sur des wagonnets qui sont ensuite poussés à l'intérieur du tunnel où ils avancent progressivement. La durée totale de cuisson varie de 12 à 48 h selon le type de produits et les difficultés plus ou moins grandes que les matières premières présentent à la cuisson ; les fours-tunnels mesurent environ 100 m de longueur. Leurs sections vont de 3 à 8 m de largeur pour 1,50 à 2 m de hauteur.

Le combustible est le plus souvent injecté en voûte, quelquefois latéralement, dans des espaces ménagés dans les empilages. L'air de combustion et les fumées circulent à contre-courant par rapport au sens de progression des wagons. L'air de combustion se réchauffe sur les produits en cours de refroidissement. Les fumées échauffent les produits en cours de préchauffage. L'homogénéisation des températures dans tous les points de la section de l'empilage est obtenue par des systèmes de brassage de l'air.

Les fours-tunnels sont équipés de régulations automatiques, qui assurent une cuisson régulière, ainsi que d'une automatisation des mouvements des wagons (entrée et sortie). Ils constituent des appareils de cuisson très précis, dotés de nombreux moyens de réglage.

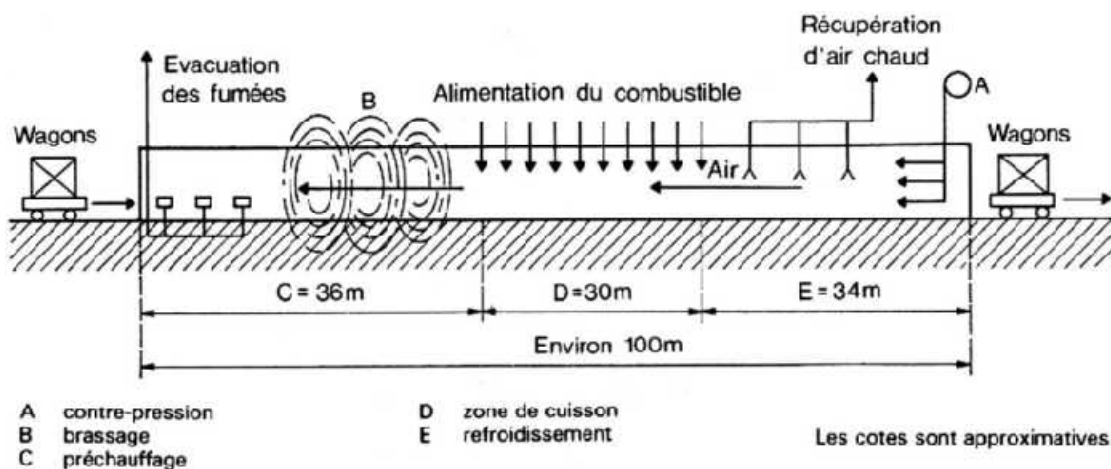


Figure II.25 Principe de fonctionnement d'un four-tunnel

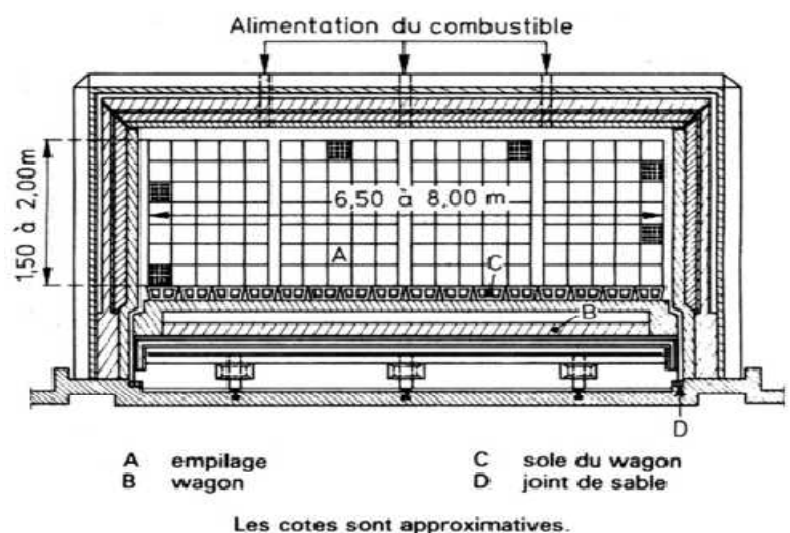


Figure II.26 Coupe schématique d'un four-tunnel

II.3.3. Caractéristiques et emplois

II.3.3.1 Briques pleines et perforées

Les briques pleines et perforées se présentent sous forme d'un parallélépipède rectangle facilement préhensible d'une main, et dont la masse varie généralement de 1,8 à 2,5 kg. La masse volumique du tesson doit être supérieure à 1,4 kg/dm³, généralement de 1,7 à 1,9 kg/dm³. La section cumulée des perforations éventuelles ne dépasse pas les 40 % de la section brute totale du produit (figure II.27). Suivant leur matière première et leur processus de fabrication, leurs qualités fonctionnelles et leur aspect sont variables, ce qui a conduit en particulier à caractériser les produits en fonction de l'usage auquel ils sont destinés.

Les caractéristiques des briques pleines et perforées font l'objet de deux normes distinctes, selon que ces produits sont destinés à être revêtus d'un enduit ou au contraire à rester apparents sur au moins l'une de leurs faces

II.3.3.1.1 Briques pleines et perforées destinées à être enduites

Ces produits sont régis par la norme NF P 13-305 dont les spécifications essentielles sont indiquées ci-après, ainsi que dans les tableaux II.17 et II.18.

a) **Caractéristiques géométriques** : elles concernent les tolérances applicables aux dimensions de fabrication et les écarts admissibles entre les produits d'une même fourniture.

b) **Caractéristiques mécaniques** : les briques sont caractérisées par leurs résistances moyenne et minimale à l'écrasement. Elles sont classées selon quatre catégories.

c) **Absorption d'eau** : il s'agit de l'absorption d'eau par remontée capillaire, caractérisée par un coefficient C calculé à la suite d'un essai consistant à déterminer la masse d'eau absorbée par le produit, dont seulement une face est immergée :

$$C = \frac{100 P}{S\sqrt{t}}$$

avec P (g) masse d'eau absorbée,
S (cm²) surface de la face immergée,
t (min) temps d'immersion.

L'essai est fait, d'habitude, sur une durée de 10 min ; la formule devient alors :

$$C = 31,6 P / S$$

Cette caractéristique a essentiellement pour but de donner une indication sur la propension du produit à absorber l'eau du mortier. Elle n'est pas directement représentative du comportement du mur vis-à-vis de la pénétration de l'eau de pluie. Les valeurs limites s'échelonnent de 30 à 80 selon les procédés de fabrication, mais la prescription principale est que les valeurs extrêmes ne doivent pas s'écarter de plus de 20 % de la valeur moyenne. Toutefois, lorsque cette moyenne est inférieure à 15, l'écart maximal admis est de 3.

d) **Résistance au gel** : après un essai de 25 cycles (produits immergés, puis posés sur une plaque métallique à - 15 oC), les produits ne doivent pas avoir subi d'altérations provoquant une perte de masse supérieure à 1 %, ni présenter de fissures abaissant leur résistance au-dessous de celle correspondant au classement annoncé par le fabricant.

e) **Dilatation à l'humidité** : à la suite des essais accélérés, la dilatation conventionnelle à l'humidité ne doit pas dépasser, pour l'essai à l'autoclave, 1,6 mm/m et, pour l'essai à l'eau bouillante, 0,6 mm/m en moyenne et 0,8 mm/m au maximum.

f) **Éclatements** : la norme I limite en nombre et en dimensions les cratères éventuellement apparus à la suite d'un essai destiné à accélérer l'expansion des grains de chaux ou de pyrite.

II.3.3.1.2 Briques pleines et perforées destinées à rester apparentes

Entrent dans cette catégorie les briques de Vaugirard, les briques sablées, colorées, etc. Ces produits sont régis par la norme NF P 13-304.

—Caractéristiques géométriques : les briques dites calibrées sont soumises à des tolérances dimensionnelles tableau II.17.

Les briques apparentes spéciales, de géométrie volontairement irrégulière dans un but de recherche esthétique, ne sont pas soumises à ces tolérances, sauf pour la hauteur (tolérance 4 mm, écart maximal 5 mm).

—Caractéristiques mécaniques.

—Absorption d'eau.

—Résistance au gel.

—Dilatation à l'humidité.

—Éclatements : le nombre et la dimension des cratères éventuellement apparus à la suite de l'essai sont plus réduits que pour les briques destinées à être enduites, et varient selon que la couleur des faces pouvant rester apparentes est différente ou non de la couleur du tesson. En particulier, dans le premier de ces cas, aucun cratère n'est admis sur ces faces.

II.3.3.2 Blocs perforés

Ce sont des briques à perforations verticales. On se reportera aux tableaux II.17 et II.18. On distingue les blocs perforés à enduire et les blocs perforés destinés à rester apparents.

II.3.3.2.1 Blocs perforés à enduire

Ils sont régis par la norme NF P 13-305. Ils comportent des perforations perpendiculaires au plan de pose (dont la surface totale est inférieure à 60 % de la surface du bloc) et présentent des dimensions plus importantes que les briques pleines et perforées, pouvant aller jusqu'à permettre de réaliser toute l'épaisseur du mur avec un seul élément (figure II.28). Le plus généralement, la hauteur est de 18,5 à 20 cm et la longueur de 20 à 40 cm.

Pratiquement, les spécifications sont les mêmes que pour les briques pleines et perforées de format courant destinées à être enduites, à ceci près que, pour la résistance au gel, ces spécifications se rapportent à un essai dont le mode opératoire est différent, les produits étant, après immersion, placés dans une enceinte réfrigérée et non posés sur une plaque.

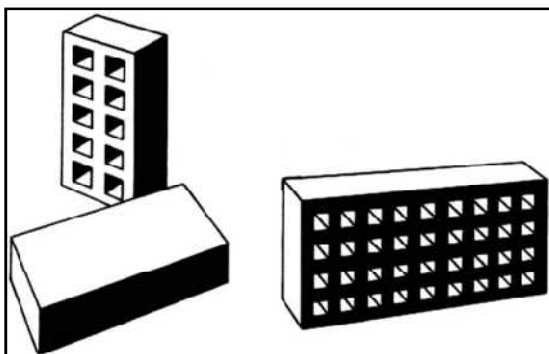


Figure II.27 Brique pleine et briques perforées

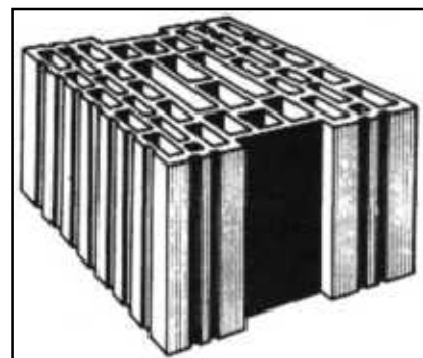


Figure II.28 Bloc perforé

II.3.3. 2.2 Blocs perforés destinés à rester apparents

Ils sont régis par la norme NF P 13-306. Ils comportent des perforations perpendiculaires à la face de pose, dont la somme des sections est inférieure ou égale à 40 % de la section totale. Leur largeur est égale ou supérieure à 14 cm. Leur hauteur est inférieure ou égale à 11 cm. L'essai de résistance au gel est réalisé comme pour les briques pleines et perforées.

II.3.3.3 Briques creuses

II.3.3.3.1 Généralités

Ces produits sont régis par la norme NF P 13-301. Les briques creuses comportent des perforations qui, sauf pour certains accessoires, sont parallèles au plan de pose et dont la section totale dépasse 40 % de la section du produit.

Les briques creuses se subdivisent en deux types, les briques type C (à face de pose continue, figure II.29a), c'est-à-dire destinées à être montées à joints de mortier horizontaux continus, et les briques type RJ (à rupture de joint, figure II.29b) destinées à être montées à joints de mortier discontinus.

II.3.3.3.2 Caractéristiques

Les spécifications essentielles auxquelles sont soumis ces produits sont indiquées ci-après.

■ Caractéristiques géométriques

Il n'existe pas actuellement de dimensions préférentielles mais, d'une façon générale, la largeur (dimension dans le sens de l'épaisseur de la paroi) varie de 3,5 à 32,5 cm, les épaisseurs faibles étant spécifiques des briques pour cloisons ou doublages. La hauteur varie de 11 à 40 cm et la longueur de 40 à 60 cm.

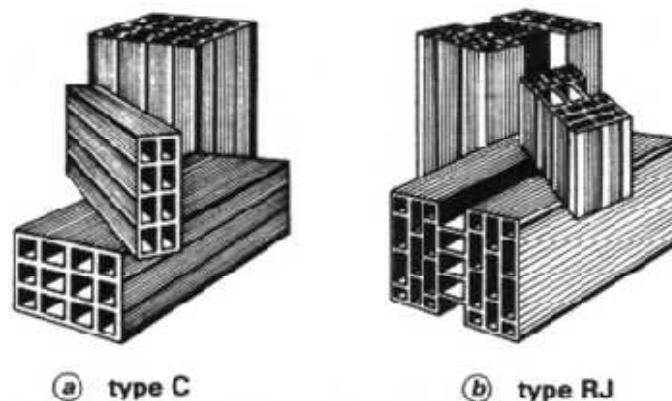


Figure II.29 Briques creuses

■ Aspect

Du fait qu'il s'agit d'un matériau, comportant un fort pourcentage de vides et dans lequel, par conséquent, la résistance mécanique est assurée par des parois relativement minces, il est nécessaire que ces parois ne présentent qu'un nombre limité de défauts. C'est pourquoi le nombre de fissures tolérées est strictement limité (1 à 2 suivant le type de produit) ainsi que, dans une fourniture, le pourcentage de briques présentant ces imperfections : 30 % s'il s'agit de briques ordinaires et 15 % s'il s'agit de briques à résistance garantie.

- **Caractéristiques mécaniques**

On distingue les briques à résistance garantie et les briques ordinaires. Les briques à résistance garantie sont caractérisées par leurs résistances moyenne et minimale à l'écrasement, et sont classées, suivant leur résistance moyenne, en trois catégories (tableau II.2).

- **Absorption d'eau**

Le coefficient d'absorption d'eau est limité à 15 et l'écart entre les extrêmes et la moyenne ne doit pas dépasser 3.

- **Résistance au gel**

L'essai de 25 cycles de gel et dégel ne doit pas provoquer d'altération entraînant une perte de masse supérieure à 1 %.

- **Dilatation à l'humidité**

Les valeurs limites de la dilatation conventionnelle à la suite des essais accélérés sont les suivantes :

- à l'autoclave : 1,6 mm/m ;
- à l'eau bouillante : 0,6 mm/m en moyenne et 0,8 mm/m au maximum.

- **Éclatements**

La norme limite en nombre et en dimensions les cratères éventuellement apparus à la suite d'un essai destiné à accélérer l'expansion des grains de chaux ou de pyrite.

I.3 Catégories et caractéristiques des mortiers

I.3.1. Définition :

Le mortier est un mélange de sable (généralement siliceux) et de liant hydraulique (chaux ou ciment), gâchés avec une certaine quantité d'eau pour lier les unités de maçonnerie.

I.3.2. Classification des différents types de mortier

I.3.2.1. Selon leur résistance [9]

La norme canadienne ASTM C 270-84 classe les mortiers recommandés dans la construction en maçonnerie en cinq catégories bien distinctes M, S, N, O et K, respectivement du plus résistant au plus faible.

Type M : ce sont des mortiers de plus haute résistance et ayant une plus grande durabilité que les autres types.

Type S : ce sont des mortiers ayant une résistance à la compression moyenne, avec une résistance au cisaillement et à l'adhésion plus importante que pour les mortiers de type M.

Type N : ce sont des mortiers à une résistance à la compression moyenne.

Type O : ce sont des mortiers de résistance à la compression au dessous de la moyenne.

Type K : ce sont des mortiers à faible résistance à la compression, utilisés pour les murs de répartition.

Ces différents types de mortier se distinguent par le dosage et leur résistance à la compression appropriés (tableau II.20).

Type	Proportions du mortier par volume				Résistance compression à 28jours (MPa)
	Ciment Port	Ciment maçon	Chaux	Sable	
M	1 1	1 -	- 1/4	Entre 2-1/4 et 3 fois la somme des volumes de ciment et de chaux	17 à 18
S	1/2 1	1 -	- 1/4 à 1/2		12 à 13
N	- 1	1 -	- 1/2 à 5/4		5 à 6
O	-	1	- 5/4 à 5/2		2 à 3
K	1	-	5/2 à 4		0.5 à 0.6

Tableau II.20. Dosage et résistance des mortiers (ASTM C 270-84).

I.3.2.2. Selon les liants utilisés [12]; [13]

Trois type de mortier sont distingués selon les liants utilisés, ce classement est donné par des fascicules algérienne et sont :

I.3.2.2.1. Mortiers de ciment

Le liant est le ciment, donne des mortiers résistants mais risque de fissuration.

I.3.2.2.2. Mortiers de chaux hydraulique

Le liant est la chaux hydraulique, ils sont plus faciles à mettre en place.

I.3.2.2.3. Mortiers bâtards

Le liant est un mélange de chaux aérienne de ciment, offrent beaucoup d'avantages.

I.3.2.3. Selon leur fonction

I.3.2.3.1. Mortiers de maçonnerie

Mortiers de gros et de petits éléments, utilisés tant pour la maçonnerie extérieure qu'intérieure, au contact du sol et/ou de l'eau, y compris le jointoiement.

I.3.2.3.2. Mortiers de pose

Mortiers pour la fixation et la liaison de petits éléments de revêtements de sol et de parois (p.ex. carrelage)

I.3.2.3.3. Mortiers d'enduit

Enduits pour parois intérieures et extérieures, Mortiers d'accrochage ou gobetis, Couche intermédiaire formant le corps de l'enduit, Couche de finition: Mortiers pour chapes et couches d'usure, Coulis pour le remplissage et l'injection de joints et de creux.

I.3.3. Mortier de maçonnerie [12]; [13]

J.I. Davison publié en octobre 1975, Le mortier à maçonnerie est un matériau polyvalent pouvant satisfaire à une variété d'exigences parfois contradictoires. Toutefois, contrairement à l'opinion générale, il n'existe pas de mortier «universel» convenant à toutes les situations. Le concepteur ne pourra choisir le mélange convenant le mieux pour un projet donné que s'il a une bonne connaissance des matériaux qui entrent dans la composition du mortier et de leurs propriétés.

I.3.3.1. Fonction

La fonction principale d'un mortier est de liasonner les éléments de maçonnerie de manière à ce qu'ils constituent un seul bloc. Par ailleurs, le mortier sépare les éléments et remplit toutes les fentes et fissures en formant une surface de contact homogène. Le liaisonnement doit permettre de renforcer les propriétés structurales des éléments et en même temps empêcher la pénétration de la pluie. Ceci exige une adhérence complète. Si elle est réalisée, le mur aura une durabilité suffisante pour résister aux éléments.

Dans un mur de maçonnerie, le mortier constitue le liant qui unit les éléments (briques, pierres, blocs, etc.) qui confèrent à l'ensemble sa résistance mécanique. Le mortier est placé entre des éléments de maçonnerie absorbants, et dès qu'il est en contact avec eux il commence à perdre de l'eau. Le béton, au contraire, est un élément de la structure en lui-même. La qualité primordiale recherchée pour lui est la résistance mécanique, mais pour le mortier la résistance mécanique ne constitue qu'une caractéristique importante parmi plusieurs autres.

I.3.3.2 Propriétés

D'après *Isberner (1969)*, *J.I. Davison (1975)* et *Davidson (1976)*, les mortiers se subdivisent d'après leurs propriétés en deux catégories: les mortiers plastiques et les mortiers durcis.

I.3.3.2.1. Mortier plastique

La propriété la plus importante du mortier plastique est son ouvrabilité. On peut la définir comme la propriété du mortier à s'étaler à la truelle pour colmater toutes les fentes et fissures de l'élément de maçonnerie. En réalité, c'est une combinaison de plusieurs propriétés, comprenant la plasticité, la compacité et la cohérence. L'ouvrabilité ne se mesure pas avec précision en laboratoire mais le maçon peut l'évaluer en observant le comportement du mortier lorsqu'il l'étale avec sa truelle.

L'ouvrabilité est due à l'effet de « roulement à billes » résultant de la lubrification des granulats par le lait de ciment. Bien que la classe des granulats et la proportion des matériaux jouent un rôle important, c'est la teneur en eau qui détermine les valeurs finales du retrait, et le maçon peut la contrôler à la mise en œuvre. La capacité d'un mortier à garder une certaine ouvrabilité sous l'influence de la succion des briques dépend de son pouvoir de rétention d'eau mesuré lors d'essais en laboratoire.

La rétention d'eau est une caractéristique des mortiers plastiques de pouvoir retenir l'eau quand ils sont soumis à des forces d'absorption. Les mortiers à faibles rétentions perdent l'eau rapidement à travers les lits de mortier, ce qui rend difficile la pose des unités de maçonnerie. Par contre, les mortiers à hautes rétentions retiennent l'eau et permettent la pose facile des unités. La rétention d'eau et l'absorption des mortiers doivent être équilibrées.

Une bonne ouvrabilité et un bon pouvoir de rétention d'eau sont essentiels à une qualité maximale de liaisonnement.

I.3.3.2.2. Mortier durci

Le mortier durci possède un certain nombre de propriétés de résistance mécanique d'importance majeure. La solidité du liaisonnement entre le mortier et l'élément est très importante. Quant à l'ouvrabilité, il n'existe pas de méthode sûre pour la mesurer et par conséquent les mortiers sont évalués d'après les valeurs de **résistance à la compression** d'éprouvettes prismatiques de 4 x 4 x 16 cm à l'âge de 28 jours soumises à des conditions de moulage et de cure plus proches de celles que l'on rencontre avec le béton qu'avec le mortier. La méthode d'essai est simple, les résultats sont reproductibles, et au cours des années les ingénieurs en maçonnerie ont appris à établir le lien entre la résistance à la compression et les propriétés de maçonnerie recherchées. Peut-être surestime-t-on l'importance de la résistance du mortier à la compression à cause de la confusion entre béton et mortier notée précédemment. **La solidité du liaisonnement**, la bonne ouvrabilité et un bon pouvoir de rétention d'eau donnent au liaisonnement une force maximale et par le fait même ces qualités sont plus importantes que la résistance du mortier à la compression. **La résistance à la flexion** est également importante, parce qu'elle détermine la capacité d'un mortier à résister à la fissuration. Les mortiers devraient toujours avoir moins de résistance que les éléments de maçonnerie pour que les fissures se produisent dans les joints, où elles peuvent être facilement colmatées.

Les mortiers sont classés selon la norme ACNOR A82.56 suivant leur résistance à la compression mesurée sur les prismes de 4 x 4 x 16 cm à l'âge de 28 jours en quatre catégories (tableau 0.2):

Catégorie	Résistance à la compression
I	pas imposé
II	2.5 N/mm ²
III	10.0 N/mm ²
IV	25.0 N/mm ²

Tableau II.21. Différentes catégories de mortiers (ACNOR A82.56)

Des valeurs supérieures peuvent être exigées pour des applications spéciales.

I.3.4. Matériaux composant le mortier et propriétés du mortier dues à ces matériaux

Par définition, les mortiers contiennent des liants, des granulats et de l'eau; des adjuvants ou des colorants peuvent aussi être ajoutés.

I.3.4.1. Liants

Le liant peut être du ciment portland, de la chaux ou du ciment de maçonnerie, ou un des divers mélanges de ces matériaux. Ces trois sortes de liants doivent satisfaire aux normes respectives de l'ACNOR.

Le ciment portland donne au mortier de maçonnerie sa résistance mécanique, en particulier sa résistance initiale, qui est indispensable à une époque où la vitesse de construction est telle que l'on exige qu'un mur puisse supporter une charge importante le lendemain même de sa construction. Les mortiers de ciment portland manquent de plasticité, ont un faible pouvoir de rétention d'eau et sont malaisés à travailler.

La chaux, qui est le composant traditionnel du mortier, possède une plasticité et un pouvoir de rétention d'eau excellents, mais sa résistance mécanique est faible et sa cure est lente. La chaux grasse, obtenue par extinction de la chaux vive et en la laissant vieillir, est le produit de qualité que l'on devrait utiliser, mais le vieillissement prend beaucoup de temps et le travail de la chaux grasse est très salissant. C'est pourquoi il est plus pratique d'utiliser la chaux hydratée sèche. La cure des mortiers de chaux s'effectue lentement par carbonatation sous l'effet du gaz carbonique de l'air; ce processus peut être fortement ralenti par temps froid et humide.

Le ciment de maçonnerie est un produit déposé contenant du ciment portland et un filler minéral inerte (calcaire) et des adjuvants tels que des agents mouillants, des agents hydrofuges et des entraîneurs d'air. Les adjuvants donnent la plasticité et le pouvoir de rétention d'eau que confère la

chaux aux mortiers de ciment et chaux. Certains ciments de maçonnerie sont des mélanges de ciment portland et de chaux hydratée, avec en plus des adjuvants.

I.3.4.2. Granulats [13]

Le sable est le granule employé le plus fréquemment. Il est inerte et sert tout d'abord à accroître la compacité. Ses limites granulométriques sont indiquées dans la norme ACNOR A82.56. Malheureusement, la plupart des granulats sont choisis pour des raisons de coût et de disponibilité, et il est bien connu qu'au Canada un grand nombre des granulats employés ne sont pas conformes aux exigences granulométriques puisqu'ils contiennent en général trop d'éléments fins. Il peut y avoir une certaine variation granulométrique sans que les propriétés du mortier soient fortement altérées, mais la qualité du mortier serait certainement améliorée si on choisissait le granulat avec plus de soin.

Selon le document C.T. 1/1975 Clauses Techniques - Matériaux pierreux. Les sables employés pour les mortiers des différents ouvrages sont au point de vue granulométrique ceux indiqués ci-après.

I.3.4.2.1. Sable n°1

Sable 0/8 mm avec un maximum de 15 % d'éléments fins 0/0.25 mm pour mortiers de construction des chapes d'une épaisseur 25 mm.

I.3.4.2.2. Sable n°2

Sable 0/4 mm avec un maximum de 20 % d'éléments fins 0/0.25 mm pour mortiers de construction des chapes d'une épaisseur 15 mm, pour mortiers de construction des maçonneries avec joints d'une épaisseur 15 mm, ainsi que pour mortiers formant le corps de l'enduit.

I.3.4.2.3. Sable n°3

Sable 0/4 mm avec un maximum de 10 % d'éléments fins 0/0.25 mm pour mortier d'accrochage d'un enduit (sable rêche).

I.3.4.2.4. Sable n°4

Sable 0/2 mm pour mortiers de construction des maçonneries avec joints de 8 à 15 mm d'épaisseur,

- pour mortiers de pose de dallages,
- pour mortiers de la couche de finition de l'enduit.

I.3.4.2.5. Sable n°5

Sable 0/1 mm pour :

- mortiers de construction des maçonneries avec joints jusqu'à 8 mm d'épaisseur
- mortiers de jointoiement et rejointoiement
- mortiers pour coulis.

I.3.5. Domaines d'application des différentes catégories de mortiers [13]

I.3.5.1. Mortiers pour maçonnerie

I.3.5.1.1. Murs portants

	Epaisseur en cm	nombre d'étages	catégorie de mortier exigée
a	< 24	> 1	II et III
b	24 < 36.5	=2	I, II et III
c	24 < 36.5	> 2	II et III
d	> 36.5	> 3	I, II et III

Tableau II.22. catégorie de mortier pour maçonnerie exigée en murs portants

I.3.5.1.2. Murs de cave et voûtes

Catégories II et III.

I.3.5.1.3. Constructions industrielles

Catégorie III.

I.3.5.2. Mortiers pour enduits

1. Couche d'accrochage ou gobetis	II et III
2. Couche intermédiaire	II et III
3. Couche de finition	I et III

Tableau II.23. Catégorie de mortier exigée pour les mortiers des enduits

Remarques:

La catégorie III est exigée pour des enduits d'étanchéité et pour les parties de la construction en contact avec le sol et l'humidité.

A signaler que d'une façon générale la résistance des différentes couches d'enduit ne doit pas augmenter de l'intérieur vers l'extérieur.

I.3.5.3. Mortiers de pose

	catégorie de mortier exigée
1. Couche d'égalisage ou de remplissage	I et II
2. Couche d'accrochage	II et III

Tableau II.24. Catégorie de mortier exigée pour les mortiers de pose

I.3.5.4. Mortiers pour chapes

	catégorie de mortier exigée
1. Couche d'égalisage ou de remplissage	I et II
2. Couche portante ou d'usure	IV

Tableau II.25. Catégorie de mortier exigée pour les chapes

I.3.5.5. Mortiers de jointoiement

Catégorie III.

I.3.6. Propriétés des mortiers

Isberner (1969) et Davidson (1969) [9] ont établi les principales propriétés des mortiers comme suit :

- **Maniabilité :**

La maniabilité est une propriété rhéologique complexe qui inclut l'adhésion, la cohésion, la plasticité, ainsi que la viscosité.

- **Rétention d'eau:**

La rétention d'eau est une caractéristique des mortiers plastiques de pouvoir retenir l'eau quand ils sont soumis à des forces d'absorption. Les mortiers à faible rétentions perdent l'eau rapidement à travers les lits de mortiers, ce qui rend difficile la pose des unités de maçonnerie. Par contre, les mortiers à hautes rétentions retiennent l'eau et permettent la pose facile des unités.

La rétention d'eau et l'absorption des mortiers doivent être équilibrées.

- **Résistance à la compression:**

La résistance à la compression permet de contrôler le développement de la résistance des mortiers à différents âges.

Les essais de compression du mortier ne reflètent pas fidèlement la réalité au point de vue des dimensions, car les essais sont faits sur des cubes qui sont de plus coulés dans des moules métalliques non absorbants.

- **Résistance à la l'adhérence:**

La résistance à la l'adhérence entre le mortier et la maçonnerie est la plus importante propriété du mortier, car elle détermine la durabilité ultime de la maçonnerie.

- **Résistance à la flexion:**

La résistance à la flexion est essentielle pour les murs de maçonnerie soumis aux charges de latérales, et dépend principalement de l'adhésion brique-mortier.

- **Résistance à la traction:**

La résistance à la traction du mortier est très inférieure à la résistance à la compression et à la flexion (elle est de l'ordre du dixième de la résistance à la compression). Les ruptures dans les maçonneries débutent généralement par traction dans le mortier.

I.3.7. Facteurs influençant les propriétés des mortiers

Isberner (1969) a mis en évidence les principaux facteurs qui peuvent influencer les propriétés des mortiers:

I.3.7.1. Eau de gâchage [9]

L'eau remplit un double rôle: elle sert à hydrater le ciment, et, ce qui est plus important, elle contribue à son ouvrabilité. Il convient de noter que les exigences relatives à l'eau de gâchage diffèrent beaucoup pour les mortiers et le béton. Dans le cas du béton un faible rapport eau-ciment est préférable. Les mortiers devraient contenir la quantité d'eau maximale compatible avec une ouvrabilité optimale. L'eau devrait être propre et ne pas contenir de produits nocifs tels que des acides, des alcalis ou des matières organiques. Lorsqu'elle est potable, on peut l'utiliser.

Des essais d'après **Isberner (1969)** ont montré que l'addition d'eau diminue la résistance à la compression et augmente la résistance à l'adhérence (voir fig. II.30)

I.3.7.2. Cure [9]

Isberner (1969) a montré aussi l'influence de la cure sur les propriétés des mortier, comme le ciment portland dans les mortiers a besoin d'eau pour son hydratation, L'hydratation continue quand l'humidité relative du mortier dépasse 85%, les cures à l'humidité prolongent la période d'hydratation et augmente appréciablement la résistance à l'adhérence entre le mortier et les unités de maçonnerie. (voir fig. II.31)

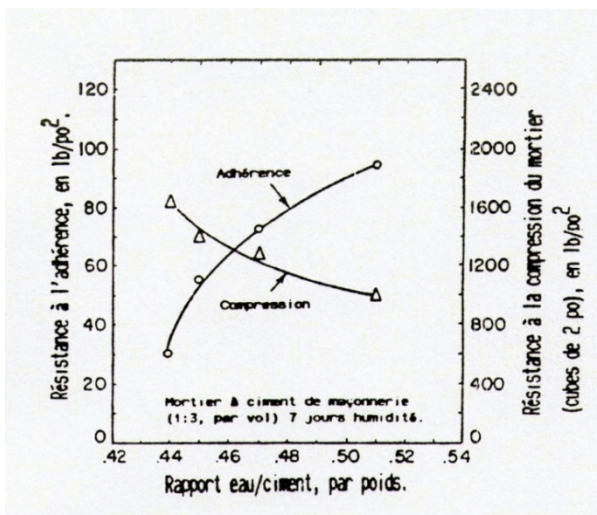


fig. II.30. Effet du rapport eau/ciment sur la résistance à l'adhérence et à la compression des mortiers (Isberner (1969)).

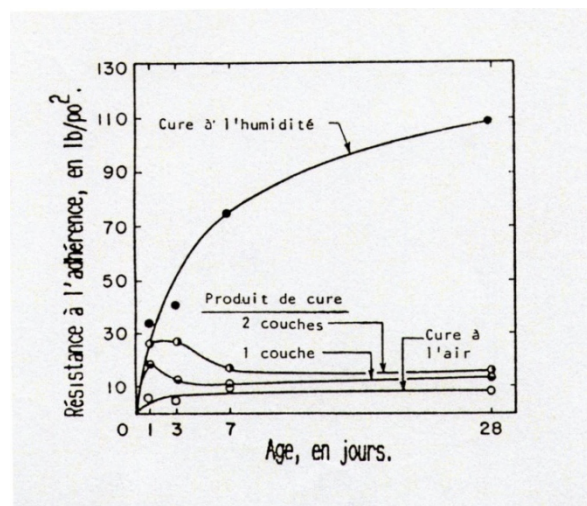


fig. II.31. Effet des cures sur la résistance à l'adhérence entre le mortier et les unités de maçonnerie (Isberner (1969)).

I.3.7.3. Présence d'air [9]

La présence d'agents entraîneurs d'air dans les ciments joue un rôle important pendant le mélange du mortier. Ces agents entraîneurs d'air causent la formation de bulles d'air qui contribuent à la maniabilité et à la cohésion pour des proportions réduites d'eau.

L'inclusion de l'air dans les mortiers à maçonnerie réduit toutefois la résistance à la compression.

Chapitre II :
Essais Préliminaires
sur les Briques

II. Essais préliminaires sur des unités de briques

II.1. Sélection des unités de briques

On a choisi 02 types de briques très commercialisées dans la région d'Annaba. Il s'agit de briques d'argile provient du gisement Treat moulé à 08 trous et à 12 trous cuite après séchage à une température de 900°C, testé sans et avec application d'une couche d'enduit de ciment sur les deux faces des unités (Figure. III.19).

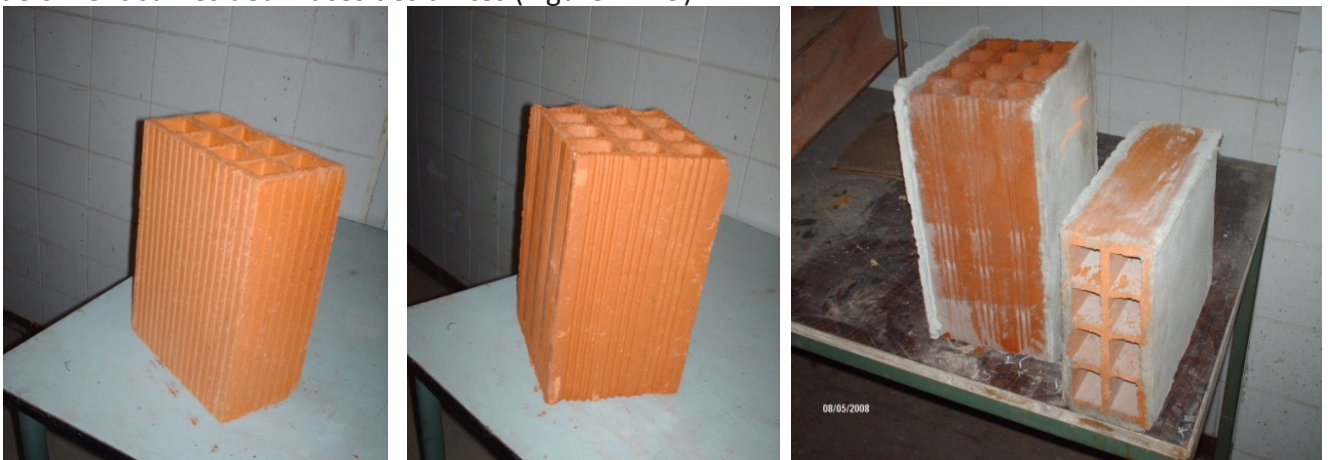


Fig. III.19 Brique de terre cuite creux de 8 et 12 trous sans et avec l'enduit.

II. 1.1. Présentation de la briqueterie

A fin de pouvoir éclairer les principaux stades de fabrication des briques, on a visité un des importantes briqueteries de l'Est, C'est la briqueterie El-Rym.

Briqueterie El-Rym est une SARL dont le siège et l'usine sont implantés à la commune de TREAT, daïra de Berrahal, Wilaya d'Annaba. Elle est construite sur une surface de 12 000 m² avec une exploitation à ciel ouvert par gradins de 10 m en moyenne, elle assure une production de 385 tonnes/jour ce qui la place parmi les plus grandes briqueteries sur le territoire national.

II. 1.2. Les principaux stades de fabrication des briques



Extraction des matières premières



Préparation de la pâte



Façonnage



Séchage



Cuisson



Pilotage de cuisson



Une large capacité



livraison

Fig. III.20 Principaux stades de fabrication des briques

Le séchage s'effectue en deux phases : la première pour laquelle le départ d'eau s'accompagne de retrait, et la seconde pour laquelle il ne provoque pratiquement pas de variations dimensionnelles.

On conçoit que les variations de dimensions, qui ont lieu lors de la première phase, elles ne se produisent pas de façon homogène dans toute la pièce, donc elle provoque l'apparition de contraintes qui sont préjudiciables à la qualité des produits : déformations, fissures, pertes de résistance mécanique.

La vitesse limite de séchage est celle qui permet d'évacuer l'eau assez lentement pour que les faces externes ne sèchent pas trop rapidement avant que l'eau interne ne soit évacuée.

II. 2. Caractéristiques géométriques des unités de briques

II. 2.1. Contrôle de la forme et caractéristique d'aspect (Norme NBN B24.207)

* Contrôle de la forme [6]

L'éprouvette est un produit entier. Elle est posée sur une surface plane indéformable. On mesure la déformation des angles (ou rectitude des arêtes) au moyen d'une équerre appliquée bien à plat sur la surface plane et amenée par glissement en contact avec le matériau en son milieu et perpendiculaire.

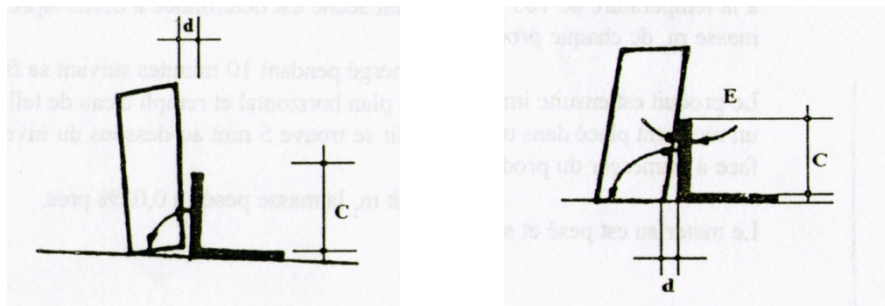


Fig. III.21 Contrôle de la forme des briques

On calcule pour chaque angle la tangente du hors équerre E par la formule : $tg E = \frac{d}{c}$

En prenant $d < 2cm$: épaisseur du mortier d'assemblage.

$c = h/2$: demi-hauteur d'un bloc normal (en cm).

*Caractéristique d'aspect [6]

Le contrôle de l'aspect extérieur est effectué sur un lot de matériau entier. On examine soigneusement à l'œil nu le matériau sur toutes ses faces.

Les produits (briques ou blocs) ne doivent pas présenter de défauts systématiquement apparents tels que : écornures, fissures, fendillement, crevasse, clivage, épaufrures. Toutefois un pourcentage limité à 15% du lot peut être toléré.

II. 2.2. Contrôle des dimensions [6]

L'essai se fait sur des éprouvettes constituées de matériau entier. Le but du contrôle est la vérification des dimensions extérieures (longueur, largeur, épaisseur, épaisseur des parois) des produits prélevés. Le résultat est exprimé en millimètre avec une tolérance de fabrication exigée par la norme. Selon la norme NBN B24-205 pour le cas des briques creuses on mesure à 0.5 mm près l'épaisseur de toutes les parois et cloisons ou droit de toutes les alvéoles.

- Tolérance sur les dimensions extérieures ≤ 3 mm. ($D_{Norme} - D_{Mesuré} \leq 3mm$)
- Tolérance sur les parois et cloisons $\leq 3\%$ de l'épaisseur. $\frac{D_{Norme} - D_{Mesuré}}{D_{Norme}} \times 100 \leq 3\%$

a) Tableau. III.10 Calcul de tolérance sur les dimensions extérieures des briques :

Type De brique	Nombre Des briques	Dimensions extérieures (mm)						Tolérance (mm)		
		Normalisés			Mesurés			≤ 3 mm		
		<i>l</i>	<i>b</i>	<i>e</i>	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>e</i>	<i>l</i>	<i>b</i>	<i>e</i>
8 Trous	1	300	200	100	290	200	89	10	0	11
	2				300	200	90	0	0	10
	3				292	196	95	8	4	5
	4				292	202	96	8	2	4
	5				295	195	95	5	5	5
12 Trous	1	300	200	150	300	190	145	0	10	5
	2				295	192	144	5	8	6
	3				299	192	144	1	8	6
	4				291	190	150	9	10	0
	5				298	192	146	2	8	4

b) Tableau. III.11 Calcul de tolérance sur les dimensions intérieures des parois des briques :

Type De brique	Nombre Des briques	Dimensions intérieures des Parois (mm)					Tolérance (%)			
		Normalisés	Mesurés				≤ 3%			
			1	2	3	4	1	2	3	4
8 Trous	1	5	10	8	9	9	100	60	80	80
	2		9.5	9	11	10	90	80	120	100
	3		9.25	8.5	10	9.5	85	70	100	90
	4		9.5	8.5	10	10	90	70	100	100
	5		9	10	10	10	80	100	100	100
12 Trous	1	5	9	7	10	9	80	40	100	80
	2		9	8.5	11.5	11.5	80	70	130	130
	3		9.75	8.25	10	9.5	95	65	100	90
	4		9.5	8	10	9	90	60	100	80
	5		8	9.5	10	10	60	90	100	100

c) Tableau. III.12 Calcul de tolérance sur les dimensions intérieures des Cloisons des briques :

Type De brique	Nombre Des briques	Dimensions intérieures des Cloisons (mm)					Tolérance (%)					
		Normalisés	Mesurés					≤ 3%				
			1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
8 Trous	1	5	6.5	5	7.5	7	7.5	30	0	50	40	50
	2		5.5	5.8	6	4	5	10	16	20	10	0
	3		6	6.5	5	5	5	20	30	0	0	0
	4		7	7	6	6	8	40	40	20	20	60
	5		5	5	5	5	5	0	0	0	0	0
12 Trous	1	5	9.5	8	8.25	9	8	90	60	65	80	60
	2		9.25	9	8.5	9.25	8.25	85	80	70	85	65
	3		8.75	7	7.25	8	7.5	75	40	45	60	50
	4		10	9	7.5	10	9.25	100	80	50	100	85
	5		9	8	9	9	8.5	80	60	80	80	70

II. 3. Essais sur des unités de briques

L'objectif des essais sur les éléments seuls de brique est de déterminer leurs propriétés mécaniques, l'ensemble des essais ont été réalisés suivant les normes :

- (NBN B24.206) pour déterminer la masse volumique absolue et apparente, réalisé sur 30 échantillons de brique en total.
- (NF P18-555) pour déterminer la capacité d'absorption d'eau de 10 échantillons de brique.
- (EN 196-1) pour déterminer la résistance à la compression et à la traction d'un 60 échantillon.

II. 3.1. Détermination de la masse volumique [15]

II. 3.1.1. Détermination de la masse volumique apparente de la brique (Norme NBN B24.206) :

L'éprouvette peut être un matériau (brique entier) lorsque ses dimensions le permettent ou bien un échantillon à extraire du matériau.

On prend 05 échantillon de chaque type d'argile dont le couleur est le facteur qui nous permet de distinguer les 03 type (argile marron : Brique 1, argile rouge: Brique 2 et argile jaune: Brique 3) soit 15 échantillon en totale.

Le séchage des éprouvettes s'effectué dans une étuve portée à la température de 105°C jusqu'à une masse constante.

A la sortie de l'étuve on pèse les éprouvettes à 0,1% près, soit m la masse de chaque éprouvette. et afin de déterminer le volume apparent, on fait immergé chaque échantillon dans la paraffine fondu en suite dans d'un récipient graduer remplie d'un volume V1 d'eau, le volume de l'échantillon sera V qu'est la différence entre V1 et volume lue après immergé de l'échantillon avec la paraffine moins de volume de la paraffine.

La masse volumique apparente à l'état sec des éprouvettes est déterminée par la formule ci-dessous :

$$m_{app}^v = \frac{M}{V_{app}}$$

Pour tous les produits (briques ou blocs) : $1,6 \text{ g/cm}^3 \leq m_{app}^v = \frac{M}{V_{app}} \leq 2,4 \text{ g/cm}^3$

Les résultats sont présentés dans le tableau. III.13 suivant :

Type d'argile	Numéro d'éprouvette	masse séché M(g)	Masse brique + paraffine M1(g)	Volume brique + paraffine V1 (cm3)	Masse paraffine M1-M=M2(g)	Mv app paraffine (g/cm3)	Volume paraffine V2 = M2 / Mvapp (cm3)	Volume échantillon V = V1 - V2 (cm3)	Mv app = M / V (g/cm3)	Masse volumique apparente Moyenne (g/cm3)
Brique 1	1	34,24	36,90	20,00	2,66	0,93	2,86	17,14	1,99	1,99
	2	42,86	46,87	27,00	4,01		4,31	22,69	1,89	
	3	26,66	28,77	15,00	2,11		2,27	12,73	2,09	
	4	74,34	86,10	50,00	11,76		12,645	37,355	1,99	
	5	50,00	54,90	30,00	4,90		5,268	24,73	2,02	
Brique 2	1	36,14	38,00	21,00	1,86	0,93	2,00	19,00	1,90	1,95
	2	31,67	33,00	15,00	1,33		1,43	13,57	2,33	
	3	43,37	45,50	28,00	2,13		2,29	25,71	1,69	
	4	58,89	64,40	35,00	5,51		5,93	29,07	1,87	
	5	39,88	44,20	25,00	4,32		4,645	20,35	1,95	
Brique 3	1	40,99	43,27	22,00	2,28	0,93	2,45	19,55	2,10	1,99
	2	35,68	37,97	22,00	2,29		2,46	19,54	1,83	
	3	28,92	30,93	20,00	2,01		2,16	17,84	1,62	
	4	38,20	40,90	20,00	2,70		2,90	17,09	2,23	
	5	76,49	81,70	40,00	4,68		5,03	34,96	2,18	

Tableau. III.13: masse volumique apparente des briques.

II. 3.1.2. Détermination de la masse volumique absolue de la brique [18] [19] [20] [21]

La masse volumique absolue est définie comme la masse de l'unité de volume sans les vides et les pores. Et afin de déterminé le volume absolu des éprouvettes extrait des briques utilisée précédemment :

- On les broyer.
- On pèse à 0,1 % près la masse M.
- Dans un récipient en verre plein d'eau jusqu'un volume déterminé on met la masse M et on lit la 2^{eme} valeur de volume V2.
- On détermine le volume absolue par la différence V2-V1 = Vabs
- La masse volumique absolue est déterminée par la formule ci-dessous : $m_{abs}^v = \frac{M}{V_{abs}}$

Pour tous les produits (briques ou blocs) : $2,5 \text{ g/cm}^3 \leq m_{abs}^v = \frac{M}{V_{abs}} \leq 2,8 \text{ g/cm}^3$

Les résultats des essais sont présentés dans le tableau. III.14 qui suit :

Type d'argile	Numéro d'éprouvette	masse M(g)	Volume V (cm3)	M vabs= M/V (g/cm3)	Mv abs Moy (g/cm3)	
Brique 1	1	50,00	19,00	2,63	2,63	2,48
	2	50,00	19,00	2,63		
	3	50,00	19,00	2,63		
	4	50,00	19,00	2,63		
	5	50,00	19,00	2,63		
Brique 2	1	35,00	14,00	2,50	2,50	
	2	35,00	14,00	2,50		
	3	35,00	14,00	2,50		
	4	35,00	14,00	2,50		
	5	35,00	14,00	2,50		
Brique 3	1	30,00	13,00	2,30	2,30	
	2	30,00	13,00	2,30		
	3	30,00	13,00	2,30		
	4	30,00	13,00	2,30		
	5	30,00	13,00	2,30		

Tableau. III.14 : masse volumique absolue des briques.

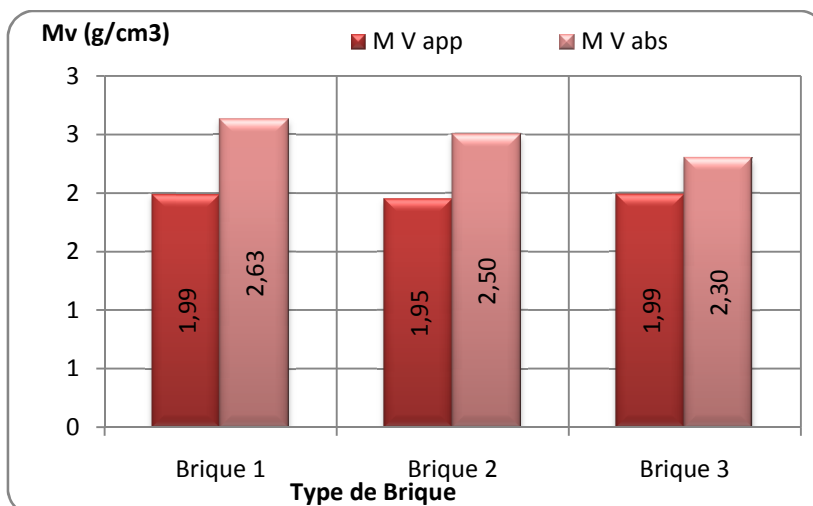


Fig. III.22 masse volumique apparente et absolue des briques.

II. 3.2. Essais sur des unités de briques

II. 3.2.1. Mesure de la capacité d'absorption d'eau Pondérale (C.A.Ep) des briques

L'essai consiste à déterminer le taux d'absorption d'eau dans l'élément de brique, on distingue :

- Le taux d'absorption d'eau pondérale qui est définie comme le rapport entre la masse d'eau absorbée par l'échantillon de brique séché et la masse sèche de l'échantillon exprimé en

pourcent, selon la norme NF P18-555 [18] :

$$CAE_p = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \times 100(\%)$$

- Et le taux d'absorption d'eau volumique, qui est définie comme le rapport entre la masse d'eau absorbée par l'échantillon de brique séché et le volume apparent de l'échantillon

exprimé en pourcent, selon la norme NF P18-555[18] :

$$CAE_v = \frac{M_2 - M_1}{M_{app}} \times 100(\%)$$

- M1** : la masse de l'échantillon séché à 105°C, jusqu'à une masse constante entre deux pesés successives.

M2 : la masse du dernier échantillon immergé pendant 24 heures dans l'eau et séché à l'aide d'une éponge jusqu'à l'état imbibé surface sèche (grain libre de toute force d'attraction capillaire)

L'essai se fait sur des éprouvettes constituées de matériau entier, le nombre est de 05 éprouvettes au minimum de chaque type soit 10 briques en totale.



Fig. III.23 Pesée des briques 8 trous avant séchage.



Fig. III.24 Pesée des briques 12 trous avant séchage.



Fig. III.25 séchage des briques 8 et 12 trous jusqu'à Une masse constante. M_1 .



Fig. III.26 Immersion des briques 8 et 12 trous dans l'eau pendant 24 heures.



Fig. III.27 Pesée des briques 8 trous après immersion Dans l'eau. M_2 .



Fig. III.28 Pesée des briques 12 trous après immersion Dans l'eau. M_2 .

Les résultats des essais sont présentés au tableau III.15 qui suit :

Type de brique	Numéro d'éprouvette	masse M ₁ (Kg)	masse M ₂ (Kg)	$CAE_p = \frac{M_2 - M_1}{M_1} \times 100 (\%)$	CAE _p Moy (%)
8 Trous	1	4,640	5,245	13,04	12,21
	2	4,725	5,275	11,64	
	3	4,475	5,035	12,51	
	4	4,685	5,275	12,59	
	5	4,740	5,275	11,29	
12 Trous	1	6,350	7,195	13,31	13,53
	2	6,340	7,345	15,85	
	3	6,515	7,340	12,66	
	4	6,465	7,225	11,76	
	5	6,295	7,180	14,06	

Tableau. III.15: Capacité d'Absorption d'Eau Pondérale des briques 8 et 12 trous

II. 3.2.2. Mesure de la capacité d'absorption d'eau par capillarité [6]

L'essai a pour objectif la détermination d'un critère permettant d'apprécier le pouvoir de succion d'un matériau au contact du mortier d'assemblage.

L'essai est exécuté dans un local à la température de 20°C sur un échantillon composé de 5 produits au minimum.

Ces derniers sont séchés à l'étuve et portés à la température de 105°C ± 5°C jusqu'à l'obtention d'une masse constante. La masse m₁ de chaque produit séché est déterminée à 0.020% près.

Le produit est ensuite immergé pendant 10 minutes suivant sa face de pose dans un plan horizontal et rempli d'eau de telle manière que la force à immerger du produit se trouve 5mm au dessous du niveau d'eau.

Le matériau est pesé et soit m₂ la masse pesée 0.020% près.

Le pouvoir de succion d'eau exprimé en g/cm² est caractérisé par le coefficient C donné par la formule

suyvante :
$$CAE_C = \frac{(m_2 - m_1) \times 100}{S \sqrt{t}}$$

Ou : S : Surface horizontale mouillée en cm²

t : Temps d'immersion en minutes

m₂ ; m₁ : Les masses en g

Les résultats des essais sont présentés au tableau III.16 et à la figure III.29.

Type de brique	Numéro d'éprouvette	masse M ₁ (Kg)	Surface S (cm ²)	masse M ₂ (Kg)	$CAE_C = \frac{(m_2 - m_1) \times 100}{S \sqrt{t}} \times 10^2 \text{ (g/cm}^2 \text{)}$	
8 Trous	1	4,640	258,10	4,775	1,65	1,134
	2	4,725	270,00	4,802	0,90	
	3	4,475	277,40	4,584	1,24	
	4	4,685	280,32	4,780	1,07	
	5	4,740	280,25	4,812	0,81	
12 Trous	1	6,350	435,00	6,545	1,42	1,550
	2	6,340	424,80	6,676	2,50	
	3	6,515	430,56	6,676	1,18	
	4	6,465	436,50	6,597	0,96	
	5	6,295	435,08	6,527	1,69	

Tableau III.16: Capacité d'Absorption d'Eau par capillarité des briques 8 et 12 trous

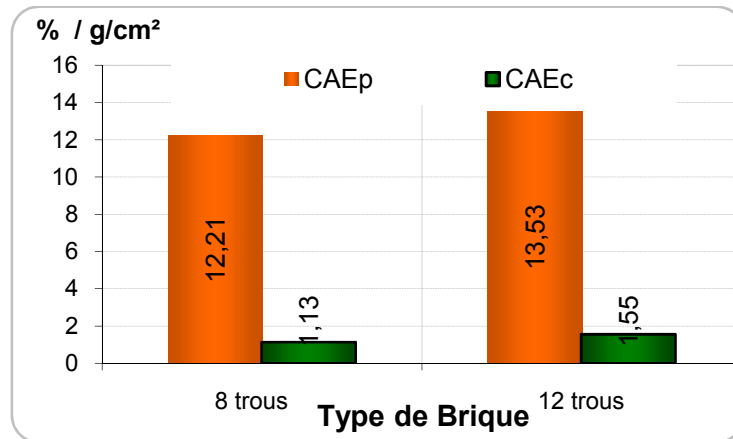


Fig. III .29 La Capacité d’Absorption d’Eau Pondérale et par capillarité des briques 8 et 12 trous

II. 3.2.3. Mesure de la résistance à la flexion des unités de briques

- *Travail Expérimentale*

La détermination de la résistance à la flexion des unités de briques est effectuée conformément au dispositif décrit sur la figure III.30, ce dispositif est inspiré de celui des mortiers décrit à la norme EN 196-1.



Fig. III .30 dispositif pour l’essai de résistance à la flexion des Briques.

On a testé les deux types de briques 8 et 12 trous sans et avec application d’une couche d’enduit de ciment à un’ âge de 28 jours sur les deux faces des unités (Fig. III.29 et Fig. III.30). Afin d’étudier l’influence de l’enduit de ciment sur la résistance à la flexion des unités de briques précitées



Fig. III.31 Les éprouvettes du brique 8 trous avec l’enduit de ciment.



Fig. III.32 Les éprouvettes du brique 12 trous avec l’enduit de ciment.

Les caractéristiques et les résultats obtenus sur les quatre groupes de brique (8 trous sans et avec enduit, 12 trous sans et avec enduit) sans présenter aux tableaux ci-après.

Numéro Des éprouvettes	Briques 8 trous							
	Briques Sans Enduit				Briques Avec Enduit			
	Masse (Kg)	Dimensions (e x b x h) (cm)	Charge (Kg)	Observation	Masse (Kg)	Dimensions (e x b x h) (cm)	Charge (Kg)	Observation
1	4,725	9x 21,5x 29,9	1680	Deux demi éprouvette obtenus	7,650	11 x 20,5 x 30	1800	Deux demi éprouvette obtenus
2	4,740	9x 21,5 x 30	1880	Deux demi éprouvette obtenus	8,185	11 x 20,5 x 30	2000	Deux demi éprouvette obtenus
3	4,475	9 x 20 x 29	1560	Ecrasement total de brique	7,880	11 x 20 x 30	2500	Deux demi éprouvette obtenus
4	4,640	9 x 21,5 x 29,9	1680	Ecrasement total de briques	8,050	11,5 x 20,5 x 30	2500	Deux demi éprouvette obtenus
5	4,475	9 x 20 x 29	1600	Ecrasement total de brique	6,875	11 x 20 x 30	1700	Ecrasement total de brique

Tableau. III.17 Mesures et observation obtenus sur les briques à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment pour l'essai de résistance à la flexion.

Numéro Des éprouvettes	Briques 12 trous							
	Briques Sans Enduit				Briques Avec Enduit			
	Masse (Kg)	Dimensions (e x b x h) (cm)	Charge (Kg)	Observation	Masse (Kg)	Dimensions (e x b x h) (cm)	Charge (Kg)	Observation
1	6,515	14,5 x 19 x 30	1600	Deux demi éprouvette obtenu	9,490	16 x 19,5 x 30	2200	Ecrasement total de brique
2	6,350	14,5 x 19x 29,5	1550	Deux demi éprouvette obtenu	9,850	17 x 19,5 x 30	2120	Ecrasement total de brique
3	6,340	14,5 x 19 x 29,5	1650	Deux demi éprouvette obtenu	8,990	16,4 x 19,5 x 29,5	2000	Ecrasement total de brique
4	6,465	14,5 x 19 x 30	1550	Deux demi éprouvette obtenu	9,720	16,3 x 19,4 x 29,5	1720	Ecrasement total de brique
5	6,295	14,5 x 19,5 x 29,5	1800	Deux demi éprouvette obtenu	9,555	16,5 x 20 x 29	2400	Deux demi éprouvette obtenu

Tableau. III.18 Mesures et observation obtenus sur les briques à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment pour l'essai de résistance à la flexion.

• **Mode de rupture des briques en flexion :**

Le mode de rupture des briques 8 trous avec enduit en flexion est le plus proche au mode de rupture des éprouvettes prismatiques des mortiers que les briques 8 trous sans enduit, dont l'obtention de deux demi prisme de l'éprouvette testé est le facteur jugeant (4/5 unité avec enduit contre 2/5 unité sans enduit).

Contrairement aux briques 12 trous, la rupture des unité sans enduit en flexion est le plus proche au mode de rupture des éprouvettes prismatiques de mortier ou de béton que les briques avec enduit, dont l'obtention de deux demi prisme de l'éprouvette testé est le facteur jugeant (5/5 unité sans enduit contre 1/5 unité avec enduit).



Fig. III.33 mode de rupture des briques en 8 trous pour l'essai de flexion, Les demi-prismes de l'unité obtenus après rupture en flexion Seront rompus en compression.



Fig. III.34 mode de rupture des briques en 12 trous pour l'essai de flexion, Les demi-prismes de l'unité obtenus après rupture en flexion Seront rompus en compression.

• **Calcul de la résistance à la flexion des unités des briques :**

La résistance à la flexion des unités des briques creuses est présentée par la formule [1] qui suit :

$$\sigma = \frac{M}{I} \times V = \frac{P.l}{I} \times \frac{h}{2} \quad \dots[1]$$

Ou : P : La charge de rupture en flexion en Kg.

l : La longueur de l'unité de brique en cm.

h : La hauteur de l'unité de brique en cm.

On peut déterminer la valeur de l'inertie de chaque type de brique selon la méthode suivante :

1- Inertie des sections creuses pour briques 8 trous sans enduit :

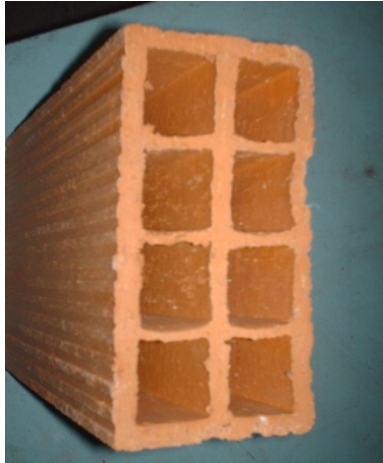


Fig. III.35 sections creuses pour briques 8 trous sans enduit.



Fig. III.36 sections creuses pour briques 12 trous sans enduit.

$$I = I_{\text{plein}} - \sum I_{\text{vide}}$$

$$I_{\text{plein}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10 \times (20)^3}{12} = 6\,666.6667 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{vide 1}} = \frac{bh^3}{12} + [(b \times h)(d_1)^2] = \frac{3.8 \times 4^3}{12} + (3.8 \times 4)(7.2)^2 = 808.234667 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{vide 2}} = \frac{bh^3}{12} + [(b \times h)(d_2)^2] = \frac{3.8 \times 4^3}{12} + (3.8 \times 4)(2.4)^2 = 107.818667 \text{ cm}^4$$

$$I_{8\text{Trous}} = \frac{b \times h^3}{12} - 4[(b \times h)(d_1)^2] - 4[(b \times h)(d_2)^2] = 6666.667 - 4(808.234667) - 4(107.818667) =$$

$$I_{8\text{Trous}} = 6\,666.667 - 3\,664.213 = 3\,002.45 \text{ cm}^4$$

2- Inertie des sections creuses pour briques 8 trous avec enduit :

$$I = I_{\text{plein}} - \sum I_{\text{vide}}$$

$$I_{\text{plein}} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{12 \times (20)^3}{12} = 8\,000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{8\text{Trous}} = \frac{b \times h^3}{12} - 4[(b \times h)(d_1)^2] - 4[(b \times h)(d_2)^2] = 8\,000.00 - 4(808.234667) - 4(107.818667) =$$

$$I_{8\text{Trous}} = 8\,000.00 - 3\,664.213 = 4\,335.787 \text{ cm}^4$$

3- Inertie des sections creuses pour briques 12 trous sans enduit :

$$I = I_{plein} - \sum I_{vide}$$

$$I_{plein} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15 \times (20)^3}{12} = 10\,000.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{vide1} = \frac{bh^3}{12} + [(b \times h)(d_1)^2] = \frac{2.97 \times 5.67^3}{12} + (2.97 \times 5.67)(6.37)^2 = 699.715922 \text{ cm}^4$$

$$I_{vide2} = \frac{bh^3}{12} = \frac{2.97 \times 5.47^3}{12} = 40.50766 \text{ cm}^4$$

$$I_{12Trous} = 10\,000.00 - 8(699.715922) - 4(40.50766244) = 4\,240.24 \text{ cm}^4$$

4- Inertie des sections creuses pour briques 12 trous avec enduit :

$$I = I_{plein} - \sum I_{vide}$$

$$I_{plein} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{17 \times (20)^3}{12} = 11\,333.3333 \text{ cm}^4$$

$$I_{12Trous} = 11\,333.33333 - 8(699.715922) - 4(40.50766244) = 5\,573.5752 \text{ cm}^4$$

Les résultats de la résistance à la flexion des unités des briques creuses obtenus sur les quatre groupes (8 trous sans et avec enduit, 12 trous sans et avec enduit) sans présenter aux tableaux ci-après.

N°	Briques 8 trous									
	Briques Sans Enduit					Briques Avec Enduit				
	Charge (Kg)	Inertie (I) (cm4)	Fléxion (σ) (Kg/cm2)	(σmoy) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Mpa)	Charge (Kg)	Inertie (I) (cm ⁴)	fléxion (σ) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Mpa)
1	1680	3002,45	41,97	41,968	4,20	1800	4335,79	31,14	36,326	3,63
2	1880		46,96			2000		34,60		
3	1560		38,97			2500		43,24		
4	1680		41,97			2500		43,24		
5	1600		39,97			1700		29,41		

Tableau. III.19 Résistance à la flexion des unités de brique à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment.

N°	Briques 12 trous									
	Briques Sans Enduit					Briques Avec Enduit				
	Charge (Kg)	Inertie (I) (cm4)	fléxion (σ) (Kg/cm2)	(σmoy) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Mpa)	Charge (Kg)	Inertie (I) (cm4)	fléxion (σ) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Kg/cm ²)	(σmoy) (Mpa)
1	1600	4240,24	28,30	28,832	2,88	2200	5573,56	29,60	28,094	2,81
2	1550		27,42			2120		28,52		
3	1650		29,18			2000		26,91		
4	1550		27,42			1720		23,14		
5	1800		31,84			2400		32,30		

Tableau. III.20 Résistance à la flexion des unités de brique à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment

En flexion une charge de la rupture plus importante est nécessaire pour les briques avec enduit que pour les briques sans enduit. Soit pour les briques à 8 ou à 12 trous.

Les valeurs de la résistance à la rupture en flexion des briques avec enduit sont plus faibles que les valeurs de cette résistance calculée par la même formule pour des briques sans enduit, à cause de l'augmentation de l'inertie (épaisseur plus important due au deux couches de l'enduit sur les deux faces).

II. 3.2.4. Mesure de la résistance à la compression des unités de briques [30]

• *Travail Expérimentale*

Une première série constitue des demi-prismes de l'éprouvette obtenus après rupture en flexion seront rompus en compression, on utilise des plaques métalliques dont la surface est connue afin de bien transmettre l'effort de compression et pouvoir déterminer la contrainte.

Cette contrainte est appelée résistance à la compression et, si F_c est exprimée en newtons et S en mm^2 , cette résistance exprimée en mégapascals vaut : $R_c = \frac{F_c(N)}{S(mm^2)}$

Les résultats obtenus sont présentés au tableau qui suit

N°	Briques 8 trous														
	Briques Sans Enduit					Briques Avec Enduit									
	Fc (Kg)	Surface (cm ²)	Compression (Rc) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Mpa)	Fc (Kg)	Surface (cm ²)	Compression (Rc) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Mpa)					
1	2100	74,10	28,34	31,51	3,15	4400	74,10	59,38	63,26	6,33					
	2600		35,09			4600		62,08							
2	1920		25,91			4100		55,33							
	2720		36,71			3900		52,63							
3	-		-			-		-			5500	74,22	-	-	
	-		-			-		-			3750	50,61	-	-	
4	-		-			-		-			4150	56,00	-	-	
	-		-			-		-			7100	95,82	-	-	
5	-		-			-		-			-	-	-	-	-
	-		-			-		-			-	-	-	-	-

Tableau. III.21 Résistance à la compression des demi unités de brique à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment

N°	Briques 12 trous												
	Briques Sans Enduit					Briques Avec Enduit							
	Fc (Kg)	Surface (cm ²)	Compression (Rc) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Mpa)	Fc (Kg)	Surface (cm ²)	Compression (Rc) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Kg/cm ²)	(Rc moy) (Mpa)			
1	3150	74,10	42,51	44,88	4,49	-	-	-	-	-			
	-		-			-							
2	4030		54,39			-		-					
	3750		50,61			-		-					
3	4000		53,98			-		-					
	-		-			-		-					
4	3550		47,91			-		-					
	-		-			-		-					
5	2400		32,39			4500		60,73			74,10	58,71	5,87
	2400		32,39			4200		56,68					

Tableau. III.22 Résistance à la compression des demi unités de brique à 12 trous sans et avec l'enduit de ciment

Comme le nombre des demi-prismes obtenus après rupture en flexion est inférieur à la valeur des échantillons déterminé par la norme des briques (cinq unités en minimum), on effectue une deuxième série constituée des unités complète de brique en nombre de 05 pour chaque type cité auparavant.

La résistance à la compression sera déterminée par la même formule utilisée pour la première série. Les résultats des essais de compression de même que la résistance moyenne sont au tableau III.23.



Fig. III.37 Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-1.



Fig. III.38 Mode de rupture en compression de l'éprouvette n°8-1.

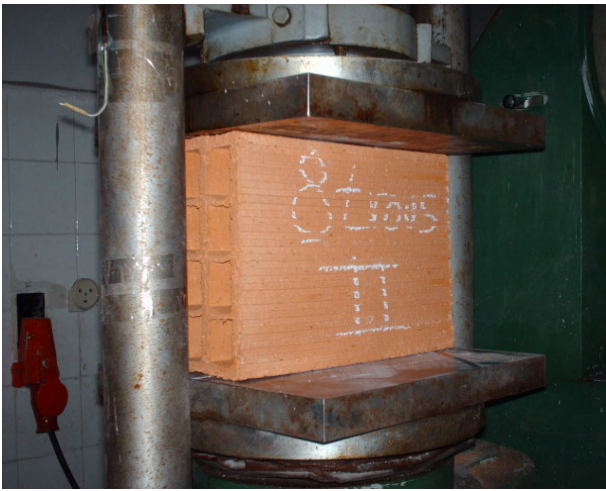


Fig. III.39 Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-2.

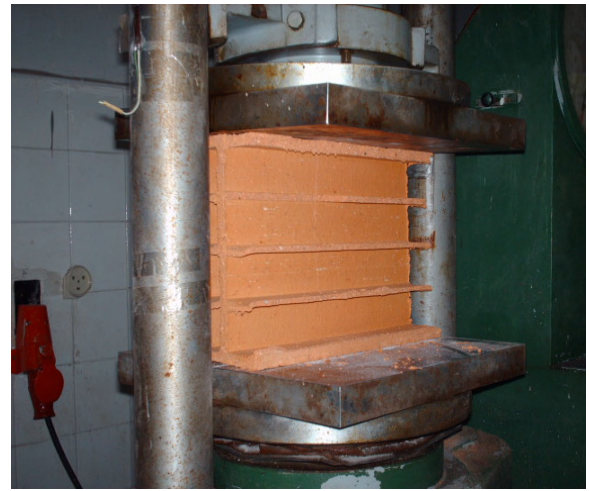


Fig. III.40 Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°8-2.



Fig. III.41 Compression d'une éprouvette de brique en 8 trous n°8-3.

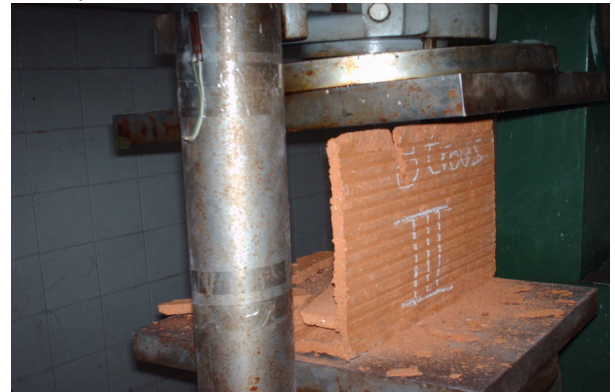


Fig. III.42 Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°8-3.



Fig. III.43 Compression d'une éprouvette de brique en 12 trous n°12-1.

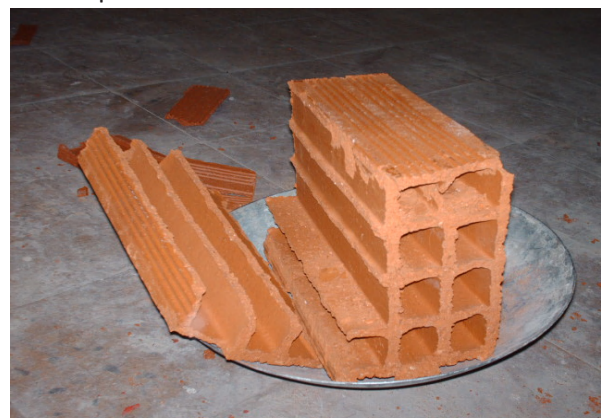


Fig. III.44 Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°12-1.



Fig. III.45 Compression d'une éprouvette de brique en 12 trous n°12-3.



Fig. III.46 Mode de rupture en compression de L'éprouvette n°12-3.

Type de brique	Numéro d'éprouvette	Charge (Kgf)	Surface S (cm ²)	Résistance à la compression (MPa)	Résistance à la compression moy (MPa)
8 Trous	1	8 640	280,00	3,086	2,447
	2	5 640	277,40	2,033	
	3	7 320	288,15	2,540	
	4	7 320	280,32	2,611	
	5	5 640	287,04	1,965	
12 Trous	1	7 120	435,00	1,637	1,998
	2	7 080	424,80	1,667	
	3	8 120	430,56	1,886	
	4	11 000	436,50	2,520	
	5	9 920	435,08	2,280	

Tableau. III.23 Résistance à la compression des unités de brique à 8 et 12 trous sans l'enduit de ciment.

• **Mode de rupture des briques en compression :**

Le mode de rupture des unités de briques en 8 trous sous charge de compression varie de l'éclatement de l'éprouvette (décomposition total des parois et cloisons) à la propagation des pri-fissures.

On distingue un seul mode de rupture pour les briques de 12 trous : décomposition de la troisième paroi, l'éprouvette endommagé à 8 trous.

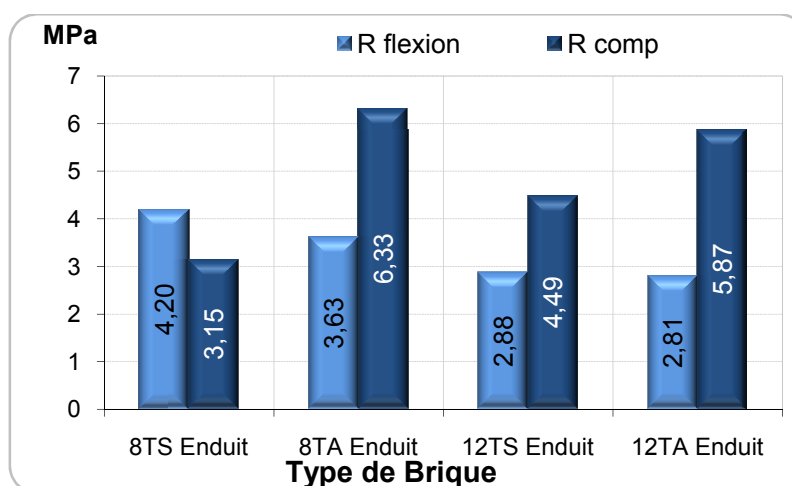


Fig. III.47 Résistance à flexion à la compression des unités de brique à 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.

II. 4. Conclusion :

Suite à la visite de la briqueterie El-Rym, on a remarqué que la consistance initiale de l'argile (Matière première) n'était pas contrôlée. Elle est variable et dépend de l'état de climat sec ou humide. Ainsi que le mouillage de cette matière n'était pas étudié ou variable selon cette consistance, suite à c'a en remarque après le moulage, des déformations majors lors de découpage des unités de briques très mouillé.

Le séchage des unités était aléatoire ; le séchoir est spacieux et la pression d'air n'est pas la même dans tous les coins, on constate lors de la sortie de séchoir sur les faces des unités des fissures due à la forte et rapide évaporation des eaux en excès sous la forte pression du l'air.

Les essais de contrôle de la forme et de l'aspect effectué au laboratoire confirment l'effet néfaste de la quantité d'eau non contrôlé et le mode de séchage adopté sur la qualité des produits.

Les essais de détermination de la masse volumique et absolue effectué sur les échantillon des briques basés sur les couleurs de l'argile ne montre pas une variation importante ; sauf que celui de le couleur le plus sombre a la faible densité que les autres, et la plus forte capacité d'absorption d'eau soit par capillarité ou pondéral ; ces valeurs de la masse volumique confirment les valeurs de capacité d'absorption d'eau obtenus sur les échantillon des briques.

Chapitre III :
Essais Préliminaires
sur Les Mortiers

III. Essais préliminaires sur mortier et leurs constituants

III.1. Sélection des constituants d'un mortier

III.1.1. Sable : [La norme EN932-1 (août 1996)]

a) Echantillonnage du sable :

Les essais effectués en laboratoire portent nécessairement sur des quantités réduites de matériaux. Il faut que l'échantillon utilisé au laboratoire soit représentatif de l'ensemble.

Le prélèvement d'échantillons se fait en deux temps :

- 1- Prélèvement sur le chantier, la carrière ou l'usine d'une quantité de matériaux nettement plus grande que celle qui sera utilisée pour l'essai proprement dit.
- 2- Au laboratoire, prélèvement de la quantité nécessaire à l'essai et qui soit également représentative de l'échantillon de départ.

1- Prélèvement sur le tas :

Lorsqu'un matériau granulaire est nuis en stock, les gros éléments ont tendance à rouler en bas du tas tandis que le haut est plus riche en éléments de faibles diamètres.

On prélèvera donc les matériaux en haut, en bas, au milieu et à l'intérieur du tas, afin d'avoir un échantillon aussi représentatif que possible de l'ensemble. Ces diverses fractions seront mélangées avec soin.

2- Echantillonnage en laboratoire :

Le passage de l'échantillon total prélevé sur le tas à l'échantillon réduit, nécessaire à l'essai, peut se faire par quartage ou à l'aide d'un échantillonneur.

L'échantillon doit être séché à l'étuve à 105°C s'il est exempt de minéraux argileux, ce qui est rare, ou à 60°C dans le cas contraire.



3- Choix de procédé :

Ces deux procédés peuvent être utilisés séparément ou conjointement en fonction de la quantité du sable nécessaire à l'essai (quelque g) et la quantité de l'échantillon de départ (Sac), deux opérations de quartage permettent de diminuer le volume des matériaux traités.

b) Analyse Granulométrique [23] :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon, elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

1-Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

2- Equipement nécessaire :

Ce sont des tamis dont les ouvertures carrées, de dimensions normalisées il est conseillé d'utiliser une machine à tamiser électrique qui imprime un mouvement vibratoire horizontal, ainsi que des secousses verticales, à la colonne de tamis.

Figure III.1 : Série de tamis pour l'analyse Granulométrique

La dimension nominale des tamis est donnée par l'ouverture de la maille. C'est-à-dire par la grandeur de l'ouverture carrée. Ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison $\sqrt[10]{10}$.

La norme actuelle EN 933-2 (mai 1996) préconise, pour l'analyse granulométrique, la série de tamis soulignés en gras dans la progression suivante.

Tamis (mm)	0	0,063	0,08	0,1	0,125	0,160	0,2	0,25	0,315	0,4	0,5
Tamis (mm)	0,63	0,8	1	1,25	1,6	2	2,5	3,15	4	5	6,3
Tamis (mm)	8	10	12,5	14	16	20	25	31,5	40	50	63
Tamis (mm)	80	100	125								

Tableau III.1 : Séries de tamis employés pour l'analyse granulométrique du sable EN 933-2 (mai 1996).

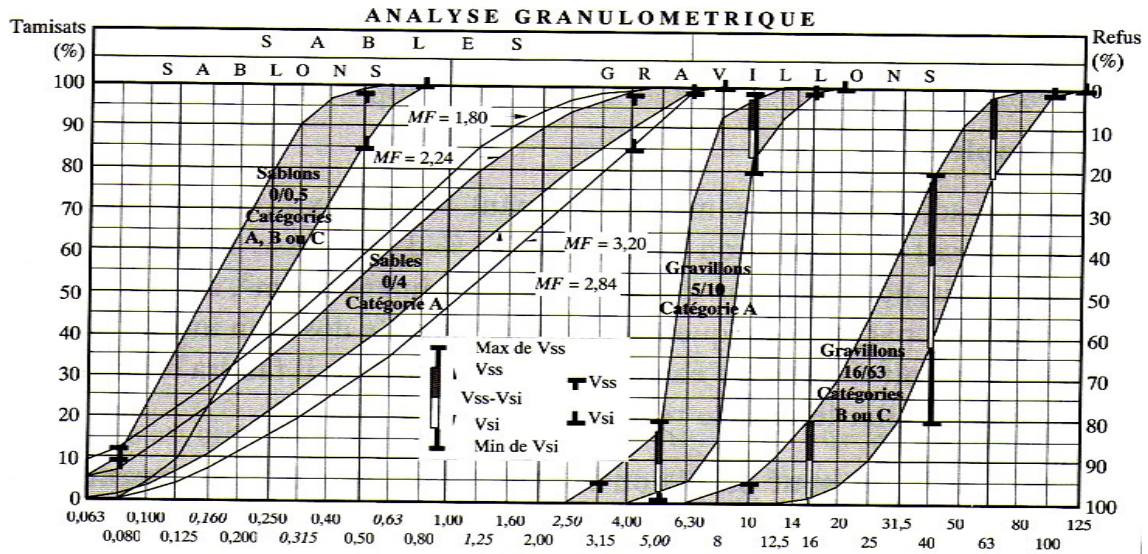


Figure III.2 : Exemples de courbes granulaires des granulats

3- Module de finesse (MF):

Le module de finesse est un coefficient permettant de caractériser l'importance des éléments fins dans un granulat. Il est égal au 1/100 de la somme des refus cumulés exprimée en pourcentages sur une série de tamis. Le Tableau III.1 présente la série des tamis employés pour la caractérisation du module de finesse selon la norme prise en compte [15, 16, 17].

01	Tamis: 0,16 - 0,315 - 0,63 - 1,25 - 2,5 et 5 mm.	"NF P 18-540" [2]
02	Tamis: 0,125 - 0,25 - 0,5 - 1 - 2 et 4 mm.	"EN 12620" [29]

Tableau III.2 : Séries de tamis employés pour la détermination du module de finesse du sable.

Un bon sable pour béton doit avoir un module finesse d'environ 2,2 et 2,8. Au dessous, le sable est à majorité d'éléments fins et très fins, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau, au dessus, le sable manque de fins et le béton y perd en ouvrabilité [16, 17].

c) mesure de la propreté des granulats :

La propreté des granulats peut s'apprécier de différentes façons :

- Par la teneur globale en fillers, qui est un paramètre important dans la composition des mortiers. l'analyse granulométrique permet de déterminer le pourcentage global des fillers, sans pour autant permette de distinguer les filles silico-calcaires des fillers argileux.

- En utilisant les essais d'équivalent de sable et d'équivalent de sable à 10% de fines. Qui permettent, selon un processus normalisé, de quantifier la notion de propreté d'un sable.

1-Essai d'équivalent de sable (NF P18-598) [22]

1-1-But de l'essai :

L'essai consiste à séparer les particules fines argileuses contenues dans le sable des éléments plus grossiers. Une procédure normalisée permet de déterminer un coefficient d'équivalent de sable qui quantifie la propreté de celui-ci.

1-2-Principe de l'essai :

L'essai est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau, le tamisage se fait par voie humide afin de ne pas perdre d'éléments fins.

On lave l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le haut, Au bout de 20 minutes, On mesure les éléments suivants :

Hauteur h1 : sable propre + éléments fins.

Hauteur h2 : sable propre seulement.

On en déduit l'équivalent de sable qui, par convention, est : $E_s = \frac{h_2}{h_1} \times 100$

Si	$E_s > 85$	<i>Sable très propre.</i>
	$75 \leq E_s \leq 85$	<i>Sable légèrement argileux</i>
	$65 \leq E_s < 75$	<i>Sable argileux risque de fissuration</i>

1-3-Conduite de l'essai :

- 1- Déterminer la teneur en eau du matériau. et le sécher afin d'obtenir une humidité inférieure à 2 % pour les sables 0/2 et inférieure à 8% pour les sables 0/4.
- 2- Tamiser le matériau ou le sable au tamis 2 mm.
- 3- Emplir les éprouvettes avec la solution lavante jusqu'au premier trait.
- 4- Verser la quantité du sable m (g) qui est $m = \frac{120(100+W)}{100}$ en veillant à éliminer les bulles d'air.
- 5- laisser reposer 10 min.
- 6- Boucher les éprouvettes et les agiter: mouvement rectiligne et horizontale de 20 cm d'amplitude, 90 aller et retour en 30s
- 7- Laver et remplir les éprouvettes, avec le tube laveur, pour cela rincer le bouchon au dessus de l'éprouvette faire descendre le tube laveur en le faisant tourner entre les doigts: on lave ainsi les parois intérieures de l'éprouvette. Laver le sable en faisant descendre et remonter l'entement le tube laveur dans la masse du sable pour faire remonter les particules fines dans la solution supérieure.
- 8- Sortir le tube laveur lorsque le niveau du liquide atteint le trait supérieur puis laisser reposer 20 min.
- 9- Mesurer à vue les hauteurs h1 ; h2.
- 10- Descendre lentement le piston taré dans le liquide à travers le flocculat, le manchon prenant appui sur le bord supérieur de l'éprouvette, et l'immobiliser au contact du sable. Mesurer h

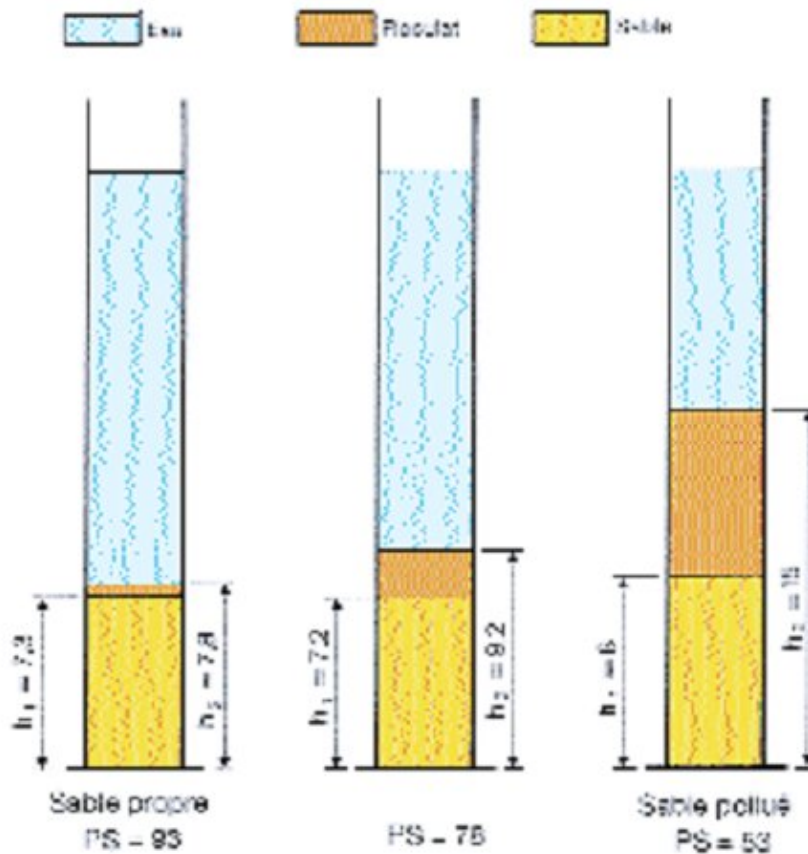


Figure III.3 : Essai d'équivalent de sable

d) Détermination de la masse volumique de sable :

1-But : cet essai a pour but de permettre de connaître la masse d'une fraction granulaire afin de déterminer la masse ou le volume de cette fraction malaxée pour l'obtention d'un mortier dont les caractéristiques sont imposées.

2-Définition:

- La Masse Volumique Apparente (en vrac) : C'est le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume de la matière solide de celui-ci, y compris les pores inter-granulaires.
- La Masse Volumique Absolue : C'est le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume de la matière solide de celui-ci (hors pores).

Il existe 3 façons généralement employées pour déterminer ces masses volumiques en fonction de la précision recherchée et de la nature du granulat:

- Méthode de l'éprouvette graduée,
- Méthode de la mesure au pycnomètre: La masse des particules solides est obtenue par pesage, le volume est mesuré au pycnomètre,
- Méthode de la pesée hydrostatique: Cette méthode est également utilisée pour déterminer des volumes apparents après paraffinage du matériau ou par graissage.

Les granulats sont dits: Légers si " $M_{v_{abs}} < 2 t/m^3$ ", Courants si " $2 t/m^3 < M_{v_{abs}} < 3 t/m^3$ " et Lourds si " $M_{v_{abs}} > 3 t/m^3$ " [26].

3-Méthode de l'éprouvette graduée :

Cette méthode est très simple et très rapide et elle utilise du matériel très courant de laboratoire. Toute fois sa précision est faible.

- Remplir une éprouvette graduée avec un volume ($V_1=100 \text{ cm}^3$) d'eau.

- Peser un échantillon sec de sable ($M=50$ g) de granulats et l'introduire dans l'éprouvette en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
- le liquide monte dans l'éprouvette, lire le nouveau volume V_2 , la masse volumique est alors :

$$m_{abs}^v = \frac{M}{V_2 - V_1}$$

4-Mesure de la masse volumique absolue de sable :

Les masses volumiques des granulats sont définies et déterminées suivant les normes : NF P, 18-555, 18-558, EN 1097-3, EN 1097-6 [18, 19, 20, 21].

la masse volumique absolue définie comme le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume de la matière solide de celui-ci (hors pores) [15].

Il existe 3 façons généralement employées pour déterminer ces masses volumiques en fonction de la précision recherchée et de la nature du granulat:

- Méthode de l'éprouvette graduée,
- Méthode de la mesure au pycnomètre: La masse des particules solides est obtenue par pesage, le volume est mesuré au pycnomètre,
- Méthode de la pesée hydrostatique: Cette méthode est également utilisée pour déterminer des volumes apparents après paraffinage du matériau ou par graissage.

Echantillons	1	2	3
M (g)	50	50	50
V_1 (cm ³)	100	100	100
V_2 (cm ³)	120	119	118,5
V (cm ³)	20	19	18,5
$m_{abs}^v = \frac{M}{V_2 - V_1}$ (g/cm ³)	2.5	2.63	2.70
	2.61		

Tableau III.3 : Mesure de la masse volumique absolue du sable.

5-Mesure de la masse volumique apparente de sable :

Elle est définie comme le quotient de la masse sèche de l'échantillon par le volume de la matière solide de celui-ci, y compris les pores inter-granulaires [15].

Echantillons	1	2	3
M (g)	1636	1607.1	1599
V (cm ³)	1000	1000	1000
$m_{app}^v = \frac{M}{V}$ (g/cm ³)	1.636	1.607	1.599
	1.61		

Tableau III.4 : Mesure de la masse volumique apparente du sable.

III.1.2. Caractéristiques du Ciment :

Le ciment utilisé est un ciment Portland composé de type CPJ-CEMII/A 42.5 de Hadjar-soud.

Sa composition chimique et minéralogique sont données par la fiche technique du laboratoire de l'usine représenté au tableau suivant.

CARACTERISTIQUE CHIMIQUE		CARACTERISTIQUE PHYSIQUE		CARACTERISTIQUE MECANIQUE	
CODE	% EN MASSE	CODE		CODE	EN MPa
NA 235	PAF 975°C 1 - 5	NA230	CONSISTANCE NORMAL 25-27.5	NA234	R à la comp
NF P15 467 FLUOX	CaO 56 - 63	NA230	DEBUT DE PRISE 100-170		2j > 12.5
NF P15 467 FLUOX	SiO2 19 -27	NA230	FIN DE PRISE 180-270		7j > 22
NF P15 467 FLUOX	Al2O3 4 - 6	NA232	EXPANSION A CHAUD 0.3-5		28j > 42.5
NF P15 467 FLUOX	Fe2O3 2.5 - 3.5	NA231	AIR MASSIQUE 3200-3700	NA234	R à la Flexion
NF P15 467 FLUOX	MgO 1 - 2	NA231	MASSE VOLUMIQUE 3.05-3.12 g/cm ³		2j 3 - 4
NF P15 467 FLUOX	K2O 0.3 - 0.6	INSTR	REFUS AU TAMIS 45u 18-28		7j 5 - 7
NF P15 467 FLUOX	Na2O 0.1 - 0.16	NA440	RETRAIT SUR MORTIER um/m 800		28j 6.2 - 8
NF P15 467 FLUOX	SO3 2 - 3	COMPOSITION POTENTIELLE		% DES CONSTITUANTS (Hors gypse)	
GLYOL	CaOL 0.5 - 2.5	EN %			
NF P15 467 FLUOX	CL ⁻ 0 - 0.02	C3S	50 - 65	CLINKER	75
		C2S	10 - 25	GYPSE	5
		C3A	9 - 12	LAITIER/TUF	20
		C4AF	7 - 11		

Tableau III.5 : Caractéristiques du Ciment utilisé.

III.2. Sélection et dosage de mortier

Notre but est d'étudier le comportement des murs en maçonneries réellement construits dans notre région, pour cette raison on a adopté le même dosage utilisé sur les chantiers algériens. Dont le volume de sable (S) est égal deux fois le volume de ciment (C).

Lors de la construction des panneaux une confection des éprouvettes prismatiques (4x4x16) de mortier au nombre de trois (03) (Figure. III.4 et Figure. III.5), a lieu pour chaque gâché afin de déterminer les caractéristiques des mortiers utilisés.



Figure. III.4 Moule pour éprouvettes prismatiques (4x4x16). Figure. III.5 Les éprouvettes prismatiques (4x4x16).

Les caractéristiques de ce mortier réel (M1) sont comparées par la suite avec trois autres types de mortier confectionnés au laboratoire selon les normes ASTM C109-84 et ASTM C190-85, qui sont :

- Un mortier (M2) de même dosage volumétrique (S=2C) confectionné au laboratoire.
- Un mortier (M3) de dosage massique (S=2C) confectionné au laboratoire.
- Un mortier normal (M4) (S=3C) confectionné au laboratoire.

III.3. Le mortier normal (EN 196-1) [14]:

III.3.1. Définition d'un mortier normal

Le mortier normal est un mortier qui sert à définir certaines caractéristiques d'un ciment et notamment sa résistance. Ce mortier est réalisé conformément à la norme EN 196-1. La norme décrit le sable utilisé pour les essais ainsi que le malaxeur.

Le sable utilisé est un sable appelé sable normalisé CEN EN 196-1, lui-même étant défini par rapport à un sable de référence CEN. Ce sable est commercialisé en sac plastique de $1350 \text{ g} \pm 5 \text{ g}$. Sa courbe granulométrique doit se situer à l'intérieur du fuseau indiqué sur la figure III.3.

Ce sable et le ciment à tester sont gâchés avec de l'eau dans les proportions suivantes : $450 \text{ g} \pm 2\text{g}$ de ciment, $1350 \text{ g} \pm 5 \text{ g}$ de sable normalisé et $225 \text{ g} \pm 1 \text{ g}$ d'eau. Le rapport E/C d'un tel mortier est donc 0,50.

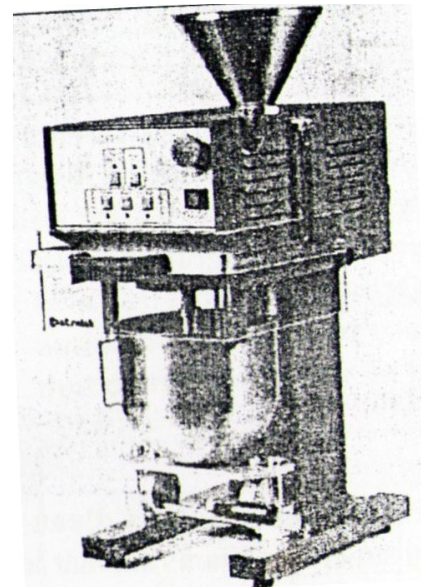
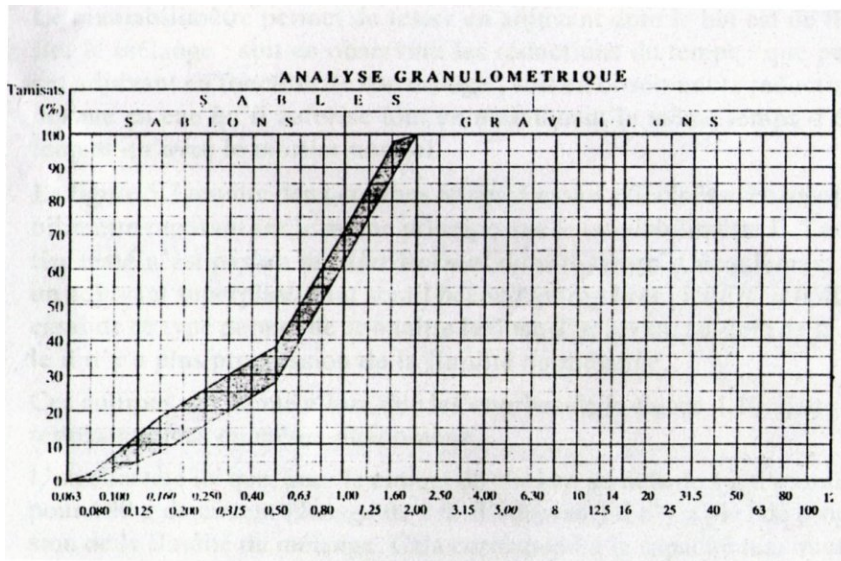


Figure III.6. Composition granulométrique du sable de référence CEN Figure III.7. Malaxeur normalisé

III.3.2. Fabrication du mortier normal

Avant d'être utilisé pour les différents essais de maniabilité, de prise, de résistance ou de retrait, ce mortier est malaxé pendant 4 minutes conformément aux prescriptions de la norme (EN 196-1):

- Introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur (Figure. III.7) ; y verser en suite le ciment ; aussitôt après, mettre le malaxeur en marche à vitesse lente.
- Après 30 s de malaxage introduire régulièrement le sable pendant les 30 s suivantes. Mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide et continuer le malaxage pendant 30 s supplémentaires.
- Arrêter le malaxeur pendant 1 min 30 s. Pendant les 15 premières secondes enlever au moyen d'une raclette en caoutchouc tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci.
- Reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60 s.

Ces opérations de malaxage sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Opération	Introduction de l'eau	Introduction du ciment		Introduction du sable		Raclage de la cuve		
Durée			30 s	30 s	30 s	15 s	1 min 15 s	60 s
Etat du malaxeur	Arrêt		Vitesse lente		Vitesse rapide	Arrêt		Vitesse rapide

III.4. Essais sur des mortiers [14, 24, 25, 26, 27, 28, 29] :

III.4.1. Mesure de la consistance des mortiers:

III.4.1. a. Essai au maniabilimètre B (NF P 18-452 et NF P 15-437)

Objectif de l'essai :

C'est une mesure qui est utile pour apprécier l'efficacité d'un adjuvant plastifiant, ou superplastifiant, sur la fluidité d'un mortier ou sur la réduction d'eau qu'il permet de réaliser à consistance égale. Il convient donc de définir un mode opératoire susceptible d'apprécier cette consistance; c'est l'objet des essais définis par les normes NF P 18-452 ET NF P 15-437.

Principe de l'essai :

Dans ces essais la consistance est caractérisé par le temps que met le mortier pour s'écouler sous l'effet d'une vibration.

Equipement nécessaire :

L'appareil utilisé est appelé (maniabilimètre B) et est schématisé sur la figure III.8. il consiste en un boîtier parallélépipédique métallique (60 cm x 30 cm x 30 cm), posé sur des supports en caoutchouc, équipé d'un vibreur et muni d'une cloison amovible.

Un malaxeur normalisé (Figure. III.7) est également requis pour la réalisation du mortier.

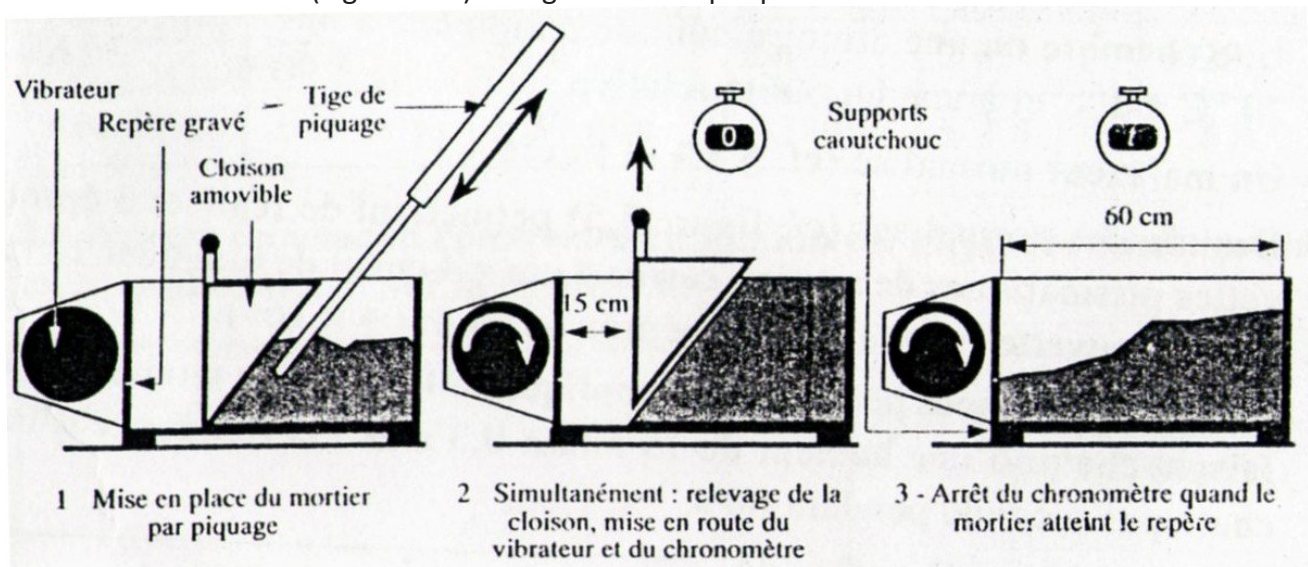


Figure. III.8 : Principe de fonctionnement du maniabilimètre B.

Conduite de l'essai :

Le mortier est introduit dans la partie la plus grande délimitée par la cloison et mis en place en 4 couches, chaque couche étant soumise à coups au moyen de la tige de piquage. 4 minutes après la fin du malaxage la cloison est retirée, provoquant la mise en route du vibreur et déclenchement d'un chronomètre par l'opérateur. Sous l'effet de la vibration le mortier s'écoule. Le chronomètre est arrêté quand le mortier atteint un trait repère sur la paroi opposée du boîtier. Le temps t mis par le mortier pour s'écouler caractérise sa consistance. Ce temps sera d'autant plus court que le mortier sera plus fluide (ou plus maniable, d'où le nom l'appareil)

III.4.1. b. Essai au Cône de Marsh :

Il s'agit d'un essai comparable à celui de béton, mais appliqué à un mortier. Son objet est de mieux définir la dose de saturation en adjuvant pour le ciment étudié en prenant en compte le rôle du sable. L'étude consiste à réaliser d'abord un béton fortement dosé en superplastifiant, présentant un affaissement au cône d'Abrams d'au moins 20 cm. La formulation du mortier d'essai sera déduite de celle de ce béton en enlevant tous les éléments supérieurs à 2 mm.

Pour cet essai, le cône de Marsh doit être équipé d'une buse de diamètre 12,5 mm. Le temps d'écoulement de 500 ml de mortier est alors testé pour des doses croissantes d'adjuvant jusqu'à faire apparaître la dose de saturation.

III.4.2 .Mesure du temps de prise sur mortier (NF P 15-431) :

Les essais de prise peuvent être effectués sur mortier. Lorsque l'essai a lieu sur mortier normal, il est gouverné par la norme NF P 15-431.

L'appareil utilisé est toujours l'appareil de Vicat (figure III.9 et III.10), mais surchargé par une masse additionnelle de 700 g. L'aiguille de 1,13 mm de diamètre qui pénètre le mortier est alors soumise à une charge de 1000 g. La procédure d'essai est la même que celle décrite pour la pâte de ciment. Le début de prise est défini comme le moment où l'aiguille cesse de s'enfoncer sous l'effet de ce chargement et s'arrête à une distance d du fond du moule de 2,5 mm.

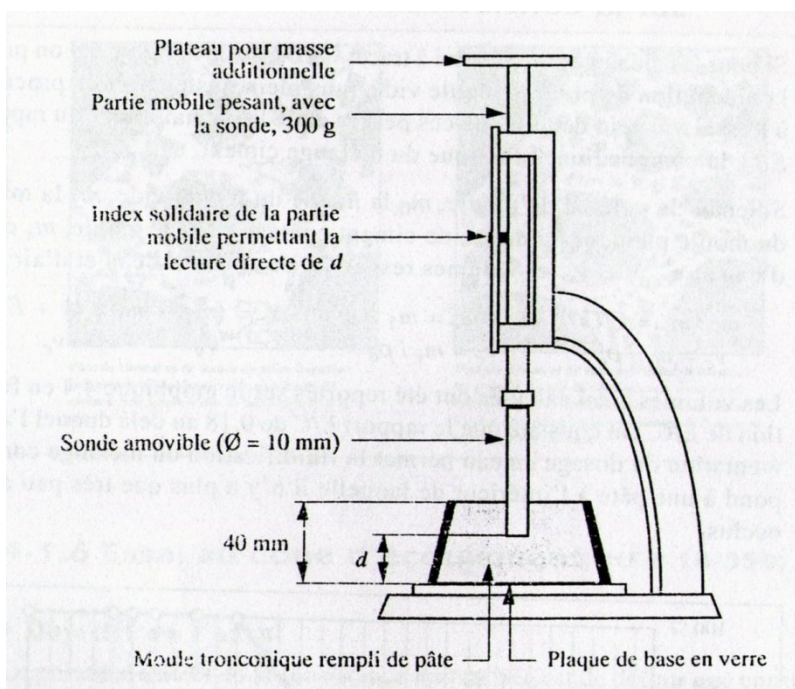


Figure. III.9:l'appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance

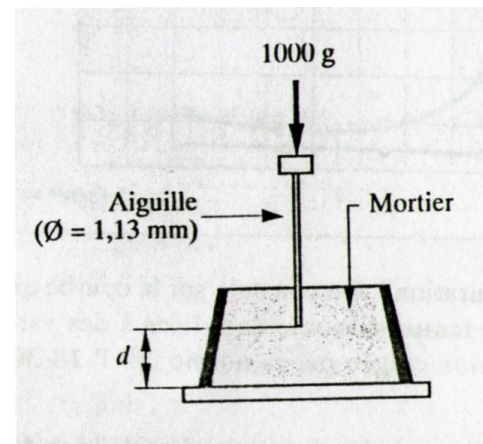


Figure. III.10:Mesure du temps de prise

III.4.3. Détermination de la masse volumique apparente sèche du mortier durci (NBN EN 1015-10)

a) Principe :

La masse volumique sèche d'une éprouvette donnée de mortier durci est déterminée par le quotient de sa masse à l'état sec en étuve par le volume qu'elle occupe lorsqu'elle est immergée dans l'eau, à l'état saturé.

b) nombre d'échantillons :

Trois échantillons.

c) Dimensions des échantillons :

Prismes de 160 mm x 40 mm x 40 mm.

d) Quelques particularités :

- Confection des mortiers suivant NBN EN 1015-2. Une certaine valeur d'étalement, fonction de la masse volumique apparente du mortier frais, doit être obtenue.

Masse volumique apparente (Kg/m ³)	Valeur d'étalement (mm)
> 1200	175 ± 10
> 600 à ≤ 1200	160 ± 10
> 300 à 600	140 ± 10
≤ 300	120 ± 10

- La cure dépend du type de mortier :

Type de mortier	Durée de stockage à une température de 20°C ± 2°C en jours		
	Humidité relative		
	95% ± 5% ou dans un sac en polyéthylène		65% ± 5%
	Dans le moule	Une fois le moule retiré	Une fois le moule retiré
Mortiers de chaux aérienne	5	2	21
Mortiers de chaux aérienne et ciment (la masse de ciment ≤ 50% de la masse total de liant)	5	2	21
Mortiers de ciment et chaux aérienne (la masse de ciment > 50% de la masse total de liant)	2	5	21
Mortiers avec autres liants hydrauliques	2	5	21
Mortiers retardés	5	2	21

-La masse m_s , sec est mesurée sur un échantillon séché à 70% ± 5% jusqu'à masse constante.

-Le volume est déterminé par déplacement volumétrique après saturation en eau de l'échantillon. L'état de saturation étant atteint lorsque deux pesées successives, effectuées à 15 min d'intervalle durant l'immersion, ne diffère pas de 20% en masse.

-Le résultat est exprimé à 10 kg/m³ près.

III.4.4 .Mesure des résistances à la compression et à la traction (NF 196-1)

a) Objectif de l'essai :

il s'agit de définir les qualités de résistance d'un ciment.

b) Principe de l'essai :

L'essai consiste à étudier les résistances à la traction et à la compression d'éprouvettes de mortier normal. Dans un tel mortier la seule variable est la nature du liant hydraulique; la résistance du mortier est alors considérée comme significative de la résistance du liant utilisé.

c) Equipement nécessaire :

L'ensemble est décrit de manière détaillée par la norme EN 196-1. Il est énuméré ci-dessous.

- Une salle maintenue à une température de 20°C et à une humidité relative supérieure ou égale à 50%.

- une chambre ou une armoire humide maintenue à une température de 20°C±1°C et à une humidité relative supérieure à 90%.

- Un malaxeur normalisé (figure III.7).

- des moules normalisés (figure III.4) permet de réaliser 3 éprouvettes prismatiques de section carrée 4 cm x 4 cm x et de longueur 16 cm (ces éprouvettes sont appelées «éprouvettes 4 x 4 x 16»)

- un appareil à chocs permettant d'appliquer 60 chocs aux moules en les faisant chuter d'une hauteur de $15 \text{ mm} \pm 0,3 \text{ mm}$ à la fréquence d'une chute par seconde pendant 60s.
- une machine d'essais de résistance à la flexion permettant d'appliquer des charges jusqu'à 10 KN avec une vitesse de mise en charge de $50 \text{ N/s} \pm 10 \text{ N/s}$. la machine doit être pourvue d'un dispositif de flexion tel que celui schématisé sur la figure III.11. et III.12.

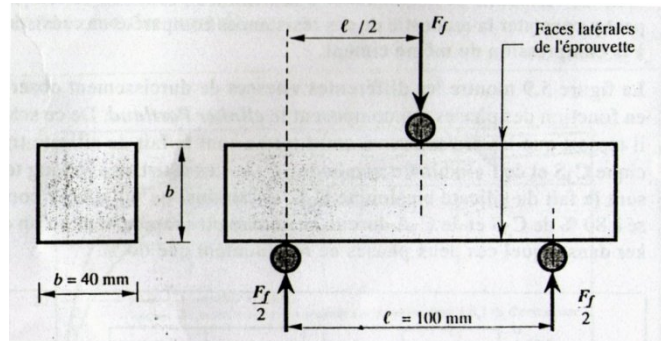


Fig. III.11: machine d'essais de résistance à la flexion Fig. III.12:Dispositif pour l'essai de résistance à la flexion

d) Conduite de l'essai :

La norme EN196-1 décrit de manière détaillée le mode opératoire concernant cet essai.

Avec le mortier normal préparé comme indiqué ci-dessus, on remplit un moule $4 \times 4 \times 16$. Le serrage du mortier dans ce moule est obtenu en introduisant le mortier en deux couches et en appliquant au moule 60 chocs à chaque fois. Après quoi le moule est arasé, recouvert d'une plaque de verre et entreposé dans la salle ou l'armoire humide.

Entre 20 h et 24 h après le début du malaxage, ces éprouvettes sont démoulées et entreposées dans de l'eau à $20^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{C}$ jusqu'au moment de l'essai de rupture.

Au jour prévu, les 3 éprouvettes sont rompues en flexion et en compression. Les normes ENV 197-1 et NF P 15-301 définissent les classes de résistance des ciments d'après leur résistance à 2 (ou 7 jours) et 28 jours. Ces âges sont donc impératifs pour vérifier la conformité d'un ciment. La rupture de chaque éprouvette en flexion est effectuée conformément au dispositif décrit sur la figure III.13.



Fig. III.13 : rupture d'une éprouvette en flexion

- une machine d'essai à la compression permettant d'appliquer des charge jusqu'à 150 KN (ou plus si les essais l'exigent) avec une vitesse de mise en charge de 2400 N/s±200N/s. Cette machine est équipée d'un dispositif de compression tel que celui schématisé sur la figure III.14.

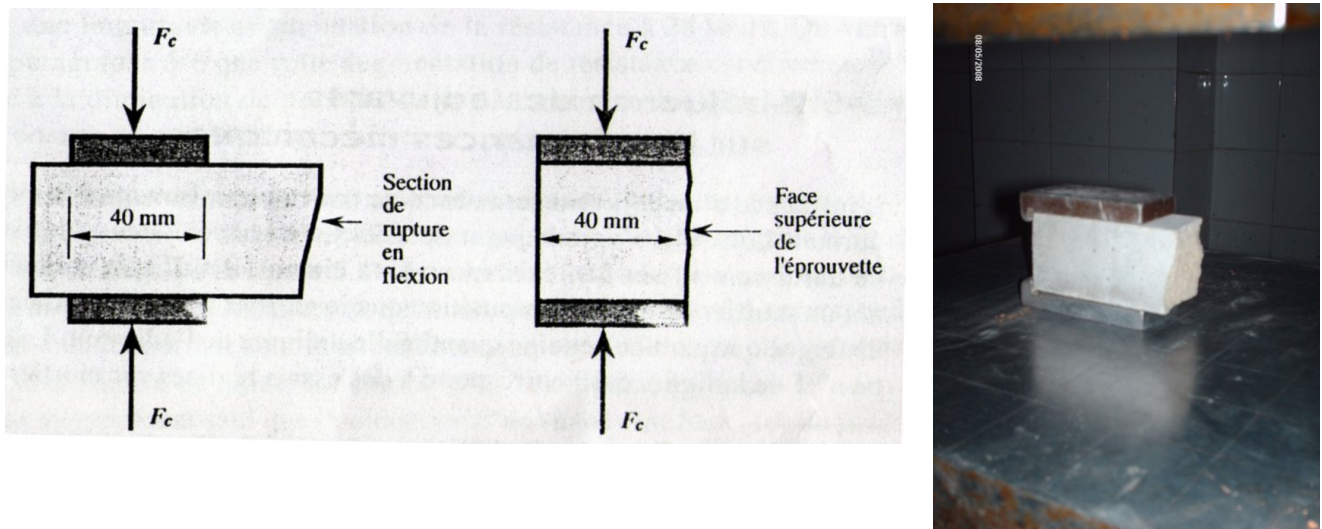


Fig. III.14 : Dispositif pour l'essai de résistance à la compression

Si, b l'épaisseur de l'éprouvette, il peut être considérées comme les dimensions intérieures du moule, en mm. et F_f est la charge maximale appliquée en flexion, en N et L est la distance entre axes des rouleaux porteurs, en mm, la résistance à la flexion est :

$$R_f = \frac{1.5 F_f l}{b^3} \quad \text{en } \text{N/mm}^2$$

Les demi-prismes de l'éprouvette obtenus après rupture en flexion seront rompus en compression comme indiqué sur la figure. III.11. Si F_c est la charge de rupture, la contrainte de rupture vaudra :

$$R_c = \frac{F_c}{b^2}$$

III.5. Résultats des essais sur des mortiers :

III.5.1. La masse volumique apparente sèche du mortier durci :

Les valeurs de la masse volumique apparente sèche du mortier durci obtenus pour chaque type de mortier, sont regroupées dans le tableau. III.6 et présenté sur la figure III.13.

Eprouvette de mortier	Masse (g)				Volume (cm ³)	Masse volumique (g/cm ³)				Masse volumique moyenne (g/cm ³)				
	1 jour	7 jours	14 jours	28 jours		1 jour	7 jours	14 jours	28 jours	1 jour	7 jours	14 jours	28 jours	
M1	N° 1	551,1	554,2	555,9	556,8	256	2,15	2,16	2,17	2,17	2,15	2,14	2,16	2,17
	N° 2	548,2	551,3	552,8	554,1		2,14	2,15	2,16	2,16				
	N° 3	547,5	550,4	552,1	552,8		2,14	2,15	2,16	2,16				
	N° 4	534,2	544,2	546	547,5		2,09	2,12	2,13	2,14				
	N° 5	536,4	545,4	547	548,7		2,10	2,13	2,14	2,14				
	N° 6	539,7	549	551	-		2,11	2,14	2,15	-				
	N° 7	526	537,4	539,9	540,5		2,05	2,10	2,11	2,11				
	N° 8	544,7	553,9	556,3	557		2,13	2,16	2,17	2,17				
	N° 9	552,4	563,3	565,5	-		2,16	2,20	2,21	-				
	N° 10	541,9	546,6	548,3	548,9		2,12	2,13	2,14	2,14				
	N° 11	532,4	536,3	551,5	552,9		2,08	2,09	2,15	2,16				
	N° 12	535,6	541,8	-	-		2,09	2,12	-	-				
	N° 13	546	550,4	537,3	538		2,13	2,15	2,10	2,10				
	N° 14	540,9	547	548,3	549,3		2,11	2,14	2,14	2,14				
	N° 15	528,6	535,8	-	-		2,06	2,09	-	-				
	N° 16	525,9	538,7	540,6	542,3		2,05	2,10	2,11	2,12				
	N° 17	535,6	547,6	550,4	551,6		2,09	2,14	2,15	2,15				
	N° 18	532,1	545,1	548,3	-		2,08	2,13	2,14	-				
	N° 19	582,2	589,5	590,9	592,5		2,27	2,30	2,31	2,31				
	N° 20	535,3	541,6	542,9	-		2,09	2,11	2,12	-				
	N° 21	542,7	549,5	-	-		2,12	2,15	-	-				
	N° 22	529,6	539,3	539,8	541,2		2,07	2,11	2,11	2,11				
	N° 23	522,3	532,3	532,8	533,9		2,04	2,08	2,088	2,08				
	N° 24	542,1	553	-	-		2,12	2,16	-	-				
	N° 25	526,5	536,6	538,9	540		2,06	2,09	2,10	2,10				
	N° 26	518,8	528,4	530,2	531,2		2,03	2,06	2,071	2,07				
	N° 27	525,5	537,2	-	-		2,05	2,10	-	-				
	N° 28	534,9	544,5	544,7	545,6		2,09	2,13	2,13	2,13				
	N° 29	538,6	547,3	547,3	547,9		2,10	2,14	2,14	2,14				
	N° 30	536,2	546,8	546,8	-		2,09	2,14	2,13	-				
M2	N° 1	544,3	557,7	559,1	559,7	256	2,13	2,18	2,18	2,19	2,20	2,10	2,15	2,18
	N° 2	554	565,1	566,5	567,2		2,16	2,21	2,21	2,21				
	N° 3	537,2	550,2	551,7	-		2,10	2,15	2,15	-				
	N° 4	549	557,5	558,9	-		2,14	2,18	2,18	-				
	N° 5	527,3	541,3	-	-		2,06	2,11	-	-				
	N° 6	518	529,9	-	-		2,02	2,07	-	-				
M3	N° 1	571,6	580,3	581,7	582,8	256	2,23	2,27	2,277	2,28	2,25	2,20	2,23	2,24
	N° 2	563,4	571	573	574,3		2,20	2,23	2,24	2,24				
	N° 3	562,3	571,7	573,4	574,4		2,20	2,23	2,24	2,24				
	N° 4	555,2	562	563,1	-		2,17	2,20	2,20	-				
	N° 5	570,9	577,5	578,8	-		2,23	2,26	2,26	-				
	N° 6	561,1	569,7	571	-		2,19	2,22	2,23	-				
	N° 7	571,5	578	-	-		2,23	2,26	-	-				
	N° 8	554,5	560,6	-	-		2,17	2,19	-	-				
	N° 9	566,8	573,7	-	-		2,21	2,24	-	-				

Les valeurs des masses sont manquantes car l'écrasement de l'éprouvette a été effectué soit à 7 ou à 14 jours

Tableau III.6 : masse volumique apparente sèche du type de mortier

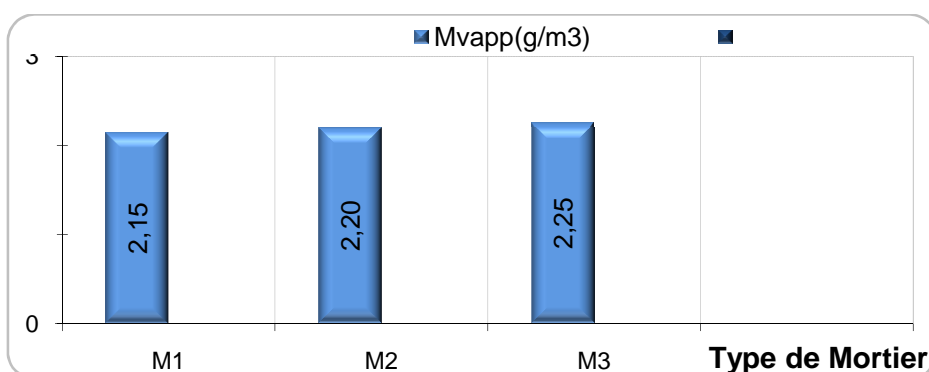


Fig. III.15 : La masse volumique apparente des différents types de mortier

III.5.2. Les résistances à la compression et à la traction :

Les résultats des essais de traction en flexion obtenus pour chaque type de mortier, sont regroupés dans le tableau. III.7.

Eprouvette de mortier		Effort de flexion (N)			Résistance de flexion (N/mm ²) (MPa)			Résistance moyenne de flexion (N/mm ²) (MPa)			
		7 jours	14 jours	28 jours	7 jours	14 jours	28 jours	7 jour	14 jours	28 jours	
M1	N° 1	-	-	2000	-	-	4,69	-	-	4,22	4.81
	N° 2	-	-	1800	-	-	4,22				
	N° 3	-	-	1600	-	-	3,75				
	N° 4	-	-	2000	-	-	4,69	-	4,45	4,22	
	N° 5	-	-	1600	-	-	3,75				
	N° 6	-	2000	-	-	4,69	-				
	N° 7	-	-	1800	-	-	4,22	-	4,45	4,22	
	N° 8	-	-	1800	-	-	4,22				
	N° 9	-	1800	-	-	4,21	-				
	N° 10	-	-	1200	-	-	2,81	-	-	-	
	N° 11	-	-	1800	-	-	4,22				
	N° 12	700	-	-	1,64	-	-				
	N° 13	-	-	1000	-	-	2,34	2,23	-	3,63	
	N° 14	-	-	2200	-	-	5,16				
	N° 15	1200	-	-	2,81	-	-				
	N° 16	-	-	5000	-	-	11,72	3,75	-	8,50	
	N° 17	-	-	2250	-	-	5,27				
	N° 18	-	1600	-	-	3,75	-				
	N° 19	-	-	2500	-	-	5,86	3,5	3,99	5,86	
	N° 20	-	1700	-	-	3,98	-				
	N° 21	1600	-	-	3,75	-	-				
	N° 22	-	-	1600	-	-	3,75	0,47	-	3,16	
	N° 23	-	-	1100	-	-	2,58				
	N° 24	200	-	-	0,47	-	-				
	N° 25	-	-	1800	-	-	4,22	3,05	-	4,39	
	N° 26	-	-	1950	-	-	4,57				
	N° 27	1300	-	-	3,05	-	-				
	N° 28	-	-	1800	-	-	4,22	-	3,52	4,51	
	N° 29	-	-	2050	-	-	4,80				
	N° 30	-	1500	-	-	3,51	-				
M2	N° 1	-	-	1600	-	-	3,75	2,58	3,92	3,99	
	N° 2	-	-	1800	-	-	4,22				
	N° 3	-	1600	-	-	3,75	-				
	N° 4	-	1750	-	-	4,10	-				
	N° 5	1100	-	-	2,58	-	-				
	N° 6	1100	-	-	2,58	-	-				
M3	N° 1	-	-	2000	-	-	4,69	4,85	4,34	6,10	
	N° 2	-	-	2800	-	-	6,59				
	N° 3	-	-	3000	-	-	7,03				
	N° 4	-	1800	-	-	4,22	-				
	N° 5	-	1800	-	-	4,22	-				
	N° 6	-	1950	-	-	4,57	-				
	N° 7	2200	-	-	5,16	-	-				
	N° 8	2000	-	-	4,69	-	-				
	N° 9	2000	-	-	4,69	-	-				
M4	N° 1	1000	-	-	2,34	-	-	1,09	3,48	3,83	
	N° 2	200	-	-	0,47	-	-				
	N° 3	200	-	-	0,47	-	-				
	N° 4	-	1600	-	-	3,75	-				
	N° 5	-	1200	-	-	2,81	-				
	N° 6	-	1650	-	-	3,87	-				
	N° 7	-	-	1600	-	-	3,75				
	N° 8	-	-	1800	-	-	4,22				
	N° 9	-	-	1500	-	-	3,52				

Les valeurs des efforts sont manquantes car l'écrasement de l'éprouvette n'été pas effectué à ce jour

Tableau III.7 : Résultats des essais de traction en flexion pour différent type de mortier

La figure suivante présente la courbe d'évolution de la résistance à la traction en fonction de l'âge mesurée sur les types de mortier précité.

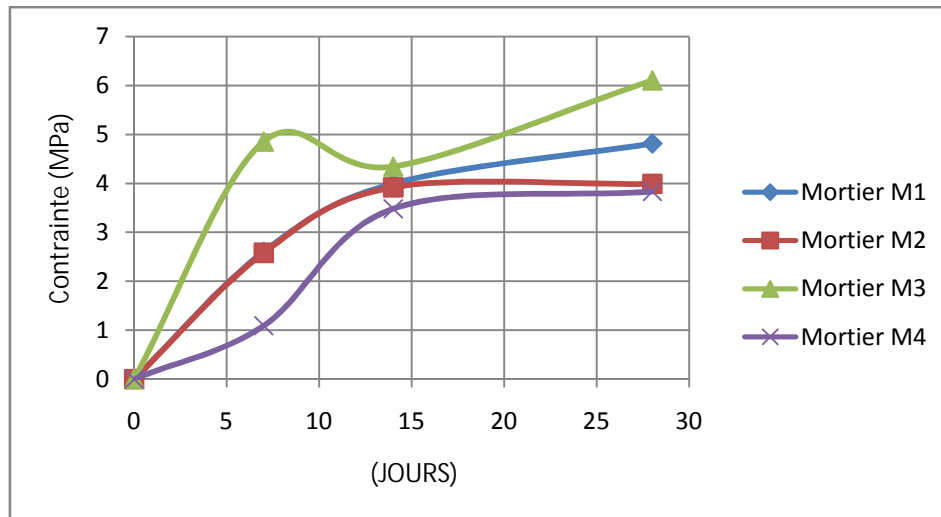


Fig. III.16: Comparaison de l'évolution de la résistance à la traction en fonction de l'âge des mortiers.

Les résultats des essais de compression de chaque mortier, sont regroupés dans le tab. III.8.

Eprouvette de mortier	Effort de compression (kg)			section cm ²	Résistance de compression (kg /cm ²)			Résistance moyenne de compression (kg /cm ²)							
	7 jours	14 jours	28 jours		7 jours	14 jours	28 jours	7 jours	14 jours	28 jours					
M1	N° 1-1	-	-	4680	25	-	-	187,2	-	-	231,47	197,68			
	N° 1-2	-	-	4760		-	-	190,4							
	N° 2-1	-	-	6200		-	-	248							
	N° 2-2	-	-	5200		-	-	208							
	N° 3-1	-	-	7320		-	-	292,8							
	N° 3-2	-	-	6560		-	-	262,4							
	N° 4-1	-	-	4500		-	-	180							
	N° 4-2	-	-	3800		-	-	152							
	N° 5-1	-	-	4700		-	-	188							
	N° 5-2	-	-	3900		-	-	156							
	N° 6-1	-	3600	-		-	144	-	-	132,2	194,75				
	N° 6-2	-	2660	-		-	106,4	-							
	N° 7-1	-	-	6100		-	-	244							
	N° 7-2	-	-	6600		-	-	264							
	N° 8-1	-	-	4700		-	-	188							
	N° 8-2	-	-	4650		-	-	186							
	N° 9-1	-	4100	-		-	164	-							
	N° 9-2	-	2860	-		-	114,4	-							
	N° 10-1	-	-	3680		-	-	147,2					116,4	-	156
	N° 10-2	-	-	2960		-	-	118,4							
N° 11-1	-	-	3960	-	-	158,4									
N° 11-2	-	-	3080	-	-	123,2									
N° 12-1	2400	-	-	96	-	-									
N° 12-2	2800	-	-	112	-	-									
N° 13-1	-	-	3360	-	-	134,4									
N° 13-2	-	-	2960	-	-	118,4									
N° 14-1	-	-	6400	-	-	256									
N° 14-2	-	-	4800	-	-	192									
N° 15-1	3120	-	-	124,8	-	-	-	104,8	225,2						
N° 15-2	3320	-	-	132,8	-	-									
N° 16-1	-	-	6400	-	-	256									
N° 16-2	-	-	5720	-	-	228,8									
N° 17-1	-	-	5400	-	-	216									
N° 17-2	-	-	5000	-	-	200									
N° 18-1	-	6400	-	-	107,2	-									
N° 18-2	-	5720	-	-	102,4	-									
N° 19-1	-	-	5600	-	-	224									
N° 19-2	-	-	4720	-	-	188,8									
N° 20-1	-	4500	-	-	180	-	89,2	181,6	206,4						

	N° 20-2	-	4580	-	-	183,2	-	83,6	-	121
	N° 21-1	2260	-	-	90,4	-	-			
	N° 21-2	2200	-	-	88	-	-			
	N° 22-1	-	-	3850	-	-	154			
	N° 22-2	-	-	3750	-	-	150			
	N° 23-1	-	-	2300	-	-	92			
	N° 22-2	-	-	2200	-	-	88			
	N° 24-1	2280	-	-	91,2	-	-			
	N° 24-2	1900	-	-	76	-	-			
	N° 25-1	-	-	4850	-	-	194			
	N° 25-2	-	-	6550	-	-	262			
	N° 26-1	-	-	5300	-	-	212			
	N° 26-2	-	-	6100	-	-	244			
	N° 27-1	1900	-	-	76	-	-			
	N° 27-2	1700	-	-	68	-	-			
	N° 28-1	-	-	5600	-	-	224			
	N° 28-2	-	-	5400	-	-	216			
	N° 29-1	-	-	5550	-	-	222			
	N° 29-2	-	-	5300	-	-	212			
	N° 30-1	-	5000	-	-	200	-			
N° 30-2	-	5000	-	-	200	-				
M2	N° 1-1	-	-	5350	-	-	214	131,4	220,2	176,4
	N° 1-2	-	-	4250	-	-	170			
	N° 2-1	-	-	4040	-	-	161,6			
	N° 2-2	-	-	4000	-	-	160			
	N° 3-1	-	5000	-	-	200	-			
	N° 3-2	-	5640	-	-	225,6	-			
	N° 4-1	-	5880	-	-	235,2	-			
	N° 4-2	-	5500	-	-	220	-			
	N° 5-1	3300	-	-	132	-	-			
	N° 5-2	3500	-	-	140	-	-			
N° 6-1	3180	-	-	127,2	-	-				
N° 6-2	36	-	-	126,4	-	-				
M3	N° 1-1	-	-	200	-	-	164	256,8	134	225,47
	N° 1-2	-	-	200	-	-	248			
	N° 2-1	-	-	200	-	-	280			
	N° 2-2	-	-	200	-	-	192			
	N° 3-1	-	-	200	-	-	214,4			
	N° 3-2	-	-	200	-	-	254,4			
	N° 4-1	-	3160	-	-	126,4	-			
	N° 4-2	-	3500	-	-	140	-			
	N° 5-1	-	4400	-	-	176	-			
	N° 5-2	-	4240	-	-	169,6	-			
	N° 6-1	-	2520	-	-	100,8	-			
	N° 6-2	-	2280	-	-	91,2	-			
	N° 7-1	6960	-	-	278,4	-	-			
	N° 7-2	6400	-	-	256	-	-			
	N° 8-1	6000	-	-	240	-	-			
N° 8-2	6160	-	-	246,4	-	-				
N° 9-1	7440	-	-	297,6	-	-				
N° 9-2	5560	-	-	222,4	-	-				
M4	N° 1-1	3440	-	-	137,6	-	-	136,8	165,07	203,73
	N° 2-2	3160	-	-	126,4	-	-			
	N° 2-1	3400	-	-	136	-	-			
	N° 2-2	3400	-	-	136	-	-			
	N° 3-1	3520	-	-	140,8	-	-			
	N° 3-2	3600	-	-	144	-	-			
	N° 4-1	-	4240	-	-	169,6	-			
	N° 4-2	-	4080	-	-	163,2	-			
	N° 5-1	-	4000	-	-	160	-			
	N° 5-1	-	4120	-	-	164,8	-			
	N° 6-1	-	3960	-	-	158,4	-			
	N° 6-2	-	4360	-	-	174,4	-			
	N° 7-1	-	-	5400	-	-	216			
	N° 7-2	-	-	5560	-	-	222,4			
	N° 8-1	-	-	4440	-	-	177,6			
N° 8-2	-	-	5160	-	-	206,4				
N° 9-1	-	-	4800	-	-	192				
N° 9-2	-	-	5200	-	-	208				

Les valeurs des efforts sont manquantes car l'écrasement de l'éprouvette n'été pas effectué à ce jour
 Tableau .III.8 : Résultats des essais de compression obtenus pour différent type de mortier.

La figure suivante présente la courbe d'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge mesurée sur les types de mortier précité.

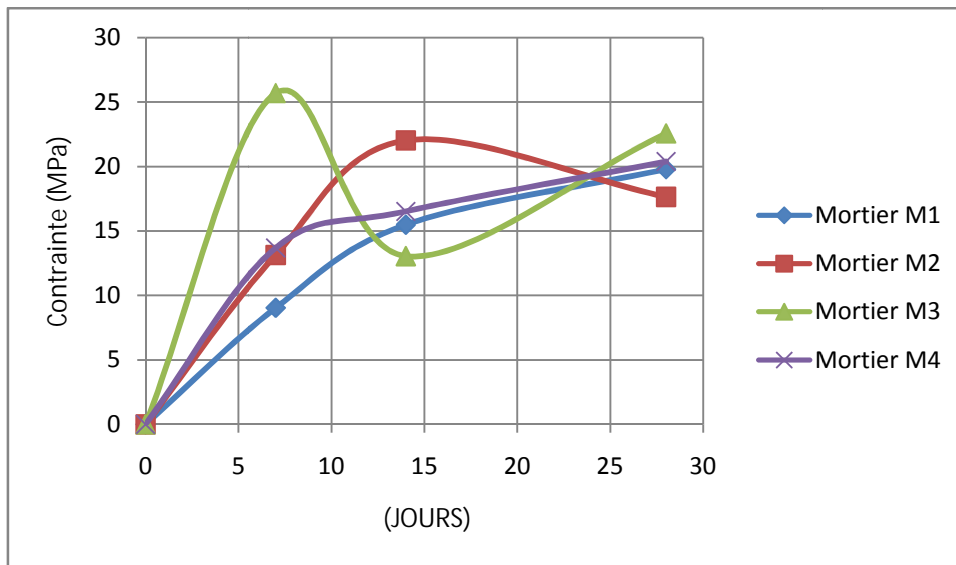


Fig. III.17: Comparaison de l'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge des mortiers.

Le tableau comparatif suivant présente les valeurs de Résistance à la Traction et de Résistance à la Compression en MPa pour les des différents types de mortier ; la comparaison des valeurs et de l'évolution des résistances en fonction de l'âge de mortier est présenté par les figures Fig. III.16, Fig. III.17 et Fig. III.18.

jours	Résistance à la Traction (MPa)				Résistance à la Compression (MPa)			
	M. Réel (M1)	M. Voluméque (M2)	M. Massique (M3)	M. Normal (M4)	M. Réel (M1)	M. Voluméque (M2)	M. Massique (M3)	M. Normal (M4)
7	2,60	2,58	4,85	1,09	19,77	13,14	25,68	13,68
14	3,99	3,92	4,34	3,48	15,47	22,02	13,40	16,51
28	4,81	3,99	6,10	3,83	19,77	17,64	22,54	20,37

Tableau III.9 : tableau comparatif des valeurs de Résistance à la Traction et à la Compression en MPa pour les des différents types de mortier.

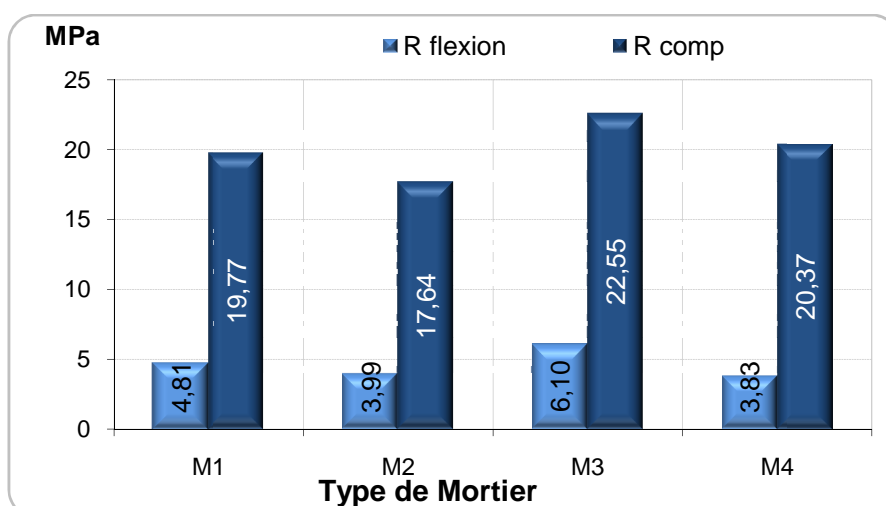


Fig. III.18: Comparaison des résistances à la flexion et à la compression des mortiers à l'âge de 28 jours

III.6. Conclusion :

Après confection des différents type de mortier, et suite aux essais réalisé par le cône Marsh, on constate que le mortier (M3) à un dosage massique en ciment ($S=2C$) demande un rapport E/C plus élevé que les mortiers de référence M2 et M4 confectionnés aussi au laboratoire. Ceci est plus remarquable lors de la confection des éprouvettes ou on remarque un mortier peu maniable.

Néanmoins, il faut noter que l'eau de gâchage de mortier M1 n'a pas à être contrôlé lors de la confection des panneaux, on conclut que la variation du rapport E/C pour ce mortier est dépend de leur maniabilité ; et de l'état de sable utiliser qui soit sèche ou humide.

Les valeurs de la masse volumique peuvent aussi confirme notre conclusion ou M3 à la valeur la plus élevé par contre le mortier M1 est le mortier le plus léger.

L'interprétation des figures montrant la comparaison de l'évolution de la résistance soit à la compression ou à la traction en fonction de l'âge des mortiers durant 28 jours fait l'objet de conclusion pour ces essais.

La contrainte en traction et en compression pour les mortiers M1, M2 et M4 augmente avec l'âge de ce dernier. Néanmoins, la déférence réside dans la vitesse d'augmentation, et la valeur de la contrainte limite. Ces dernières expriment la cinétique d'hydratation qui constitue donc une caractéristique intrinsèque pour chaque mortier, de ce fait on déduit que ces courbes montrent un accroissement régulier des résistances entre 7 et 14 jours et 14 et 28 jours,

on note en traction et pour le premier intervalle un écart de résistance d'environ 50% pour le mortier M1 , d'environ 50% pour le mortier M2 et d'environ 10% (décroissement) pour le mortier M3 et d'environ 220% pour le mortier M4. on note aussi pour le deuxième intervalle un écart de résistance d'environ 20% pour le mortier M1 , d'environ 2% pour le mortier M2 et d'environ 40% pour le mortier M3 et d'environ 10% pour le mortier M4.

Ceci conduit à conclure que la contrainte tend vers une valeur stable, la valeur de la contrainte limite atteinte en traction par le mortier M3 à dosage massique et le plus élevé vu le dosage important de ciment, tant que le mortier normal M4 présente la plus faible valeur en traction.

on note en compression et pour le premier intervalle un écart de résistance d'environ 70% pour le mortier M1, d'environ 60% pour le mortier M2 et d'environ 90% (décroissement) pour le mortier M3 et d'environ 20% pour le mortier M4. on note aussi pour le deuxième intervalle un écart de résistance d'environ 25% pour le mortier M1 , d'environ 25% (décroissement) pour le mortier M2 et d'environ 65% pour le mortier M3 et d'environ 20% pour le mortier M4.

Ceci conduit à conclure que la contrainte tend vers une valeur stable qui peut caractériser le mortier en question, et met en évidence qu'à 28 jours la contrainte à la compression croit d'un mortier à l'autre dans l'ordre suivant :

- 1) le mortier à dosage massique M3
- 2) le mortier normal M4
- 3) le mortier réel M1
- 4) le mortier à dosage Volumique M2

Les résultats obtenus comparés à ceux déjà publié par des autres chercheurs sont ainsi satisfaisants.

Chapitre IV :
Essais sur les murets

IV. Résistance à la compression et module d'élasticité des panneaux en briques

IV.1.1. Introduction :

Les essais de compression axiale sont utilisés pour l'évaluation de la résistance à la compression et le module d'élasticité de la maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortier.

Ces essais permettent d'évaluer les caractéristiques mécaniques et physiques des panneaux de maçonnerie et les comparer aux résultats d'essais déjà publiés [10] ; [31].

Les essais de compression ont été effectués selon la norme ASTM E447, et le module d'élasticité mesuré selon la norme ASTM 111.

La résistance à la compression et le module d'élasticité des panneaux de briques ont été déterminés à partir d'essais effectués sur le même panneau.

Ces essais reflètent mieux le comportement de la maçonnerie en compression simple que les prismes formés par la superposition de briques [9].

IV.1.2. Caractéristiques géométriques et Construction des panneaux en briques :

IV.1.2.1. Travaux préparatoires des briques :

Les unités de briques utiliser pour la fabrication des panneaux sont choisis avec soin d'une façon à éviter les unités qui contient des défauts (fissures, cassures,...)

Ces unités ont émergés jusqu'à la saturation dans un bain d'eau [8], avant leur utilisation dans la réalisation des panneaux.



Fig. IV.48 unités de brique 8 et 12 trous choisie avec soin et émergé avant la réalisation des panneaux de maçonnerie.

IV.1.2.2. Choix et dosage de mortier :

Notre but est d'étudier le comportement des murs en maçonneries réellement construit dans notre région, pour cette raison on a adapté le même dosage utilisé sur les chantiers. Dont le volume de sable est égal deux fois le volume de ciment. Mortier M1.

Une confection des éprouvettes prismatique (4x4x16) de mortier au nombre de trois (03) a lieu pour chaque gâché afin de déterminé les caractéristiques des mortiers utilisé.



Fig. IV.49 confection des éprouvettes prismatique lors de chaque gâché

IV.1.2.3. Caractéristiques géométriques des panneaux :

1-Panneaux à cinq rangé de brique ($h/l = 1$) [10] :

Fig. IV.50 Panneaux de briques sans l'enduit.

Fig. IV.51 Panneaux de briques avec l'enduit de ciment.

Ces essais de compression axiale ont été effectués sur une première série de panneaux des deux types de briques testés nus, sans un enduit de ciment Fig.III.50, et une deuxième série avec application d'un enduit sur les deux faces des panneaux Fig.III.51. La cure des panneaux a été faite dans une ambiance non contrôlée et testés à l'âge de 28 jours.

Les dimensions des panneaux utilisés seront données au tableau ci-après :

Type de briques		N° de l'essai	Longue l(cm)	Hauteur h(cm)	Epaisseur t (cm)
8 Trous	Sans Enduit	1	91	104	9
		2	92	105	9
		3	91	103	9
	Avec Enduit	4	92	105	10
		5	91	104	10
		6	92	105	10,5
12 Trous	Sans Enduit	7	92,5	100	14,4
		8	90	100	14,4
		9	90	101	14,4
	Avec Enduit	13	93	102	15
		14	92	103	15,5
		15	92	101	15,5

Tab IV.24. Dimensions des panneaux à cinq rangé de brique utilisés pour les essais de compression.

2-Panneaux à quatre rangé de brique ($h/l = 0,9$) [31] :

Les dimensions des panneaux utilisés seront données au tableau ci-après :

Type de briques		N° de l'essai	Longueur l(cm)	Hauteur h(cm)	Epaisseur t (cm)
12 Trous	Sans Enduit	10	92,5	93	14,4
		11	90	90	14,4
		12	90	91	14,4
	Avec Enduit	16	93	86,5	15

Tableau IV.25. Dimensions des panneaux à quatre rangé de brique utilisés pour les essais de compression.

IV.1.2.4. Construction des panneaux en brique [7] :

La première assise doit être réglée de niveau. La maçonnerie sera montée en alternant les joints. Ainsi le décalage des joints verticaux de deux assises successives doit être au minimum égal au tiers de la longueur de l'élément courant Fig.III.52.

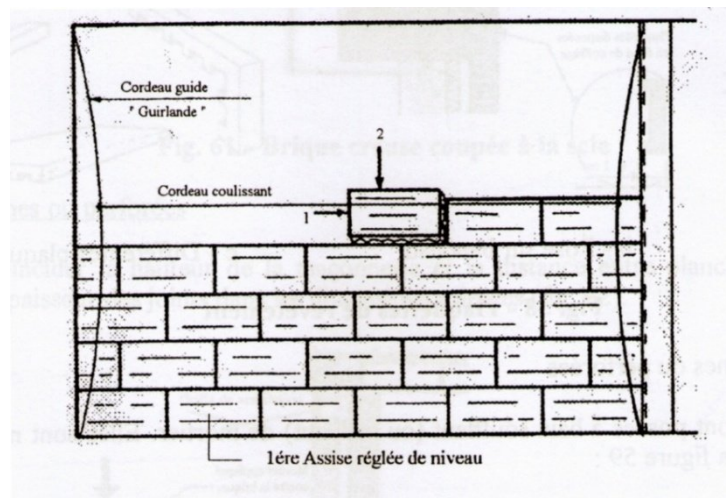


Fig. IV.52 Pose de briques

Toutefois, pour les produits de petits formats seulement, au cas où l'appareillage le prévoit, le chevauchement de joints verticaux peut se faire sur un maximum de trois assises consécutives.

La pose de briques creuses perpendiculairement au plan du mur est interdite, sauf dans le harpage d'un mur d'angle ou de refend.

Les briques sont posées à bain soufflant (ou refluant) de mortier. Elles sont mises en œuvre comme présenté sur la figure.III.53.

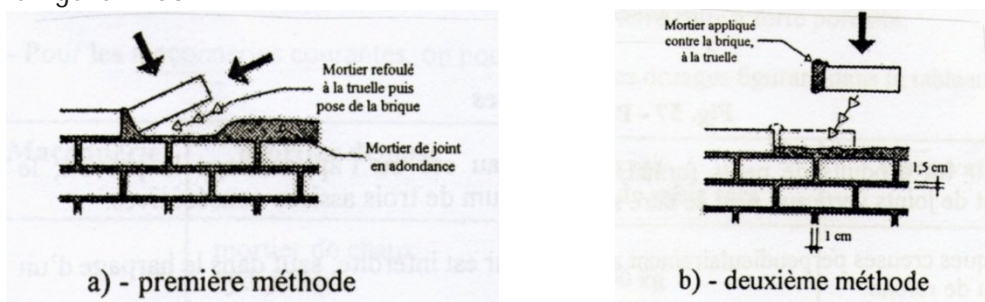


Fig. IV.53 Mise en œuvre des briques [7]

Les joints doivent être pleins et non garnis après coup. Ils doivent avoir une épaisseur e comprise entre 10 et 20 mm (Fig. IV.54).

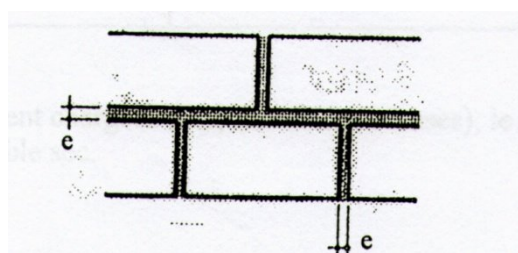
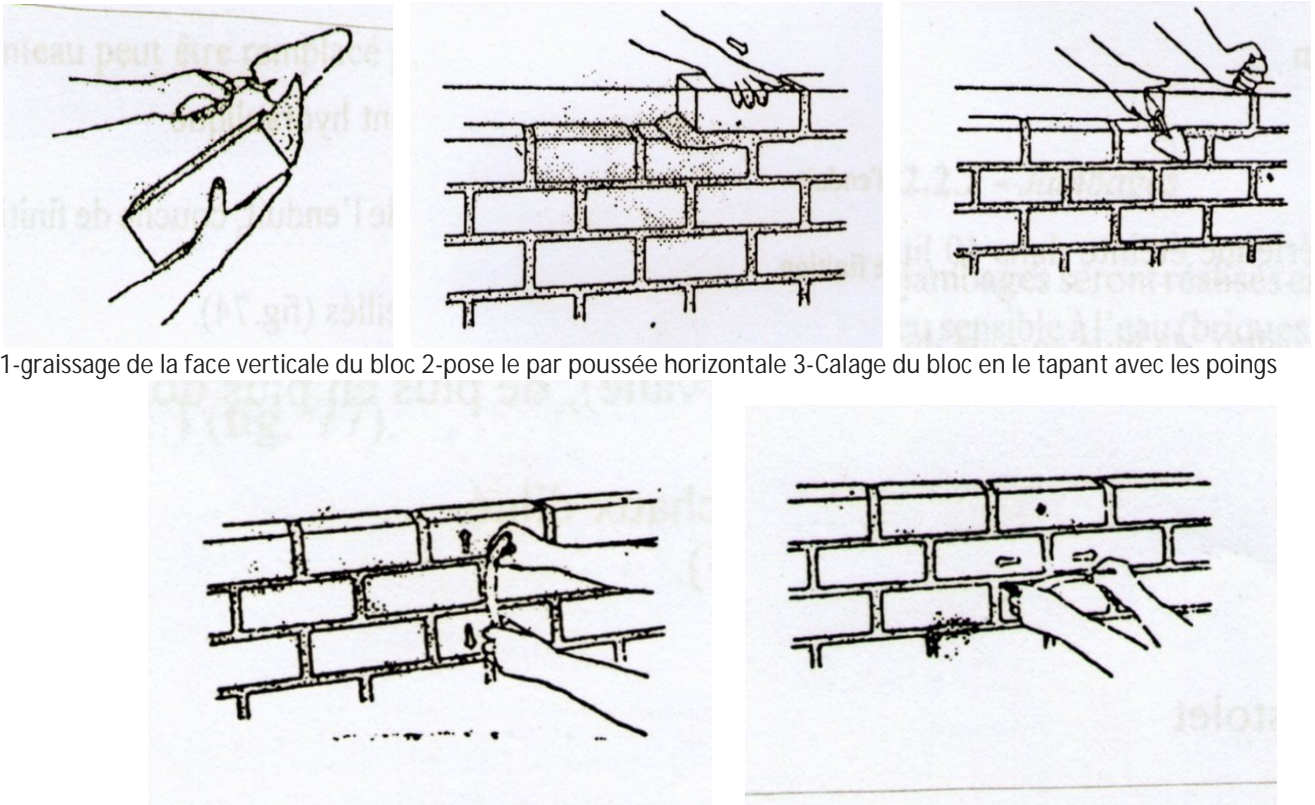


Fig. IV.54 Epaisseur des joints

Le jointoiment en montant est admis dans tous les cas (Fig. IV.55) le jointoiment après coup est exclus.



1-graissage de la face verticale du bloc 2-pose le par poussée horizontale 3-Calage du bloc en le tapant avec les poings

4-Bourrage et lissage du mortier avec un fer a joint : Verticalement et Horizontalement

Fig. IV.55 jointoiment en montant [7]

Enduit : Les cloisons en briques peuvent être enduites sur les deux faces (l'enduit doit alors être identique sur les deux faces). Une cloison de ce type enduite en plâtre sur une face et en mortier de liants hydrauliques sur l'autre, peut en effet être sujette à déformation comme illustré ci-dessous (Fig III.56).

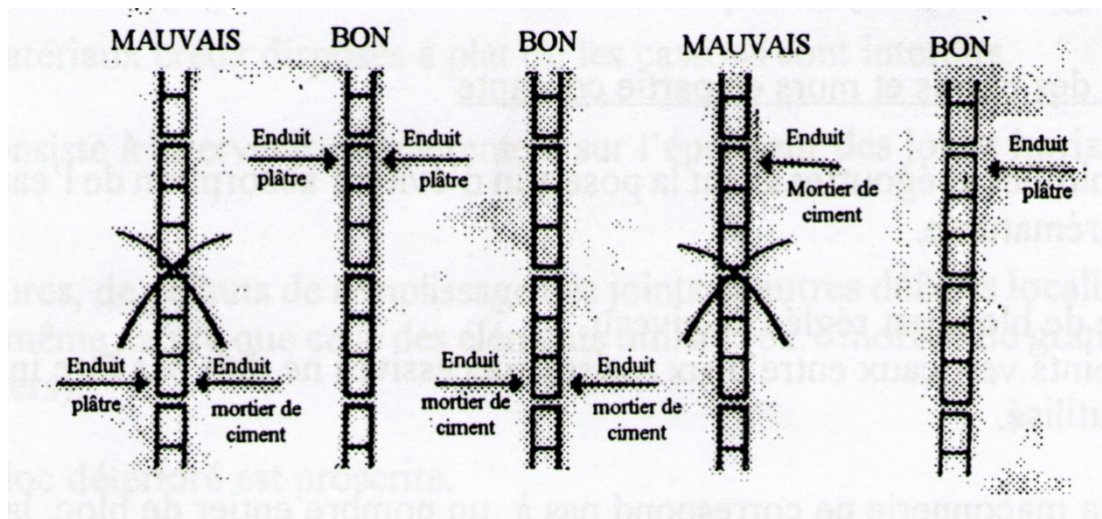


Fig. IV.56 Cloison en briques et enduit [7]

IV.1.3. Instrumentation et procédure de l'essai :

IV.1.3.1. Instrumentation :

Pour connaître le comportement des panneaux aux différents endroits, nous avons mesuré des déformations aux endroits choisis en préalable en plaçant des jauges de déformations susceptibles de se produire dans la maçonnerie de notre région.

IV.1.3.2. Procédure de l'essai :

Nous avons placé les panneaux à tester sous le vérin de la dalle d'essai (après étalonnage et entretien) et pour mieux répartir la charge on place une plaque métallique de 0,5 cm d'épaisseur sur la face horizontale des panneaux, et réaliser un remplissage en mortier des trous supérieurs.

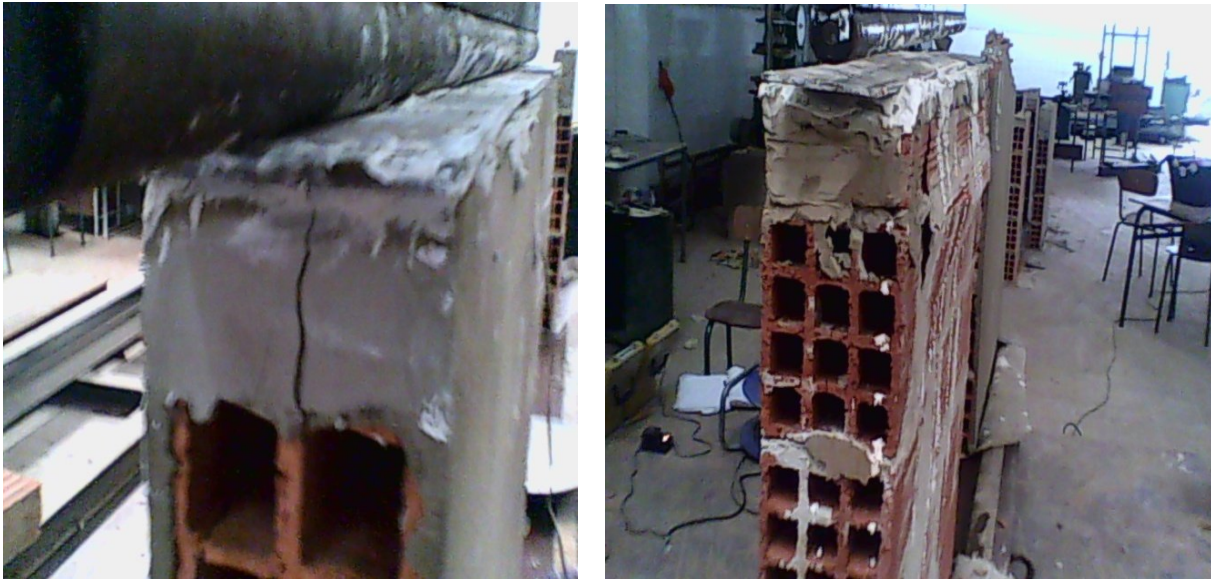


Fig. IV.57 utilisation d'une plaque métallique et remplissage des trous dans les panneaux de briques.

IV.1.3.3. Mesure des déformations :

1- introduction :

Une jauge est un fil résistant bien collé sur une éprouvette subit le même allongement que cette dernière. Il en résulte donc une variation de résistance électrique qui se trouve être proportionnelle à la déformation ε . Un montage électrique appelé pont de Wheastone permet de mesurer précisément la variation de potentiel $(\frac{\delta U}{U})$ lié à $(\frac{\delta R}{R})$.

On peut donc lire grâce à un voltmètre la déformation de l'éprouvette en surface, jusqu'à une précision de 10^{-7} mètres (cela dépend malheureusement beaucoup de la qualité du collage de la jauge, ce qui limite l'emploi de cette technique à des températures ambiantes ou en dessous jusqu'à 200°C - 400°C ; car les colles ne résistent pas aux températures élevées.

L'extensométrie permet de mesurer, en tout point (x) de la surface libre d'un solide, les composantes du tenseur des déformations $\varepsilon(x)$.

Pour déterminer les contraintes, il suffit ensuite d'utiliser les relations mathématiques liant $\varepsilon(x)$ et $\sigma(x)$. Cette technique ne permet donc de connaître que les contraintes superficielles d'un solide. mais en général, c'est en surface qu'apparaissent les contraintes les plus élevées, donc les plus dangereuses. L'extensométrie est donc technique de mesure très utile.

2- Jauges extensométriques :

Une jauge extensométrique, appelée encore jauge de déformation, est un capteur permettant de mesurer en un point (x) quelconque de la surface libre d'un solide la dilatation $\varepsilon = \frac{\delta l}{l}$ suivant une direction quelconque.

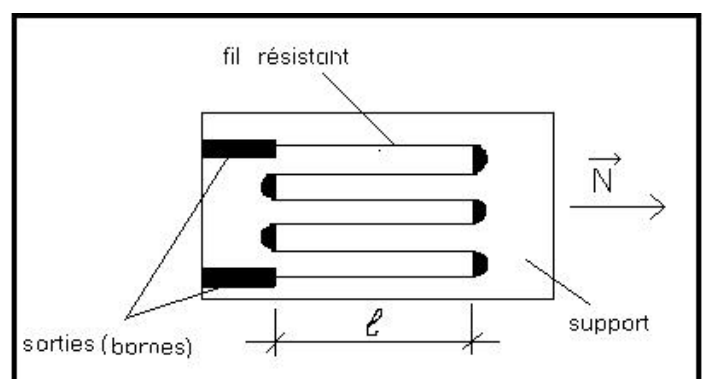


Fig. IV.58 Modèle de jauge

Une jauge se compose d'un fil résistant très fin noyé dans un support (plaque rectangulaire) dont la longueur peut varier entre quelques millimètres et quelques centimètres.

Les brins rectilignes du fil sont orientés dans une même direction N.

Les parties courbes, ainsi que ses bornes sont renforcées afin d'être de résistance électrique négligeable.

3- Fonctionnement d'une Jauge :

La résistance de la jauge est donnée par la formule suivante :

$$R = \frac{\rho \cdot N \cdot L}{S}$$

ou : ρ : la résistivité du métal de la jauge.

S : la section du fil.

L : la longueur de chaque brin.

N : le nombre de brins.

Lorsque l'éprouvette est sollicitée, elle se déforme ; on suppose que la jauge est collée tangentiellement à la direction x.

Suivant cette direction, le solide subit une variation relative de longueur $\varepsilon = \frac{\delta l}{l}$ et la jauge une

variation relative de résistance $\frac{\delta R}{R}$, on obtient la relation suivante :

$$\frac{\delta R}{R} = K \frac{\delta L}{L} = K \varepsilon_x$$

Où : K : est environ égal à 2, c'est le facteur de jauge.

R est la résistance nominale, généralement de 120 ou 350 Ω .

Donc si on connaît la variation de R, on peut connaître la déformation ε_x du solide. il reste à déterminer $\frac{\delta R}{R}$. Ce qu'on réalise grâce à un montage électrique ; le pont de Wheastone.

4- pont de Wheastone:

Lorsque $R_1 R_3 = R_2 R_4$, le pont est équilibré. Ce qui se traduit par : $V_a = V_c$. Soit $\delta V = 0$, si on rompt l'équilibre en faisant varier les résistances δR_1 , δR_2 , δR_3 , δR_4 alors il se produit une tension de déséquilibre $\delta V \neq 0$, on la relation :

$$\frac{\delta u}{u} = \frac{1}{4} \left(\frac{\delta R_1}{R_1} - \frac{\delta R_2}{R_2} + \frac{\delta R_3}{R_3} - \frac{\delta R_4}{R_4} \right)$$

Il suffit donc pour lier $\frac{\delta U}{U}$ et ε , de remplacer une

résistance dans le pont de Wheastone par une jauge extensométrique (par exemple R1), tout en fixant les 3 autres. On a donc $R_2 = \delta$, $R_3 = \delta$, $R_4 = 0$.

On réalise tout d'abord l'équilibrage du pont, puis on charge le solide, ce qui crée la tension de déséquilibre.

$$\varepsilon = \frac{\delta L}{L} = \frac{1}{k} \cdot \frac{\delta R}{R} \quad d'ou \quad \varepsilon = \frac{4}{k} \cdot \frac{\delta u}{u}$$

On a donc directement la déformation en fonction de δV .

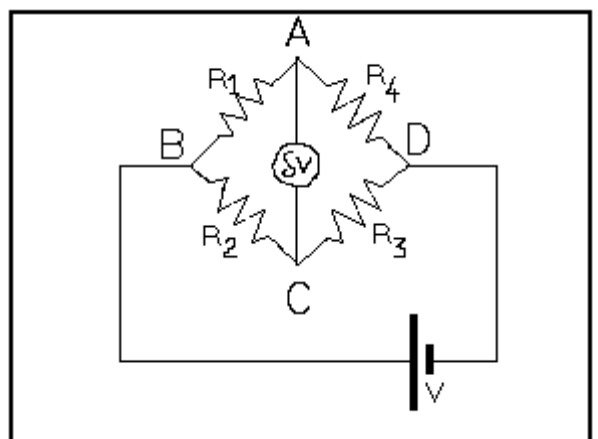


Fig. IV.59 Montage du pont de Wheastone



Fig. IV.60 Les mesures de déformations sont lues sur un pont de Wheatstone

5- Rosettes :

Une rosette est un ensemble de 3 jauges j_1, j_2, j_3 collées sur le même support, suivant les directions n_1, n_2, n_3 telles qu'elles soient décalées de 45° ou 120° . Grâce à la complémentarité des jauges, il est ainsi possible de déterminer, en leur point d'application x , l'intégralité de la matrice $[\varepsilon]$ et donc $[\sigma]$. Vu qu'on est en présence d'un état plan de contraintes, ces matrices s'écrivent : exemple de détermination de ε et σ en fonction des allongements des jauges $\varepsilon_1(n_1), \varepsilon_2(n_2), \varepsilon_3(n_3)$ on choisit une rosette à 45 degrés.

6- la compensation thermique :

au cours des mesures de déformations, la température peut varier dans le solide. Or une variation de température entraîne une dilatation des matériaux ε_{th} proportionnelle à cette variation : $\varepsilon_{th} = \alpha \cdot \Delta T$ ou α est le coefficient de dilatation thermique linéique, propre au matériau.

La jauge extensométrique, elle indique la déformation globale au point x , qui est en fait la somme de deux déformations dues aux deux phénomènes différents : ε_C due aux contraintes et ε_{th} due à la variation de la température.

C'est pourquoi il existe des jauges qui compensent la dilatation thermique, et permettent ainsi de ne mesurer que les déformations dues aux contraintes ε_C .

IV.1.4. Résistance à la compression sur des panneaux en briques

IV.1.4.1. Panneaux à cinq rangé de brique :

IV. 1.4.1.1. Essai n°1 : Mur 8 trous sans enduit

IV.1.4.1.1.1. Etat initiale avant l'essai :

On a réalisé deux murs identique (figure.III.61) dans le premier sera testé nu et le deuxième sera testé avec l'application de l'enduit de ciment sur chaque face.

Les joints de mortier ne sont pas totalement remplis, ces deux murs sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens.

Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; le contact est totale ;

Les fissures préalables : on constate deux fissures sur la brique supérieure coté gauche de la face arrière jauge

IV.1.4.1.1.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure.III.62, ou on a placé uniquement deux jauges dans le sens horizontal, dont la première est placée sur l'unité de brique central de la première rangée et la deuxième est placée sur l'unité de brique central de la cinquième rangée.

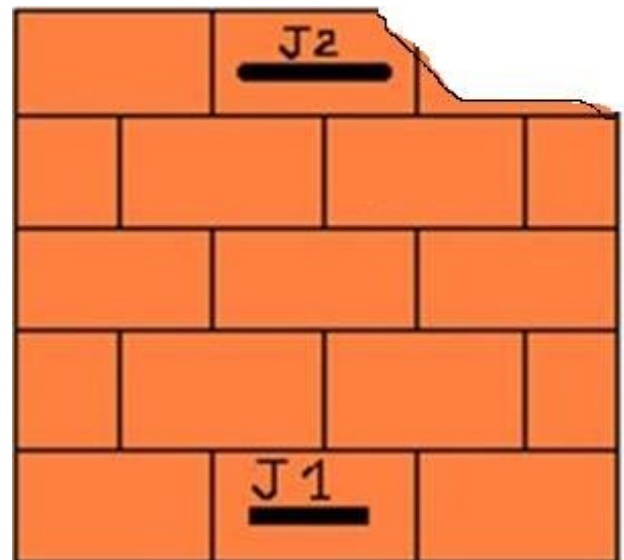
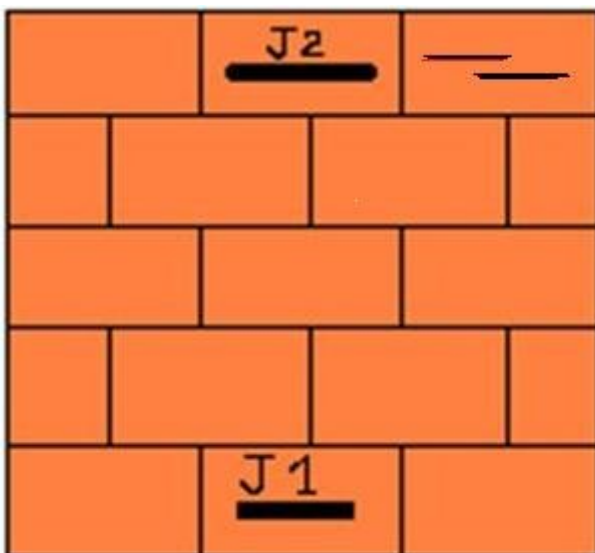


Fig. IV.62 Emplacement des jauges pour l'essai n°1. Fig. IV.63 Rupture mur 8 trous de l'essai n°1.

IV. 1.4.1.1.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 23,15 MPa. À la flexion est égal à 4,22 MPa.

IV.1.4.1.1.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 50 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 167KN par propagation des fissures initiales de la brique supérieure coté gauche de ce panneau (figure.III.63). La concentration des contraintes engendre un éclatement total de cette brique tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier.

IV.1.4.1.1.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	60	0,79	4	10
2,5	0,3	2	0	65	0,85	0	13
5	0,06	3	-1	70	0,92	-2	16
7,5	0,09	5	-1	75	0,98	-2	20
10	0,12	6	-1	80	1,04	-3	22
12,5	0,15	9	-2	85	1,10	-4	25
15	0,18	9	-2	90	1,16	-6	23
17,5	0,21	11	-2	95	1,22	-6	23
20	0,24	12	-2	100	1,28	-7	25
22,5	0,27	13	-2	105	1,34	-8	26
25	0,31	13	-2	110	1,40	-10	27
27,5	0,34	13	-1	115	1,47	-12	29
30	0,37	12	-1	120	1,53	-16	104
32,5	0,40	12	0	125	1,59	-20	123
35	0,43	11	0	130	1,65	-22	51
37,5	0,46	11	1	135	1,71	-25	48
40	0,52	10	2	140	1,77	-30	44
42,5	0,55	9	2	145	1,83	-31	42
45	0,61	8	4	150	1,89	-34	41
50	0,67	6	6	155	1,95	-36	37
55	0,73	5	8	160	2,01	-38	40
				167	2,04	Rupture	Rupture

Tableau. IV.26. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°1.

Le comportement général de ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

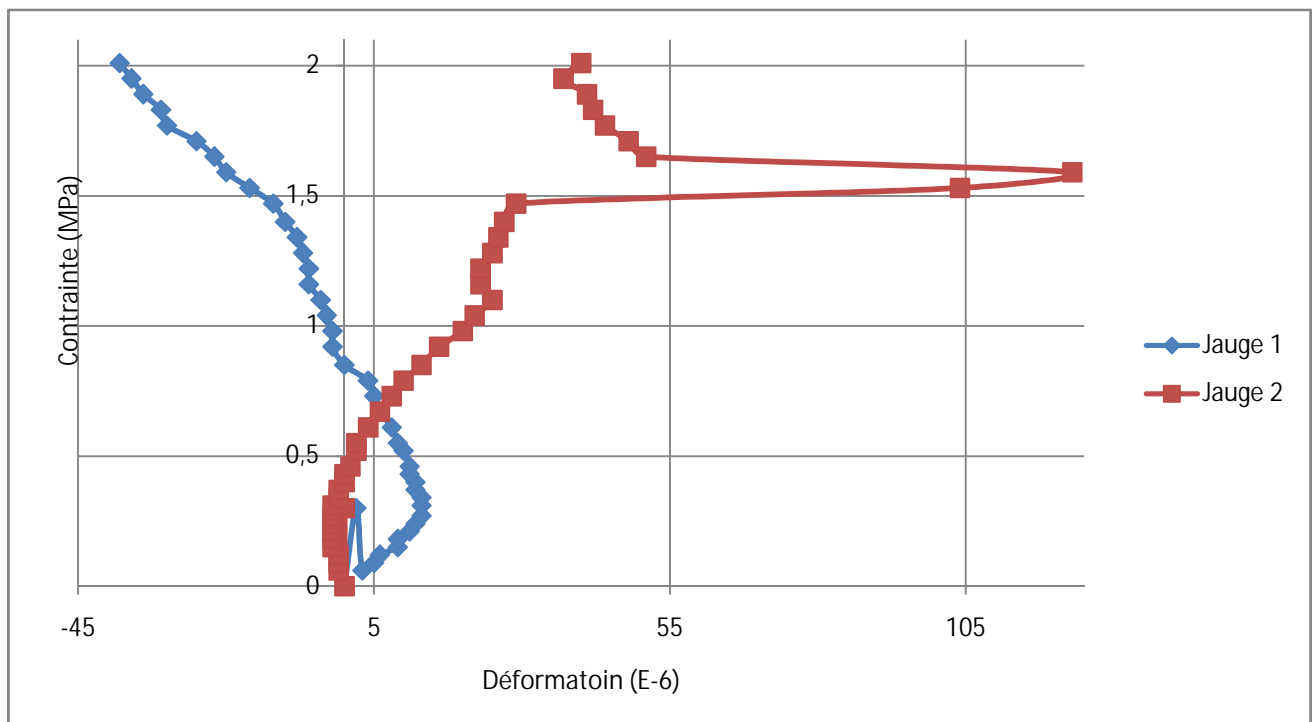


Fig. IV.64 Courbe contrainte-déformation de l'essai n°1.

IV.1.4.1.1.6. Lecture des résultats :

Pour des faibles contraintes, les deux jauges ont enregistré des allures de déformation symétrique par rapport un axe vertical. Et à une contrainte de 0.67 MPa qui correspond à une charge d'environ 50 KN , ils ont enregistré la même déformation, il n'est qu' à partir de cette contrainte que les jauges sont changer leur comportement entre eux.

La différence de comportement de la jauge n°2 montré par un pic juste un petit moment avant l'éclatement s'explique par la propagation de la fissure initiale qui engendre cette rupture rapide, mais le comportement aux différents endroits reste similaire.

IV.1.4.1.2. Essai n°2 : Mur 8 trous sans enduit

IV.1.4.1.2.1. Etat initiale avant l'essai :

On a réalisé quatre murs identiques (figure.III.65) dont deux seront testé nu et deux seront testé avec l'application de l'enduit de ciment sur chaque face. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Afin de rigidifie la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des brique ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; le contact est sur les deux brique supérieur des extrémités et pas de contact sur la brique de centre.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques des quatre murs sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.1.2.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure.III.66, ou on a placé trois jauges dont la première est placé horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangé et les deux autres sont placées chacune verticalement sur l'unité de brique latéraux de la troisième rangé.



Fig. IV.65 Mur 8 trous sans enduit n°2.

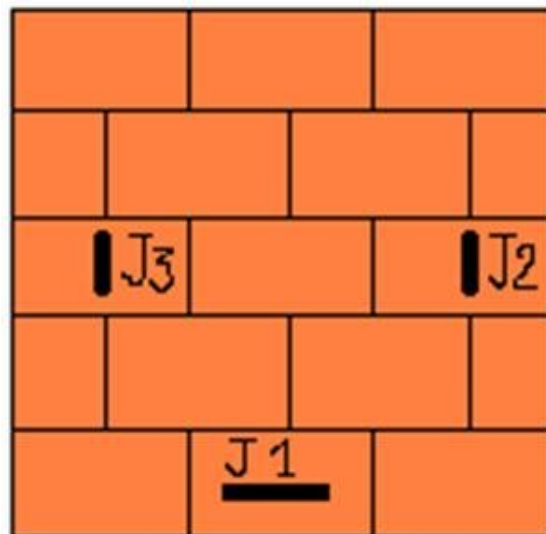


Fig. IV.66 Emplacement des jauges pour l'essai n°2

IV.1.4.1.2.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie à des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 20,64 MPa. À la flexion est égal à 5,86 MPa.

IV.1.4.1.2.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 50 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la charge maximum de la machine 200KN. Et la rupture ne se produit pas, on vas subir le panneau à des cycles de déchargement-chargeement mais en tient plus la rupture.

IV.1.4.1.2.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)			Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0	80	0,97	-34	-169	-363
2,5	0,03	1	-8	-14	85	1,03	-36	-179	-386
5	0,06	1	-14	-27	90	1,09	-40	-188	-408
7,5	0,09	-1	-17	-36	95	1,15	-44	-197	-429
10	0,12	-1	-18	-47	100	1,21	-50	-205	-447
12,5	0,15	-3	-24	-57	105	1,27	-53	-215	-469
15	0,18	-4	-27	-68	110	1,33	-55	-225	-490
17,5	0,21	-3	-31	-81	115	1,39	-58	-235	-512
20	0,24	-5	-34	-91	120	1,45	-56	-243	-531
22,5	0,27	-5	-40	-105	125	1,51	-56	-252	-553
25	0,30	-7	-46	-120	130	1,57	-56	-260	-573
27,5	0,33	-7	-130	-134	135	1,63	-56	-268	-595
30	0,36	-8	-58	-144	140	1,69	-57	-276	-610
32,5	0,39	-9	-48	-156	145	1,75	-57	-280	-637
35	0,42	-12	-73	-167	150	1,81	-57	-285	-657
40	0,48	-15	-89	-192	155	1,87	-58	-290	-678
42,5	0,51	-12	-94	-202	160	1,93	-58	-296	-699
47,5	0,54	-13	-98	-210	165	1,99	-59	-303	-716
45	0,57	-13	-104	-223	170	2,05	-60	-310	-736
50	0,60	-16	-109	-234	175	2,11	-60	-316	-754
55	0,66	-17	-121	-255	180	2,17	-61	-324	-769
60	0,72	-22	-131	-275	185	2,23	-61	-321	-799
65	0,79	-24	-141	-298	190	2,29	-62	-326	-820
70	0,85	-27	-150	-318	195	2,36	-63	-331	-837
75	0,91	-31	-159	-342	200	2,42	-64	-333	-835
Pas De Rupture									

Tableau. IV.27. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°2.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

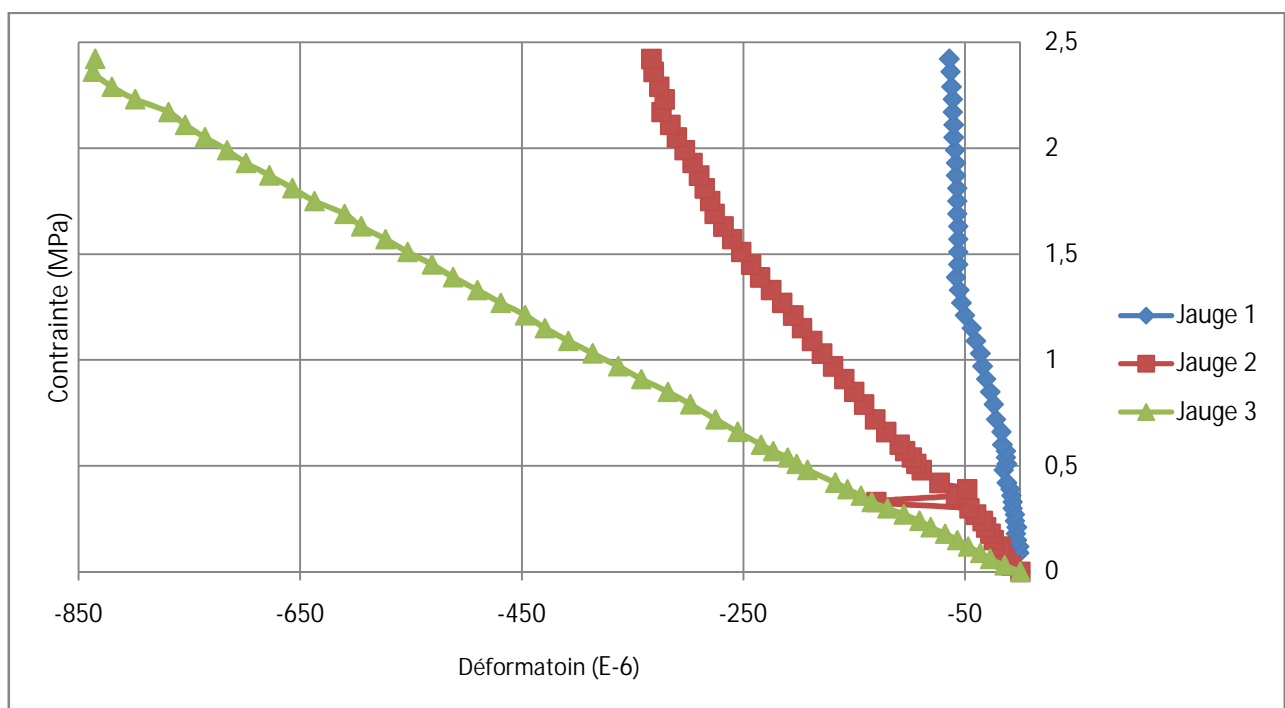


Fig. IV.67 Courbe contrainte-déformation de l'essai n°2.

IV.1.4.1.2.6. Lecture des résultats :

Pour des faibles contraintes, les trois jauges ont enregistré des déformations linéaires similaires, particulièrement les jauges 2 et 3. Les déformations de la jauge 3 sont plus importantes cela est dû à l'excentricité de la charge qui est difficile à contrôler. Par contre, les déformations latérales enregistrées par la jauge n°1 sont les plus faibles.

On a arrivé à la charge maximum de la machine avant que le panneau rompe, il présente une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante.

IV.1.4.1.3. Essai n°3 : Mur 8 trous sans enduit

IV.1.4.1.3.1. Etat initial avant l'essai :

Mur identique à celui de l'essai n°2 (figure.III.65). Les joints de mortier sont totalement remplis, algériens. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre.

Les fissures préalables : Aucune fissure a été constaté ; car les briques des quatre murs sont choisis avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.1.3.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure .III.68, où on a placé deux jauges dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique central de la cinquième rangée et la deuxième est placée verticalement sur l'unité de brique central de la troisième rangée.

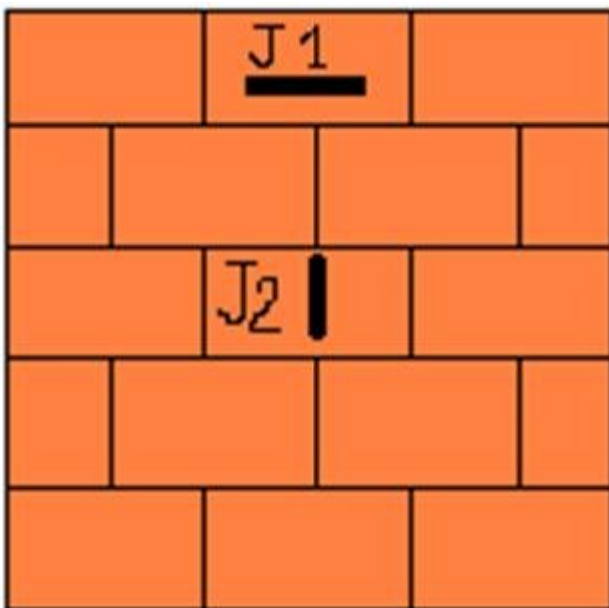


Fig. IV.68 Emplacement des jauges pour l'essai n°3

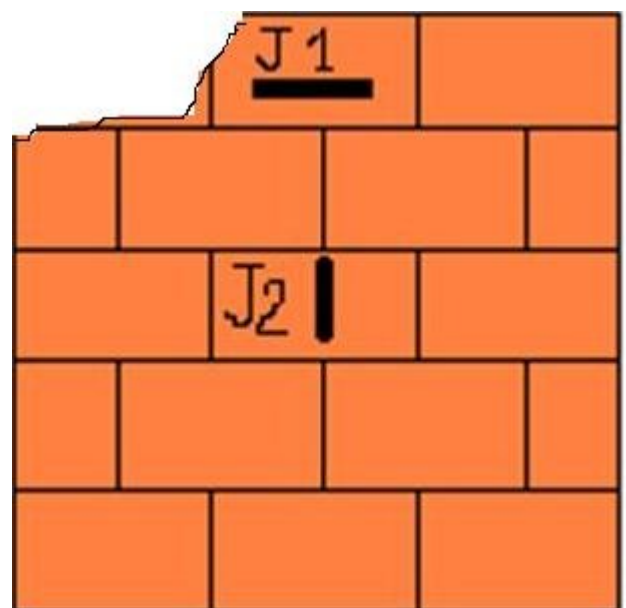


Fig. IV.69 Rupture mur 8 trous de l'essai n°3.

IV.1.4.1.3.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 22,52 MPa. à la flexion est égal à 8,50 MPa.

IV.1.4.1.3.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 45 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 170KN. On a constaté lors de déroulement de l'essai à 110KN un premier craquement sans l'apparition de fissure visible à l'œil nu. La concentration des contraintes engendre un éclatement total de la brique supérieure coté droite de ce panneau tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier.

IV.1.4.1.3.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	65	0,7	-25	-105
2,5	0,03	-2	-7	70	0,76	-29	-112
5	0,05	-1	-13	75	0,81	-30	-122
7,5	0,08	-3	-18	80	0,86	-31	-131
10	0,11	-4	-23	85	0,92	-31	-140
12,5	0,13	-6	-28	90	0,97	-31	-149
15	0,16	-7	-34	95	1,02	-30	-159
17,5	0,19	-8	-39	100	1,08	-28	-168
20	0,22	-10	-49	105	1,13	-27	-175
22,5	0,24	-10	-49	110	1,19	-27	-183
25	0,27	-9	-52	115	1,24	-29	-192
27,5	0,3	-9	-54	120	1,29	-30	-203
30	0,32	-9	-57	125	1,35	-32	-213
32,5	0,35	-10	-60	130	1,4	-33	-224
35	0,38	-10	-63	135	1,46	-37	-233
37,5	0,4	-11	-66	140	1,51	-43	-243
40	0,43	-12	-69	145	1,56	-52	-255
42,5	0,46	-13	-71	150	1,62	-70	-266
45	0,49	-14	-76	155	1,67	-83	-275
50	0,54	-16	-81	160	1,73	-101	-285
55	0,59	-21	-89	165	1,78	-120	-299
60	0,65	-23	-96	167	1,80	-144	-312
Rupture							

Tableau. IV.28. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°3.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

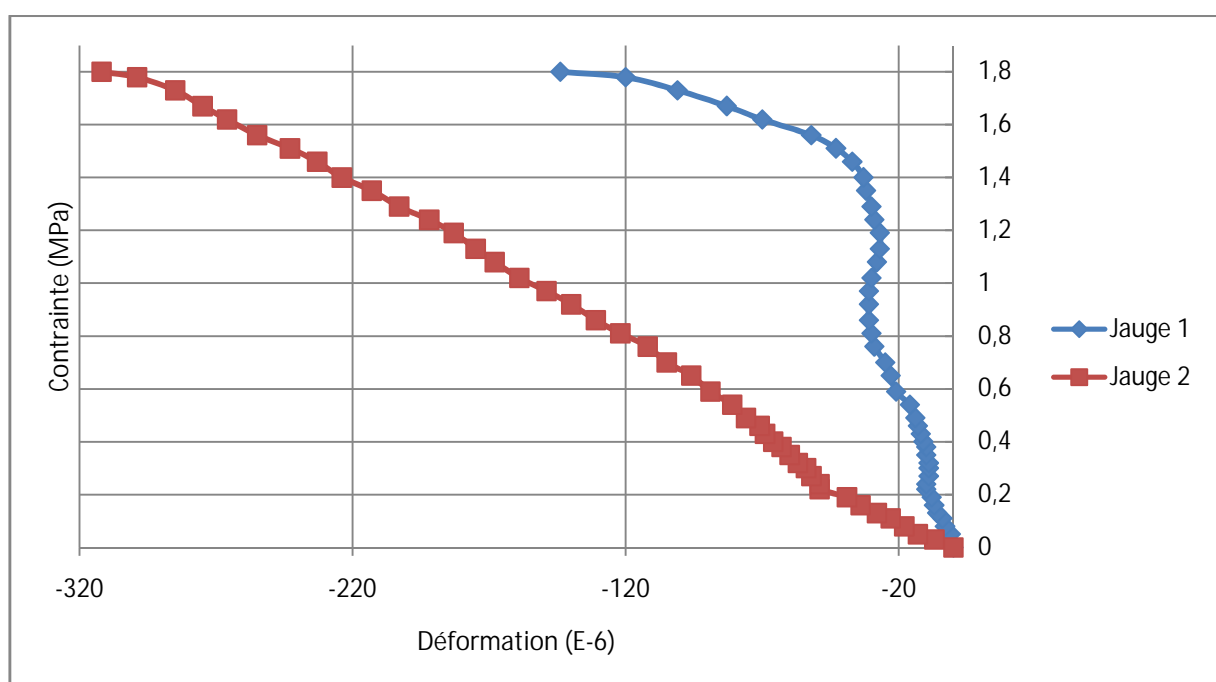


Fig. IV.70 Courbe contrainte-déformation de l'essai n°3

IV.1.4.1.3.6. Lecture des résultats :

Contrairement à l'allure linéaire de la déformation enregistrée sur la brique inférieure par la jauge n°1 (essai n°2), l'allure de la déformation latérale de la brique supérieure n'était pas linéaire à cause de sa proximité du lieu d'application de la charge.

Au temps que, la jauge 2 présente une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante similaire à ceux montrés par les jauges 2 et 3 (essai n°2).

IV.1.4.1.4. Essai n°4 : Mur 8 trous avec enduit

IV.1.4.1.4.1. Etat initial avant l'essai :

C'est le deuxième mur identique à celui (figure. IV.61) testé à l'essai n°1 mais avec l'application de l'enduit de ciment sur chaque une de ces faces. Les joints de mortier ne sont pas totalement remplis, ce mur est l'échantillon le plus proche aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens.

Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplies de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; le contact est sur les deux briques supérieures des extrémités et pas de contact sur la brique de centre.

Les fissures préalables : Aucune fissure n'a été constatée sur la surface de l'enduit de ciment. En applique une autre couche en plâtre sur cette dernière afin de suivre l'ouverture de fissures provisionnées (figure. IV.73).

IV.1.4.1.4.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure. IV.71, les jauges dans cet essai ont le même emplacement que l'essai n°1, afin de comparer le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit avec celui avec enduit. Donc on a placé deux jauges dans le sens horizontal, dont la première est placée sur l'unité de brique centrale de la première rangée et la deuxième est placée sur l'unité de brique centrale de la cinquième rangée.

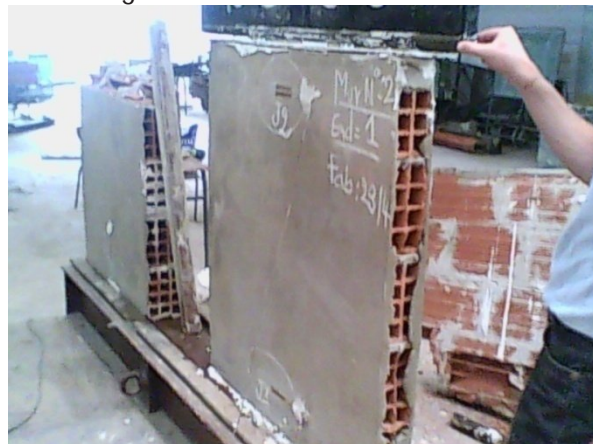
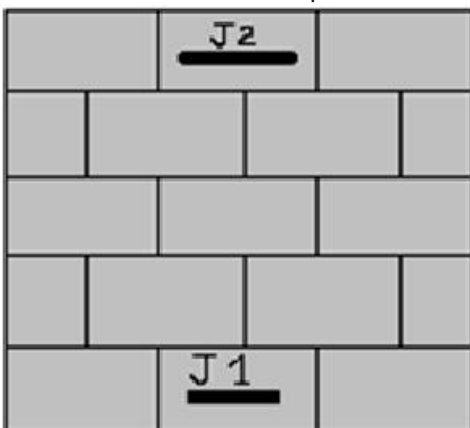


Fig. IV.71 Emplacement des jauges d'essai n°4 Fig. IV.72 Mur 8 trous avec enduit pour l'essai n°4 face jauge.



Fig. IV.73 Mur 8 trous avec enduit pour l'essai n°4 face arrière jauge.

IV.1.4.1.4.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé comme des joints pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 23,15 Mpa. à la flexion est égal à 4,22 Mpa. Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé comme un enduit de ce panneau de maçonnerie sont respectivement 20,64 Mpa. Et 5,86 Mpa.

IV.1.4.1.4.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 45 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 160KN (figure.III.74 ; .III.75 et .IV.76). On a constaté lors de déroulement de l'essai une série des craquements chaque chargement de 2.5 KN dont le premier est à 27.5 et aucune apparition de fissure visible à l'œil nu jusqu'à la charge de 55 KN. Ou une fissure inclinée est apparue sur l'enduit de ciment. La rupture a été lieu par propagation de cette fissure.



Fig. IV.74 Rupture mur de l'essai n°4 face jauge.



Fig. IV.75 Rupture mur de l'essai n°4 face arrière jauge.

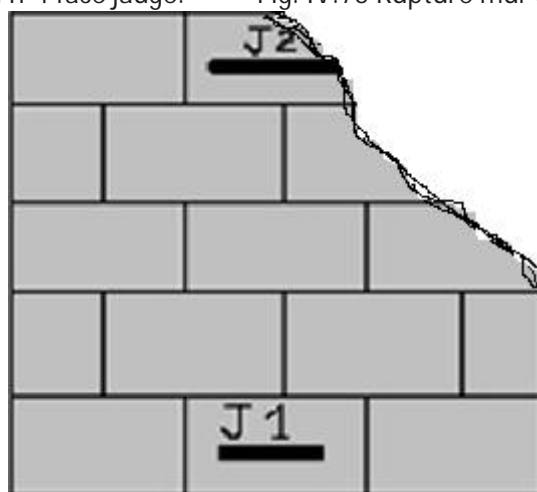


Fig. IV.76 Rupture mur 8 trous de l'essai n°4.

IV.1.4.1.4.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)		Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	65	0,73	-80	-16
2,5	0,03	-7	2	70	0,79	-85	-17
5	0,06	-12	3	75	0,85	-75	-18
7,5	0,09	-15	4	80	0,92	-39	-18
10	0,12	-17	6	85	0,98	-37	-19
12,5	0,15	-19	7	90	1,04	-55	-19

15	0,18	-22	8	95	1,10	-53	-19
17,5	0,21	-24	10	100	1,16	-61	-19
20	0,24	-27	12	105	1,22	-49	-20
22,5	0,27	-29	12	110	1,28	-39	-21
25	0,31	-31	11	115	1,34	-22	-20
27,5	0,34	-33	11	120	1,47	-4	-19
30	0,37	-36	11	125	1,53	15	-19
32,5	0,40	-37	11	130	1,59	27	-24
35	0,42	-27	9	135	1,65	26	-30
37,5	0,45	-33	7	140	1,71	48	-35
40	0,49	-35	5	145	1,77	45	-37
42,5	0,52	-39	0	150	1,83	67	-37
45	0,55	-42	-9	155	1,89	31	-37
50	0,61	-58	-14	160	1,95	24	-37
55	0,67	-66	-15	Rupture			

Tableau. IV.29. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°4.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

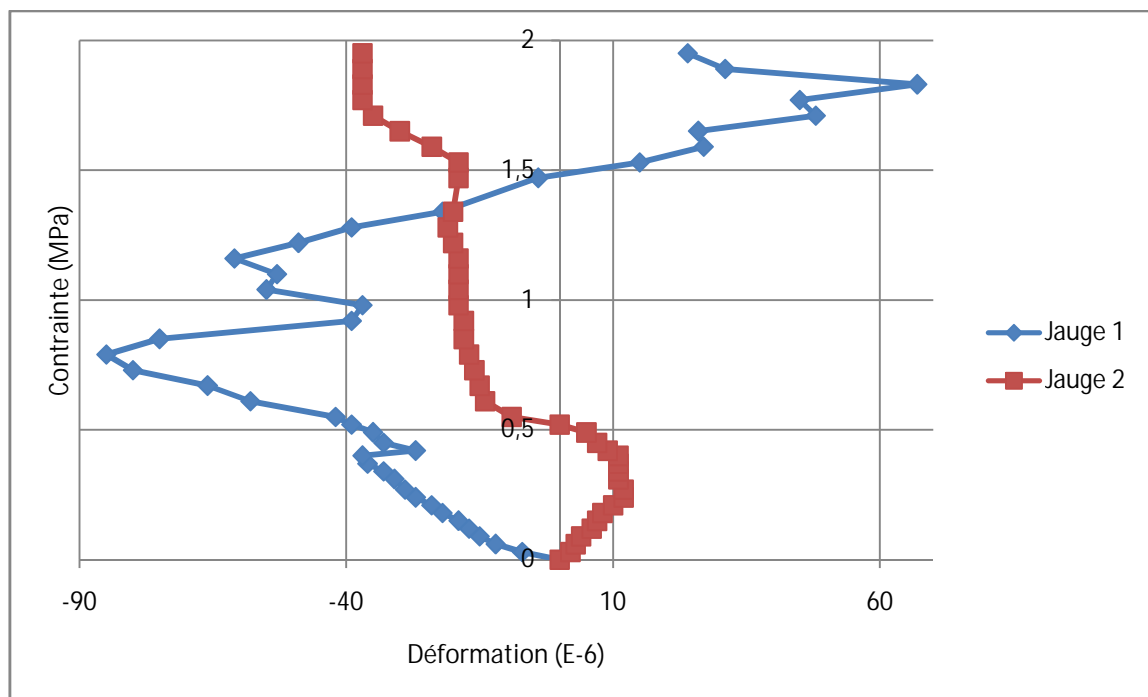


Fig. IV.77. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°4.

IV.1.4.1.4.6. Lecture des résultats :

Le but des essais sur les panneaux avec l'enduit est de constater l'effet de l'enduit sur le comportement des murs on compare les déformations des jauges 1 et 2 avec ceux de l'essai n°1.

On remarque le même comportement les deux jauges ont symétrique par rapport un axe vertical. Et ce n'est que à une contrainte de 1.35 MPa qui correspond à une charge d'environ 115 KN, Ou on enregistre une même déformation a partir de laquelle que les deux jauges sont changer leur comportement entre eux.

Une différence de comportement est montrée par plusieurs pics enregistrés par la jauge n°1, s'explique par des fissures internes se produit chaque craquement.

IV.1.4.1.5. Essai n°5 : Mur 8 trous avec enduit

IV.1.4.1.5.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des murs identiques à celui (figure. IV.61) testé à l'essai n°2 mais avec l'application de l'enduit de ciment sur chaque une de ces faces. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; le contact est sur les deux briques supérieures des extrémités et pas de contact sur la brique de centre.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques des quatre murs sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.1.5.2. Emplacement des jauges :

Afin de comparé le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit avec celui avec enduit. Les jauges ont été placées dans cet essai identiquement à l'essai n°2, ou on a placé trois jauges dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangée et les deux autres sont placées chacune horizontalement sur l'unité de brique latéraux de la troisième rangée.

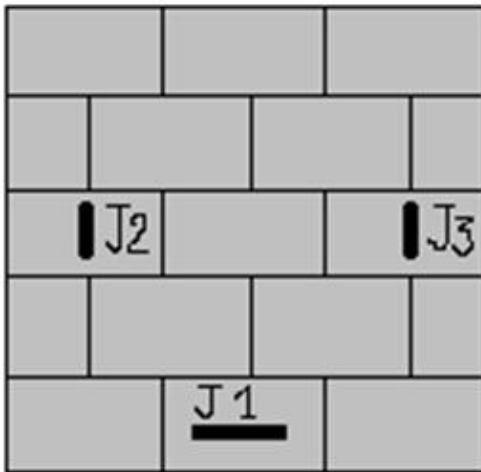


Fig. IV.78 Emplacement des jauges pour l'essai n°5. Fig. IV.79 Préparation des murs pour les essais n°5 et 6.

IV.1.4.1.5.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé comme des joints pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 22,52 MPa. à la flexion est égal à 8,50 MPa. Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé comme un enduit de ce panneau de maçonnerie sont respectivement 12,10 MPa. Et 3,16 MPa.

IV.1.4.1.5.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 50 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la charge maximum de la machine 200 KN. Et la rupture ne se produit pas, on vas subir le panneau à des cycles de déchargement-chargement mais en tient plus la rupture.

IV.1.4.1.5.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)			Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0	85	1,04	113	-183	-115
2,5	0,03	2	-7	5	90	1,10	166	-193	-125
5	0,06	1	-13	-7	95	1,16	269	-202	-136
7,5	0,09	2	-18	-9	100	1,22	362	-209	-145
10	0,12	5	-24	-11	105	1,28	368	-219	-156

12,5	0,15	6	-30	-13	110	1,34	375	-230	-167
15	0,18	10	-35	-14	115	1,40	379	-240	-177
17,5	0,21	12	-40	-16	120	1,47	383	-250	-188
20	0,24	14	-47	-18	125	1,53	391	-261	-199
22,5	0,27	15	-53	-20	130	1,59	396	-274	-211
25	0,31	17	-60	-22	135	1,65	398	-283	-221
27,5	0,34	18	-66	-24	140	1,71	401	-295	-234
30	0,37	20	-72	-26	145	1,77	404	-305	-244
32,5	0,40	21	-77	-28	150	1,83	406	-318	-256
35	0,42	24	-84	-31	155	1,89	408	-328	-263
37,5	0,45	24	-89	-34	160	1,95	410	-343	-277
40	0,49	25	-95	-38	165	2,01	412	-355	-287
45	0,55	25	-105	-46	170	2,08	414	-369	-298
50	0,61	25	-115	-54	175	2,14	415	-379	-308
55	0,67	23	-127	-62	180	2,20	419	-392	-320
60	0,73	25	-137	-70	185	2,26	422	-403	-331
65	0,79	29	-145	-77	190	2,32	425	-415	-341
70	0,85	30	-157	-87	195	2,38	428	-428	-354
75	0,92	63	-166	-95	200	2,44	428	-434	-365
80	0,98	82	-175	-104	Pas De Rupture				

Tableau. IV.30. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°5.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

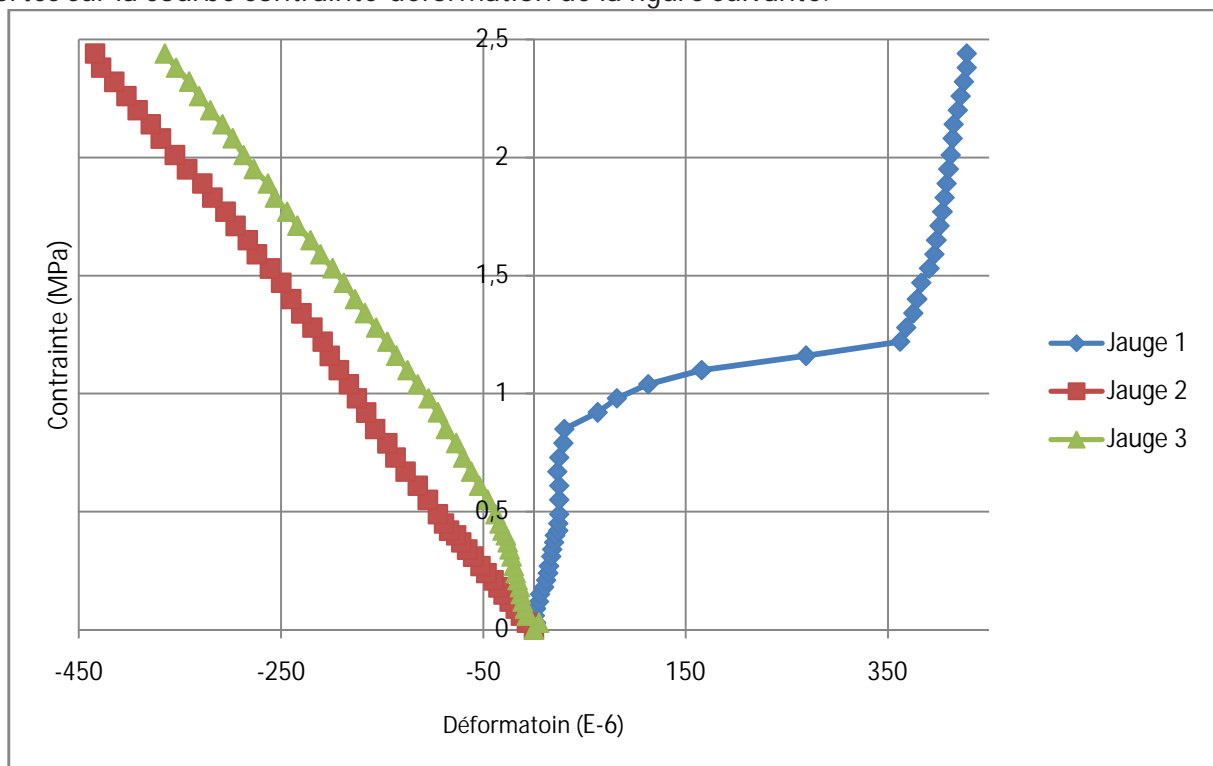


Fig. IV.80. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°5.

IV.1.4.1.5.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°2, on constate que : Comme on a arrivé à la charge maximum de la machine avant que ce panneau rompe, les deux jauges 2 et 3 ont enregistré des déformations linéaires similaires et identiques à celui de l'essai n°2.

La seule différence était que la jauge n°1 est subit une traction au lieu la compression qui a subit lors ce que le panneau est sans enduit de ciment.

IV.1.4.1.6. Essai n°6 : Mur 8 trous avec enduit

IV.1.4.1.6.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des murs identiques à celui (figure.III.61) testé à l'essai n°2 mais avec l'application de l'enduit de ciment sur chaque une de ces faces. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; le contact est sur les deux briques supérieures des extrémités et pas de contact sur la brique de centre.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques des quatre murs sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.1.6.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure .III.81 identiquement que la Figure. IV.68 afin de comparer les déformations d'un même point dans un panneau sans et avec enduit, ou on a placé deux jauges dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique central de la cinquième rangé et la deuxième est placée verticalement sur l'unité de brique central de la troisième rangé.

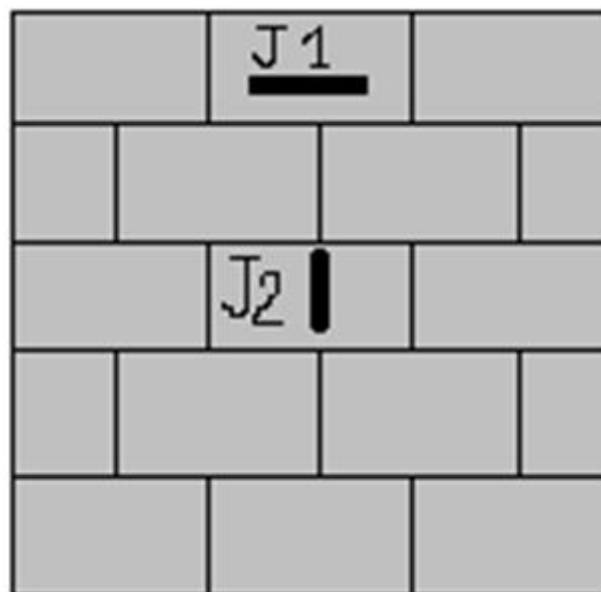


Fig. IV.81. Emplacement des jauges pour l'essai n°6.

IV.1.4.1.6.2. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Les mortiers utilisés pour la confection de ce panneau ont la même résistance à la compression et à la flexion que l'essai n°5 qui sont respectivement 22,52 et 8,50 MPa pour les mortiers des joints entre les unités de briques, 12,10 et 3,16 MPa. Pour les mortiers utilisés comme enduits des surfaces ce panneau.

IV.1.4.1.6.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 50 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la charge maximum de la machine 200KN. Et la rupture ne se produit pas, on va subir le panneau à des cycles de déchargement-chargeement mais en tient plus la rupture.

IV.1.4.1.6.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)		Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	85	1,03	100	-259
2,5	0,03	4	-3	90	1,09	92	-275
5	0,06	7	-10	95	1,15	96	-298
7,5	0,09	10	-16	100	1,21	99	-316
10	0,12	13	-22	105	1,27	102	-332
12,5	0,15	16	-29	110	1,33	103	-350
15	0,18	11	-36	115	1,39	102	-372
17,5	0,21	21	-41	120	1,45	102	-388
20	0,24	23	-49	125	1,51	116	-404
22,5	0,27	25	-55	130	1,57	117	-422
25	0,30	29	-63	135	1,63	120	-440
27,5	0,33	33	-68	140	1,70	120	-458
30	0,36	36	-74	145	1,57	120	-476
32,5	0,39	40	-81	150	1,81	122	-493
35	0,42	42	-88	155	1,87	122	-510
37,5	0,45	46	-94	160	1,93	121	-530
40	0,48	47	-104	165	1,99	120	-546
45	0,54	53	-119	170	2,05	119	-564
50	0,60	56	-134	175	2,11	110	-580
55	0,66	58	-152	180	2,17	95	-594
60	0,72	61	-170	185	2,23	98	-608
65	0,79	74	-187	190	2,29	96	-621
70	0,85	94	-203	195	2,36	97	-635
75	0,91	99	-220	200	2,42	119	-648
80	0,97	99	-236	Pas De Rupture			

Tableau. IV.31. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°6.

Le comportement général de ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

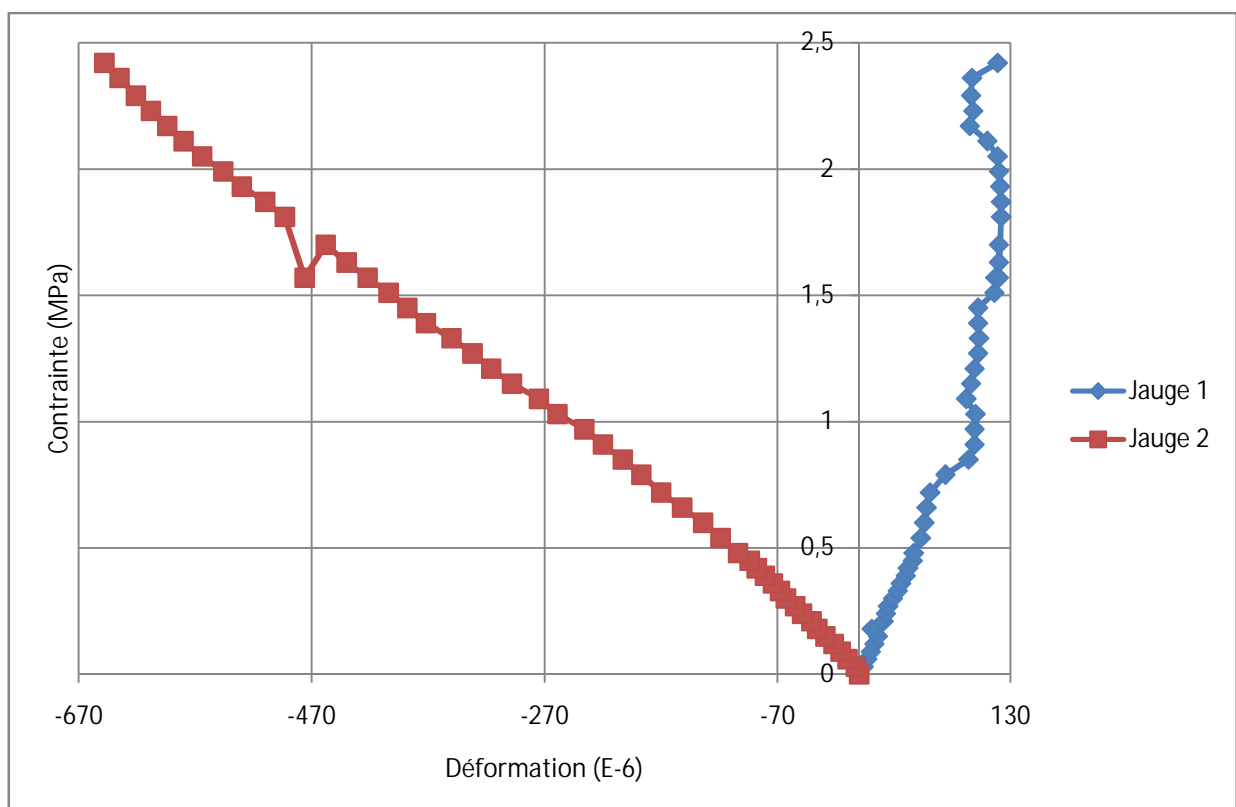


Fig. IV.82. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°6.

IV.1.4.1.6.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°3, on constate que : Comme on a arrivé à la charge maximum de la machine avant que ce panneau rompe, la déformation de la jauge 2 linéaire et identique à cela de l'essai n°3. La même chose que l'essai n°5, la jauge 1 subit une traction ou lieu une compression.

IV.1.4.1.7. Essai n°7 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.1.7.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des six murs en briques de 12 trous dont trois seront testé nues (essai n°7,8 et 9) .Les trois restants seront testé après l'application de deux couche d'un enduit de ciment sur ses cotés (essai n°13,14 et 15). Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Afin de rigidifie la surface de contacte les deux alvéoles supérieures des brique ont été remplis de mortier; mais en applique la charge directement sans l'utilisation d'une plaque répartissant de l'effort. Le contacte est sur les deux brique supérieur des extrémités et pas de contacte sur la brique de centre.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques des quatre murs sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.1.7.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure.III.83, les jauges dans cet essai ont le même emplacement que l'essai n°1, afin de comparer le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit de 8 trous avec celui sans enduit de 12 trous. Donc on a placé deux jauges dans le sens horizontal, dont la première est placée sur l'unité de brique central de la première rangé et le deuxième est placée sur l'unité de brique centrale de la cinquième rangé.

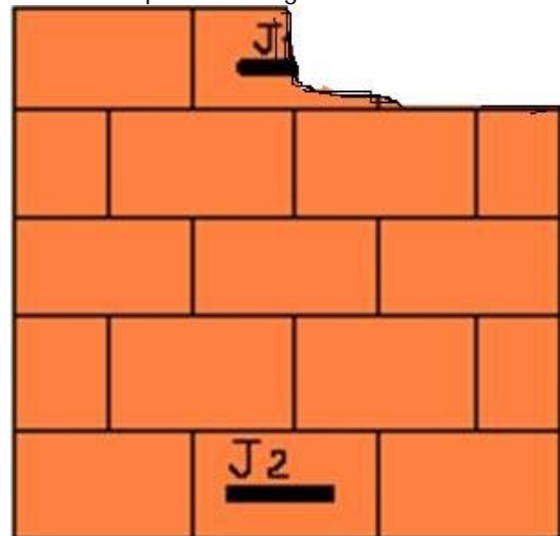
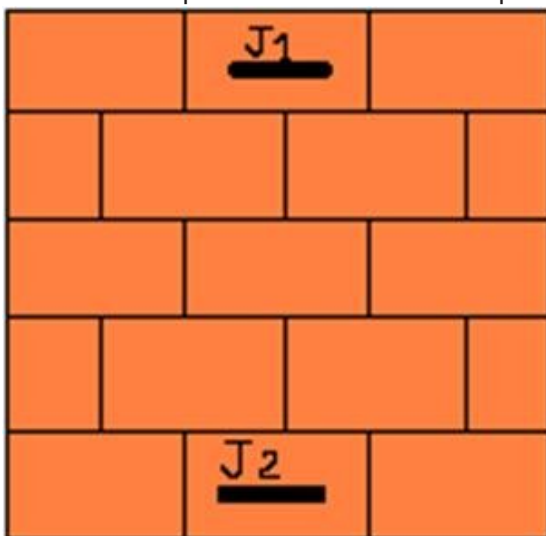


Fig. IV.83. Emplacement des jauges pour l'essai n°7. Fig. IV.84. Rupture mur 12 trous de l'essai n°7.

IV.1.4.1.7.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection des joint de ce panneau en maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 16,45 Mpa. à la flexion est égal à 4,75 Mpa.

IV.1.4.1.7.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 35 KN, Ou la rupture a été lieu par un éclatement total de la brique qui subit le contacte le plus important tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier.

IV.1.4.1.7.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0
5	0,04	0	0
7,5	0,06	0	0
10	0,08	0	0
12,5	0,1	0	0
15	0,12	-2	-1
17,5	0,14	-2	-1
20	0,15	-2	-0,5
22,5	0,17	-1	0
25	0,19	-1	0
30	0,23	-1	2
32,5	0,25	-5	2
35	0,27	-5	2,5
Rupture			

Tableau. IV.32. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°7.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

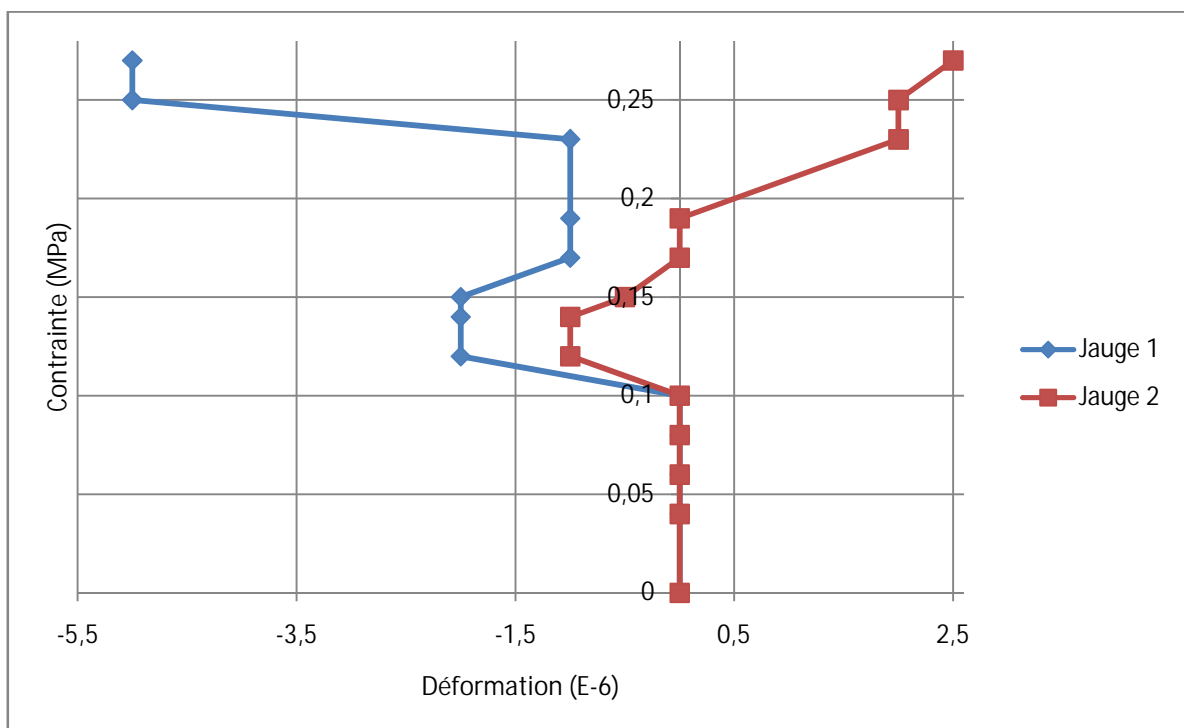


Fig. IV.85. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°7.

IV.1.4.1.7.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°1, on constate que :

Pour des faibles contraintes, les deux jauges ont enregistré des allures de déformation superposée. Jusqu' à une contrainte de 0.10 MPa qui correspond à une charge d'environ 12.5 KN, il n'est que a partir de cette contrainte que les jauges sont changer leur comportement.

La différence de comportement des deux jauges 1 et 2 montré par des pics s'explique par la propagation des fissures internes qui engendre la rupture rapide.

IV.1.4.1.8. Essai n°8 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.1.8.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des six murs en briques de 12 trous dont trois seront testés nus (essai n°7,8 et 9). Les trois restants seront testés après l'application de deux couches d'un enduit de ciment sur ses côtés (essai n°13,14 et 15). Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Ce mur est le premier testé dans tous les travaux, le contact était directement sur les briques de la rangée supérieure sans remplir les alvéoles par du mortier, ni utiliser une plaque métallique pour mieux répartir l'effort; le contact est concentré sur la brique supérieure de l'extrême droite et pas de contact sur le reste de la surface de contact.

Les fissures préalables : Aucune fissure a été constatée ; car les briques des quatre murs sont choisies avec soin et contrôlées de qualité.

IV.1.4.1.8.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure IV.86, les jauges dans cet essai ont le même emplacement que l'essai n°2, afin de comparer le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit de 8 trous avec celui sans enduit de 12 trous. On a placé trois jauges dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique centrale de la première rangée et les deux autres sont placées chacune verticalement sur l'unité de brique latérale de la troisième rangée.

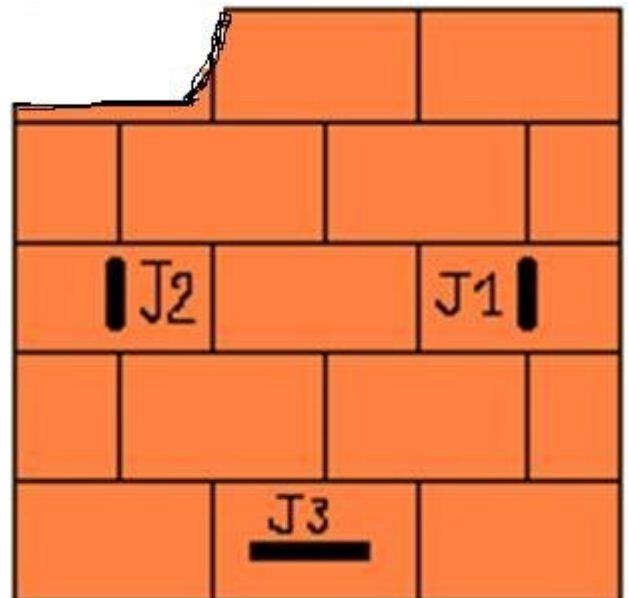
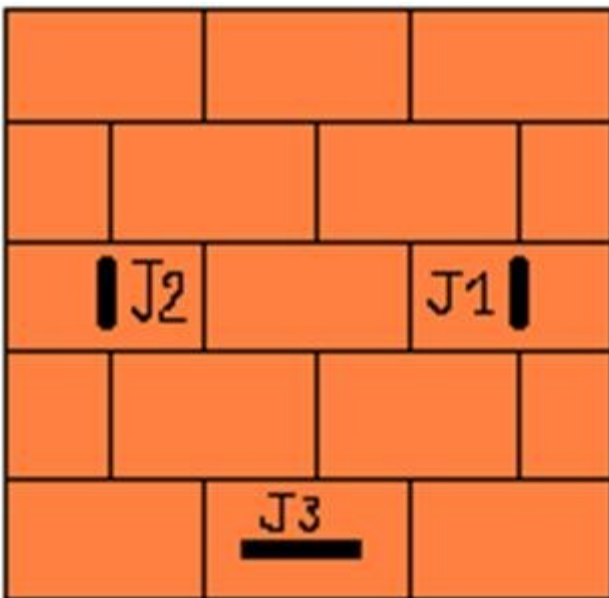


Fig. IV.86. Emplacement des jauges pour l'essai n°8. Fig. IV.87. Rupture mur 12 trous de l'essai n°8.

IV.1.4.1.8. 3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection des joints de ce panneau en maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 20,46 MPa. À la flexion est égal à 4,56 MPa.

IV.1.4.1.8.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 5kN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 37,5kN par un éclatement total de la brique qui subit le contact le plus important tant que aucune fissure n'a été apparue au niveau des joints de mortier.

IV.1.4.1.8.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionnés auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0
5	0,04	-17	-11	7
10	0,08	-55	-16	20
15	0,11	-84	-20	32
20	0,15	-113	-27	59
25	0,19	-144	-42	255
30	0,22	-169	-55	376
35	0,26	-201	-70	509
37,5	0,28	-60	-14	310
Rupture				

Tableau. IV.33. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°8.

Le comportement général de ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

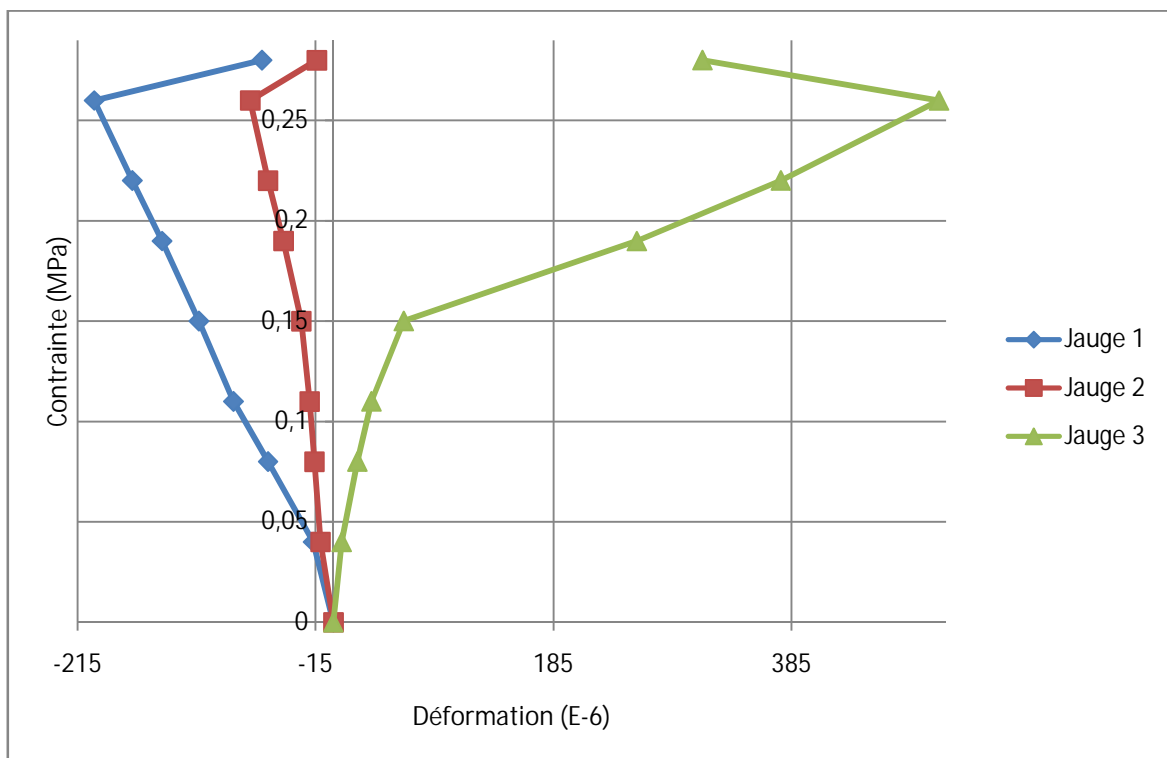


Fig. IV.88. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°8.

IV.1.4.1.8.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°2, afin de comprendre la différence entre un mur de 10 cm d'épaisseur et un autre de 15 cm d'épaisseur, on constate que :

L'allure des jauges qui enregistre les déformations long sont similaires par contre la jauge 3 qui enregistre les déformations latérales est similaire à l'essai n°5.

On peut conclure qu'un mur à 12 trous sans l'enduit de ciment se comporte comme un mur à 8 trous avec l'enduit de ciment.

IV.1.4.1.9. Essai n°9 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.1.9.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des six murs en briques de 12 trous dont trois seront testés nus (essai n°7,8 et 9). Les trois restants seront testés après l'application de deux couches d'un enduit de ciment sur ses côtés (essai n°13,14 et 15). Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. Afin de rigidifier la surface de contact, les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplies de mortier; mais en appliquant la charge directement sans l'utilisation d'une plaque répartissant de l'effort. Le contact est concentré sur la brique supérieure de l'extrême gauche et pas de contact sur le reste de surface de contact.

Les fissures préalables : Aucune fissure a été constatée ; car les briques des quatre murs sont choisies avec soin et contrôlées de qualité.

IV.1.4.1.9.1.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure.III.89, les jauges dans cet essai ont le même emplacement que l'essai n°3, afin de comparer le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit de 8 trous avec celui sans enduit de 12 trous. On a placé deux jauges dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique centrale de la cinquième rangée et la deuxième est placée verticalement sur l'unité de brique centrale de la troisième rangée.

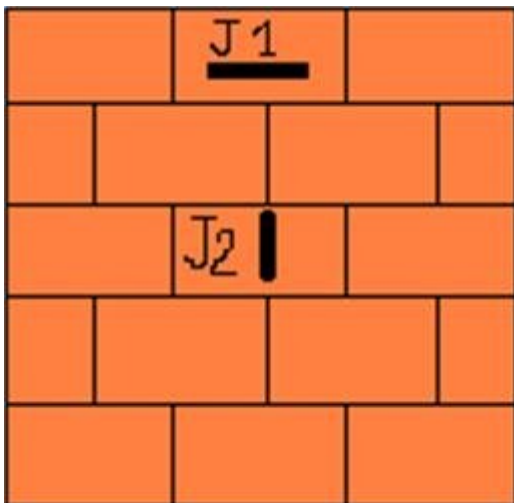


Fig. IV.89. Emplacement des jauges pour l'essai n°9.

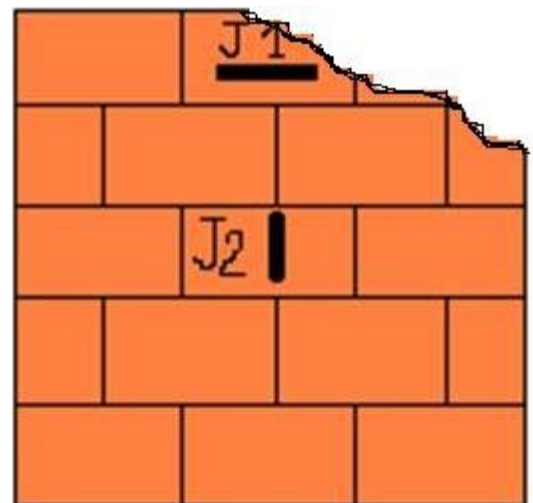


Fig. IV.90. Rupture mur 12 trous de l'essai n°9.

IV.1.4.1.9.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé pour la confection des joints de ce panneau en maçonnerie au moment de l'essai est respectivement 16,45 et 4,75 MPa. Le même mortier de l'essai n°7.

IV.1.4.1.9.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 kN jusqu'à 40 kN, ensuite on a passé à un pas de 5kN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 55kN par un éclatement total de la brique qui subit le contact le plus important tant que aucune fissure n'a été apparue au niveau des joints de mortier.

IV.1.4.1.9.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionnés auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	0,19	25	-8	-94
2,5	0,02	-1	-9	0,21	27,5	-9	-104
5	0,04	-3	-19	0,23	30	-10	-115
7,5	0,06	-3	-28	0,25	32,5	-12	-124
10	0,08	-6	-38	0,27	35	-11	-136
12,5	0,1	-6	-46	0,29	37,5	-12	-146
15	0,12	-8	-55	0,31	40	-13	-158
17,5	0,14	-8	-65	0,35	45	-11	-178
20	0,15	-9	-74	0,39	50	-16	-200
22,5	0,17	-9	-84	0,43	55	-28	-222
Rupture							

Tableau. IV.34. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°9.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

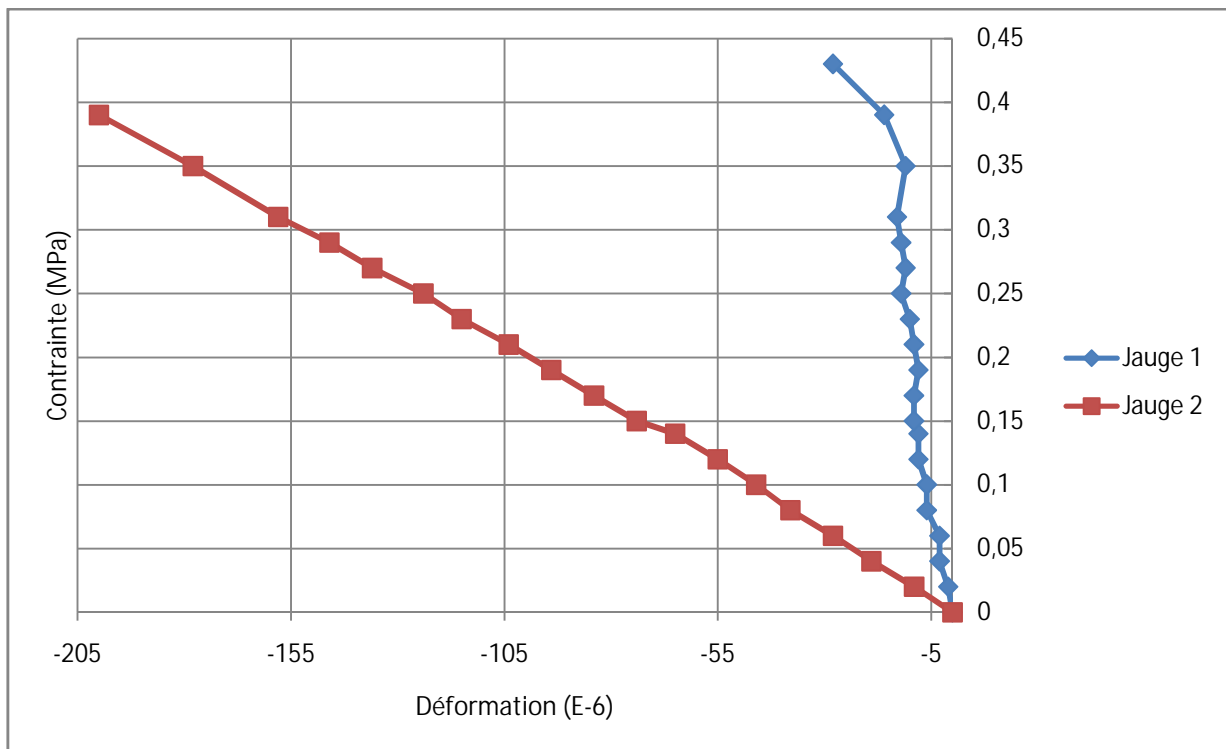


Fig. IV.91. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°9.

IV.1.4.1.9.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°3, afin de comprendre la différence entre un mur de 10 cm d'épaisseur et un autre de 15 cm d'épaisseur, on constate que : L'allure des jauges sont similaires. Ils présentent une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante.

Une observation commune, concernant la rupture des trois murs qu'était localisé et se fait à une valeur de charge faible par rapport aux murs à 8 trous sans l'enduit de ciment.

IV.1.4.1.10. Essai n°13 : Mur 12 trous avec enduit

IV.1.4.1.10.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des trois murs en briques de 12 trous testé après l'application de deux couches d'un enduit de ciment sur ses côtés. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont pas les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. On utilise une plaque métallique pour mieux répartir la charge sur toute la surface horizontale de panneau. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplies de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; Un contact total est assuré sur toute la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissure n'a été constatée sur la surface de l'enduit de ciment.

IV.1.4.1.10.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure III.92, ou on a placé uniquement deux jauges, dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique centrale de la cinquième rangée et la deuxième est placée verticalement sur l'unité de brique centrale de la première rangée.

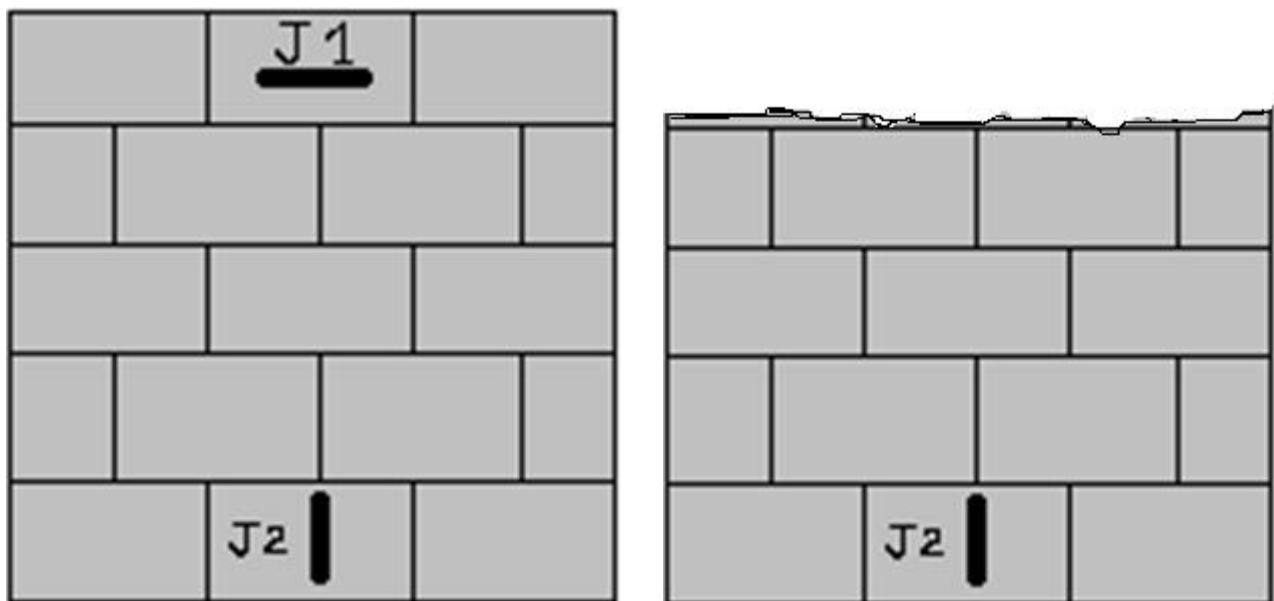


Fig. IV.92. Emplacement des jauges pour l'essai n°13. Fig. IV.93. Rupture mur 12 trous de l'essai n°13.

IV.1.4.1.10.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier des joints utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 14,72 MPa. à la flexion est égal à 3,22 MPa.

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier d'enduit utilisé pour la confection de ce panneau sont respectivement 21,85 MPa. Et 4,51 MPa.

IV.1.4.1.10.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2,5 kN jusqu'à 40 kN, ensuite on a passé à un pas de 5 kN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 165 kN. On a constaté lors de déroulement de l'essai deux craquements dont le premier est à la charge de 25 kN et le deuxième est à une charge de 125 kN, une apparition d'une fissure horizontale parallèle au joint de mortier a été lieu à une charge de 150 kN. Ou une fissure inclinée est apparue sur l'enduit de ciment. La rupture a été lieu par propagation de cette fissure.

IV.1.4.1.10.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionnés auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	0,46	65	-3	-229
0,02	2,5	0	-4	0,49	70	-3	-262
0,04	5	2	-9	0,53	75	-7	-291
0,05	7,5	1	-16	0,56	80	-7	-322
0,07	10	1	-22	0,59	85	15	-366
0,09	12,5	1	-28	0,63	90	17	-394
0,11	15	1	-34	0,67	95	16	-464
0,12	17,5	1	-41	0,70	100	13	-492
0,14	20	2	-47	0,74	105	6	-519
0,16	22,5	2	-55	0,77	110	-4	-544
0,18	25	1	-61	0,81	115	-8	-574
0,19	27,5	1	-69	0,84	120	-12	-597
0,21	30	2	-76	0,88	125	-15	-625
0,22	32,5	1	-83	0,91	130	-20	-647
0,25	35	0	-91	0,95	135	-24	-666
0,26	37,5	-1	-99	0,98	140	-26	-680
0,28	40	-1	-108	1,02	145	-38	-693
0,31	45	-2	-125	1,05	150	-60	-708
0,35	50	-1	-145	1,09	155	-88	-716
0,39	55	-2	-168	1,12	160	-102	-728
0,42	60	-3	-196	1,16	165	-120	-733
Rupture							

Tableau. IV.35. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°13.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

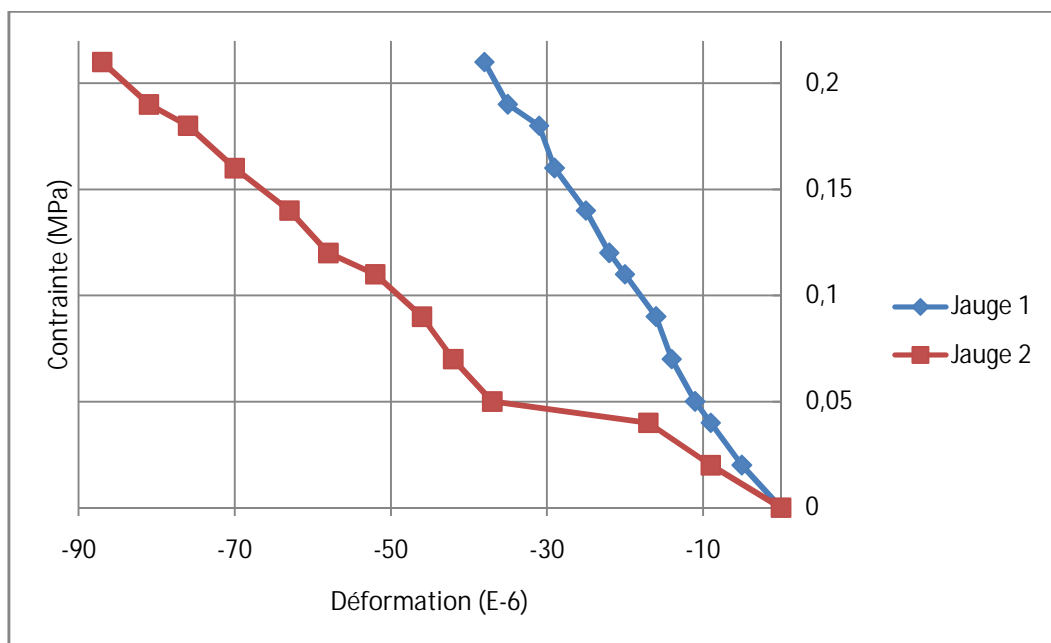


Fig. IV.94. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°13.

IV.1.4.1.10.6. Lecture des résultats :

Le but des essais sur les panneaux avec l'enduit est de constater l'effet de l'enduit sur le comportement des murs on compare les déformations des jauges 1 et 2 avec ceux de l'essai n°3, n°5 et n°7. Et on remarque qu'ils sont identiques. Et ils présentent une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante.

IV.1.4.1.11. Essai n°14 : Mur 12 trous avec enduit

IV.1.4.1.11.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des trois murs en briques de 12 trous testé après l'application de deux couche d'un enduit de ciment sur ses cotés. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. On utilise une plaque métallique pour mieux répartir la charge sur toute la surface horizontale de panneau. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des brique ont été remplis de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; Un contact total est assuré sur tout la surface horizontal du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissures n'été constaté sur la surface de l'enduit de ciment.

IV.1.4.1.11.2. Emplacement des jauges :

Afin de comparé le comportement des panneaux de maçonnerie sans enduit avec celui avec enduit. Les jauges ont été placées dans cet essai identiquement à l'essai n°8 (figure.III.95), ou on a placé trois jauges dont la première est placé horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangé et les deux autres sont placées chacune horizontalement sur les unités de brique latéraux de la troisième rangé.

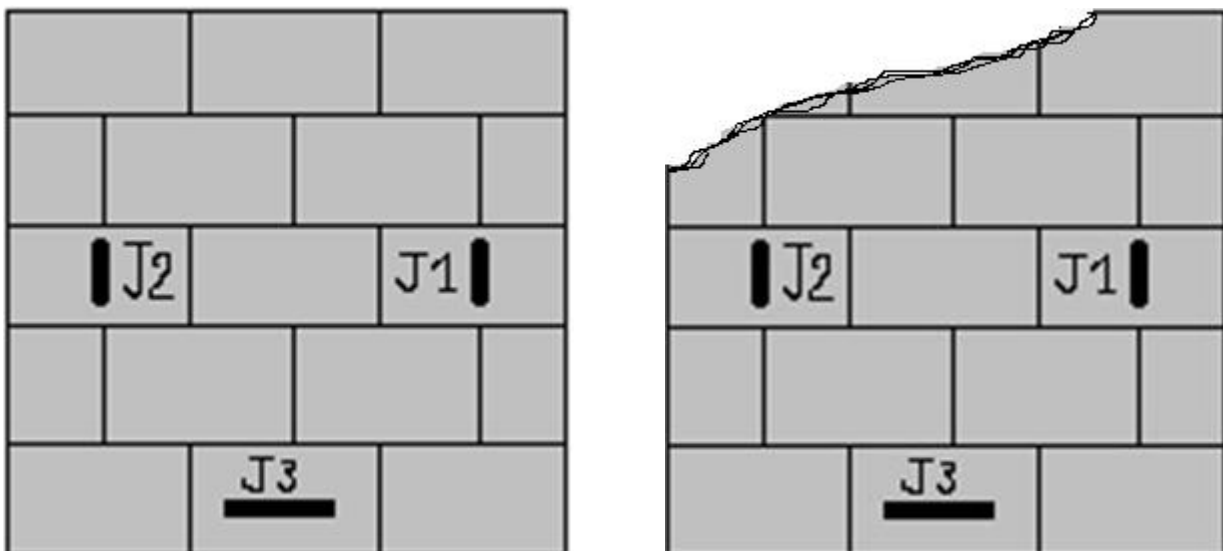


Fig. IV.95. Emplacement des jauges pour l'essai n°14. Fig. IV.96. Rupture mur 12 trous de l'essai n°14.

IV.1.4.1.11.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier des joints utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 18,62 MPa. à la flexion est égal à 4,01 MPa.

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier d'enduit utilisé pour la confection de ce panneau sont respectivement 21,85 MPa, et 4,51 MPa.

IV.1.4.1.9.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 20 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 140KN par un éclatement total de la brique qui subit le contacte le plus important tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté des craquements justes avant la rupture du panneau.

IV.1.4.1.10.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contrainte (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)			Contrainte (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0	0,36	50	-152	-210	0
0,02	2,5	-6	-15	0	0,39	55	-167	-241	1
0,04	5	-14	-28	0	0,43	60	-183	-271	1
0,05	7,5	-20	-34	0	0,47	65	-201	-303	1,5
0,07	10	-36	-48	0	0,5	70	-216	-329	2
0,09	12,5	-37	-51	0	0,54	75	-231	-355	2
0,11	15	-44	-57	0	0,57	80	-247	-381	2,5
0,13	17,5	-50	-62	0	0,61	85	-266	-409	3
0,14	20	-58	-69	-1	0,65	90	-283	-438	3
0,18	25	-73	-83	-1	0,72	100	-315	-485	4
0,22	30	-89	-99	-1	0,79	110	-345	-538	5,5
0,25	35	-105	-116	-0,5	0,86	120	-378	-587	7,5
0,29	40	-120	-148	0	0,93	130	-410	-633	9
0,32	45	-136	-179	0	1,00	140	-441	-669	10
Rupture									

Tableau. IV.36. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°14.

Le comportement général de ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

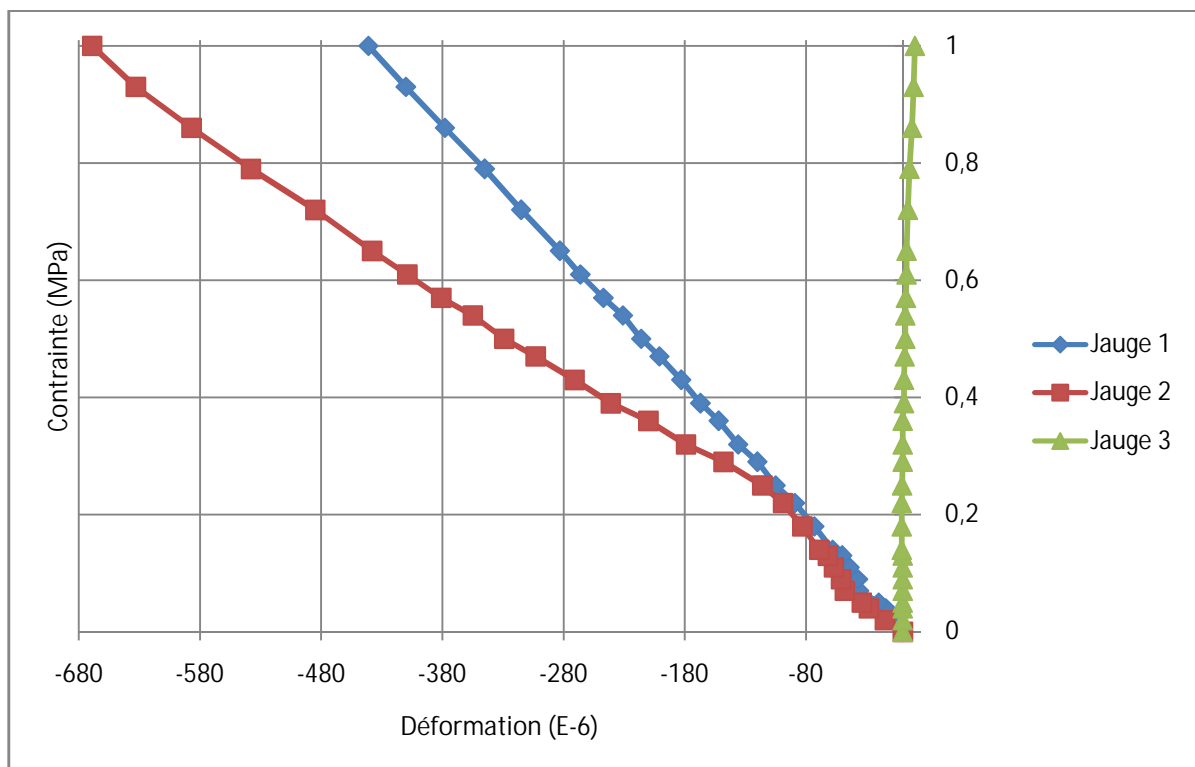


Fig. IV.97. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°14.

IV.1.4.1.10.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°8, on constate que : Les jauges présentent une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante. Et ils ont similaires et identiques à celui de l'essai n°8.

IV.1.4.1.12. Essai n°15 : Mur 12 trous avec enduit

IV.1.4.1.12.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est un des trois murs en briques de 12 trous testé après l'application de deux couches d'un enduit de ciment sur ses côtés. Les joints de mortier sont totalement remplis, ces murs ne sont les échantillons les plus proches aux murs réalisés réellement sur les chantiers algériens. On utilise une plaque métallique pour mieux répartir la charge sur toute la surface horizontale de panneau. Afin de rigidifier la surface de contact mur-plaque de chargement les deux alvéoles supérieures des briques ont été remplies de mortier. Cette surface de contact a été bien planifiée par l'application d'une couche de plâtre ; Un contact total est assuré sur toute la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissure n'a été constatée sur la surface de l'enduit de ciment.

IV.1.4.1.12.2. Emplacement des jauges :

Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure III.98, où on a placé uniquement deux jauges dans le sens vertical, dont la première est placée sur l'unité de brique centrale du troisième rangé et la deuxième est placée sur l'unité de brique centrale du cinquième rangé.

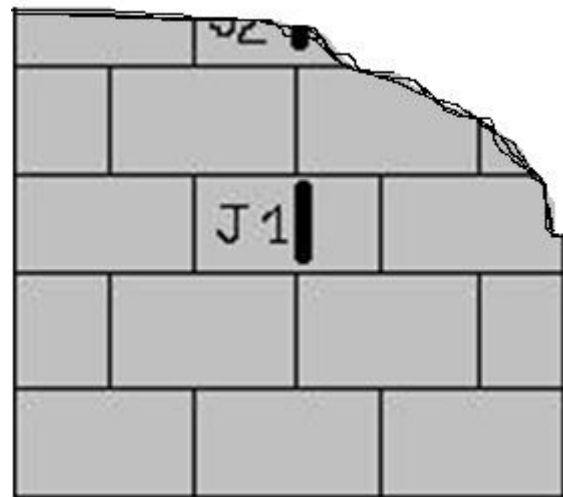
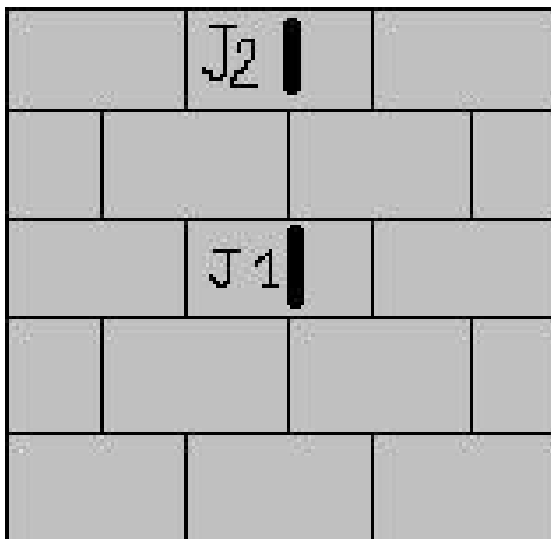


Fig. IV.98. Emplacement des jauges pour l'essai n°15. Fig. IV.99. Rupture mur 12 trous de l'essai n°15.

IV.1.4.1.12.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier des joints utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 14,72 Mpa. à la flexion est égal à 3,22 Mpa.

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier d'enduit utilisé pour la confection de ce panneau sont respectivement 22,80 Mpa, et 4,39 Mpa.

IV.1.4.1.12.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2,5 KN jusqu'à 40 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 140KN par un éclatement total de la brique qui subit le contact le plus important tant que aucune fissure n'a été apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté à partir de charge de 45KN des craquements chaque pas de chargement jusqu'à la rupture du panneau.

IV.1.4.1.12.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	0,35	50	-68	-130
0,02	2,5	-5	-9	0,39	55	-75	-145
0,04	5	-9	-17	0,42	60	-83	-157
0,05	7,5	-11	-37	0,46	65	-93	-168
0,07	10	-14	-42	0,49	70	-101	-176
0,09	12,5	-16	-46	0,53	75	-110	-182
0,11	15	-20	-52	0,56	80	-120	-182
0,12	17,5	-22	-58	0,63	90	-138	-130
0,14	20	-25	-63	0,67	95	-148	-90
0,16	22,5	-29	-70	0,70	100	-158	-80
0,18	25	-31	-76	0,74	105	-168	-75
0,19	27,5	-35	-81	0,77	110	-178	-72
0,21	30	-38	-87	0,81	115	-188	-72
0,23	32,5	-41	-92	0,84	120	-197	-72
0,25	35	-45	-99	0,88	125	-208	-70
0,26	37,5	-49	-104	0,91	130	-216	-66
0,28	40	-52	-108	0,95	135	-226	-58
0,32	45	-60	-120	0,98	140	-232	-41
Rupture							

Tableau. IV.37. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°15.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

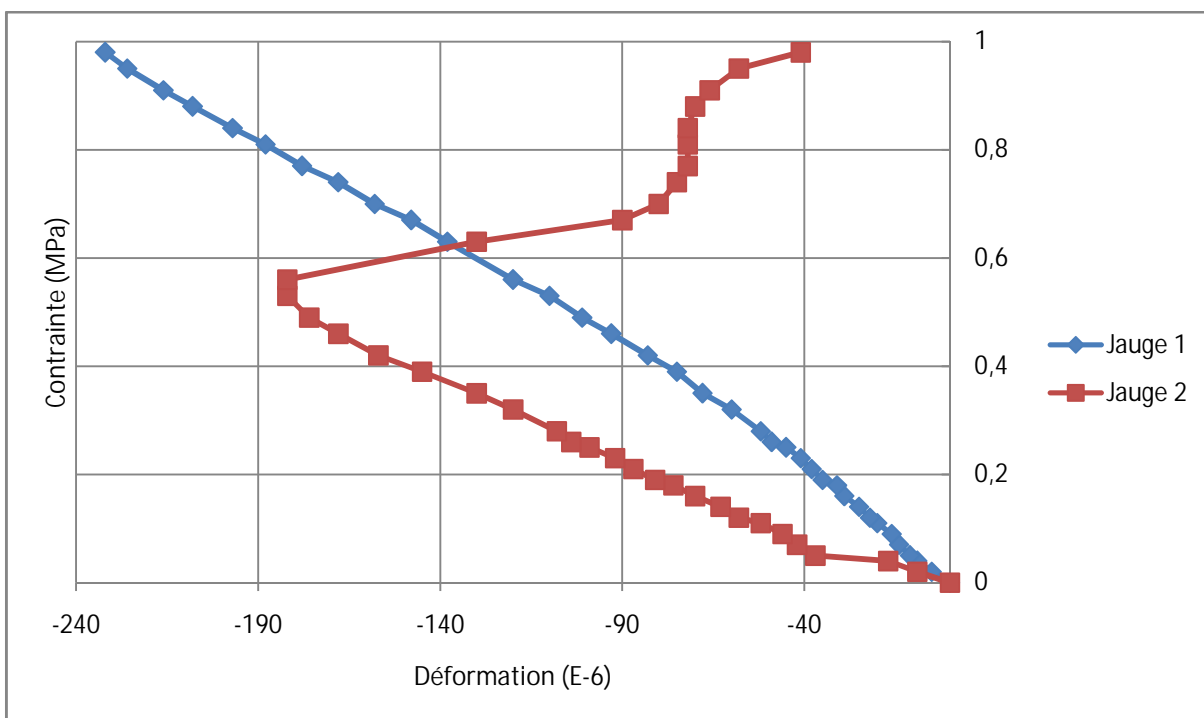


Fig. IV.100. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°15.

IV.1.4.1.12.6. Lecture des résultats :

On compare l'allure de la déformation des jauges par ceux de l'essai n°9, on constate que : La jauge n°1 présente une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante identique à celui de l'essai n°9.

La seule différence c'est que la jauge n°2 est subit un pic due a une fissuration et en suite un changement de l'allure de cette jauge.

IV.1.4.2. Panneaux à quatre rangé de brique :

IV.1.4.2.1. Essai n°10 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.2.1.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est le même mur testé à l'essai n°7, un mur en briques de 12 trous sans un enduit de ciment. Les joints de mortier sont totalement remplis. On rappelant ici que ce mur à eu une rupture localisé à une charge de 35KN. Seule la rangé des briques supérieure à été endommagé, avant de subir ce mur en 2eme chargement il à été préparé d'une façon à remplir les alvéoles des briques supérieures par du mortier. Et de bien planifier la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques de ce mur sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.2.1.2. Emplacement des jauges :

Afin de déterminer l'effet de l'éclatement des panneaux, cet essai a été lieu sur un panneau réalisé de quatre rangé de brique ou lieu de cinq, Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure. IV.101, ou on a placé uniquement deux jauges dans le sens horizontal, dont la première est placé sur l'unité de brique central de la troisième rangé et la deuxième est placé sur l'unité de brique central de la première rangé.

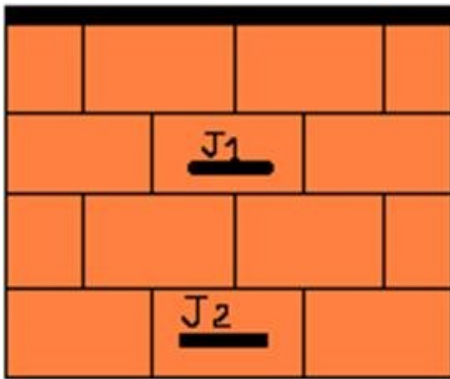


Fig. IV.101. Emplacement des jauges pour l'essai n°10.

Fig. IV.102. Procédure de l'essai n°10.

IV.1.4.2.1.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé pour la confection des joint de ce panneau en maçonnerie au moment de l'essai est respectivement 16,45 et 4,75 MPa. Le même mortier des essais n°7, n°9.

IV.1.4.1.1.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 40 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 135KN par un éclatement total des deux briques centrales qui subit le plus de contact tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté lors de l'essai deux craquements dont le premier été à la charge de 5KN et le deuxième été à la charge de 75KN.

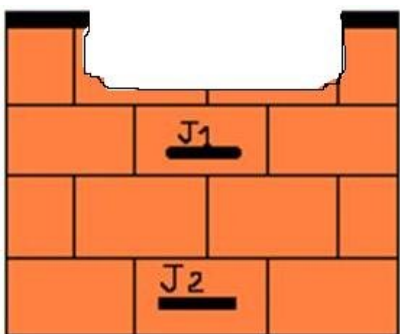


Fig. IV.103. Mécanisme de rupture mur essai n°10.



Fig. IV.104. Photo de mur essai n°10 après rupture.

IV.1.4.1.1.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
0	0	0	0	0,38	50	47	7,5
0,02	2,5	2	1	0,41	55	52	6
0,04	5	4	9	0,45	60	57	4
0,06	7,5	6	11	0,49	65	63	2,5
0,08	10	8	12	0,53	70	68	0
0,09	12,5	10	13	0,56	75	73	-1
0,11	15	12	14	0,60	80	79	-3
0,13	17,5	15	13,5	0,64	85	84	-4
0,15	20	17	13,5	0,68	90	91	-6
0,17	22,5	20	13,5	0,71	95	95	-9
0,19	25	22	13	0,75	100	100	-10,5
0,21	27,5	24	12,5	0,79	105	107	-12
0,23	30	26	12	0,83	110	113	-13
0,24	32,5	29	11,5	0,86	115	119	-14,5
0,26	35	32	11	0,90	120	126	-16
0,28	37,5	34	10,5	0,94	125	132	-18
0,30	40	37	10	0,98	130	139	-22
0,34	45	42	8,5	1,01	135	Rupture	

Tableau. IV.38. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°10.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

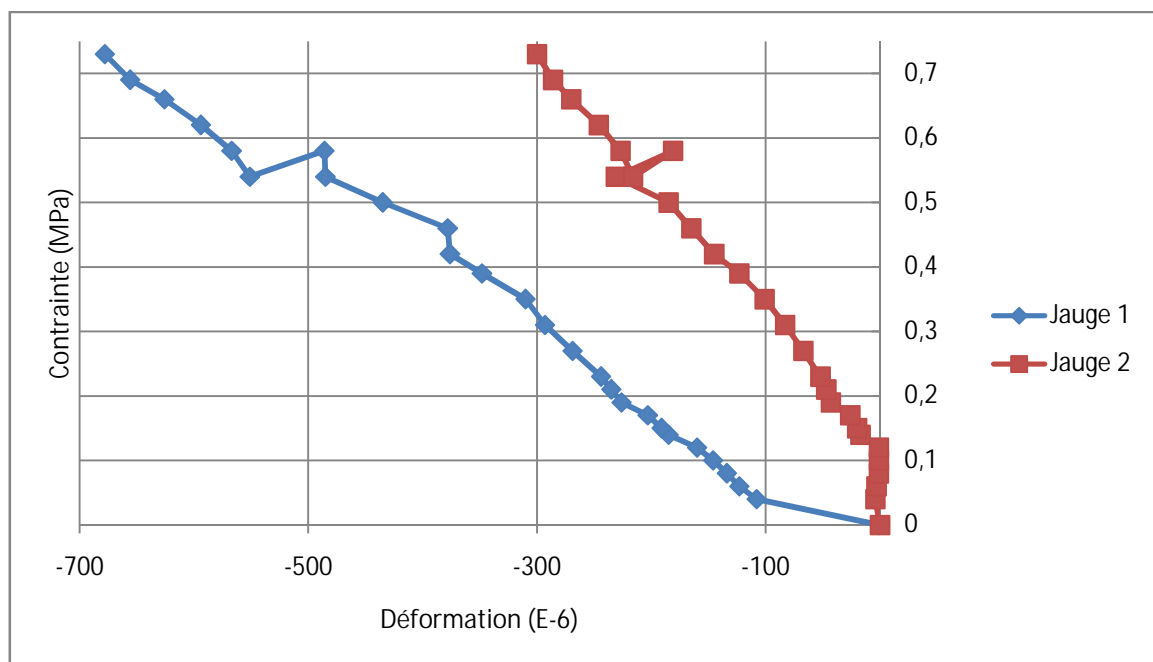


Fig. IV.105. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°10.

IV.1.4.1.1.6. Lecture des résultats :

Pour des faibles contraintes, les deux jauges ont enregistré des déformations linéaires similaires. Les déformations de la jauge 1 sont plus importantes cela est dû automatiquement à son approximation de le point d'application de charge. Par contre, les déformations latérales enregistrées par la jauge n°2 sont les plus faibles, ils ont présenté une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante.

Une différence de comportement est montrée par plusieurs pics enregistrés par les deux jauges, s'explique par des fissures internes se produisant chaque craquement.

IV.1.4.2.2. Essai n°11 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.2.2.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est le même mur testé à l'essai n°8, un mur en briques de 12 trous sans un enduit de ciment. Les joints de mortier sont totalement remplis. On rappelle ici que ce mur à eu une rupture localisé à une charge de 37,5KN. Seule la rangé des briques supérieure à été endommagé, avant de subir ce mur en 2eme chargement il à été préparé d'une façon à remplir les alvéoles des briques supérieures par du mortier. Et de bien planifier la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques de ce mur sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.2.2.2. Emplacement des jauges :

Afin de déterminer l'effet de l'éclatement des panneaux, cet essai a été lieu sur un panneau réalisé de quatre rangé de brique ou lieu de cinq, Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure. IV.106, ou on a placé trois jauges dont la première est placé horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangé et les deux autres sont placées chacune verticalement sur l'unités de brique latéraux de la troisième rangé.

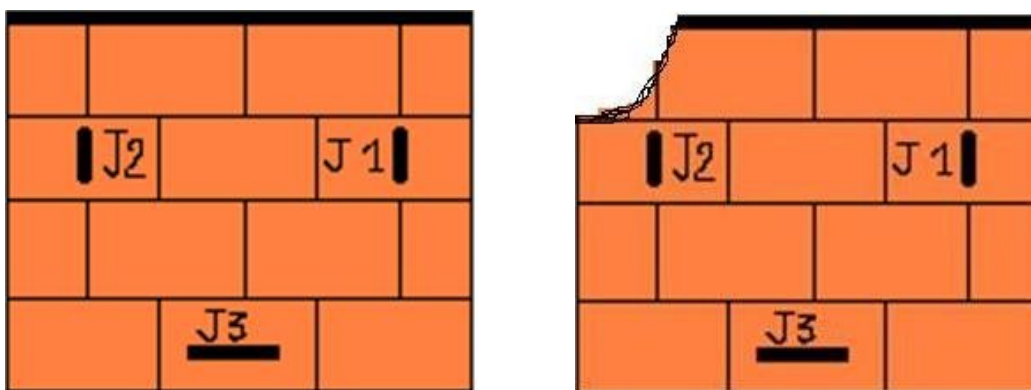


Fig. IV.106. Emplacement des jauges pour l'essai n°11. Fig. IV.107. Rupture mur 12 trous de l'essai n°11.

IV.1.4.2.2.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier utilisé pour la confection des joint de ce panneau en maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 20,46 MPa. À la flexion est égal à 4,56 MPa. Les même que le mortier utilisé dans l'essai n°8.

IV.1.4.2.2.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 5 KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 97 KN par un éclatement total de la brique qui subit le contacte le plus important tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté un seul craquement à la charge de 75KN.

IV.1.4.2.2.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)			Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0	0,35	45	-310	-101	633
0,04	5	-108	-4	44	0,39	50	-348	-123	738
0,06	7,5	-123	-3	87	0,42	55	-376	-145	897
0,08	10	-134	-1	129	0,46	60	-378	-165	1217
0,1	12,5	-146	-1	166	0,5	65	-435	-185	
0,12	15	-160	-1	211	0,54	70	-485	-231	
0,14	17,5	-185	-17	229	0,58	75	-486	-181	
0,15	20	-191	-20	265	0,54	70	-551	-216	

0,17	22,5	-203	-26	302	0,58	75	-567	-227
0,19	25	-226	-43	333	0,62	80	-594	-246
0,21	27,5	-235	-47	367	0,66	85	-626	-270
0,23	30	-244	-52	400	0,69	90	-656	-286
0,27	35	-269	-67	488	0,73	95	-678	-300
0,31	40	-293	-83	556	0,75	97	Rupture	

Tableau. IV.39. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°11.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

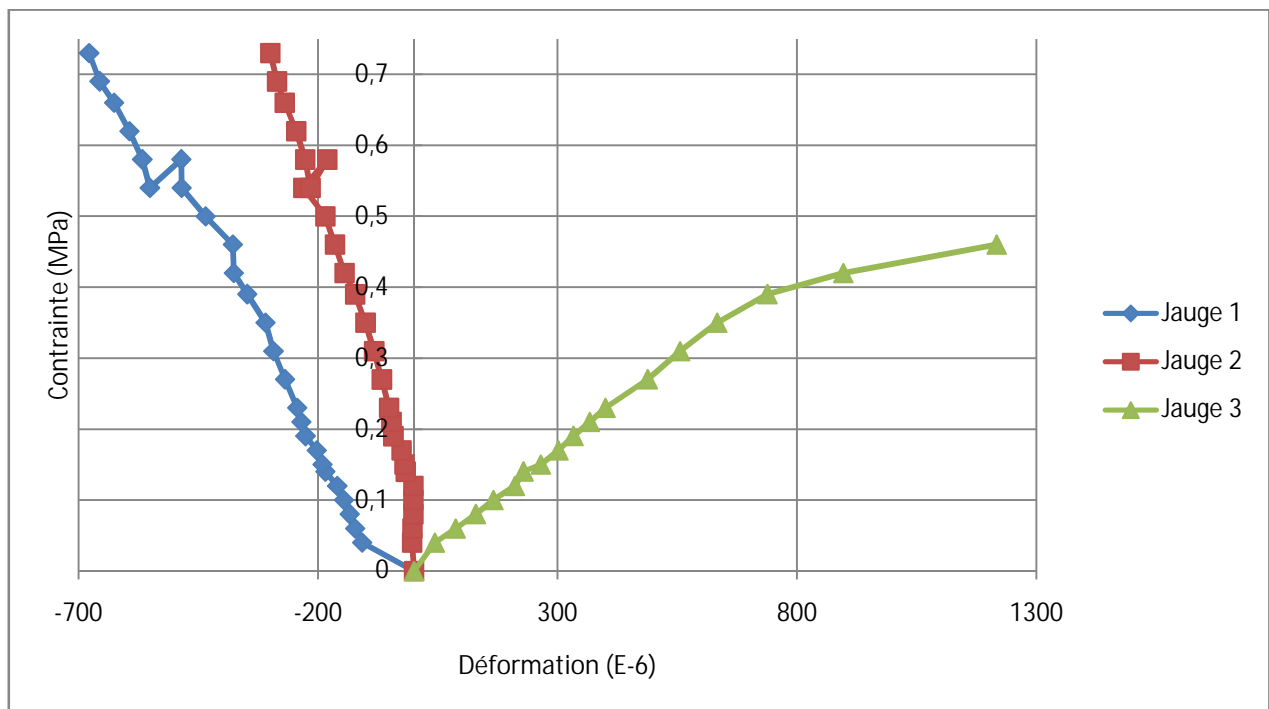


Fig. IV.108. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°11.

IV.1.4.2.2.6. Lecture des résultats :

Pour des faibles contraintes, les trois jauges ont enregistré des déformations linéaires semblables particulièrement les jauges 1 et 2. Les déformations latérales enregistrées par la jauge n°3 sont la plus importantes. Par contre,

IV.1.4.2.3. Essai n°12 : Mur 12 trous sans enduit

IV.1.4.2.3.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est le même mur testé à l'essai n°9, un mur en briques de 12 trous sans un enduit de ciment. Les joints de mortier sont totalement remplis. On rappelle ici que ce mur à eu une rupture localisé à une charge de 55KN. Seule la rangé des briques supérieure à été endommagé, avant de subir ce mur en 2eme chargement il à été préparé d'une façon à remplir les alvéoles des briques supérieures par du mortier. Et de bien planifier la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissures a été constaté ; car les briques de ce mur sont choisi avec soin et contrôle de qualité.

IV.1.4.2.3.2. Emplacement des jauges :

Afin de déterminer l'effet de l'élançement des panneaux, cet essai a été lieu sur un panneau réalisé de quatre rangé de brique ou lieu de cinq, Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure. IV.109, ou on a placé uniquement une jauge dans le sens vertical sur l'unité de brique central de la troisième rangé.

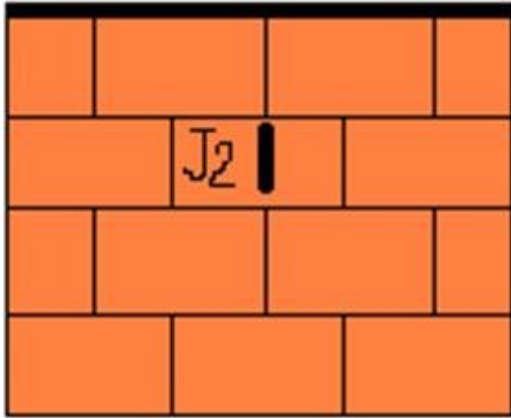


Fig. IV.109. Emplacement des jauges pour l'essai n°12



Fig. IV.111. Photo rupture mur de l'essai n°12.

IV.1.4.2.3.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé pour la confection des joint de ce panneau en maçonnerie au moment de l'essai est respectivement 16,45 et 4,75 Mpa. Le même mortier des essais n°7, n°9, n°10.

IV.1.4.2.3.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 40 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 180KN par un éclatement total de la brique qui subit le plus de contacte tant que aucune fissure n'été apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté lors de l'essai quatre craquements dispersés pendent les charges suivantes 40KN, 70KN, 105KN et 150KN.

IV.1.4.2.3.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)	
		Jauge 2				Jauge 2	
0	0	0		0,58	75	-390	
0,04	5	-14		0,62	80	-417	
0,06	7,5	-27		0,66	85	-444	
0,08	10	-50		0,70	90	-467	
0,1	12,5	-62		0,73	95	-491	
0,12	15	-72		0,77	100	-512	
0,14	17,5	-87		0,81	105	-538	
0,15	20	-98		0,85	110	-561	
0,17	22,5	-112		0,89	115	-579	
0,19	25	-124		0,93	120	-602	
0,21	27,5	-136		0,96	125	-620	
0,23	30	-149		1,00	130	-639	
0,27	32,5	-161		1,04	135	-689	
0,31	35	-174		1,08	140	-681	
0,31	40	-199		1,12	145	-697	
0,35	45	-224		1,16	150	-714	
0,39	50	-250		1,20	155	-730	
0,42	55	-275		1,23	160	-750	
0,46	60	-301		1,27	165	-769	
0,50	65	-328		1,31	170	-785	
0,54	70	-355		1,35	175	-802	
				1,38	180	Rupture	

Tableau. IV.40. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°12.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

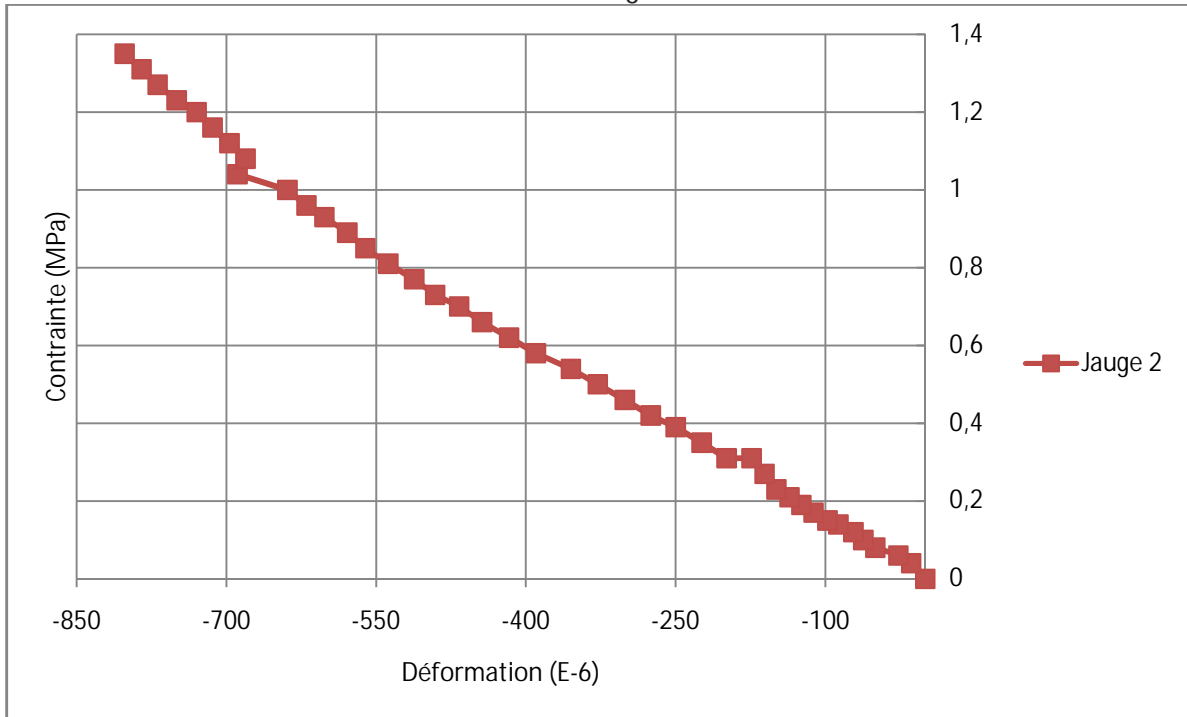


Fig. IV.112. Courbe contrainte-déformation essai n°12.

IV.1.4.2.3.6. Lecture des résultats :

On utilise une seule jauge dans le sens vertical sur l'unité de brique central de la troisième rangée. Pour cette essai afin de mesurer les déformations longitudinales, l'allure de cette jauge était linéaire subit une relation proportionnel avec la charge.

On constate le comportement général de ce panneau est identique de le départ de chargement jusqu'à la rupture. On remarque que la rupture de ce panneau et des tous les autres aussi est arrivé, dans la zone élastique, comme aucun palier de plasticité est atteint dans tous les essais sur les panneaux, soit sans ou avec l'enduit de ciment, ou bien à 4 ou à 5 rangée de brique.

IV.1.4.2.4. Essai n°16 : Mur 12 trous avec enduit

IV.1.4.2.4.1. Etat initiale avant l'essai :

C'est le même mur testé à l'essai n°14, un mur en briques de 12 trous avec un enduit de ciment. Les joints de mortier sont totalement remplis. On rappelle ici que ce mur à eu une rupture localisé à une charge de 140KN. Seule la rangée des briques supérieure à été endommagé, avant de subit ce mur en 2eme chargement il à été préparé d'une façon à remplir les alvéoles des briques supérieures par du mortier. Et de bien planifier la surface horizontale du panneau.

Les fissures préalables : Aucune fissures n'été constaté sur la surface de l'enduit de ciment.

IV.1.4.2.4.2. Emplacement des jauges :

Afin de déterminer l'effet de l'élançement des panneaux, cet essai a été lieu sur un panneau réalisé de quatre rangée de brique ou lieu de cinq, Les jauges ont été placées selon le schéma représenté sur la figure.III.113 identiquement à l'essai n°14, ou on a placé trois jauges dont la première est placé horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangée et les deux autres sont placées chacune horizontalement sur l'unités de brique latéraux de la troisième rangée.

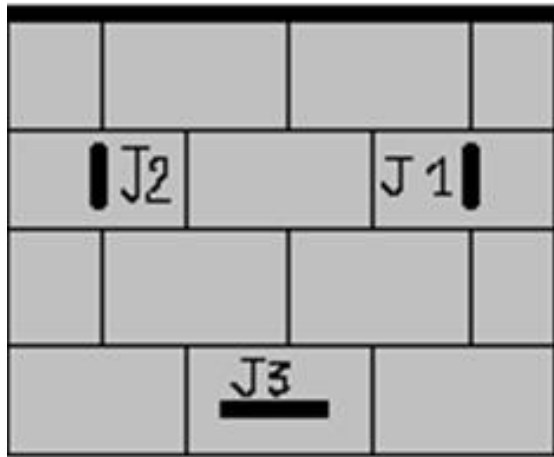


Fig. IV.113. Emplacement des jauges d'essai n°16.



Fig. IV.114. Photo emplacement des jauges d'essai n°16.

III.3.1.4.2.4.3. Résistance à la compression et à la flexion de mortier utilisé :

Le mortier des joints utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 18,62 Mpa. à la flexion est égal à 4,01 Mpa.

Les résistances à la compression et à la flexion de mortier d'enduit utilisé pour la confection de ce panneau sont respectivement 21,85 Mpa, et 4,51 Mpa.

Les mêmes caractéristiques mécaniques des mortiers utilisés dans l'essai n° 14.

III.3.1.4.2.4.4. Procédure de l'essai :

L'essai a été effectué par pas de chargement de 2.5 KN jusqu'à 30 KN, ensuite on a passé à un pas de 5KN jusqu'à la rupture. La rupture a été lieu à une charge de 170KN par un éclatement total des briques de la rangé supérieure qui sont subit un contacte sur sa longueur tant que aucune fissure n'éte apparaitre au niveau des joints de mortier. On a constaté lors de l'achèvement de l'essai trois craquements se suit pendant les charges suivantes 130KN, 150KN et 170KN.

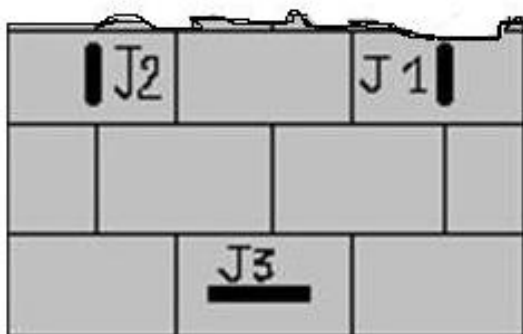


Fig. IV.115. Schémas rupture mur de l'essai n°16.



Fig. IV.116. Photo rupture mur de l'essai n°16.

IV.1.4.2.4.5. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)			Contraintes (MPa)	Charge (KN)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
0	0	0	0	0	0,43	60	-151	-326	16
0,02	2,5	-4	-12	0	0,47	65	-165	-355	17
0,04	5	-9	-24	1	0,5	70	-178	-380	18
0,05	7,5	-17	-34	1	0,54	75	-193	-411	19
0,07	10	-25	-43	2	0,57	80	-206	-436	20,5
0,09	12,5	-31	-52	2	0,61	85	-216	-429	23,5
0,11	15	-39	-61	3	0,65	90	-231	-480	26
0,13	17,5	-45	-71	4	0,68	95	-240	-496	25,5
0,14	20	-51	-85	5	0,72	100	-253	-518	27,5
0,16	22,5	-56	-99	6	0,75	105	-267	-540	26,5
0,18	25	-63	-113	7	0,79	110	-279	-555	25
0,19	27,5	-67	-126	8	0,82	115	-291	-574	28
0,22	30	-74	-141	9	0,86	120	-303	-593	29
0,25	35	-85	-171	10	0,93	130	-331	-629	29
0,29	40	-96	-201	11	1,00	140	-355	-655	28
0,32	45	-111	-235	13	1,08	150	-377	-681	21
0,36	50	-123	-264	13,5	1,15	160	-401	-716	17
0,39	55	-138	-295	14	1,22	170	-415	-764	14
Rupture							-394	-877	10

Tableau. IV.41. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour l'essai n°16.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation de la figure suivante.

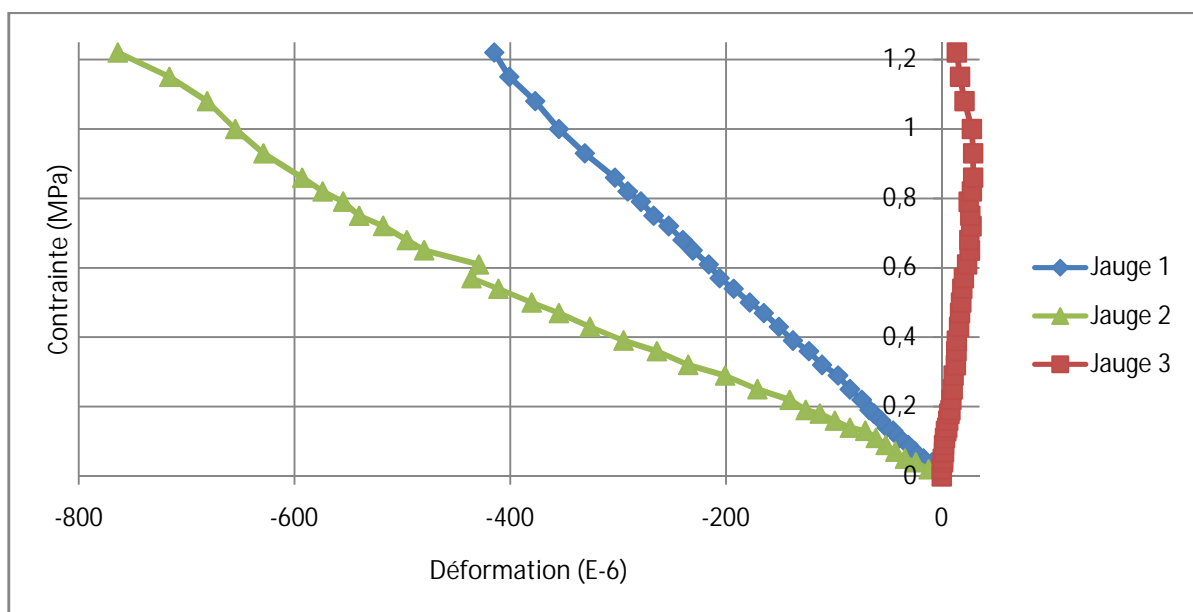


Fig. IV.117. Courbe contrainte-déformation de l'essai n°16.

IV.1.4.2.4.6. Lecture des résultats :

Pour des faibles contraintes, les trois jauges ont enregistré des déformations linéaires semblable particulièrement les jauges 2 et 3. les déformations de la jauge 2 sont plus importantes cela est du automatiquement à l'excentricité de la charge qui est difficile à contrôler. Par contre, les déformations latérales enregistré par la jauge n°3 sont les plus faibles. Toutes les jauges présentent une dépendance quasiment linéaire entre la charge appliquée et la déformation correspondante.

IV.1.4.3. Cycles chargement/déchargement sur panneaux à cinq rangé de brique :

IV.1.4.3.1.Introduction

a) Fatigue cyclique

Le phénomène de fatigue cyclique se traduit par une évolution au cours des cycles, de nombreux paramètres comme le module d'Young, la déformation permanente, mais aussi les caractéristiques de la courbe contrainte-déformation. Pour pouvoir relier le comportement macroscopique en fatigue aux propriétés des constituants, il est plus simple de commencer par étudier les paramètres de cette courbe contrainte-déformation au cours d'un cycle chargement-déchargement. La sollicitation mécanique est de forme sinusoïdale à amplitude constante, L'étude de la fatigue en compression a été choisie, car elle correspondait aux sollicitations auxquelles le matériau est sollicité dans les applications industrielles.

Les essais se font à charge imposée et non pas à déformation imposée pour éviter les problèmes engendrés par une dérive mécanique possible de la jauge, qui provoqueraient des endommagements importants non désirés.

b) Cycle de chargement-déchargement

Après un cycle de chargement-déchargement La courbe (σ - ϵ) contient des informations importantes sur les propriétés des constituants, on observe une diminution du module élastique, ainsi que l'apparition d'une déformation permanente.

Les modules élastiques des éprouvettes soumises à des cycles de chargement-déchargement, décroissent généralement jusqu'à rupture, sans jamais atteindre de valeurs limites. Globalement, la diminution des modules élastiques est d'abord associée à la multifissuration.

La déformation permanente est d'abord, en partie attribuée aux déplacements causés par la multifissuration. Son évolution au cours de la fatigue est alors influencée par les propriétés des constituants.

La rupture en fatigue est, comme sous chargement monotone, conditionnée par la rupture progressive puis brutale.

c) Dispositif expérimental

Des essais mécaniques ont été conduits, en vue de déterminer le comportement mécanique macroscopique en compression monotone et en fatigue cyclique. A l'issue de ces essais, des analyses ont été effectuées afin d'identifier les caractéristiques mécaniques associés aux murs.

1. Machine de fatigue : Les systèmes de sollicitation mécanique et d'acquisition de mesures sont les même en fatigue cyclique et en compression monotone.

2. Description : L'installation permettant de réaliser des essais uniaxiaux en chargement monotone ou cyclique est une machine hydraulique équipée d'un groupe hydraulique pour assurer le déplacement du vérin. Les mesures mécaniques sont effectuées pour la charge, et la déformation. Des jauges d'extensométrie ont été collées avec de la colle cyanoacrylate sur une seule face de panneau et soudées aux connecteurs.

IV.1.4.3.2. Essai n°17 : Mur 8 trous sans enduit

IV.1.4.3.2.1. Etat initiale et emplacement des jauges :

L'état initiale de ce panneau avant d'entamer sa mise en charge été cité précédemment (Essai n°2), ou on a placé trois jauges (Fig.IV.118) dont la première est placé horizontalement et les deux autres sont placées chacune verticalement sur l'unité de brique latéraux de la troisième rangé.

Le mortier utilisé pour la confection de ce panneau de maçonnerie à des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 20,64 MPa. À la flexion est égal à 5,86 MPa.

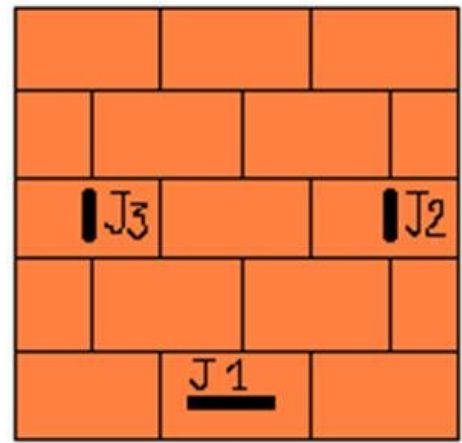


Fig.IV.118 jauges placées pour l'essai n°17

IV.1.4.3.2.2. Procédure de l'essai :

On a subit ce panneau à cinq cycles de déchargement-charge d'une charge min de 100 kN jusqu'à la charge maximum de la machine 200kN. Un pas de chargement constant de 10 kN est adopté pour les 2, 3, 4 et 5 cycles, tant que ou 1^{er} cycle ce pas est varié de 2.5 kN jusqu'à 5kN. la rupture ne se produit pas.

IV.1.4.3.2.3. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par les tableaux suivants.

Charge (kN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)			Charge (kN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
1er cycle de chargement – déchargement					2eme cycle de chargement – déchargement				
100	1,21	-50	-205	-447	100	1,21	-51	-169	-475
105	1,27	-53	-215	-469	110	1,33	-52	-185	-505
110	1,33	-55	-225	-490	120	1,45	-54	-201	-542
115	1,39	-58	-235	-512	130	1,57	-55	-217	-579
120	1,45	-56	-243	-531	140	1,69	-56	-232	-616
125	1,51	-56	-252	-553	150	1,81	-58	-247	-652
130	1,57	-56	-260	-573	160	1,94	-60	-266	-699
135	1,63	-56	-268	-595	170	2,06	-60	-279	-731
140	1,69	-57	-276	-610	180	2,18	-61	-293	-769
145	1,75	-57	-280	-637	190	2,3	-62	-308	-804
150	1,81	-57	-285	-657	200	2,42	-63	-321	-840
155	1,87	-58	-290	-678	3eme cycle de chargement – déchargement				
160	1,93	-58	-296	-699	100	1,21	-52	-169	-505
165	1,99	-59	-303	-716	110	1,33	-52	-177	-513
170	2,05	-60	-310	-736	120	1,45	-54	-192	-547
175	2,11	-60	-316	-754	130	1,57	-55	-209	-586
180	2,17	-61	-324	-769	140	1,69	-57	-224	-621
185	2,23	-61	-321	-799	150	1,81	-58	-239	-659
190	2,29	-62	-326	-820	160	1,94	-59	-254	-695
195	2,36	-63	-331	-837	170	2,06	-60	-271	-734
200	2,42	-64	-333	-835	180	2,18	-61	-286	-771
					190	2,3	-62	-300	-806
					200	2,42	-63	-315	-841

Tableau. IV.42. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour les cycles 1,2 et 3 de L'essai n°17.

Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)			Charge (KN)	Contraintes (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
4eme cycle de chargement – déchargement					5eme cycle de chargement – déchargement				
100	1,21	-53	-159	-491	100	1,21	-56	-156	-502
110	1,33	-54	-168	-508	110	1,33	-56	-162	-512
120	1,45	-55	-184	-544	120	1,45	-58	-190	-549
130	1,57	-56	-199	-581	130	1,57	-59	-194	-583
140	1,69	-58	-216	-620	140	1,69	-60	-211	-623
150	1,81	-59	-232	-659	150	1,81	-61	-226	-658
160	1,94	-60	-248	-696	160	1,94	-62	-242	-697
170	2,06	-61	-264	-734	170	2,06	-63	-258	-734
180	2,18	-62	-278	-768	180	2,18	-64	-273	-770
190	2,3	-63	-293	-806	190	2,3	-65	-288	-807
200	2,42	-65	-307	-841	200	2,42	-67	-303	-842

Tab.IV.43. mesures charges, contraintes et déformations des jauges pour les cycles 4 et 5 essai n°17.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur la courbe contrainte-déformation des figures suivantes.

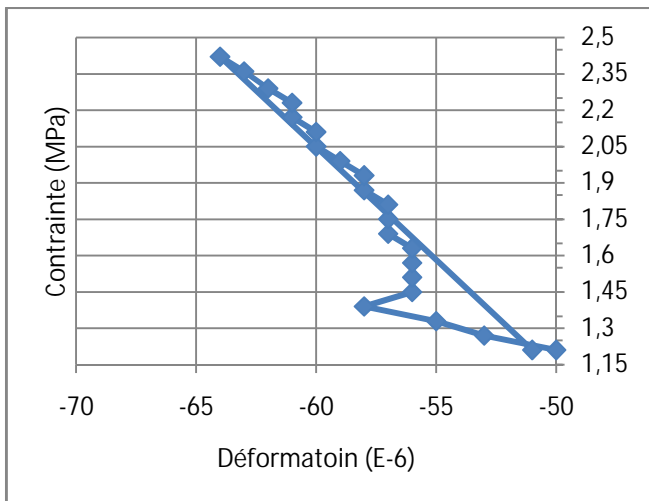


Fig.IV.119 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.

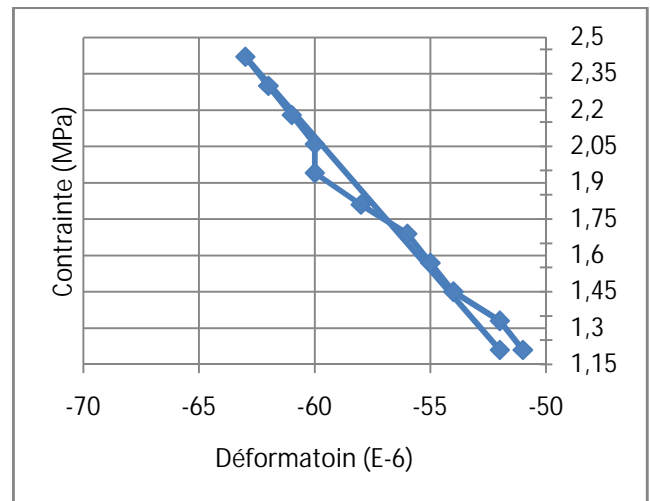


Fig.IV.120 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

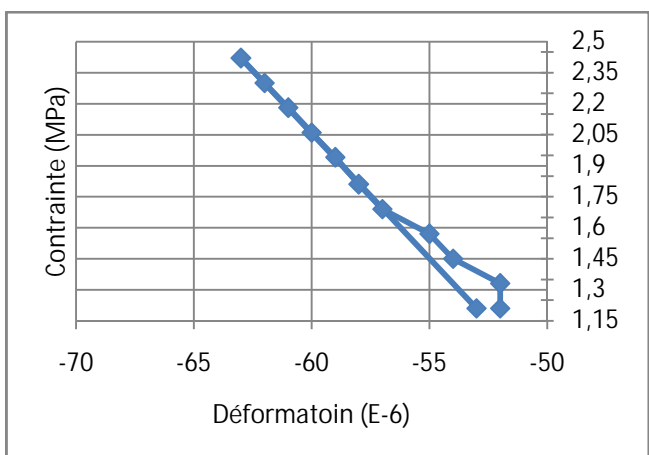


Fig.IV.121 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

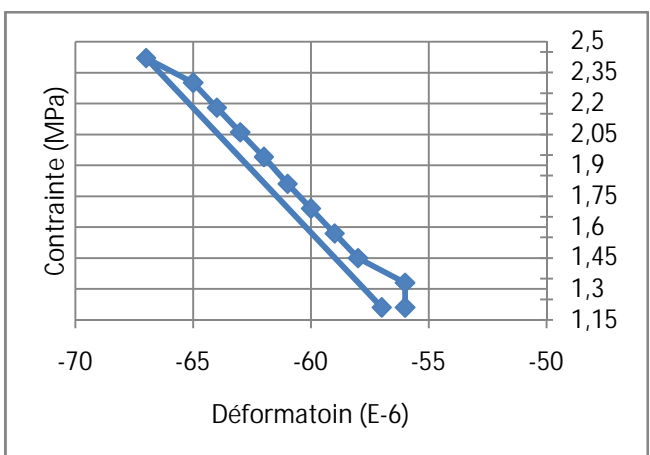


Fig.IV.122 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

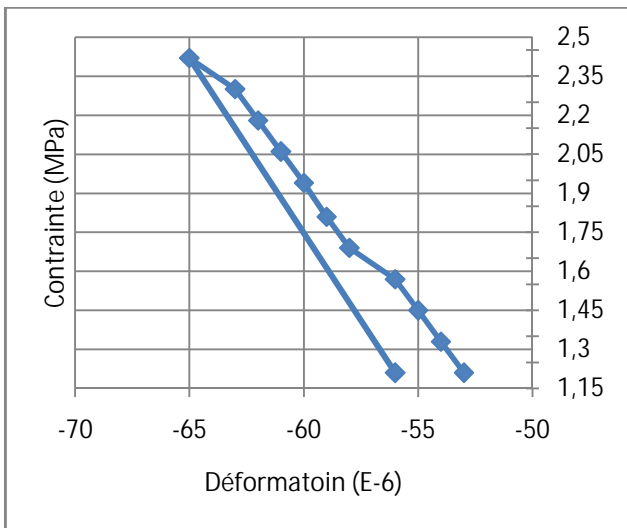


Fig.IV.123 Courbe (σ - ε) de Jauge n°1 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

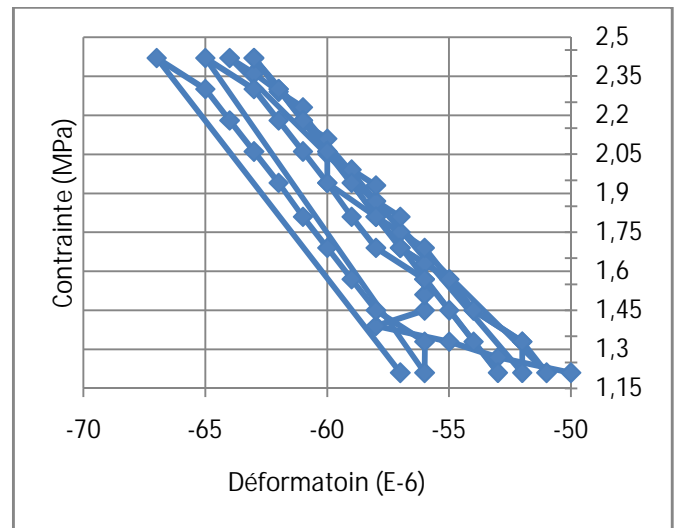


Fig.IV.124 Courbe (σ - ε) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.

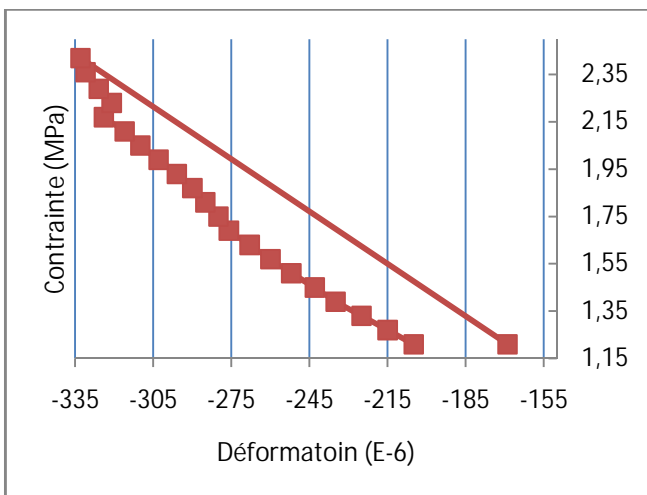


Fig.IV.125 Courbe (σ - ε) de Jauge n°2 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.

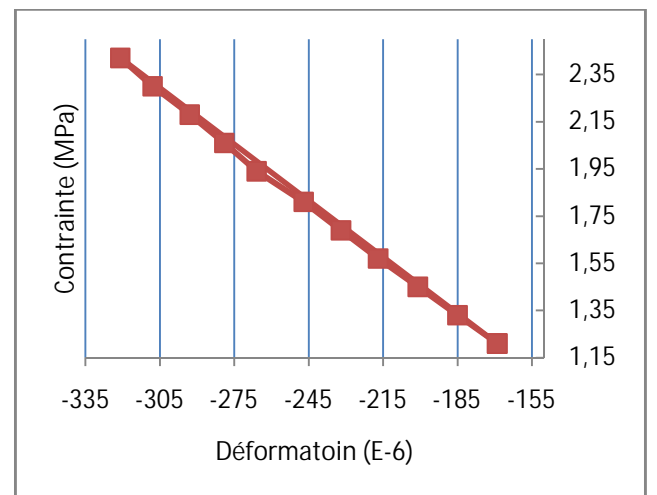


Fig.IV.126 Courbe (σ - ε) de Jauge n°2 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

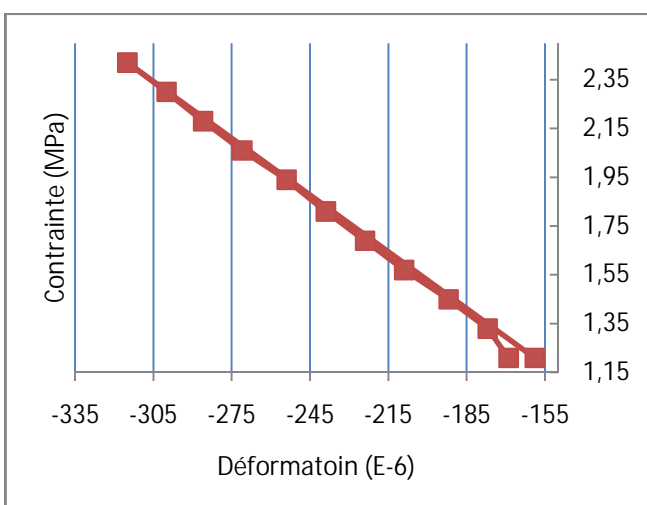


Fig.IV.127 Courbe (σ - ε) de Jauge n°2 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

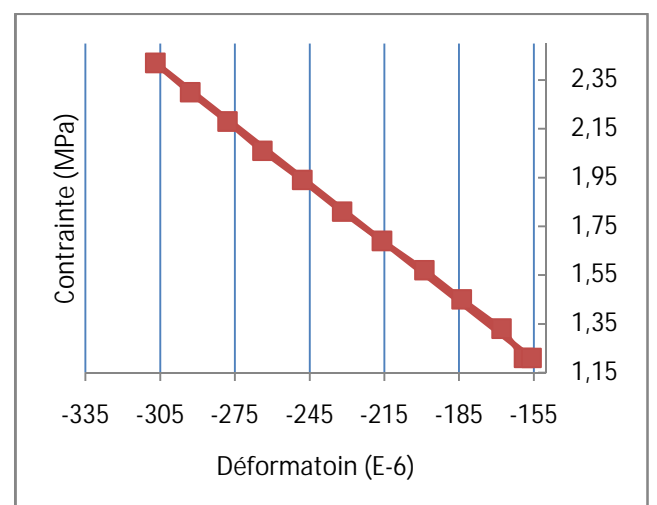


Fig.IV.128 Courbe (σ - ε) de Jauge n°2 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

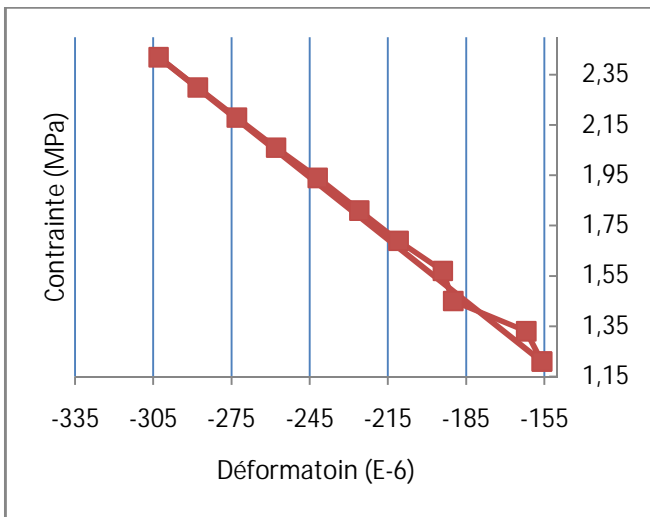


Fig.IV.129 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

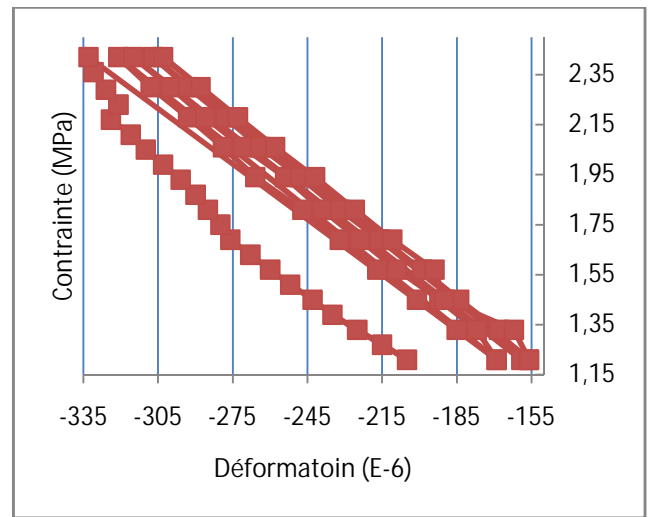


Fig.IV.130 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.

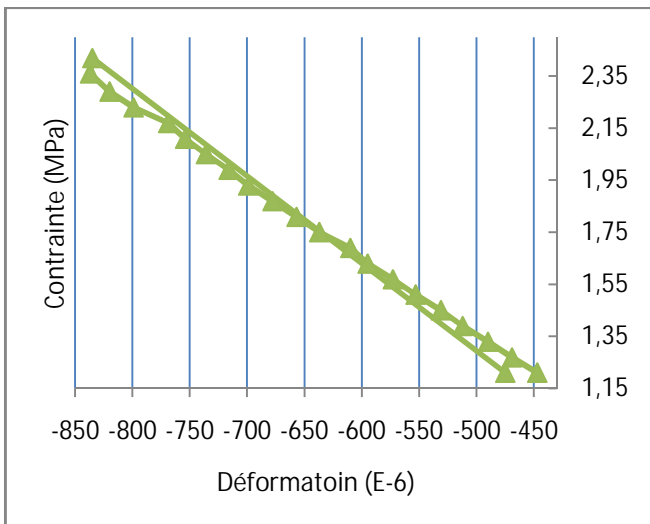


Fig.IV.131 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°17.

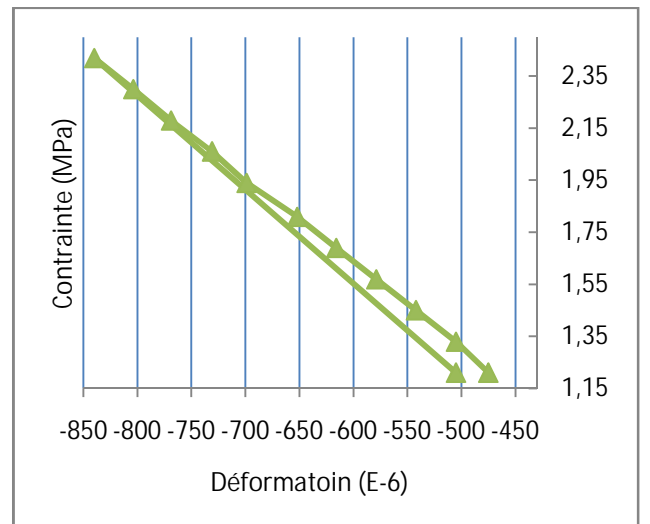


Fig.IV.132 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

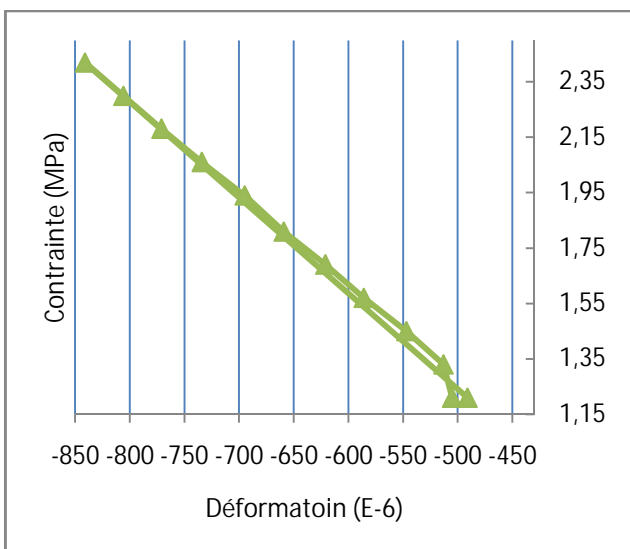


Fig.IV.133 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

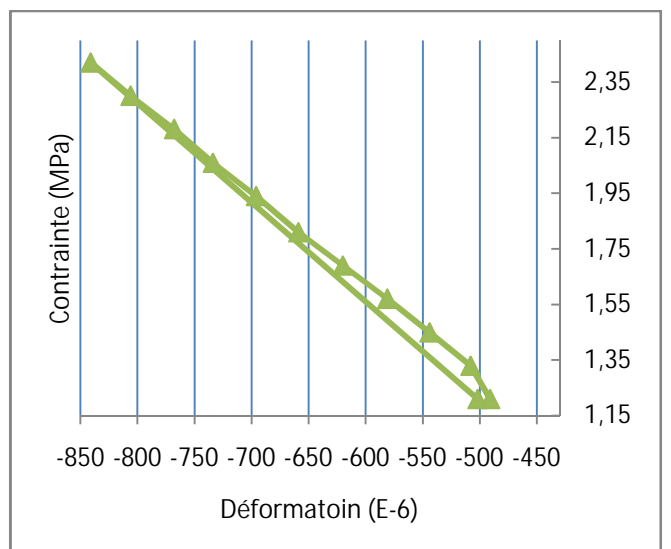


Fig.IV.134 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

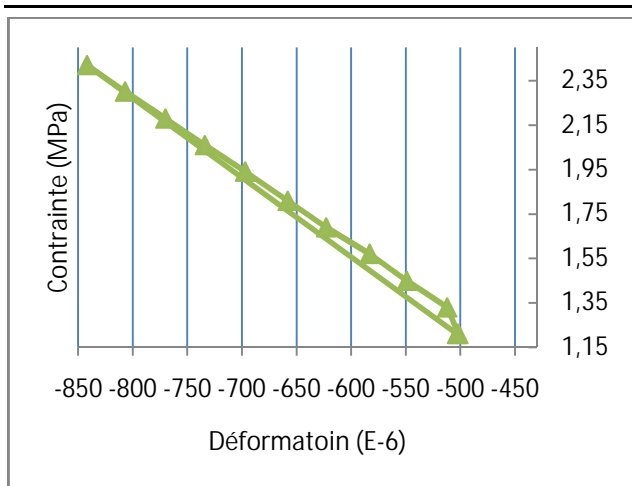


Fig.IV.135 Courbe (σ - ε) de Jauge n°3 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°17.

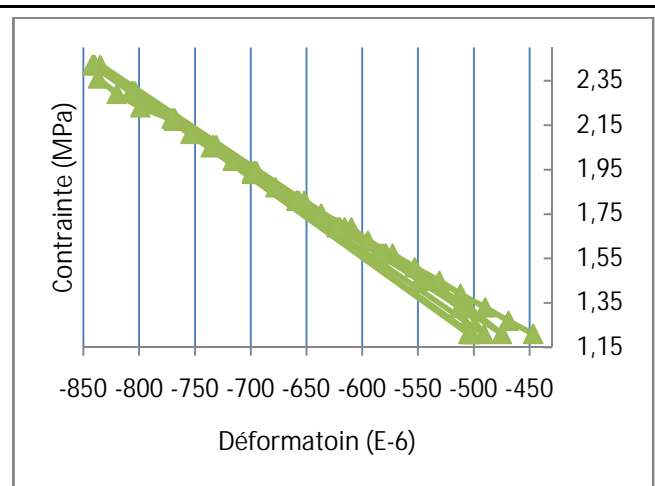


Fig.IV.136 Courbe (σ - ε) de Jauge n°3 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°17.

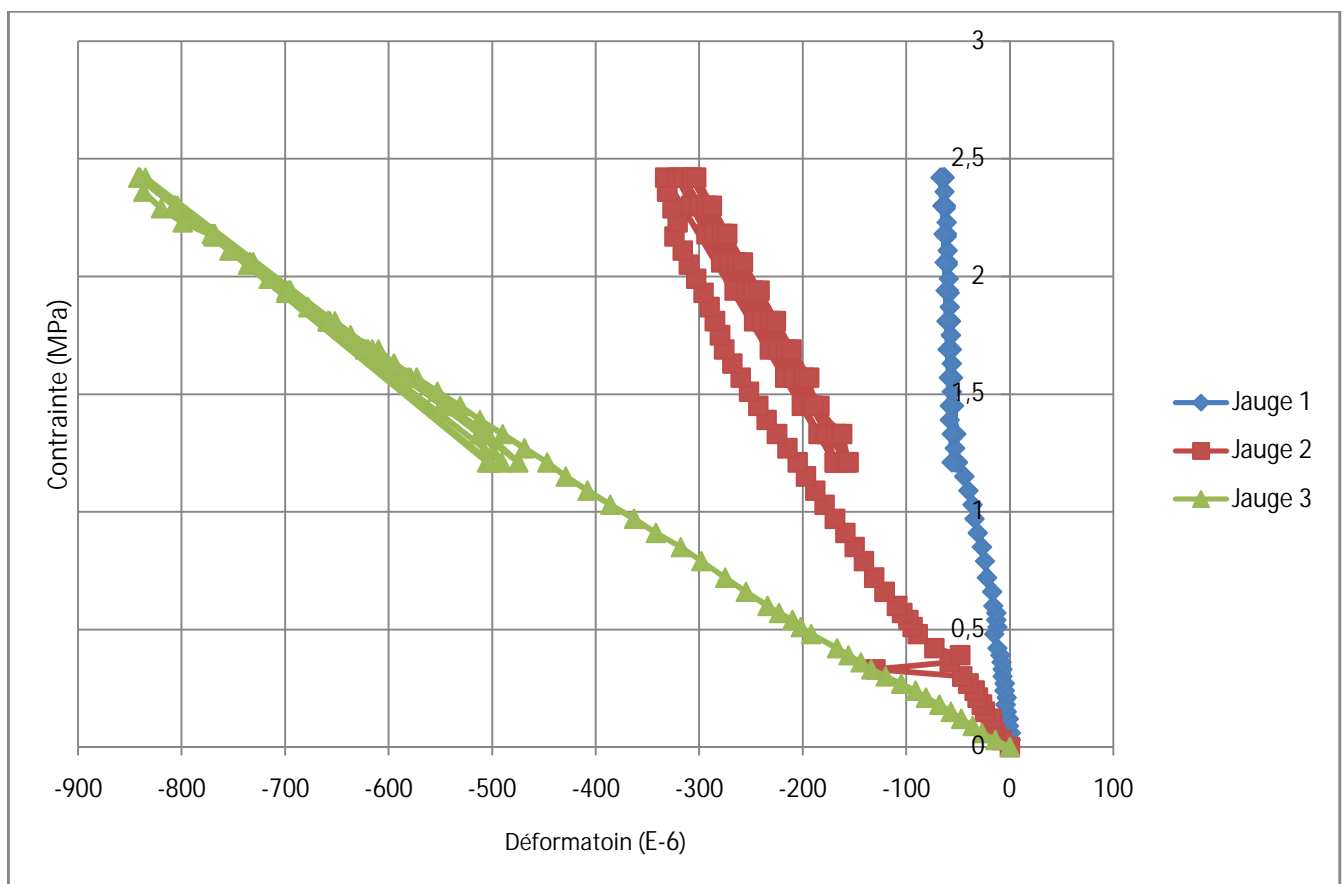


Fig.IV.137 Courbe (σ - ε) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°2 et n°17.

IV.1.4.3.2.4. Lecture des résultats :

Pour le 1^{er} cycle de la jauge 1 la courbe avait des allures bruitées disparaissent au cours des autres cycles, l'apparition de la déformation permanente augmente au fur et à mesure que le nombre des cycles augmente.

Pour le 1^{er} cycle de la jauge 2 la courbe était peu bruitée, on observe une diminution importante de la valeur de déformation, pour les autres cycles les courbes étaient linéaires élastiques.

Pour la jauge 3 la courbe était linéaire élastique, l'apparition de la déformation permanente augmente au fur et à mesure que le nombre des cycles augmente.

IV.1.4.3.3. Essai n°18 : Mur 8 trous avec enduit**IV.1.4.3.3.1. Etat initiale et emplacement des jauges :**

L'état initial de ce panneau avant d'entamer sa mise en charge été cité précédemment (Essai n°5), ou on a placé trois jauges (Fig.IV.138) dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique central de la première rangée et les deux autres sont placées chacune horizontalement sur l'unité de brique latéraux de la troisième rangée.

Le mortier utilisé comme des joints pour la confection de ce panneau de maçonnerie a des résistances à la compression au moment de l'essai est égal à 22,52 MPa. à la flexion est égal à 8,50 MPa. Les résistances à la compression et à la flexion de mortier utilisé comme un enduit de ce panneau de maçonnerie sont respectivement 12,10 MPa. Et 3,16 MPa.

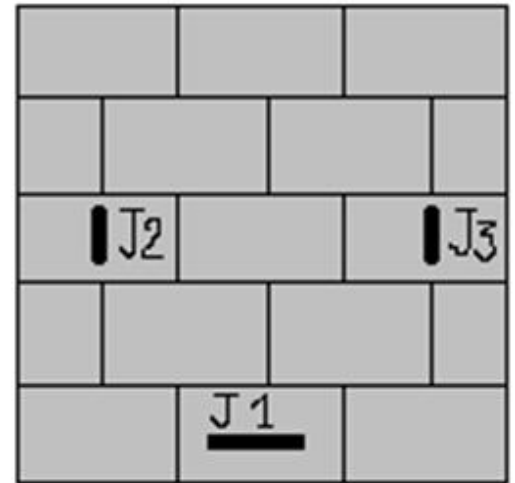


Fig.IV.138 jauges placées pour l'essai n°18

IV.1.4.3.3.2. Procédure de l'essai :

On a subit ce panneau à six cycles de déchargement-charge d'une charge min de 120 kN jusqu'à la charge maximum de la machine 200kN, sauf le 1^{er} et le 6^{eme} cycle ils ont d'une charge min de 140 kN et 10 kN respectivement. Un pas de chargement constant de 10 kN est adopté pour tous les cycles, La rupture ne se produit pas.

IV.1.4.3.3.3. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)			Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)		
		Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3			Jauge 1	Jauge 2	Jauge 3
1er cycle de chargement – déchargement					2eme cycle de chargement – déchargement				
					120	1,46	432	-258	-245
					130	1,59	433	-260	-246
140	1,71	428	-321	-288	140	1,71	432	-283	-263
150	1,83	430	-322	-289	150	1,83	433	-309	-283
160	1,95	432	-337	-301	160	1,95	435	-335	-304
170	2,07	433	-362	-319	170	2,07	435	-359	-325
180	2,2	435	-387	-338	180	2,2	435	-383	-341
190	2,32	436	-412	-357	190	2,32	437	-409	-362
200	2,44	438	-433	-374	200	2,44	439	-430	-379
3eme cycle de chargement – déchargement					4eme cycle de chargement – déchargement				
120	1,46	436	-266	-252	120	1,46	439	-266	-253
130	1,59	436	-267	-254	130	1,59	440	-267	-254
140	1,71	437	-287	-269	140	1,71	440	-284	-268
150	1,83	438	-311	-287	150	1,83	441	-310	-288
160	1,95	438	-335	-305	160	1,95	443	-334	-306
170	2,07	439	-358	-324	170	2,07	443	-359	-326
180	2,2	442	-382	-342	180	2,2	445	-385	-345
190	2,32	442	-410	-364	190	2,32	445	-411	-366
200	2,44	442	-430	-379	200	2,44	447	-430	-381
					6eme cycle de chargement – déchargement				
					10	0,12	422	-30	-32
					20	0,24	423	-39	-38
					30	0,37	425	-52	-48

					40	0,49	429	-62	-65
					50	0,61	431	-75	-85
					60	0,73	432	-90	-104
					70	0,85	434	-106	-123
					80	0,98	435	-122	-140
					90	1,1	437	-146	-161
					100	1,22	438	-170	-184
5eme cycle de chargement – déchargement					110	1,34	441	-195	-204
120	1,46	443	-263	-252	120	1,46	442	-220	-224
130	1,59	443	-265	-254	130	1,59	444	-247	-246
140	1,71	443	-286	-269	140	1,71	446	-278	-269
150	1,83	444	-309	-288	150	1,83	447	-300	-287
160	1,95	444	-335	-307	160	1,95	449	-327	-308
170	2,07	447	-357	-325	170	2,07	450	-351	-326
180	2,2	447	-383	-345	180	2,2	451	-378	-348
190	2,32	448	-408	-364	190	2,32	452	-427	-369
200	2,44	450	-431	-381	200	2,44	453	-406	-384

Tableau. IV.44. mesures des déformations des jauges sous chargement cyclique pour l'essai n°18.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur les courbes contrainte-déformation des figures suivantes.

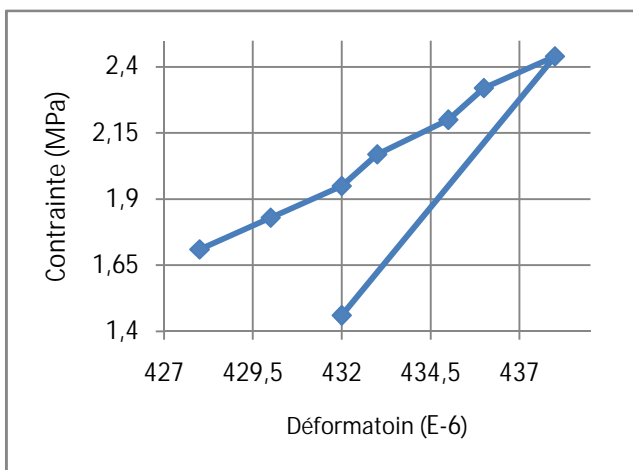


Fig.IV.139 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.

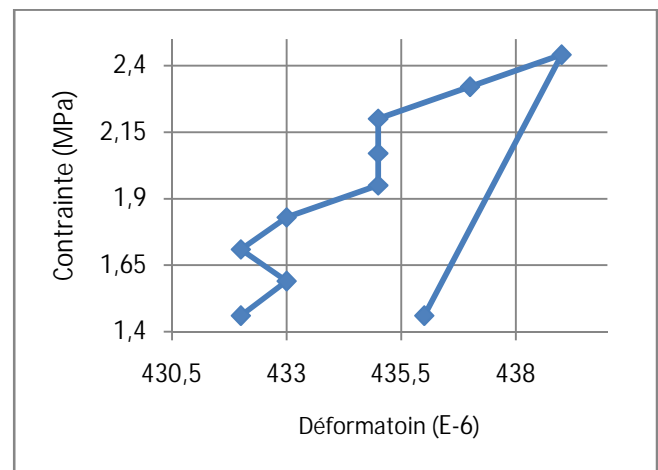


Fig.IV.140 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

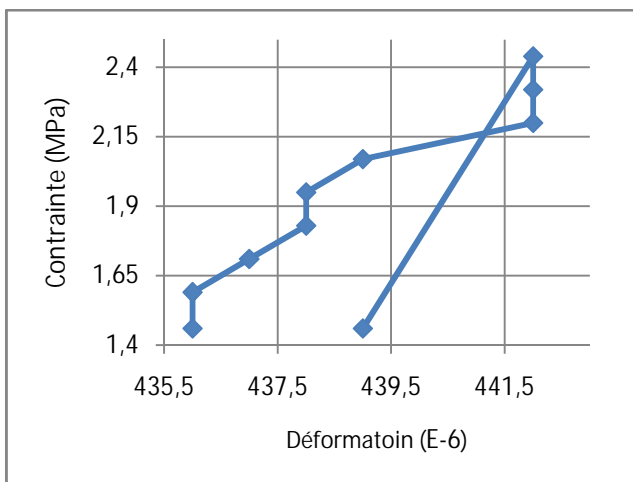


Fig.IV.141 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

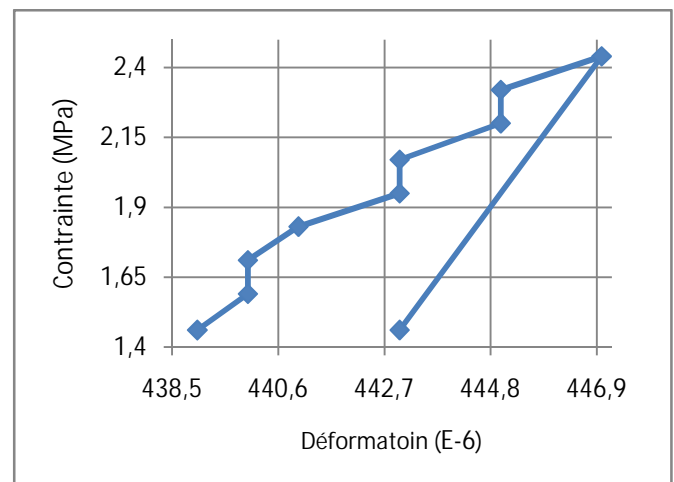


Fig.IV.142 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

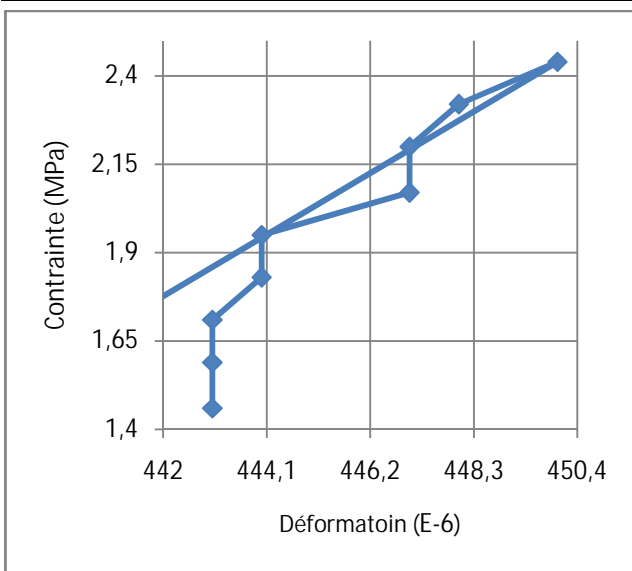


Fig.IV.143 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

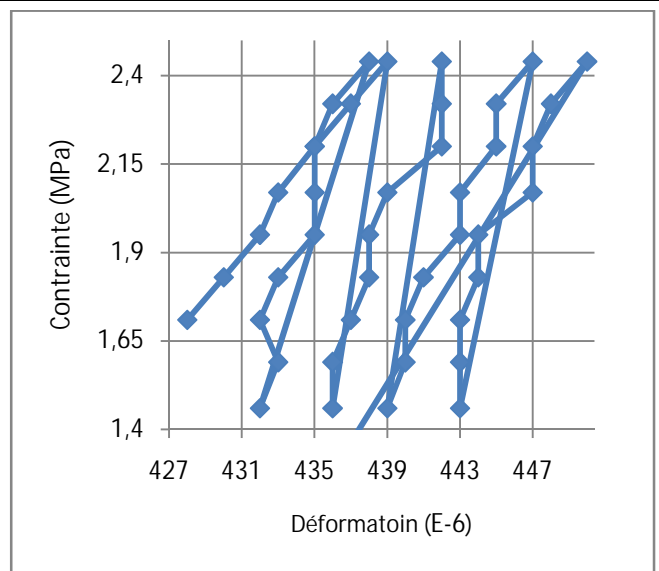


Fig.IV.144 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.

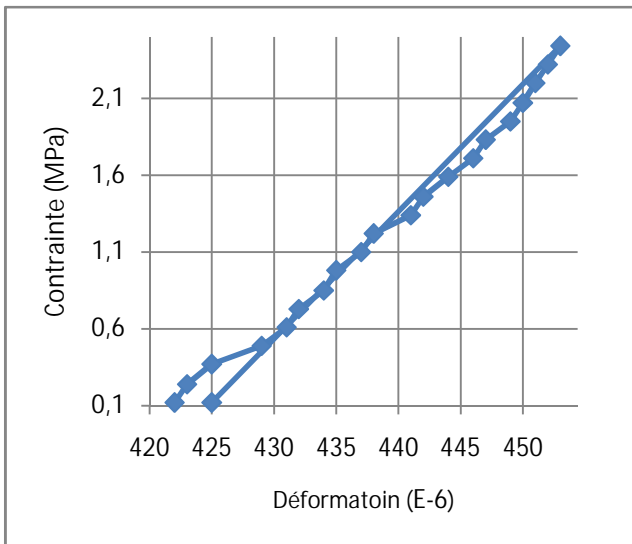


Fig.IV.145 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 6^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

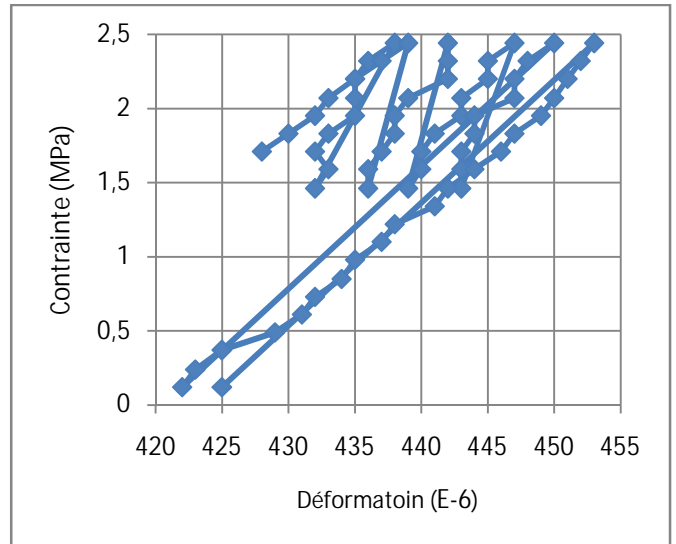


Fig.IV.146 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.

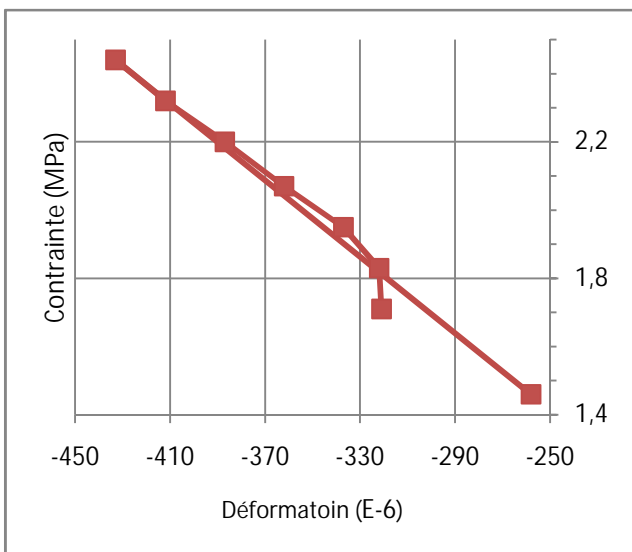


Fig.IV.147 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.

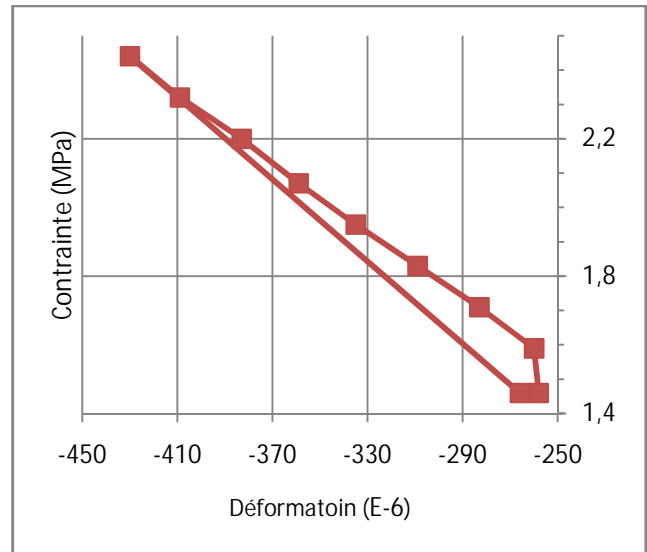


Fig.IV.148 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

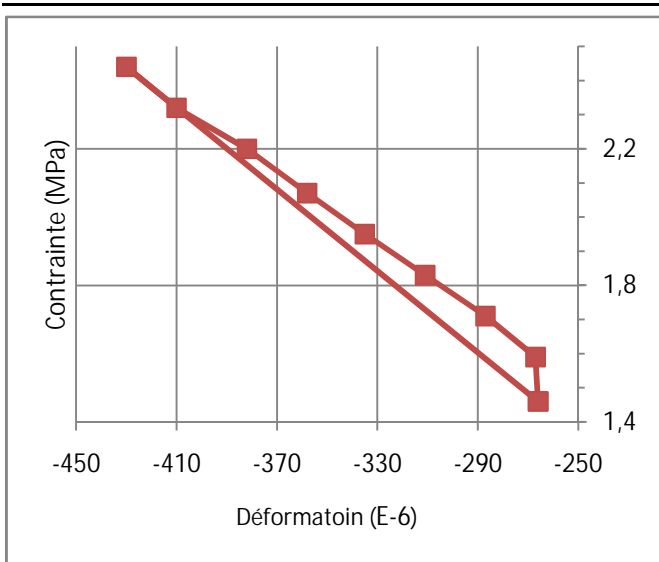


Fig.IV.149 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

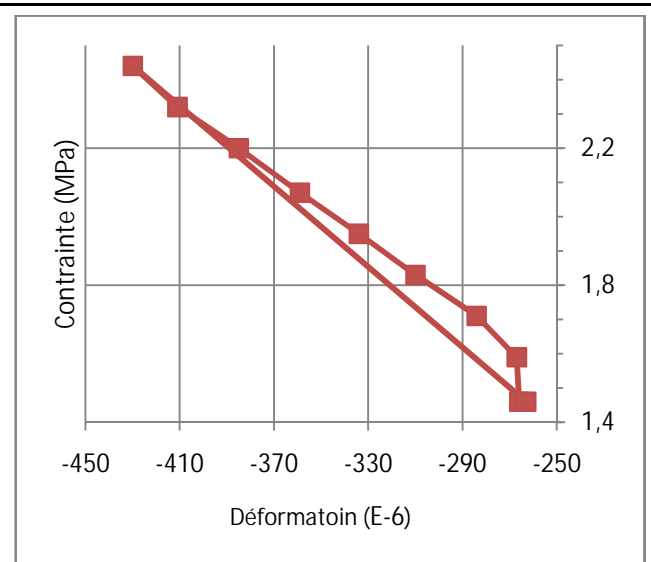


Fig.IV.150 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

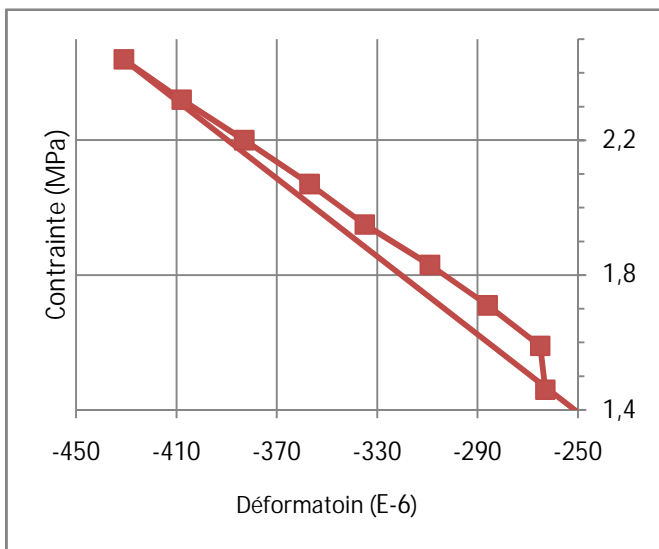


Fig.IV.151 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

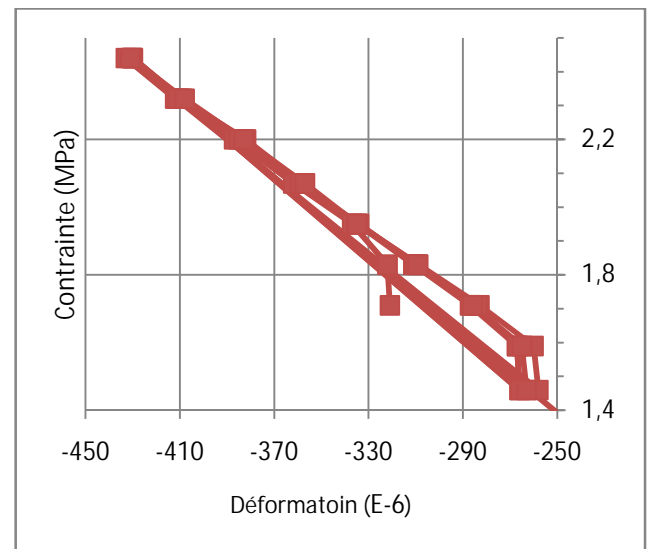


Fig.IV.152 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.

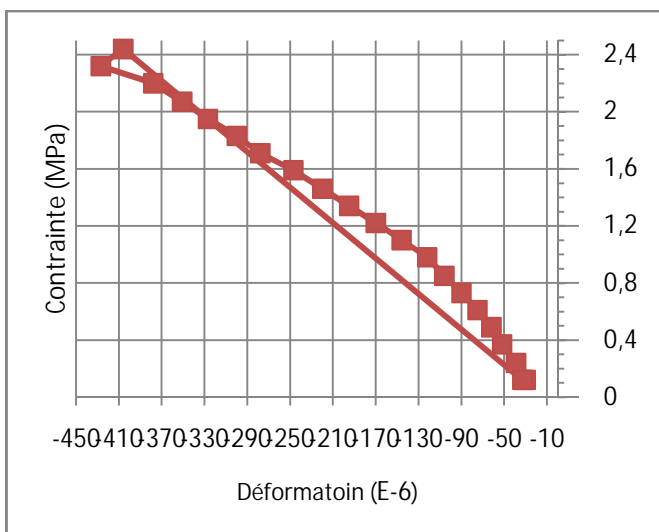


Fig.IV.153 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 6^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

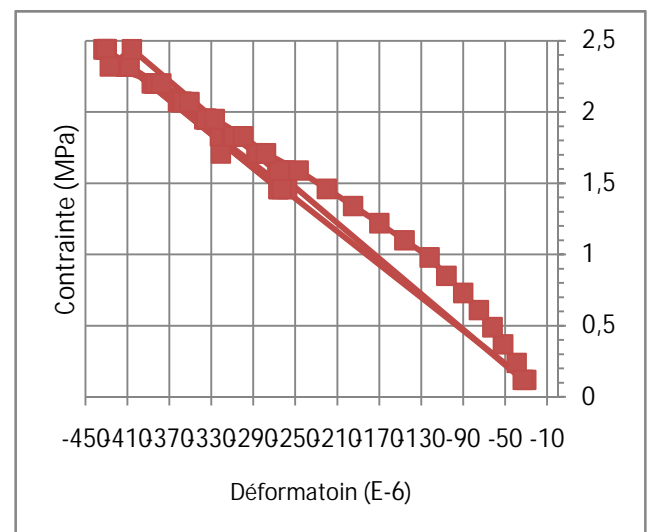


Fig.IV.154 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.

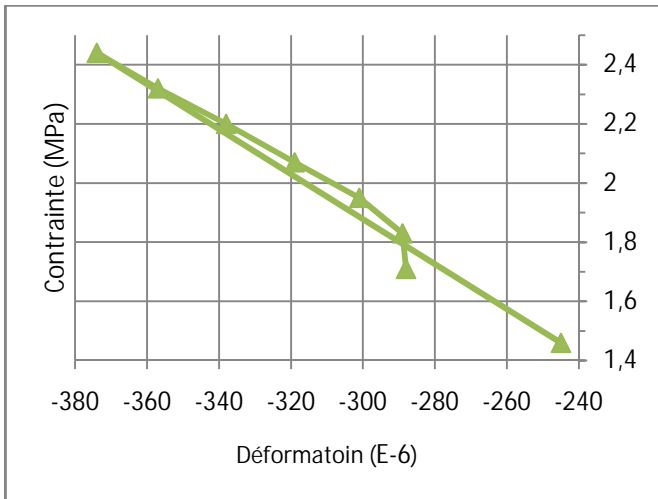


Fig.IV.155 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°18.

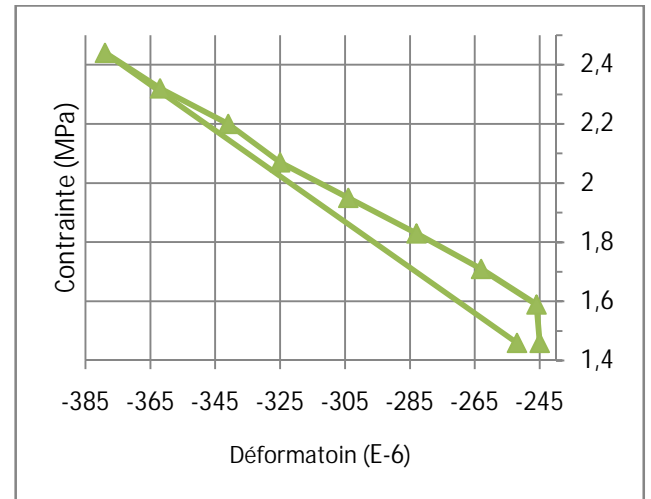


Fig.IV.156 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 2^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.

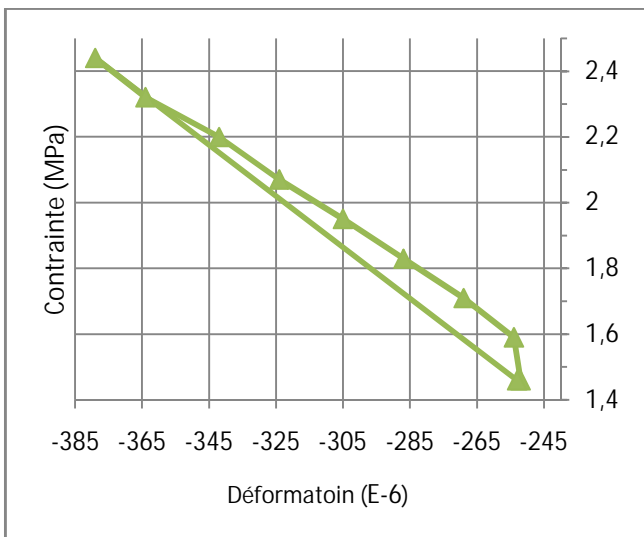


Fig.IV.157 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 3^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.

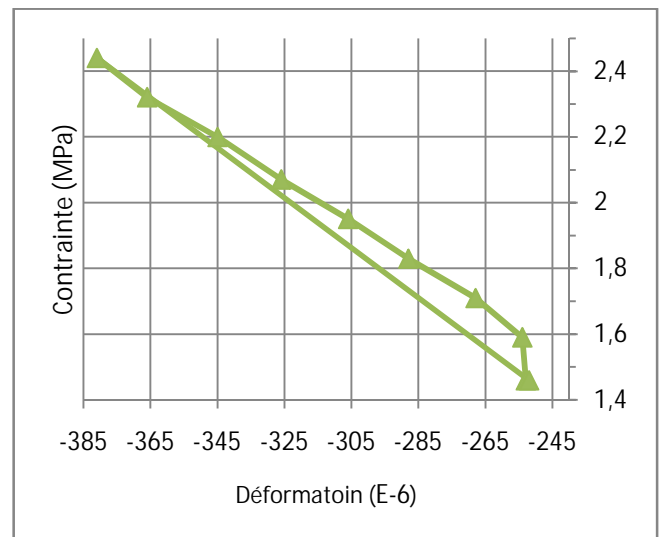


Fig.IV.158 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 4^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.

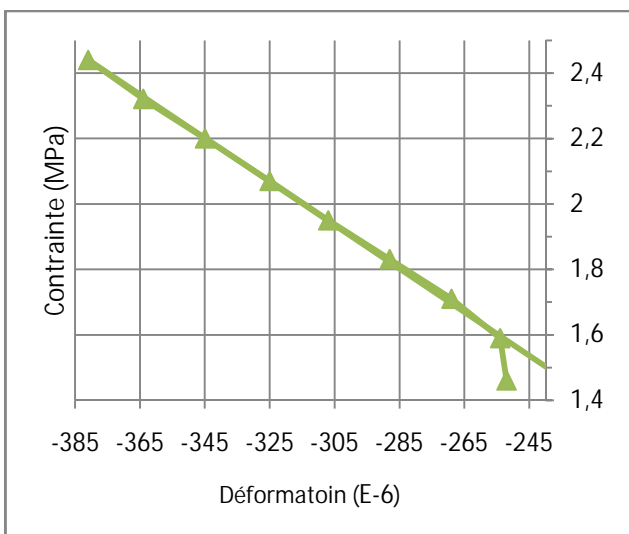


Fig.IV.159 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 5^{eme} cycle de chargement pour l'essai n°18.

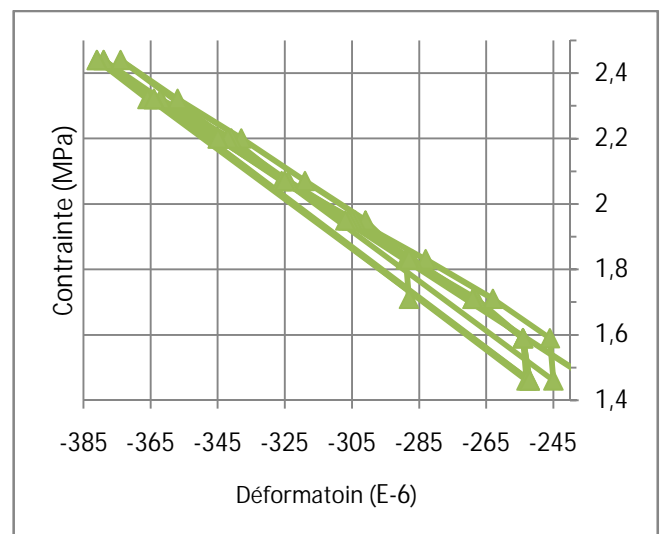


Fig.IV.160 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°18.

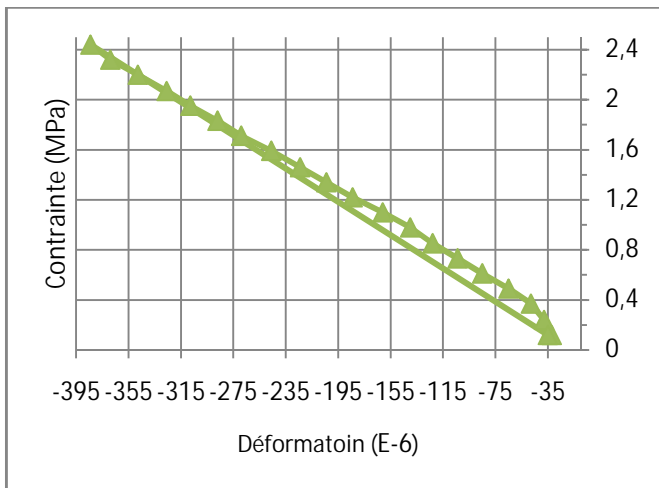


Fig. IV.161 Courbe (σ - ε) de Jauge n°3 lors de 6^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°18.

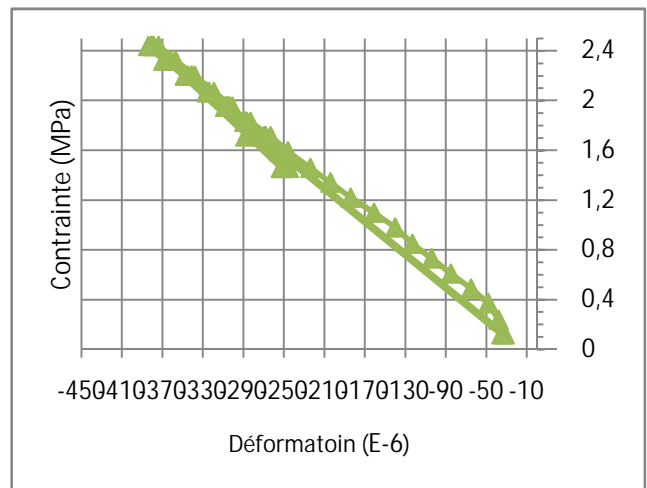


Fig. IV.162 Courbe (σ - ε) de Jauge n°3 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°18.

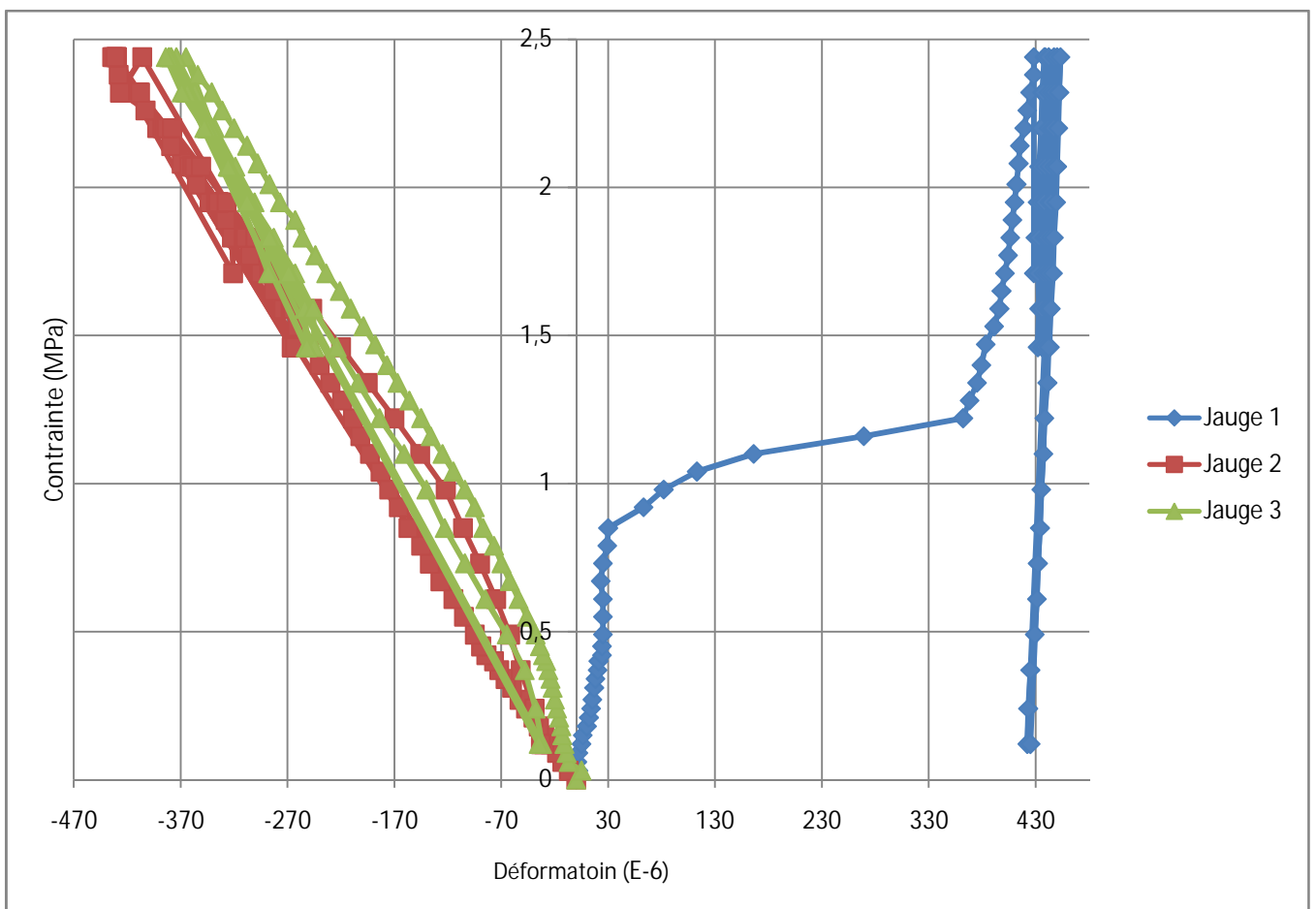


Fig. IV.163 Courbe (σ - ε) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°5 et n°18.

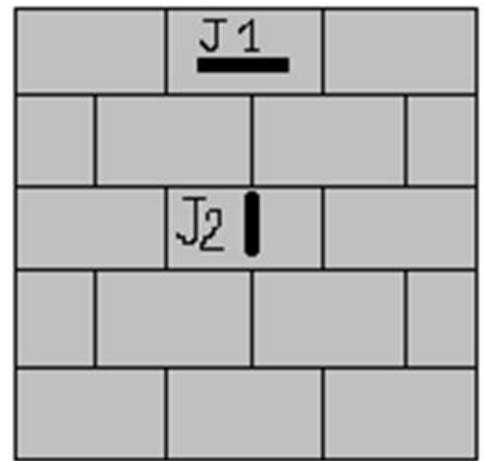
IV.1.4.3.3.4. Lecture des résultats :

Pour la jauge 1 : la courbe était peu bruitée, on observe une augmentation importante de la valeur de déformation, pour les quatre premiers cycles. Lors de 5^{ème} cycle, on remarque que cette déformation est diminuée à une valeur inférieure à celle enregistré lors de 1^{er} cycle, mais elle est toujours très importante qu'une déformation enregistrée lors d'un chargement monotone.

Pour les jauges 2 et 3 la courbe était linéaire élastique, la déformation permanente de la jauge 3 est plus importante que celle de la jauge 2.

IV.1.4.3.4. Essai n°19 : Mur 8 trous avec enduit**IV.1.4.3.4.1. Etat initiale et emplacement des jauges :**

L'état initiale de ce panneau avant d'entamer sa mise en charge été cité précédemment (Essai n°6), ou on a placé deux jauges (Fig.IV.164) dont la première est placée horizontalement sur l'unité de brique central de la cinquième rangée et la deuxième est placée verticalement sur l'unité de brique central de la troisième rangée.



Les mortiers utilisés pour la confection de ce panneau ont la même résistance à la compression et à la flexion que l'essai n°5 qui sont respectivement 22,52 et 8,50 MPa pour les mortiers des joints entre les unités de briques, 12,10 et 3,16 MPa. Pour les mortiers utilisés comme enduits des surfaces. Fig.IV.164 jauges placées pour l'essai n°19

IV.1.4.3.4.2. Procédure de l'essai :

On a subit ce panneau à six cycles de déchargement-charge d'une charge min de 120 kN jusqu'à la charge maximum de la machine 200kN, sauf le 1^{er} et le 6^{eme} cycle ils ont d'une charge min de 140 kN et 10 kN respectivement. Un pas de chargement constant de 10 kN est adopté pour tous les cycles, La rupture ne se produit pas.

IV.1.4.3.4.3. Résultats de l'essai :

Les mesures de cet essai aux différents endroits mentionné auparavant, sont présentées par le tableau suivant.

Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)		Charge (KN)	Contrainte (MPa)	Déformations (E-6)	
		Jauge 1	Jauge 2			Jauge 1	Jauge 2
1 ^{er} cycle de chargement – déchargement				2 ^{eme} cycle de chargement – déchargement			
				120	1,45	140	-491
				130	1,57	141	-491
140	1,69	100	-496	140	1,69	144	-506
150	1,82	105	-525	150	1,82	149	-532
160	1,94	110	-551	160	1,94	155	-558
170	2,06	115	-578	170	2,06	161	-583
180	2,18	120	-602	180	2,18	168	-607
190	2,3	125	-627	190	2,3	176	-632
200	2,42	175	-651	200	2,42	185	-656
3 ^{eme} cycle de chargement – déchargement				4 ^{eme} cycle de chargement – déchargement			
120	1,45	150	-493	120	1,45	155	-499
130	1,57	150	-494	130	1,57	156	-500
140	1,69	151	-508	140	1,69	156	-514
150	1,82	155	-535	150	1,82	162	-542
160	1,94	161	-560	160	1,94	166	-563
170	2,06	167	-586	170	2,06	173	-589
180	2,18	174	-612	180	2,18	179	-612
190	2,3	182	-633	190	2,3	186	-635
200	2,42	191	-658	200	2,42	194	-663
				6 ^{eme} cycle de chargement – déchargement			
				10	0,12	107	-84
				20	0,24	108	-97
				30	0,36	122	-112
				40	0,48	118	-148
				50	0,66	124	-177

				60	0,79	130	-212
				70	0,91	137	-248
				80	1,03	144	-284
				90	1,15	150	-319
				100	1,39	157	-357
5 ^{ème} cycle de chargement – déchargement				110	1,51	163	-395
120	1,45	156	-493	120	1,45	171	-430
130	1,57	156	-495	130	1,57	177	-461
140	1,69	159	-513	140	1,69	184	-493
150	1,82	163	-536	150	1,82	190	-525
160	1,94	168	-562	160	1,94	197	-553
170	2,06	174	-588	170	2,06	204	-580
180	2,18	182	-613	180	2,18	210	-606
190	2,3	188	-634	190	2,3	220	-630
200	2,42	197	-659	200	2,42	228	-654

Tableau. IV.45. mesures des déformations des jauges sous chargement cyclique pour l'essai n°19.

Le comportement général du ce panneau aux différents endroits mentionné auparavant, sont reportés sur les courbes contrainte-déformation des figures suivantes.

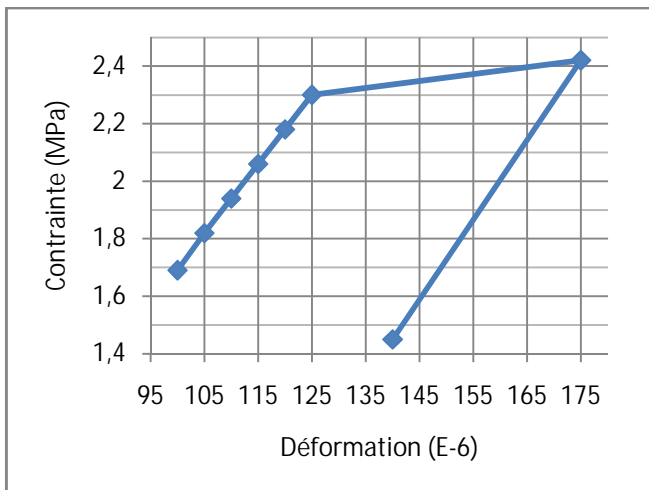


Fig.IV.165 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°19.

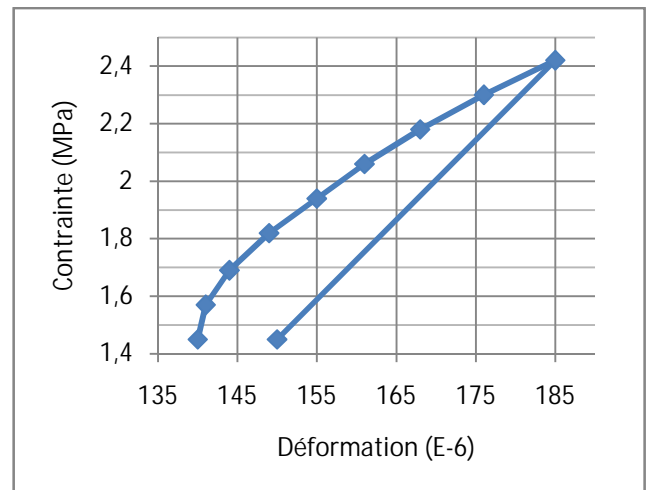


Fig.IV.166 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

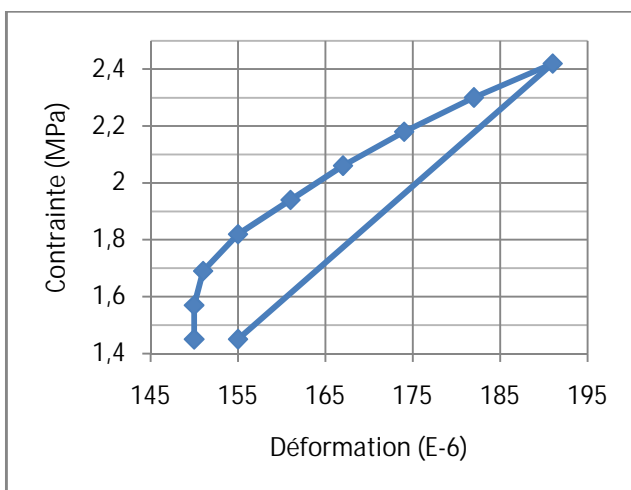


Fig.IV.167 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

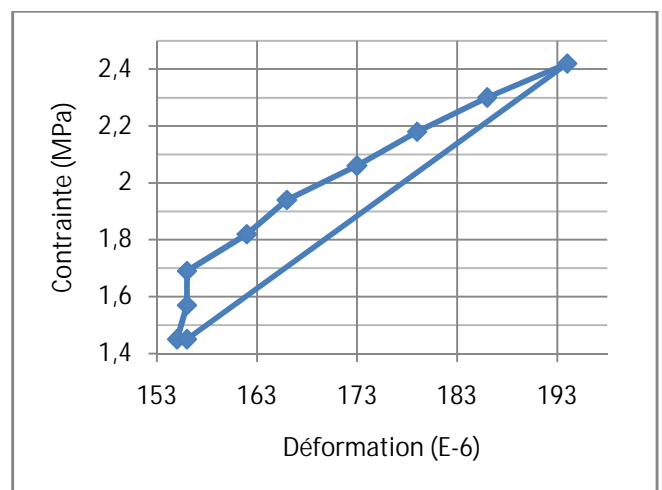


Fig.IV.168 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

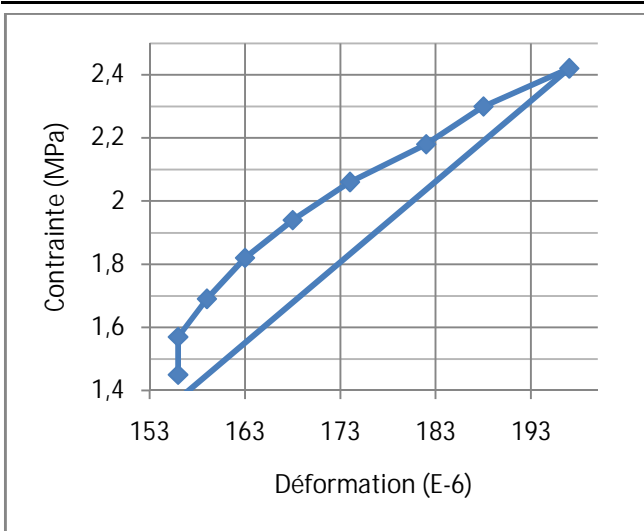


Fig.IV.169 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

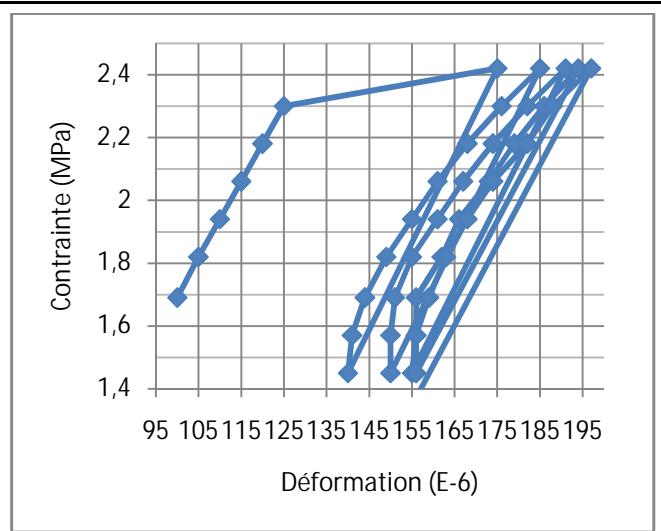


Fig.IV.170 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°19.

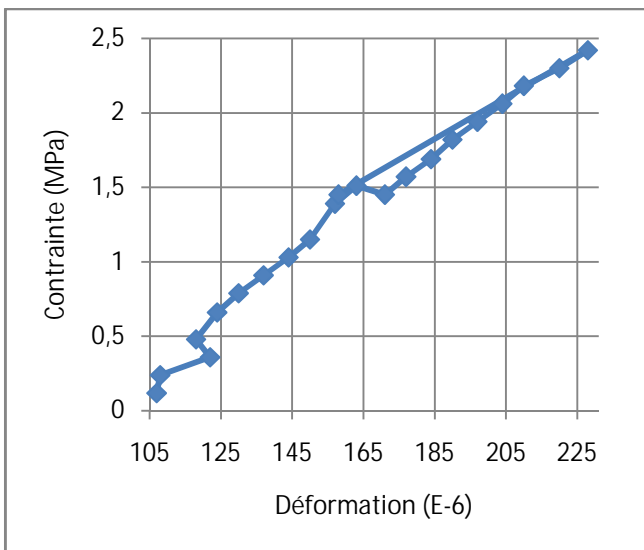


Fig.IV.171 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 lors de 6^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

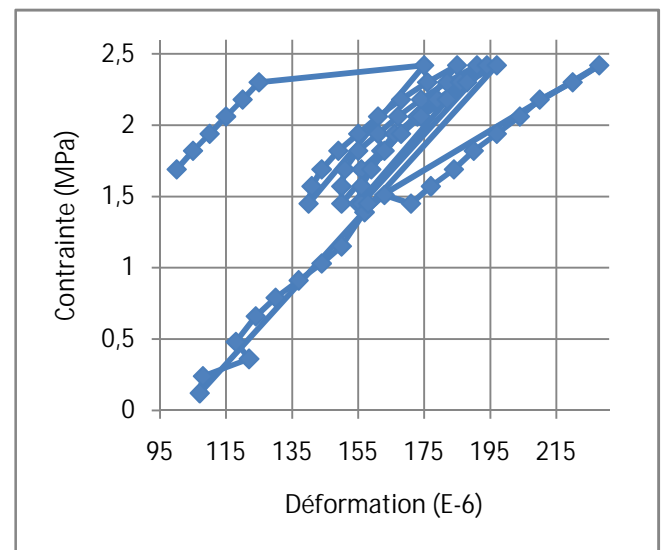


Fig.IV.172 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°1 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°19.

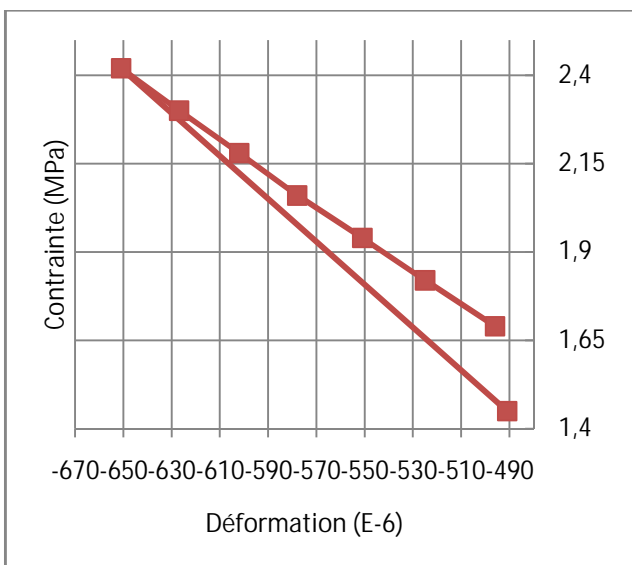


Fig.IV.173 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 1^{er} cycle de chargement pour l'essai n°19.

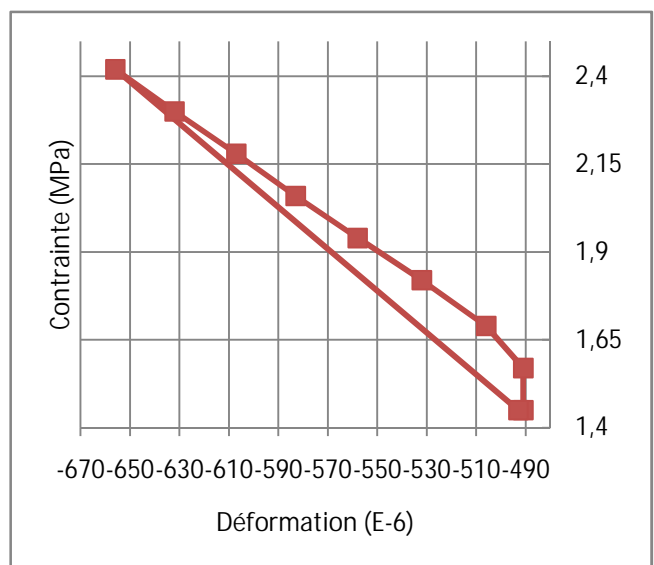


Fig.IV.174 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 2^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

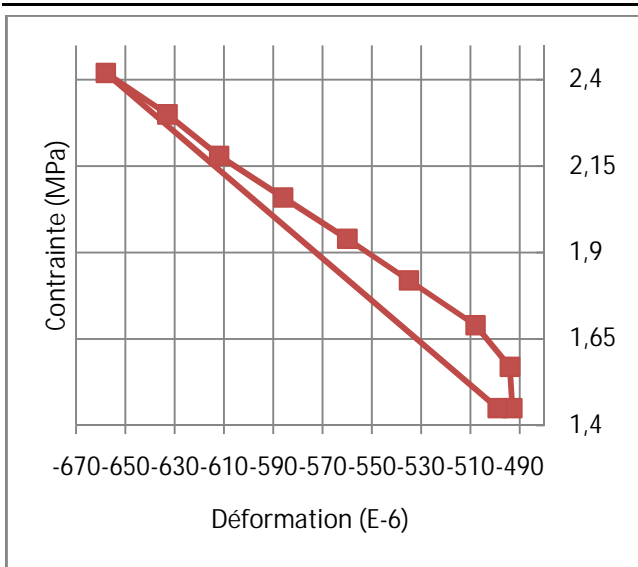


Fig. IV.175 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 3^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

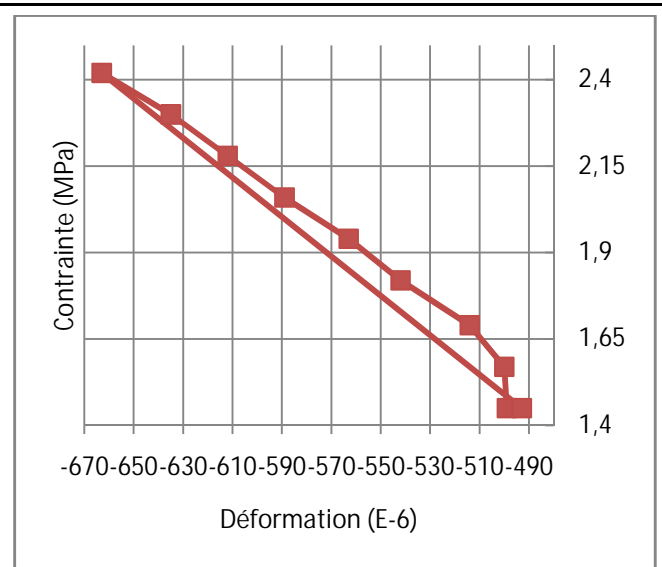


Fig. IV.176 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 4^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

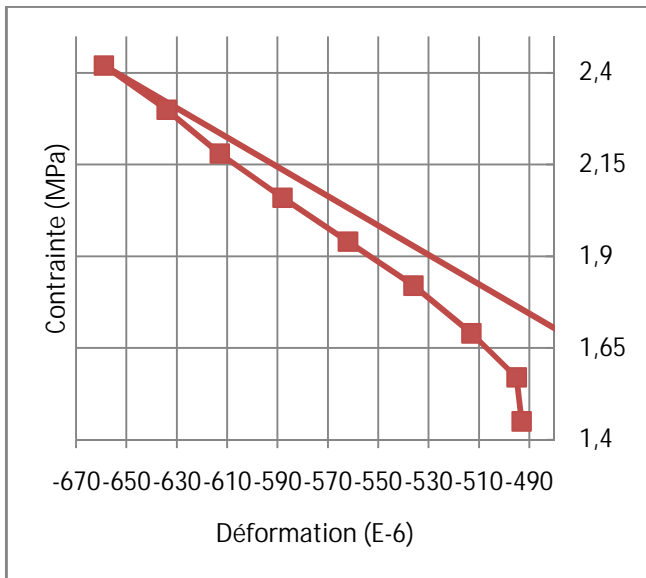


Fig. IV.177 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 lors de 5^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

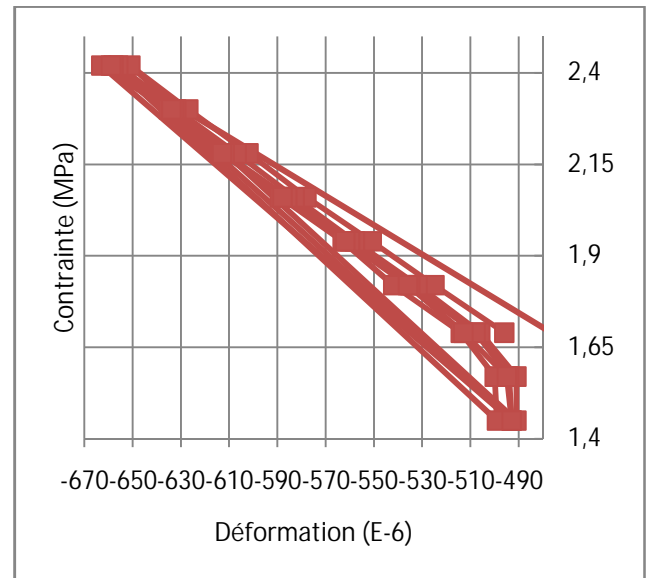


Fig. IV.178 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°2 durant les 5 cycles de chargement pour l'essai n°19.

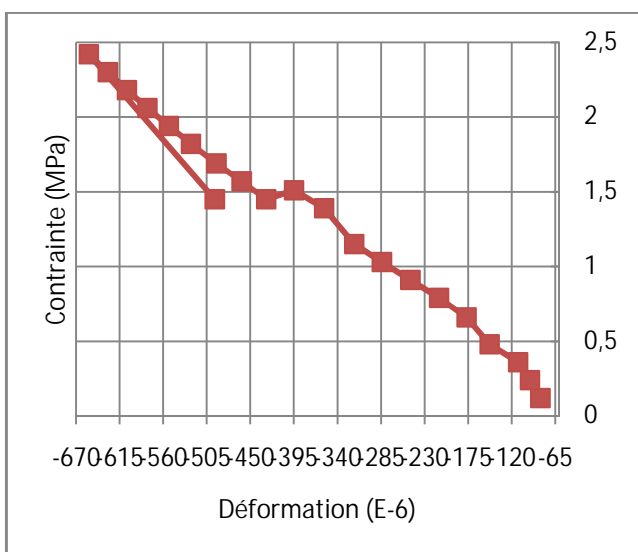


Fig. IV.179 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 lors de 6^{ème} cycle de chargement pour l'essai n°19.

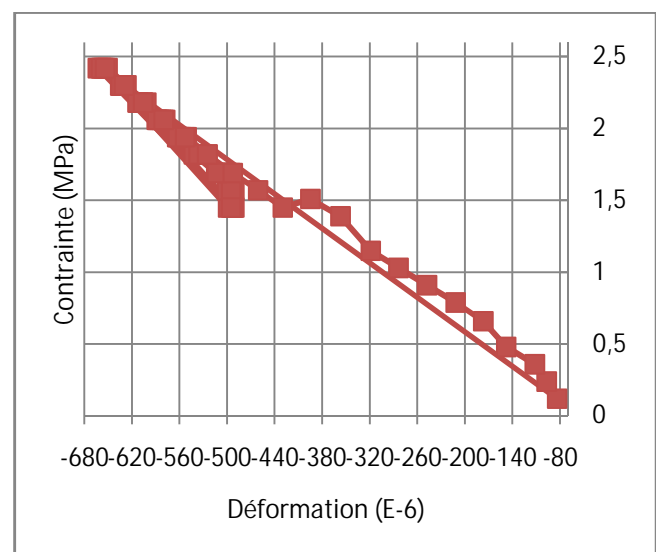


Fig. IV.180 Courbe (σ - ϵ) de Jauge n°3 durant les 6 cycles de chargement pour l'essai n°19.

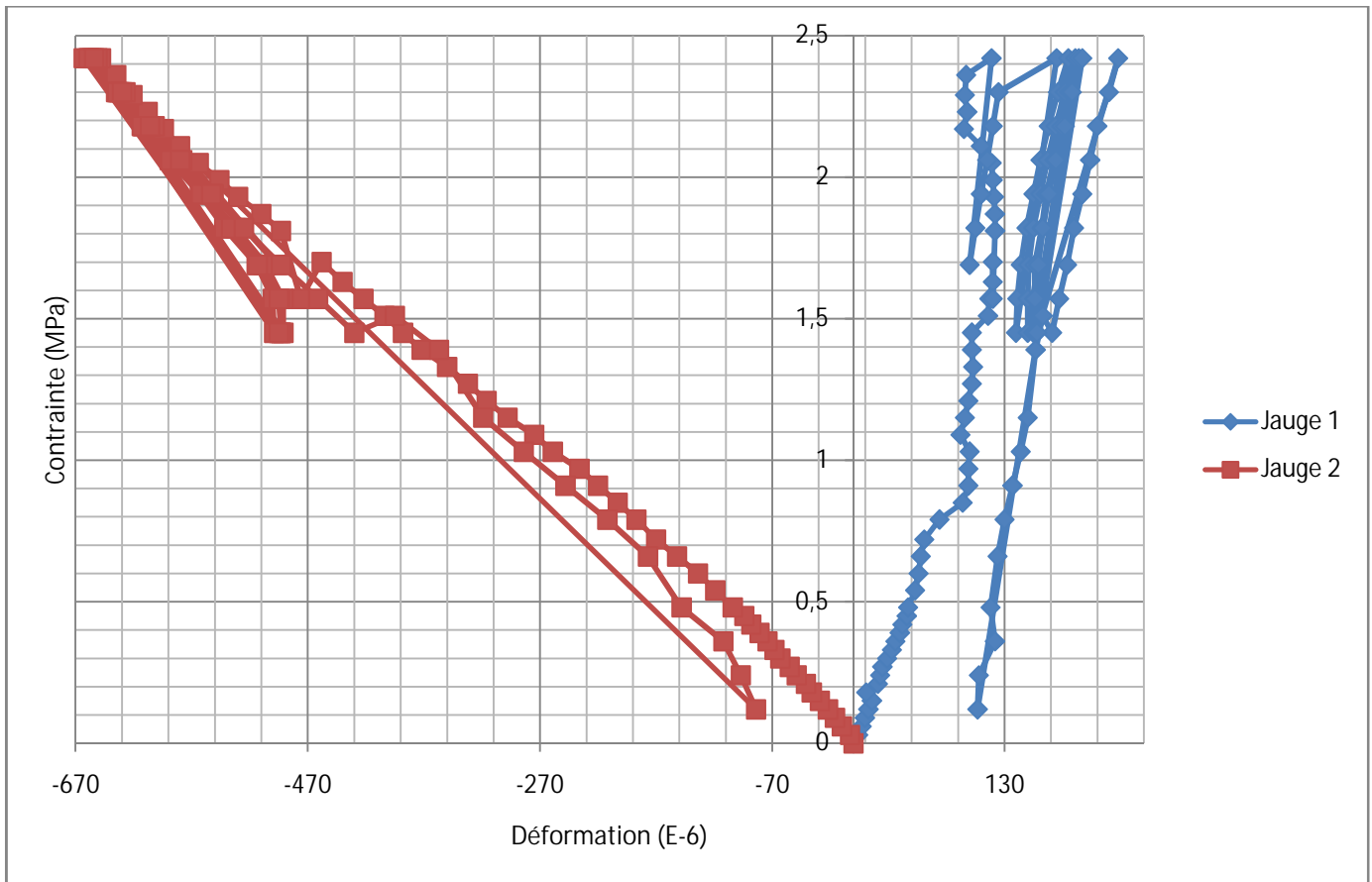


Fig.IV.181 Courbe (σ - ϵ) sous chargement monotone et fatigue cyclique l'essai n°6 et n°19

IV.1.4.3.4.4. Lecture des résultats :

L'allure de la jauge 1 était linéaire élastique, la 1^{er} déformation enregistré lors de 1^{er} cycle est la plus importante, elle augmente au fur et à mesure au cours des cycles 2,3,4 et 5 . La courbe de 5eme cycle était peu bruitée.

Pour la jauge 2 la courbe des cycles 2,3,4 était linéaire élastique, La courbe de 5eme cycle était peu bruitée et la déformation permanente enregistré lors de ce cycle est moins importante que celles enregistrées lors des premiers cycles.

IV.1.5. Résultats de la résistance à la compression

La résistance à la compression se calcule à partir de la rupture et de l'aire de la section portante, l'air portant est prise égal à l'aire brute pour tous les types de panneaux.

Les résultats des résistances à la compression des panneaux à cinq rangé et à quatre rangé de brique, ainsi que leur moyenne sont données aux tableaux IV.46 et IV.47 par gâchée de mortier. L'étude et la comparaison de ces valeurs sont présentées par les figures suivantes.

Type de brique	N° d'essai	Résistance Comp. Mortier (MPa)	Charge de rupture (KN)	Résistance Comp. (MPa)	
8 trous Sans Enduit	1	23,15	167	2,04	2,09
	2	20,64	200	2,42	
	3	22,52	167	1,80	
8 trous Avec Enduit	4	20,64	160	1,95	2,27
	5	22,52	200	2,44	
	6	22,52	200	2,42	
12 trous Sans Enduit	7	16,45	35	0,27	0,33
	8	20,46	37,5	0,28	
	9	16,45	55	0,43	
12 trous Avec Enduit	13	14,72	165	1,16	1,05
	14	18,62	140	1,00	
	15	14,72	140	0,98	

Tableau IV.46 Résistance à la compression des panneaux à cinq rangé de brique.

Type de brique	N° d'essai	Résistance Comp. Mortier (MPa)	Charge de rupture (KN)	Résistance Comp. (MPa)	
12 trous Sans Enduit	10	23,45	135	1,01	1,05
	11	20,46	97	0,75	
	12	16,45	180	1,38	
12 trous Avec Enduit	16	18,62	170	1,30	1,30

Tableau IV.47 Résistance à la compression des panneaux à quatre rangé de brique.

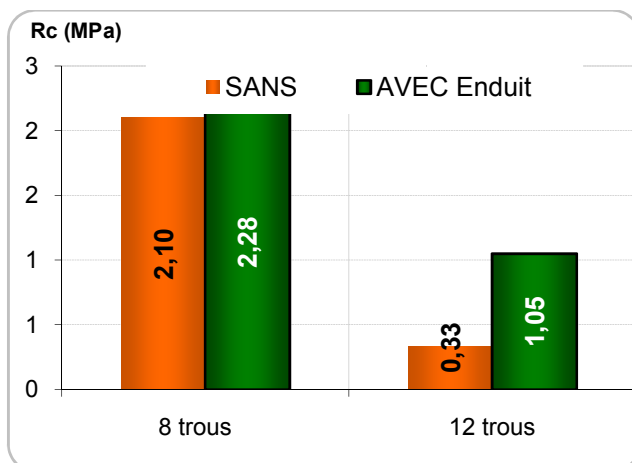


Fig. IV.182: Comparaison des résistances à la compression entre les murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.

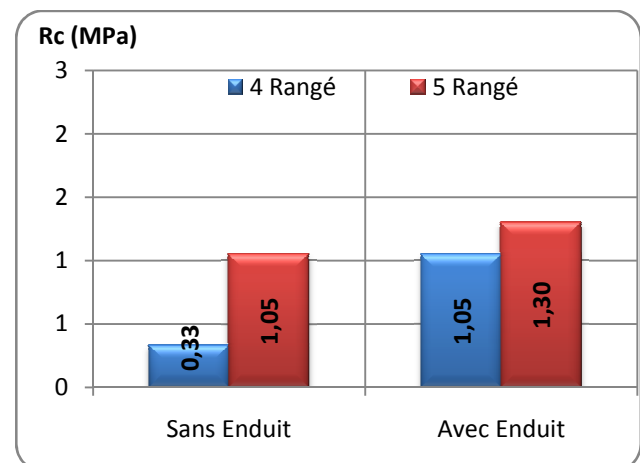


Fig. IV.183: Comparaison des résistances à la compression des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $l = \text{longueur} / \text{hauteur}$.

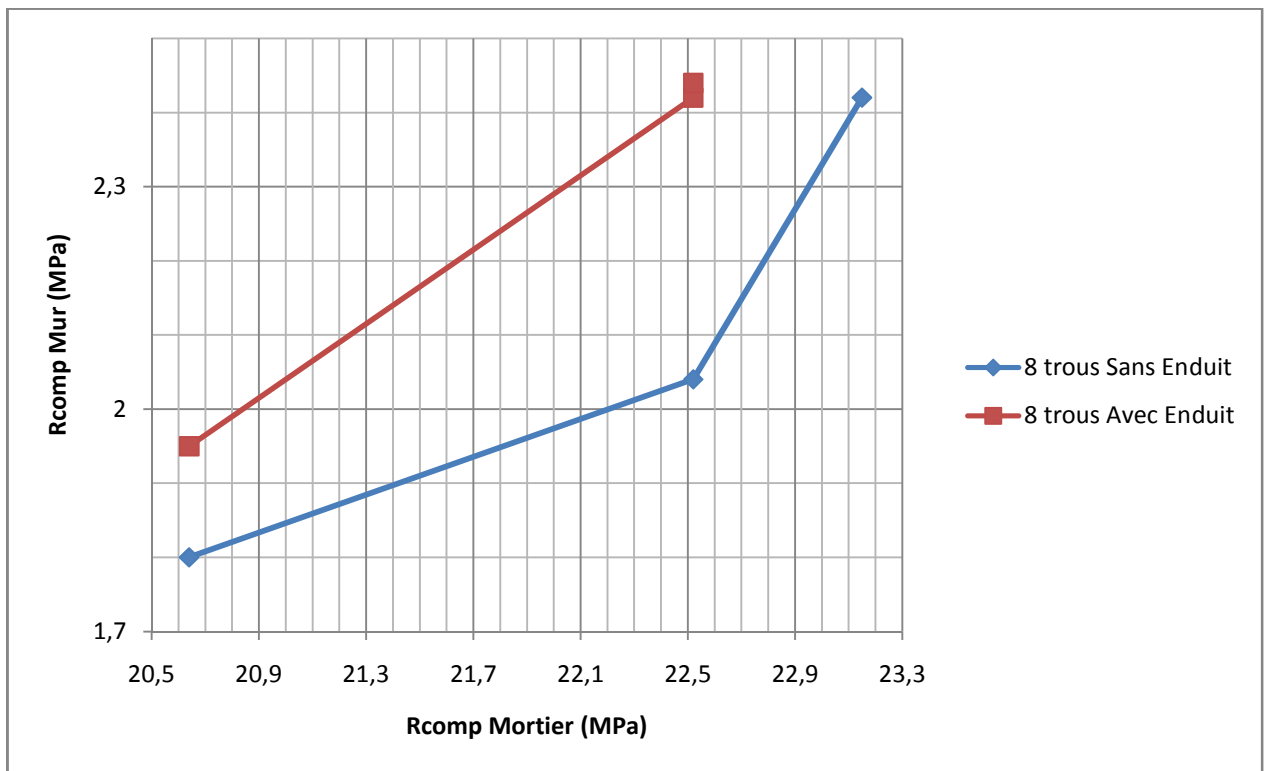


Fig.IV.184: Evolution de la résistance à la compression des panneaux rectangulaires de brique de 8 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier.

Malgré la résistance du mortier n'était pas fixé de le début, car les éprouvettes de mortier sont confectionné lors de la construction des murs dans des conditions identiques à la réalité. La comparaison des résistances à la compression des murs est possible.

La Figure III.184 montre que pour les murs en briques de 8 trous avec enduit de ciment présente une résistance en compression plus élevé que les murs sans un enduit de ciment.

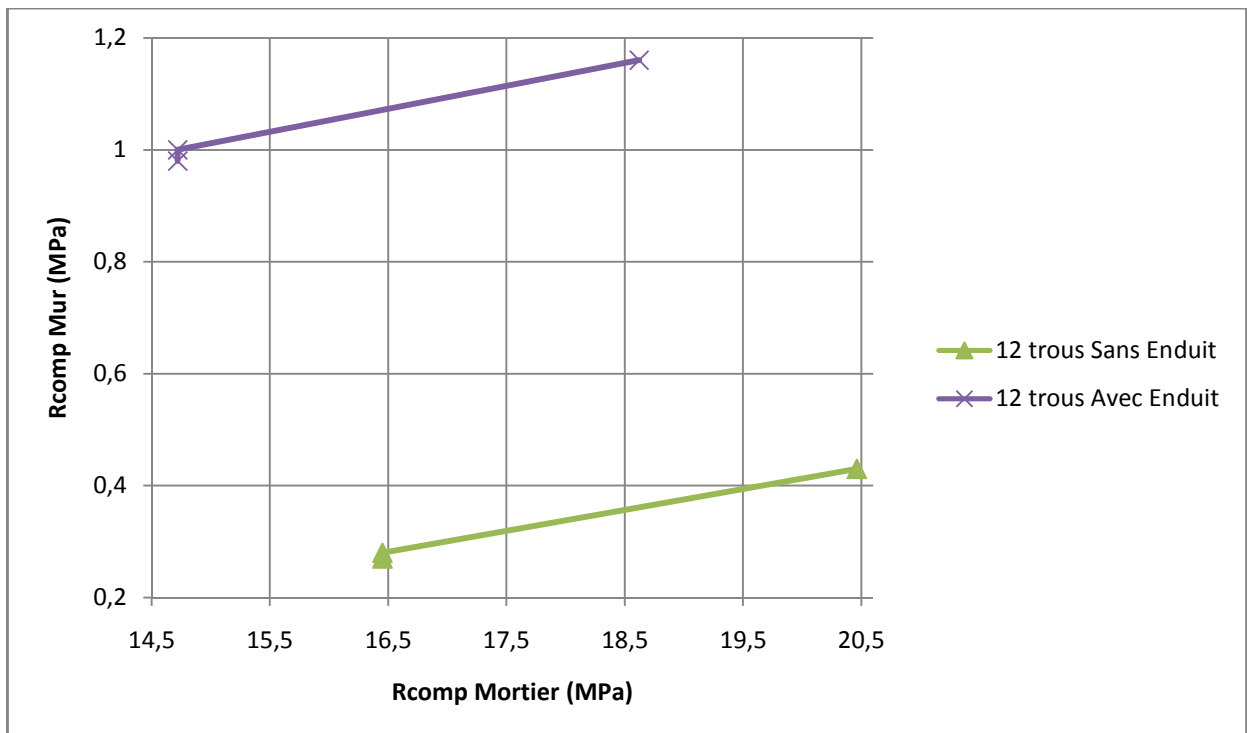


Fig.IV.185: Evolution de la résistance à la compression des panneaux rectangulaires de brique de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier.

De la figure III.185 on constate que l'enduit de ciment a le même effet sur les murs à 12 trous; une augmentation de la résistance en compression très importante.

Les deux figures montrent que cette évolution de la résistance dépend de celle de mortier.

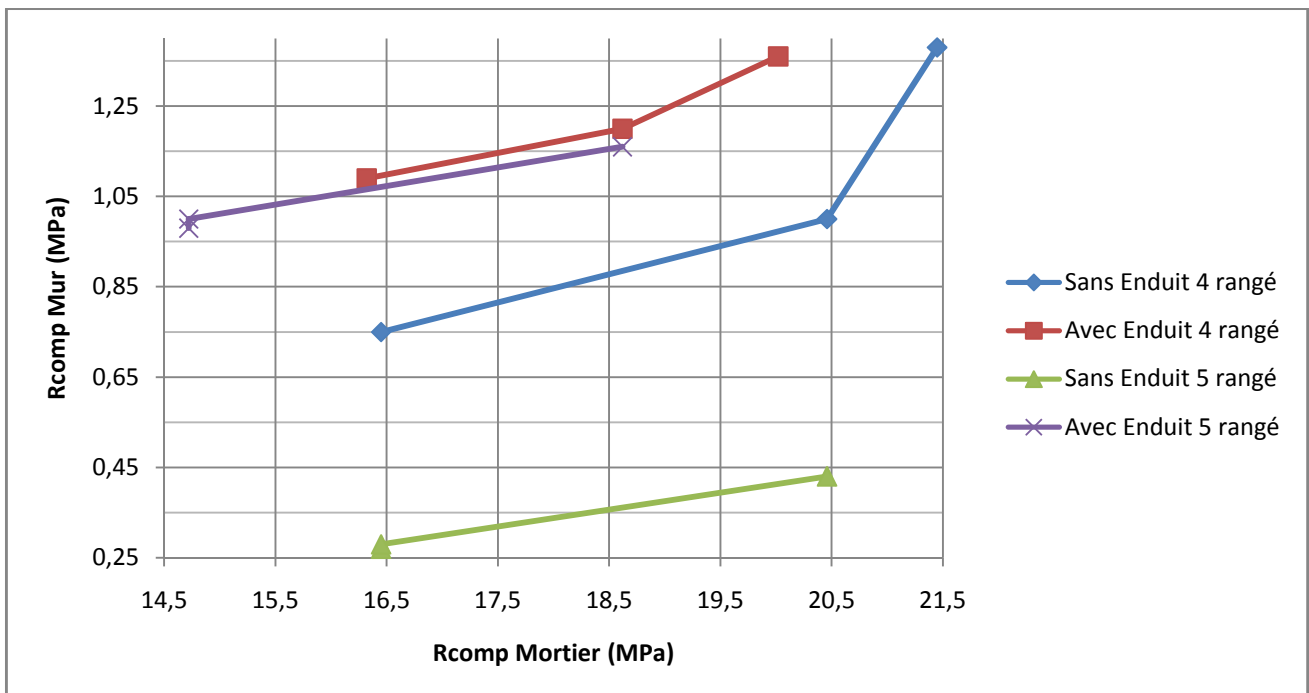


Fig.IV.186: Evolution de la résistance à la compression des panneaux carrés et rectangulaires de brique de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier.

On comparons l'évolution de la résistance à la compression des panneaux carrés à 4 rangé de briques avec celle des panneaux rectangulaires à 5 rangé de briques de brique de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance de mortier. On remarque que l'effet de l'enduit en ciment sur les deux faces de mur est toujours positif.

La différence de la résistance à la compression entre les murs sans l'enduit et avec l'enduit à 4 rangés de briques n'était pas importante différemment aux murs à 5 rangé de briques ou la différence était plus importante.

Entre les murs à 4 rangé de briques et à 5 rangé de briques, celle qui ont 4 rangé présentent les meilleurs caractéristiques mécaniques.

IV.1.6. Module d'élasticité et coefficient de poisson des panneaux en briques :

Le module d'élasticité ou de déformation longitudinal instantané est donné expérimentalement par la pente à l'origine de la courbe charge-déformation.

Le module d'élasticité E_i est le rapport entre les contraintes de compression et les déformations longitudinales mesuré par les jauges longitudinales (parallèle au sens de chargement), et prise dans la limite d'élasticité du matériau, Il permet d'analyser la maçonnerie dans sa phase élastique lorsqu'il est chargé instantanément en appliquant la loi de HOOKE : $\sigma = E_i \cdot \varepsilon$

Le coefficient de poisson est le rapport entre les déformations transversales mesuré par les jauges transversales (perpendiculaire au sens de chargement), et les déformations longitudinales.

Les valeurs des modules d'élasticité des panneaux à cinq rangé et à quatre rangé de brique soumises à un chargement monotone, ainsi que Les valeurs des coefficients de poisson sont données aux tableaux IV.48 et IV.49.

Type de brique	N° d'essai	Les jauges		Module d'Elasticité	coefficient de poisson		
		long	trans				
8 trous Sans Enduit	2	-	1/2	-	5100	0,1950	0,1751
		-	1/3	-		0,0906	
		2	-	5700		-	
		3	-	2700		-	
	3	-	1/2	-		0,2396	
		2	-	6800		-	
8 trous Avec Enduit	5	-	1/2	-	5100	1,4735	1,0810
		-	1/3	-		1,5437	
		2	-	5800		-	
		3	-	6100		-	
	6	-	1/2	-		0,2258	
		2	-	3400		-	
12 trous Sans Enduit	8	-	3/1	-	2300	2,5323	3,2953
		-	3/2	-		7,2714	
		1	-	1300		-	
		2	-	3700		-	
	9	-	1/2	-		0,0823	
		2	-	2000		-	
12 trous Avec Enduit	13	-	1/2	-	3000	0,1637	0,0671
		2	-	1600		-	
	14	-	3/1	-		0,0227	
		-	3/2	-		0,0150	
		1	-	2300		-	
		2	-	1500		-	
	15	1	-	4600		-	
		2	-	4800		-	

Tableau IV.48. Modules d'élasticité et coefficients de poisson des panneaux à cinq rangé de brique sous chargement monotone.

Type de brique	N° d'essai	Les jauges		Module d'Elasticité	coefficient de poisson		
		long	long				
12 trous Sans Enduit	10	-	1/2	-	1900	0,1261	2,8903
		2	-	1900		-	
	11	-	3/1	-		2,3856	
		-	3/2	-		6,1862	
		1	-	1100		-	
		2	-	2900		-	
12	2	-	1700	-			
12 trous Avec Enduit	16	-	3/1	-	2300	0,0337	0,0260
		-	3/2	-		0,0183	
		1	-	2900		-	
		2	-	1600		-	

Tableau IV.49. Module d'élasticité et coefficients de poisson des panneaux à quatre rangé de brique sous chargement monotone.

L'étude et la comparaison de ces valeurs sont présentées par les figures IV.187, IV.188, IV.189 et IV.190.

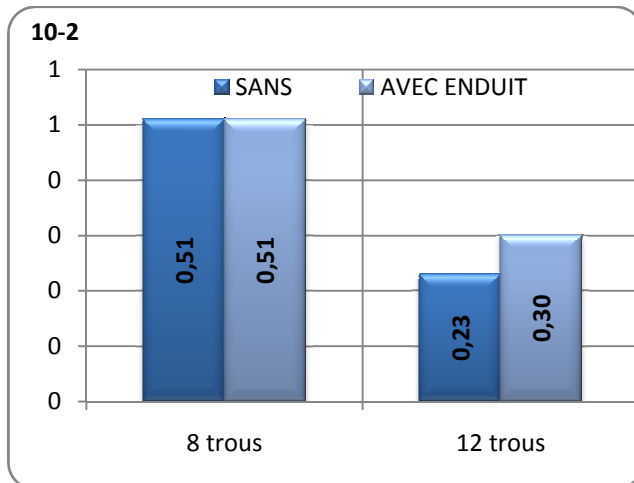


Fig.IV.187: Comparaison des modules d'élasticité des murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.

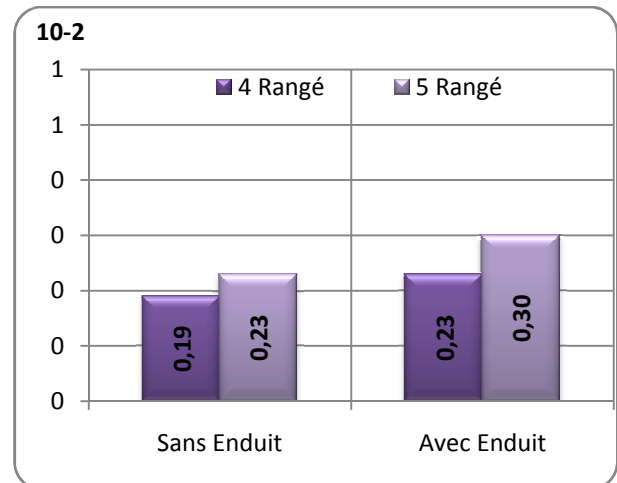


Fig.IV.188: Comparaison des modules d'élasticité des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $I = \text{longueur} / \text{hauteur}$.

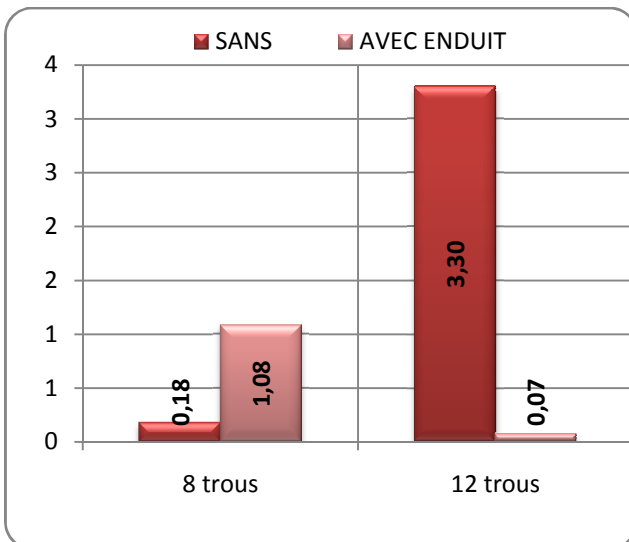


Fig.IV.189: Comparaison des coefficients de poisson des murs en 8 et 12 trous sans et avec l'enduit de ciment.

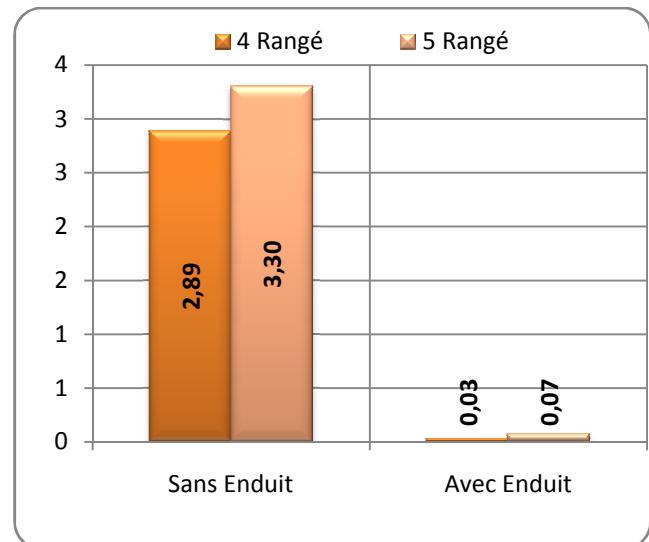


Fig.IV.190: Comparaison des coefficients de poisson des murs en 12 trous sans et avec l'enduit entre deux valeur d'un rapport $I = \text{longueur} / \text{hauteur}$.

Les valeurs des modules d'élasticité des panneaux à cinq rangé de brique de 8 trous soumises à des cycles de fatigue, ainsi que Les valeurs des coefficients de poisson sont données aux tableau IV.50.

N° d'essai	N° de Cycle	Les jauges		Module d'Elasticité	coefficient de poisson
		long	trans		
N° : 17 8 trous Sans Enduit	1	2	1/2	9500	0,1094
		3	1/3	3100	0,0361
	2	2	1/2	8000	0,0789
		3	1/3	3300	0,0329
	3	2	1/2	8300	0,0753
		3	1/3	3600	0,0327
	4	2	1/2	8200	0,0811

	5	3	1/3	3500	0,0343
		2	1/2	8200	0,0748
		3	1/3	3600	0,0324
N° : 18 8 trous Avec Enduit	1	2	1/2	6500	0,0893
		3	1/3	8500	0,0893
	2	2	1/2	5700	0,0407
		3	1/3	5700	0,0407
	3	2	1/2	6000	0,0366
		3	1/3	6000	0,0366
	4	2	1/2	6000	0,0488
		3	1/3	6000	0,0489
	5	2	1/2	5800	0,0417
		3	1/3	5800	0,0417
	6	2	1/2	6200	0,0824
		3	1/3	6200	0,0824
N° : 19 8 trous Avec Enduit	1	2	1/2	4700	0,4839
	2	2	1/2	5900	0,2727
	3	2	1/2	5900	0,2485
	4	2	1/2	5900	0,2378
	5	2	1/2	5800	0,2470
	6	2	1/2	4000	0,2123

Tableau IV.50. Module d'élasticité des panneaux à cinq rangé de brique de 8 trous sans et avec enduit de ciment sous des cycles chargement- déchargement.

La comparaison des valeurs de Module d'élasticité est présentée par les figures suivantes :

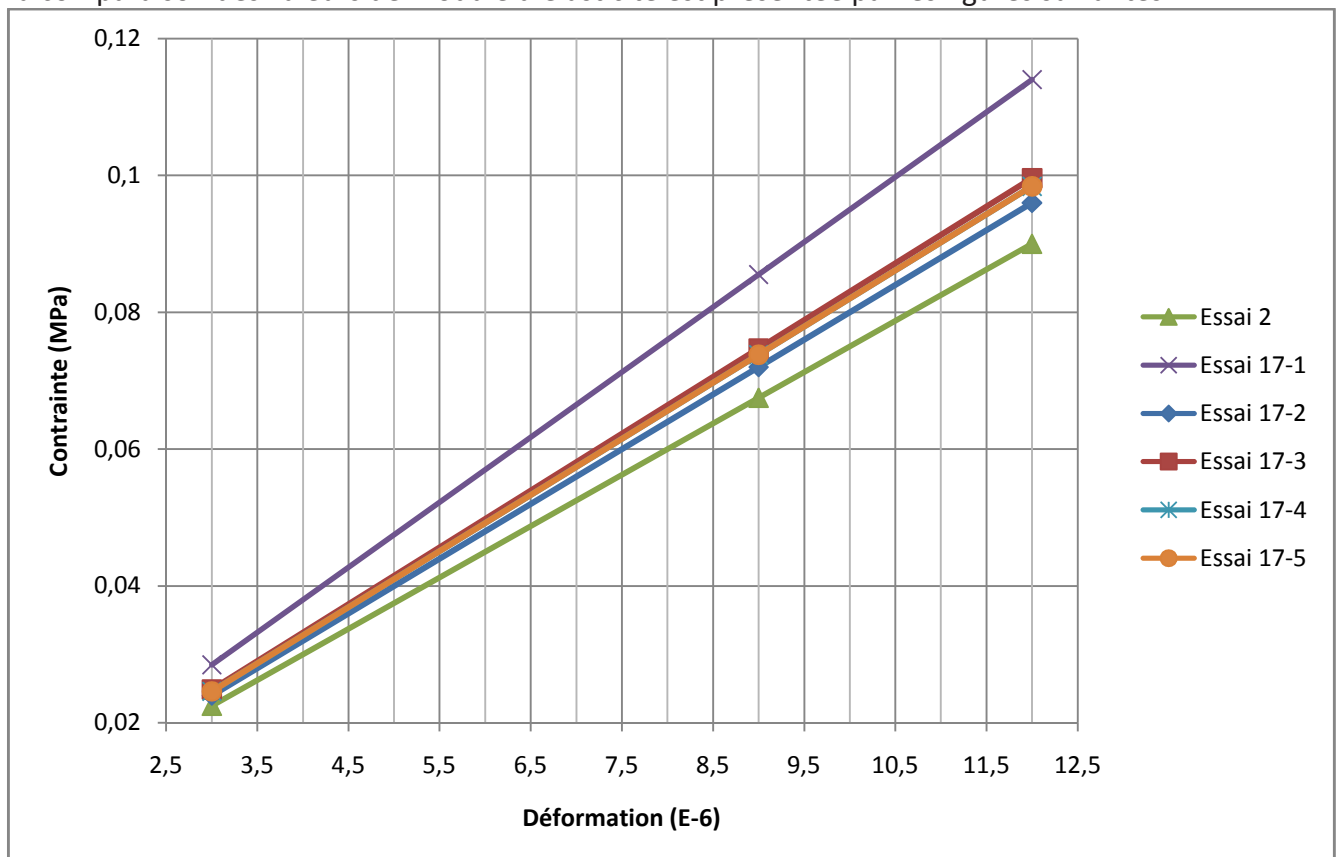


Fig.IV.191: Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°2) et cyclique (Essai n°17) ; mesuré par la Jauge n°2.

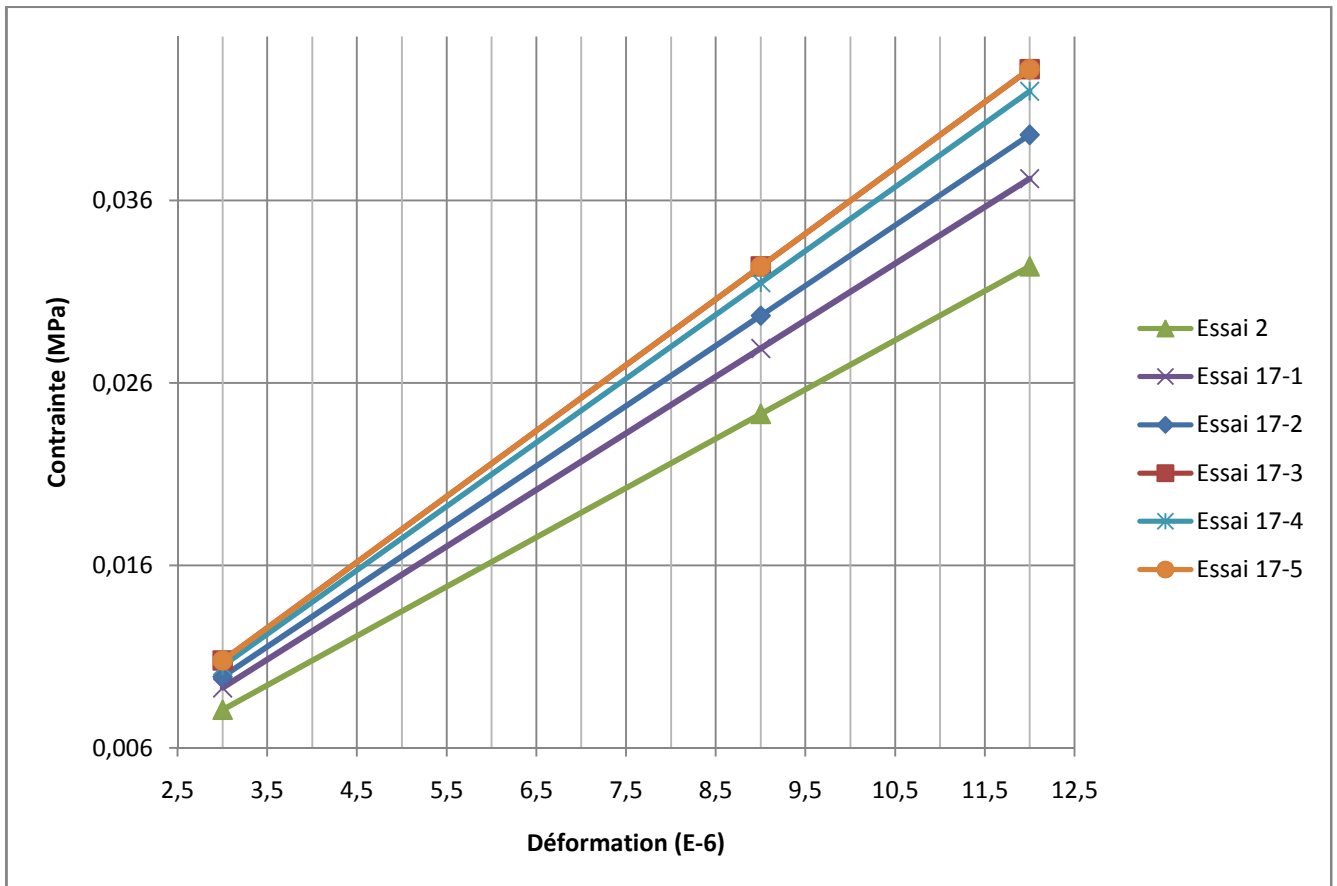


Fig.IV.192: Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°2) et cyclique (Essai n°17) ; mesuré par la Jauge n°3.

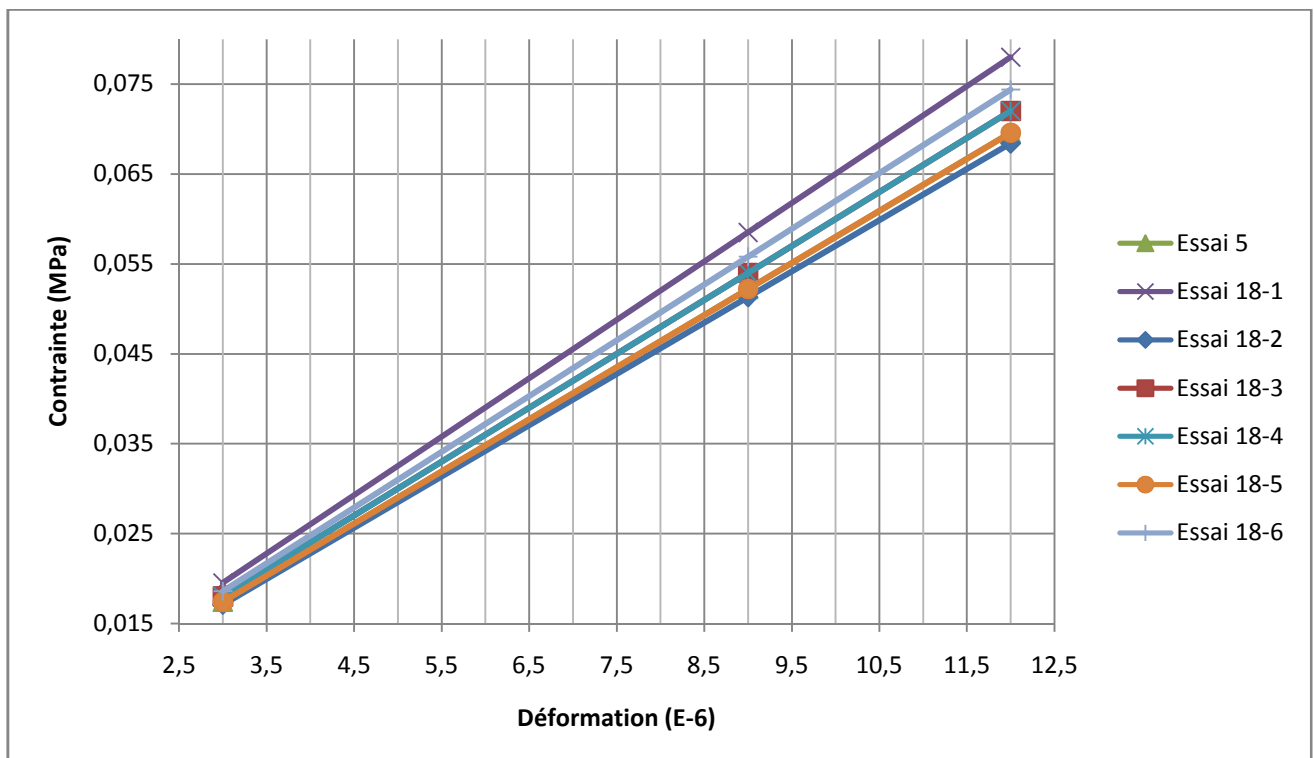


Fig.IV.193: Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°5) et cyclique (Essai n°18) ; mesuré par la Jauge n°2.

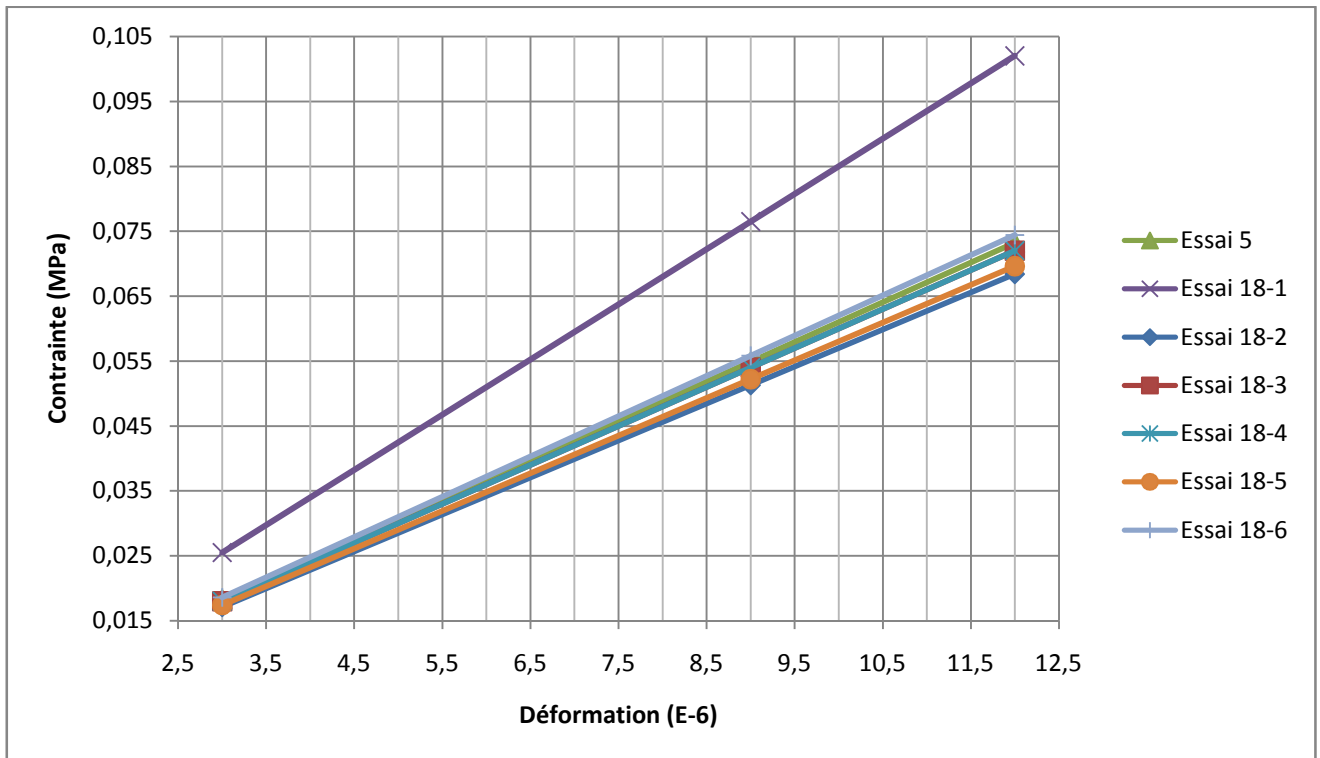


Fig.IV.194: Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°5) et cyclique (Essai n°18) ; mesuré par la Jauge n°3.

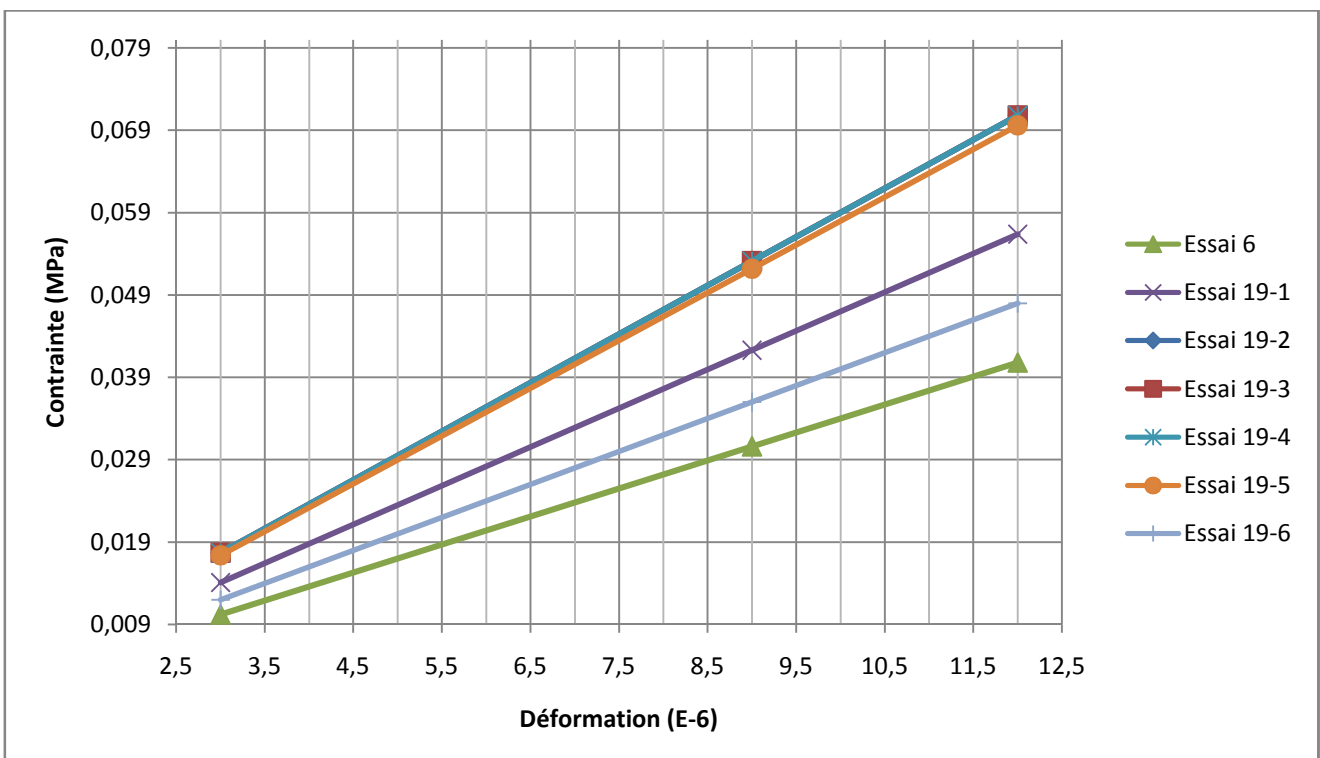


Fig.IV.195: Schémas présentatif de la variation du module d'élasticité d'un même panneau sous chargement monotone (Essai n°6) et cyclique (Essai n°19) ; mesuré par la Jauge n°2.

Chapitre V : Analyse et interprétation des résultats

Dans ce chapitre, on va représenté les résultats obtenus aux chapitres II ,III et IV, après une bref rappel sur les mode opératoire adopté soit lors de confection des éprouvettes ou lors de réalisation des essais, on va noté nos observations, après la comparaison de nos résultats avec des autres déjà trouvées par Merzoud, Grine, Hauti et Abed qu'ils ont effectués des études sur des maçonneries identique à celle qu'on a étudié dans ce travail ou non.

On présentant aussi les résultats des nouveaux essais qui n'était pas abordé par aucun chercheur précédemment, nous allons les réaliser suite à leur conclusions et recommandations des travaux, on citant à titre d'exemple ; l'effet de l'enduit et l'effet du rapport Longueur/ Hauteur (h/t) sur la résistance à la compression des murs.

On va appliquer les méthodes théoriques présenté au chapitre II, afin de déterminer les résistances théoriques à la compression des maçonneries qui serrant comparé par la suite avec les résultats expérimentaux.

On va représenter et discuter les résultats de calcule des Modules d'élasticité et les coefficients de poisson des murs étudiés, ces résultats classent nos essais en trois principaux groupes, qui sont : Des essais sur murs à cinq rangé de brique sous chargement monotone, des essais sur murs à quatre rangé de brique sous chargement monotone et des essais sur murs sous chargement cyclique.

Finalement, on va établir la relation du module d'élasticité et la résistance à la compression des murs, aussi on compare nos résultats avec les résultats déjà publiés.

V.1. Mortier

Dans cette étude la difficulté majeure était au niveau de manipulation des briques et des murs, sachant que le mortier a la plus importante influence sur les caractéristiques mécaniques et le comportement de ces derniers.

Par contre, les essais sur les mortiers sont les plus facile à réalisé et à contrôlé, vue les dimensions des éprouvettes ; et le nombre des normes existantes sur les modes opératoire soit de fabrication ou sur les essais des mortiers.

Pour cette raison, on a effectué des essais sur tous les constituants du mortier (sable, ciment) afin d'étudie leur influence sur les quatre type de mortier sujet de cette étude ; un premier qui un mortier réel prélevé de chaque gâché lors de confection des murs, un deuxième est un mortier a le même dosage volumique (le Volume de sable = 2 x le Volume de ciment) que le mortier réel mais confectionné au laboratoire afin de comparer les conditions réelles avec celle de laboratoire. Le troisième a un dosage massique (la masse de sable = 2 x la masse de ciment) par contre le quatrième était un mortier normal (le Volume de sable = 3 x le Volume de ciment).

Les résultats obtenus lors de nos essais présentés dans le tableau et la figure suivants sont en générale assai comparable avec les résultats déjà publiés.

		Essai				Merzoud	Grine	Hauti	
		Réel	Vol	Mass	Normal			Mortier en ciment	Mortier batard
Résistance (MPa)	Trac	4,81	3,99	6,10	3,83	1,68	-	1,13	0,40
	Comp	19,77	17,64	22,55	20,37	10,3	12,5	18,39	5,36

Tableau V.1 : Comparaison de Rt et Rcomp des mortiers aux résultats déjà publiés.

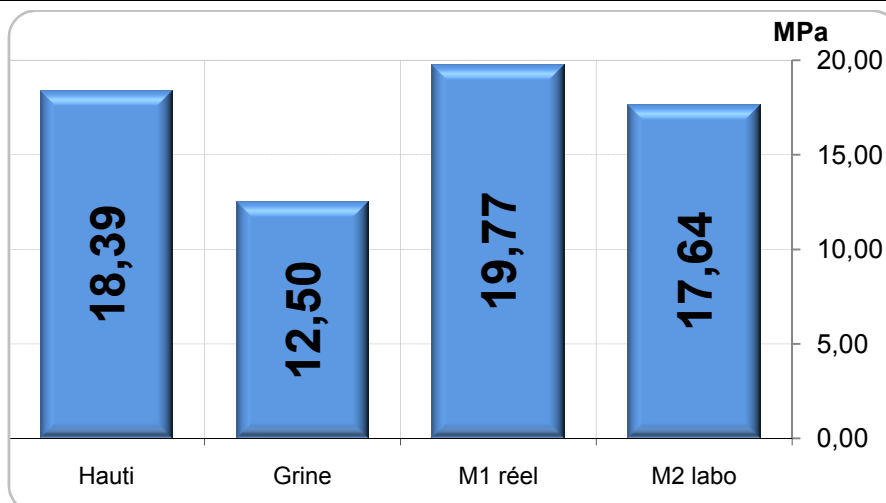


Figure V.1 : Comparaison des résistances à la compression des mortiers en ciment.

Grine n’a pas déterminé la résistance à la traction de son mortier, et il a pu fixer la résistance à la compression de son mortier à 12,5 MPa pour tous les murs réalisés.

Comme les éprouvettes de mortier réel sont prélevées des gâchées confectionnées d’une façon identique à ce qu’il existe réellement sur les chantiers de la région de l’est, on peut observer que les inconvénients de cette application peuvent influencer la qualité de mortier de la façon suivante :

- Le mélange du mortier à la main ne permet pas d’avoir des mélanges de même consistance, pour le même dosage des liants et de sable.
- Le rapport eau/ciment n’est pas exactement le même pour toutes les gâchées et dépend de l’humidité du sable, qui est assez variable, et de l’obtention d’une maniabilité jugée qu’elle est bonne.

V.2. Briques

Les essais sur les briques à 8 et à 12 trous avec et sans l’enduit de ciment ont donné des résultats de la résistance à la compression et à la traction comparables aux valeurs déjà publiées, particulièrement ceux des briques à 8 trous sans l’enduit de ciment.

Les résistances obtenues par nos essais sont comparées avec celles déjà publiées au tableau suivant :

		Essai				Abed.A	Merzoud		
		8 trous		12 trous		8 trous	Brique perforé d’argil	Brique pleine de béton	Brique pleine de chaux et sable
		Sans enduit	Avec enduit	Sans enduit	Avec enduit				
Résistance (MPa)	Trac	4,20	3,63	2,88	2,81	-	-	-	-
	Comp	2,45	6,33	1,99	5,87	10,00	117,18	30,12	41,36

Tableau IV.2 : Comparaison des résistances à la traction et ou compression des briques

Grine			Hauti	
Ben ouhiba	Ben azzouz	Bordj-Sabat	Brique creuse	Parpaing
-	-	-	0,15	0,28
1,18	0,87	1,04	1,30	2,25
1,30				

aux résultats déjà publiés.

Dans la figure suivante, on présente les résultats de la résistance à la compression pour les briques de terre cuite à 8 alvéoles.

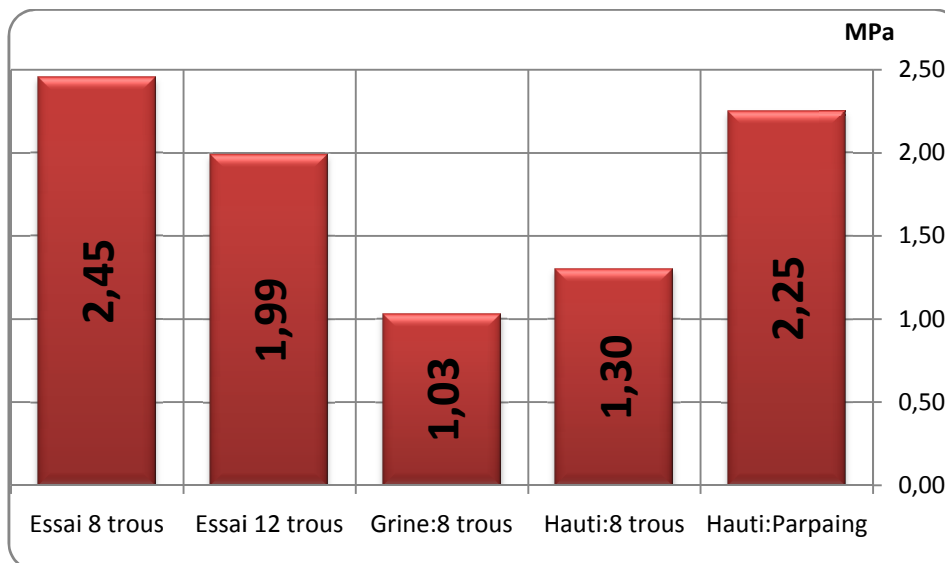


Figure V.2 : Comparaison des résistances à la compression des briques.

Dans le travail présenté par A.Abed n'était pas mentionné si la valeur de la résistance à la compression des briques (10 MPa) était obtenue par des essais expérimentaux ou qu'il a adopté la valeur donné par l'usine dans la fiche technique de produit.

Les caractéristiques mécaniques des briques peuvent être différentes d'une brique à une autre pour les raisons suivantes :

- L'existence des fissures initiales soit verticales aux horizontales due au séchage rapide des briques avant la cuisson (des fissures de retrait).
- La surface d'application de la charge n'était pas plate à cause des défauts au niveau des dimensions (les parois ne sont pas parallèles).
- Une différence dans la valeur de la résistance en compression a été observée entre les essais effectués sur une demi-brique après l'essai de flexion et une brique testé entier, la résistance obtenue par écrasement des demi-briques est plus importante que celle obtenue par écrasement de la brique entier.

V.3. Murs en maçonnerie

Le but de cette étude est d'étudier les murs en briques de terre cuite à 8 et à 12 alvéoles sans et avec l'enduit de ciment sous chargement de compression axiale, pour cette raison on a construit des murs en nombre totale de 16 murs dont 12 qui sont à cinq rangé de brique (rectangulaire) et 4 à quatre rangé de brique (carré).

Les essais de compression axiale sont utilisés pour l'évaluation de la résistance à la compression et le module d'élasticité de la maçonnerie dans la direction normale aux joints de mortier.

Ces essais permettent d'évaluer les caractéristiques mécaniques et physiques des panneaux de maçonnerie et les comparer aux résultats d'essais déjà publiés.

V.3.1. Résistance à la compression

Ces essais de compression axiale ont été effectués sur une première série de panneaux des deux types de briques testés nus, sans un enduit de ciment, et une deuxième série avec application d'un enduit sur les deux faces des panneaux. La cure des panneaux a été faite dans une ambiance non contrôlée et ont été souvent mouillés à leur jeune âge, ils sont testés à un âge supérieure à 28 jours dans la majorité des cas.

V.3.1.1. Discussion des résultats de résistance à la compression

Les séries des murs utilisés n'ont pas été construits de la même gâchées de mortier. Une différence dans la résistance à la compression de l'ordre de 28,5% ; 30% ; 37% ; 15% et 45% a été observée respectivement sur les murs rectangulaire à 8 alvéoles sans et avec l'enduit de ciment, les murs rectangulaire à 12 alvéoles sans et avec l'enduit de ciment et les murs carré à 12 alvéoles sans l'enduit de ciment, alors que la différence de résistance à la compression du mortier n'était que de 10,84% ; 8,35% ; 19,6% ; 21% et 30% respectivement au murs précité.

La différence entre les murs n'est pas liée à la variation de résistance à la compression du mortier, mais bien plus aux caractéristiques du mortier et aux divers paramètres qui peuvent influencer la résistance à la compression des murs, tel que la qualité de travail de maçonnerie, la différence des épaisseurs des joints de mortier, la qualité de mortier, la vitesse de chargement, et les variations dans le montage d'essai.

V.3.1.2. Comparaison des résultats aux résultats expérimentaux déjà publiés

Afin de pouvoir évaluer tous les résultats de nos travaux, et de vérifier si nos éprouvettes sont les plus représentatives, on doit comparer nos résultats avec des résultats déjà effectués et jugés plus ou moins représentatifs.

On doit présenter et comparer le mode de rupture des murs, la relation entre la résistance à la compression des murs et la résistance à la compression du mortier, l'évolution de la résistance à la compression des murs en fonction de l'âge du mortier, l'effet du rapport Longueur/ Hauteur (h/t) sur la résistance à la compression des murs, l'effet de l'enduit de ciment sur la résistance à la compression des murs, la relation entre la résistance à la compression des murs et la résistance à la compression des briques.

V.3.1.2.1. Mode de rupture

La rupture de tous les spécimens était brutale sans apparition de fissures d'avertissement, se produisant par éclatement d'une des briques d'extrémité de la rangée supérieure qui subit le contact direct de vérin pour tous les murs de cinq rangées de briques, par éclatement de deux briques ou plus de cette rangée supérieure pour les murs à quatre rangées de briques.

Il a été observé que la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement. Quel que soit l'orientation, l'épaisseur et le type de mortier, il a confirmé que la nature du mortier et son épaisseur ne présentent aucune influence sur le mode de rupture.

Par contre, Grine.A a observé trois différents modes de rupture pour des briques à 8 alvéoles de trois usines différents qui sont :

Pour les briques de Benouhiba : la rupture a eu lieu par propagation des fissures longitudinales de la première et la seconde rangée vers le bas.

Par l'apparition des fissures au niveau du mortier en premier lieu. Pour les briques de Ben azzouz.

La brique de Bordj-Sabat : C'est la brique qui présente la qualité la moins performante que les deux précédents, ce qui a donné des fissures importantes aux premiers chargements, et aux points d'application de la charge, puis distribuer aux extrémités avec une rupture brutale et un effondrement brusque de panneau.

La rupture de la brique de Bordj-Sabat est la rupture la plus comparable avec celle qu'on a observé lors de nos essais.

V.3.1.2.2. Relation entre la résistance à la compression des murs et la résistance à la compression du mortier.

D'après la revue bibliographique et les essais effectués III.184, III.185 et III.186, la résistance à la compression des murs augmente en fonction de la résistance à la compression du mortier.

V.3.1.2.3. Relation entre la résistance à la compression des murs et la résistance à la compression des briques.

La résistance à la compression des murs augmente en fonction de la résistance à la compression des unités de brique. Cette augmentation dépend du coefficient d'absorption et de l'adhésion entre les briques et le mortier.

Merzoud a présenté une définition d'un facteur d'efficacité identifiée par Sahlin (1971) qu'il est le pourcentage du rapport de la résistance à la compression des murs sur la résistance à la compression des unités de briques. Sahlin a observé à partir des divers essais déjà faits, que ce facteur d'efficacité est de l'ordre de 10 à 40% pour les briques d'argile.

Ainsi que Merzoud qui a trouvé que ce facteur est de l'ordre de 22% pour les briques perforées d'argile, il a conclu que ce facteur sera plus faible pour les briques perforées que les briques pleines. Suit de quoi, on doit privilégier des valeurs moins importantes que celles des briques perforées pour nos briques creuses. Voir le tableau suivant :

Essais	Coef d'absorption		Résistance à la compression (MPa)		Coef d'Efficacité (%)	
	Pondérale (%)	Capillaire (g/cm ³)	Briques	Murs		Moy
Essai n°1	13,04	0,81	2,83	0,73	26	23
Essai n°2	11,29	1,07	3,67	0,91	25	
Essai n°3	12,51	1,65	3,50	0,65	19	
Essai n°4	13,04	0,81	5,26	0,67	13	12
Essai n°5	11,29	1,07	7,42	0,98	10	
Essai n°6	12,51	1,65	9,58	0,97	13	
Essai n°7	11,76	0,96	3,24	0,27	8	7
Essai n°8	13,31	1,69	4,25	0,28	7	
Essai n°9	15,85	2,50	5,44	0,43	8	
Essai n°10	11,76	0,96	2,52	1,01	40	25
Essai n°11	13,31	1,69	6,07	0,75	12	
Essai n°12	15,85	2,50	5,67	1,38	24	
Essai n°13	11,76	0,96	2,52	1,16	46	26
Essai n°14	13,31	1,69	6,07	1,00	16	
Essai n°15	15,85	2,50	5,67	0,98	17	

Tableau V.3 : Coefficient d'efficacité des murs en fonction de la résistance à la compression des briques.

La relation entre la résistance à la compression des murs et la résistance à la compression des briques ainsi que Coefficient d'absorption Pondérale des briques, est reportés sur les courbes suivantes.

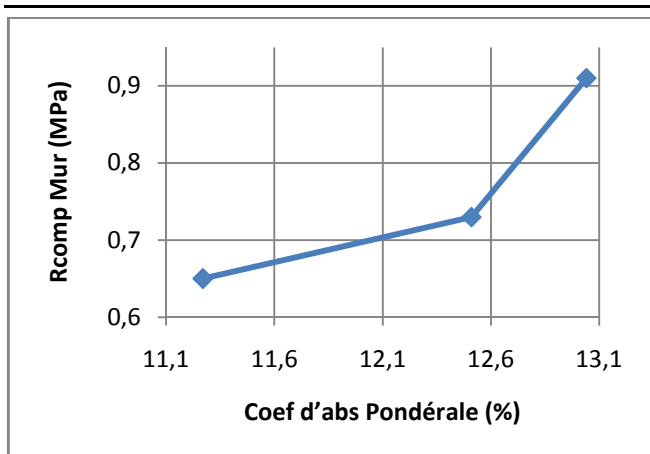


Fig.V.8 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coef d'absorption Pondérale des briques.

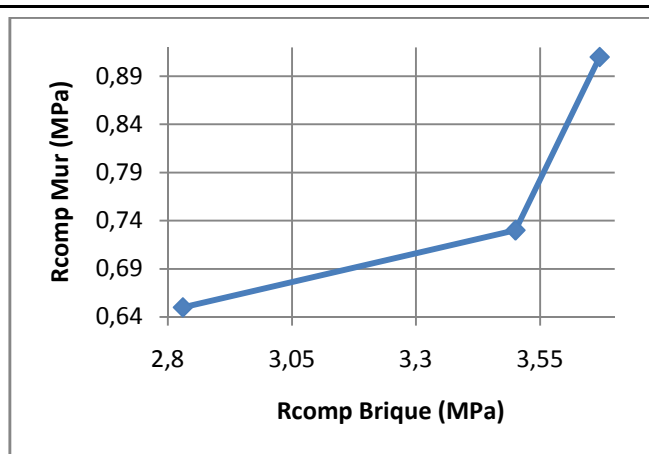


Fig.V.9 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.

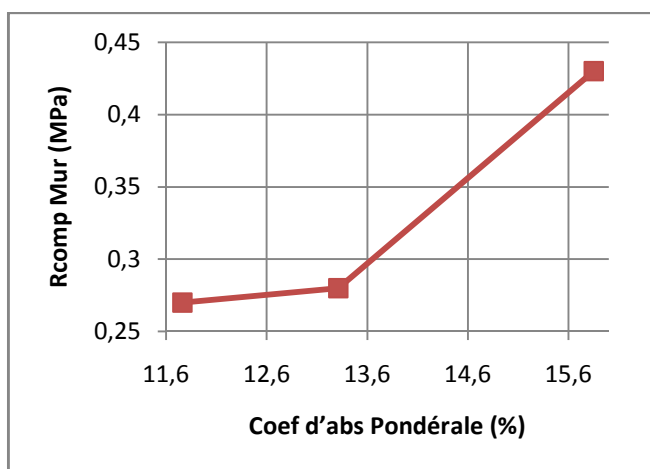


Fig.V.10 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coef d'absorption Pondérale des briques.

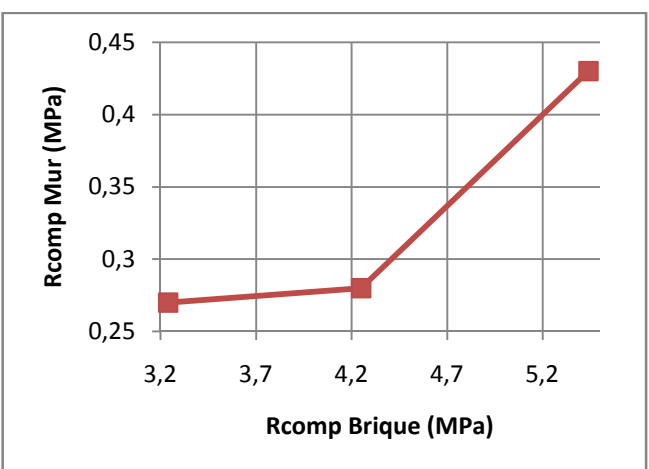


Fig.V.11 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.

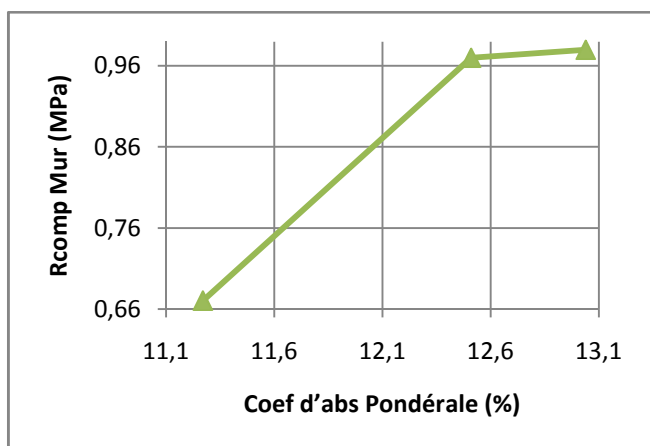


Fig.V.12 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment, en fonction du Coef d'absorption Pondérale des briques.

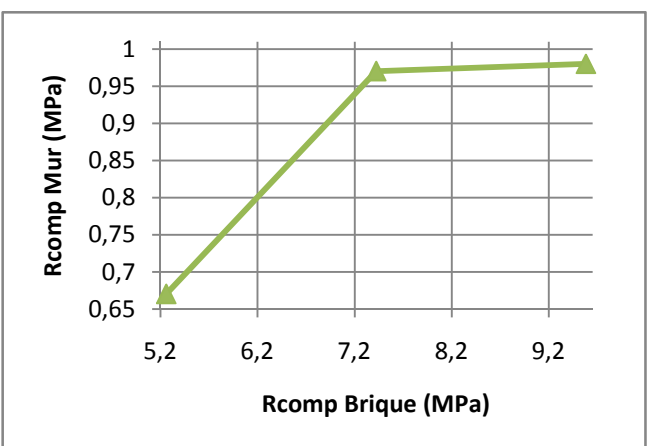


Fig.V.13 : Evolution de la résistance à la compression des murs rectangulaires de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.

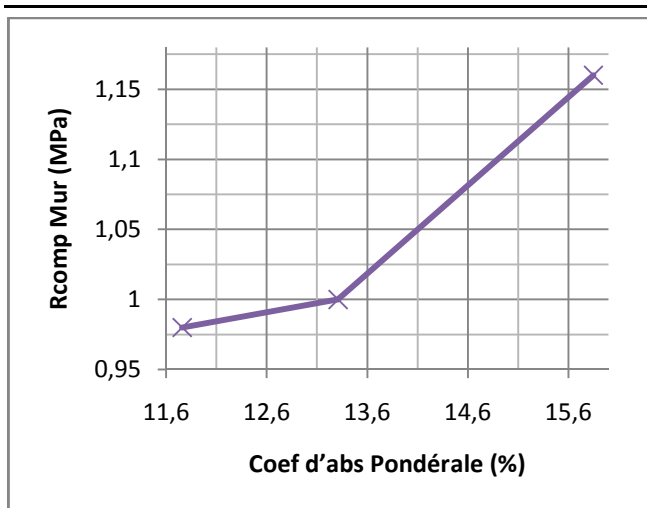


Fig.V.14 : Evolution de la résistance à la comp des murs rectangulaires de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment, en fonction du Coefficient d'absorption Pondérale des briques.

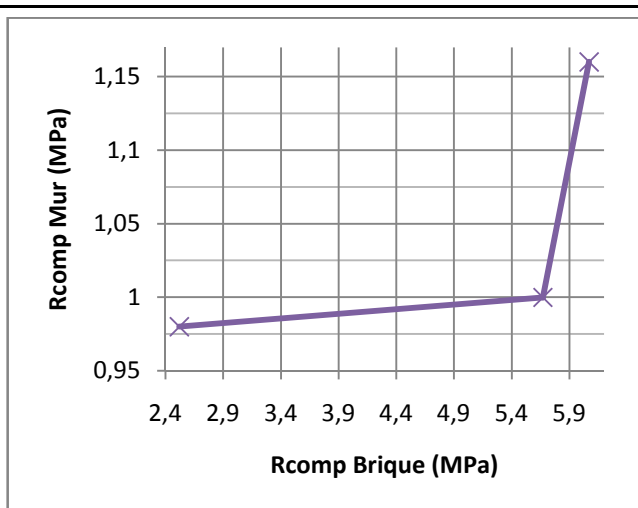


Fig.V.15 : Evolution de la résistance à la comp compression des murs rectangulaires de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.

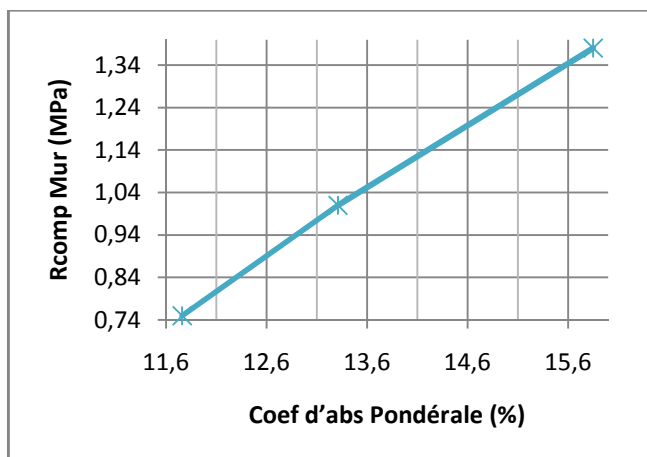


Fig.V.16: Evolution de la résistance à la compression des murs carrés de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction du Coefficient d'absorption Pondérale des briques.

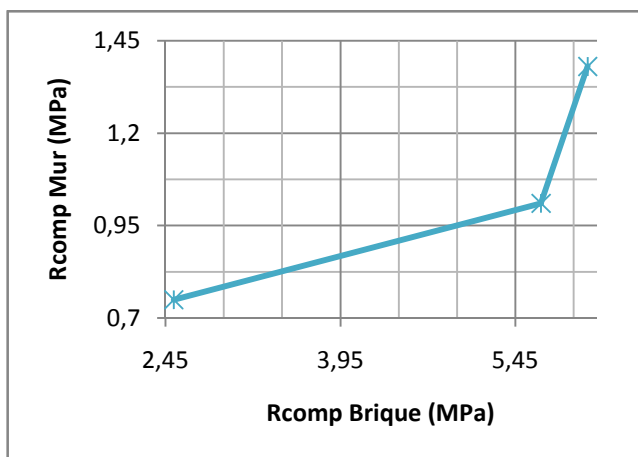


Fig.V.17 : Evolution de la résistance à la comp pression des murs carrés de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment, en fonction de la résistance à la compression des briques.

	Merzoud			Grine		
	Brique perforé d'argil	Brique pleine de béton	Brique pleine de chaux et sable	Brique 8 trous sans l'enduit de ciment		
				Ben ouhiba	Ben azzouz	Bordj-Sabat
Coef d'absorption Pondérale (%)	3,30	6,78	13,75	7,01	12,85	11,60

Tableau V.4 : Comparaison de Coefficient d'absorption Pondérale des briques aux résultats déjà publiés.

Dans la figure suivante on compare nos résultats de résistances à la compression des murs sans l'enduit de ciment avec les résultats déjà publiés.

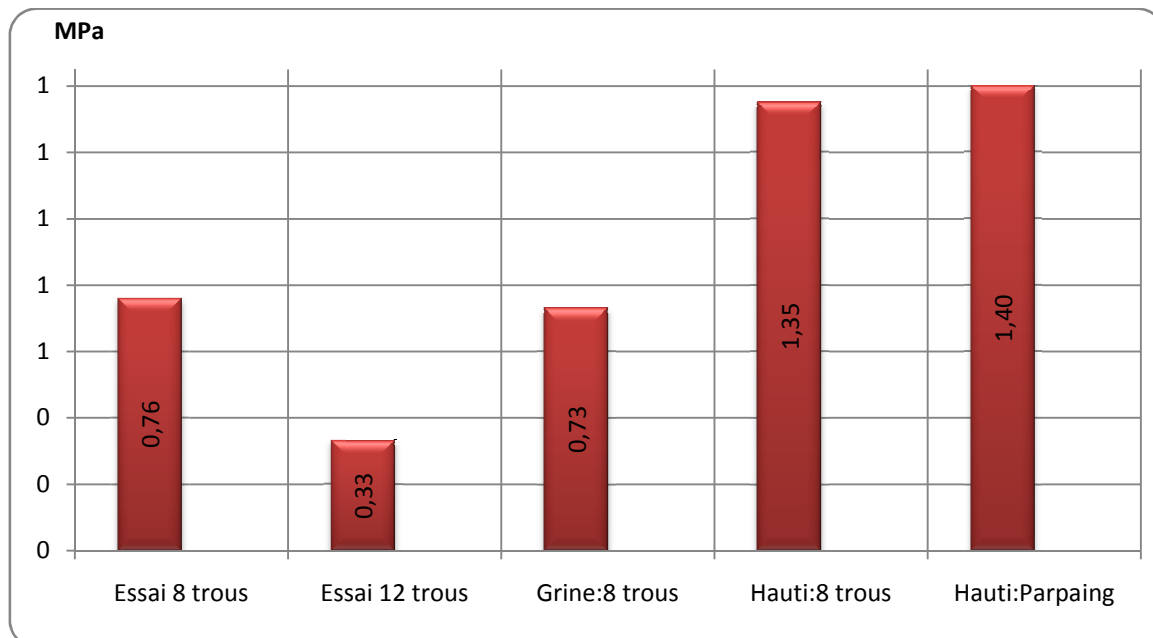


Fig.V.18 : Comparaison de nos résultats de résistances à la compression des murs sans l'enduit de ciment avec les résultats déjà publiés.

V.3.1.2.5. Effet de l'enduit de ciment sur la résistance à la compression des murs.

Cette étude nous a permis de connaître les caractéristiques des briques et des murs avec l'enduit de ciment, la résistance à la compression de ces panneaux et plus grande par rapport aux panneaux de brique sans enduit de ciment (**Fig.III.182**).

Les panneaux de brique avec enduit de ciment se déforment moins que les panneaux de brique sans enduit de ciment, Les panneaux de brique de 8 trous présentent une résistance à la compression supérieure à ceux en brique de 12 trous soit avec ou sans l'application de l'enduit de ciment.

V.3.1.2.6. Effet du rapport Longueur/ Hauteur (h/t) sur la résistance à la compression des murs.

Cette étude a été entreprise pour évaluer la résistance est les propriétés structurales de la maçonnerie, à savoir l'effet de l'enduit de ciment sur ces propriétés. Parmi les divers paramètres qui peuvent influencer les caractéristiques de la maçonnerie, et du comportement assez complexe de l'assemblage briques-mortier. Il est évident que les dimensions des murs ont une grande influence sur ce comportement.

Hauti a fait des essais sur des murs réalisés de cinq rangés de brique de terre cuite à 8 trous testé sans l'enduit de ciment, Grine a étudié des murs à quatre rangés de brique qui ont une longueur plus importante que l'hauteur.

Dans cette étude on a testé des murs carrés à quatre rangés de 12 trous sans et avec l'enduit de ciment, on a constaté que la résistance à la compression des panneaux carrés (à quatre rangés de brique) soit avec ou sans l'enduit de ciment qui a été supérieure à celle des panneaux rectangulaire (**Fig.III.183**).

Merzoud a testé des prismes (une colonne des briques posé l'une sur l'autre avec un joint horizontal de mortier) sous chargement axial de compression, et des murs carrés et rectangulaires sous chargement diagonal de compression soit avec ou sans cisaillement, il a trouvé à son tour que les murs carrés présente une résistance à la compression supérieure à celle des murs rectangulaire.

V.3.1.3. Comparaison des résultats expérimentaux aux résultats théoriques

- La première méthode est méthode établie selon NBN ENV 1996-1-1, Eurocode 6 avec DAN (juin 1998) voir chapitre II, page 47. La résistance caractéristique d'une maçonnerie peut être évaluée au moyen de la formule suivante :

$$f_M = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

avec K compris entre 0,40 et 0,60 en fonction du type de maçonnerie. Tableau II.12 PAGE 49.

- La deuxième méthode est une méthode utilisée par le CNERIB pour déterminer la résistance de la maçonnerie au moyen de la formule empirique suivante :

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

avec : f_M : résistance à la compression de la maçonnerie.

f_b : résistance à la compression du briques.

f_m : résistance à la compression du mortier.

Le tableau suivant présente nos résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

Désignation des murets			f_m	f_b	f_M				
					Etude expérimentale (1)	Eurocode 6 (2)	CNERIB (3)	(2) (1)	(3) (1)
Murs à 8 trous	Sans l'enduit	Essai n°1	23,15	3,67	0,73	2,18	3,73	2,99	5,11
		Essai n°2	20,64		0,91	2,13	3,59	2,34	3,95
		Essai n°3	22,52		0,65	2,17	3,70	3,34	5,69
	Avec l'enduit	Essai n°4	20,64	7,42	0,67	3,37	5,74	5,03	8,57
		Essai n°5	22,52		0,98	3,43	5,91	3,50	6,03
		Essai n°6	22,52		0,97	3,43	5,91	3,54	6,09
Murs à 12 trous	Sans l'enduit	Essai n°7	16,45	4,31	0,27	2,26	3,70	8,37	13,70
		Essai n°8	20,46		0,28	2,36	3,98	8,43	14,21
		Essai n°9	16,45		0,43	2,26	3,70	5,26	8,60
	Avec l'enduit	Essai n°13	14,72	4,75	1,16	2,36	3,81	2,03	3,20
		Essai n°14	18,062		1,00	2,47	4,11	2,47	4,11
		Essai n°15	14,072		0,98	2,36	3,81	2,41	3,88

Tableau V.5 : Comparaison des résultats expérimentaux des murets à cinq rangé de brique et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB (MPa).

Nous remarquons d'après ce tableau qu'il n'est y'a pas une concordance de nos résultats expérimentaux avec les formules de l'Eurocode 6 et du CNERIB, on constate que ces formules ne tient pas en conte l'effet des dimensions des murets, tant que les essais expérimentaux montre une déférence de résistance entre les murs carrée et les murs rectangulaires.

La non concordance de nos résultats expérimentaux avec les formules est confirmé par les figures comparative suivantes :

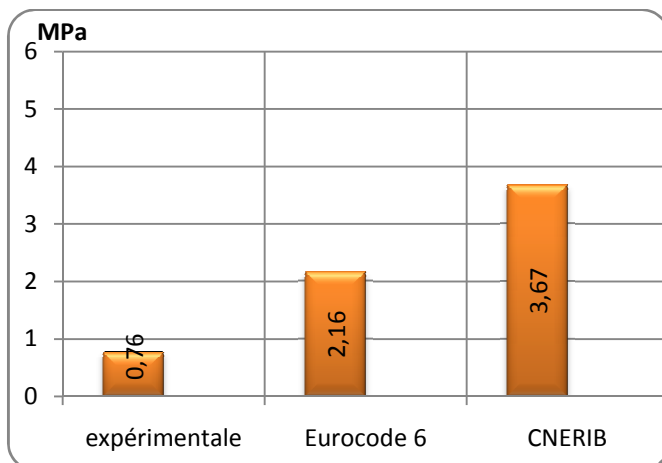


Fig.V.19 : Comparaison des résultats expérimentaux des murs à cinq rangé de brique de 8 trous sans l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

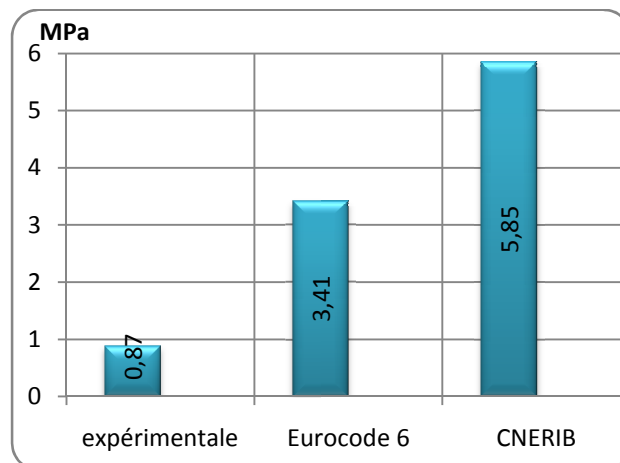


Fig.V.20 : Comparaison des résultats expérimentaux des murs à cinq rangé de brique de 8 trous avec l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

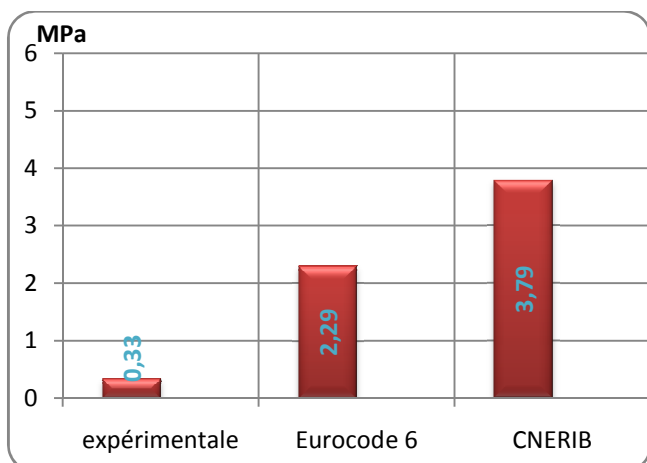


Fig.V.21 : Comparaison des résultats expérimentaux des murs à cinq rangé de brique de 12 trous sans l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

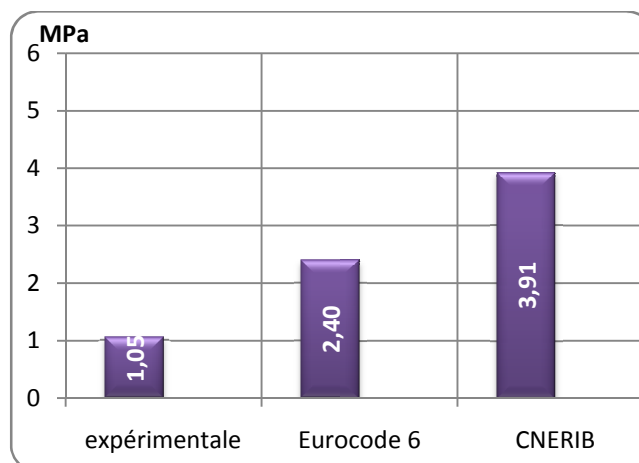


Fig.V.22 : Comparaison des résultats expérimentaux des murs à cinq rangé de brique de 12 trous avec l'enduit de ciment et ceux de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

V.3.2. Module d'élasticité des murs :

V.3.2.1. Discussion des résultats :

Les différences observées dans les modules d'élasticité des panneaux en briques sont dues aux divers paramètres pouvant influencer les caractéristiques mécaniques des panneaux, au comportement assez complexe de l'ensemble briques et mortiers, ainsi qu'aux caractéristiques contraintes-déformations des unités de briques et du mortier, les caractéristiques contraintes-déformations de l'assemblage des briques sont surtout liées aux caractéristiques du mortier qui dépendent fortement au degré de pression exercée sur lui lors de la pose des briques.

a) Murs à cinq rangé de brique sous chargement monotone :

On remarque aux tableaux (III.46) et (III.48) que deux valeurs de module d'élasticité mesuré par deux jauges collé sur le même mur, ne sont pas les mêmes. Donc on peut conclure que généralement le module d'élasticité d'un panneau n'est pas proportionnel à la résistance à la compression.

Particulièrement, pour la série des murs à 8 trous sans l'enduit de ciment, On constate que pour des valeurs de module d'élasticité de 5700 et 2700 MPa correspond à la valeur de 2.42 MPa pour la résistance à la compression, et la valeur de 6800 MPa pour une résistance à la compression de 1.80

MPa, La plus faible valeur été pour la résistance à la compression la plus importante et la plus importante valeur de module d'élasticité été pour la résistance à la compression la plus faible.

Et pour les murs à 12 trous sans l'enduit de ciment, on a les valeurs de 1300 et 3700 MPa pour le module d'élasticité qui correspond à une valeur de résistance à la compression de 0.28 MPa , et la valeur de 2000 MPa pour une valeur de résistance à la compression de 0.43 MPa, on remarque que les deux valeurs extrêmes de module d'élasticité sont enregistré par la même jauge qui convient avec la plus faible résistance à la compression, la deuxième résistance à la compression qui est la plus importante ne convient qu'avec une valeur moyenne de module d'élasticité.

Pour la série des murs à 8 trous avec l'enduit de ciment, on a les valeurs de 5800 et 6100 MPa pour le module d'élasticité qui correspond à une valeur de R à la C de 2.44 MPa , et la valeur de 3400 MPa pour une valeur de résistance à la compression de 2.42 MPa, on remarque que malgré les deux valeurs de la résistance à la compression sont très proches le module d'élasticité se défère d'un mur à un autre.

Pour les murs à 12 trous avec l'enduit de ciment, on a une valeur de module d'élasticité qui est 1600 MPa correspond à la valeur de Résistance à la Compression de 1.16 MPa ,et les valeurs de 2300 et 1500 MPa pour une résistance à la compression de 1.00 MPa , et les valeurs de 4600 et 4800 MPa pour la résistance à la compression de 0.98 MPa , on constate que le module d'élasticité est déférent pour chaque essai, leurs valeurs les plus importantes sont celles des murs qui ont la résistance à la compression la plus faible, tant que leurs faibles valeurs sont donné par les murs qui ont des résistance à la compression plus importantes.

De ceci on a conclure que le module d'élasticité est différents d'une brique à l'autre dans un même mur, alors que d'un mur à l'autre. Aucun effet de l'enduit de ciment sur les valeurs du module d'élasticité des murs en brique de 8 trous n'est observé, par contre les murs à 12 trous avec l'enduit de ciment ont un module d'élasticité moyen supérieure à celui des murs à 12 trous sans l'enduit de ciment. Tant que le module d'élasticité des murs à 8 trous soit sans ou avec l'enduit de ciment est plus supérieur que le module d'élasticité des murs à 12 trous soit sans ou avec l'enduit de ciment, On remarque d'après les figures (III.182) et (III.187) que le module d'élasticité moyen est proportionnel à la résistance à la compression moyenne.

b) Murs à quatre rangé de brique sous chargement monotone :

Les murs à quatre rangé de briques sont réalisé par des briques à 12 trous, d'après les tableaux (III.47) et (III.49) on remarque que, pour la première série on a trois murs sans l'enduit de ciment dont les résistances à la compression et les modules d'élasticité correspondants sont : 1.01MPa de résistance et un module d'élasticité de 1900 MPa pour le premier mur, et 0.75MPa de résistance et des modules d'élasticité de 1100 et 2900 MPa pour le deuxième mur, et 1.38MPa de résistance et un module d'élasticité de 1700 MPa pour le troisième mur.

On voit que le deuxième mur qui a la valeur de résistance à la compression la plus faible, présente les deux valeurs extrêmes du module d'élasticité.

La deuxième série comparant un seul mur avec l'enduit de ciment, il présente une résistance à la compression de 1.30 MPa et les deux valeurs du module d'élasticité suivant : 2900 et 1600MPa ces valeurs sont identiques à ceux de la première série. On jugé que des deux série ont le même module d'élasticité, de même que les murs à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment ont le même module d'élasticité. Ceci nous conduire à confirmer que l'enduit de ciment n'a pas aucun effet sur le module d'élasticité des murs.

Par contre l'effet de dimension sur le module d'élasticité est présenté par la figure (III.188) ou on constate que le module d'élasticité des murs à cinq rangé de brique (rectangulaire) est plus supérieur que celui des murs à quatre rangé de brique (carrée).

On rappelant que l'effet de dimension est totalement le contraire sur la résistance à la compression.

D'après les figures (III.189) et (III.190) on remarque que seul les murs à 12 trous sans l'enduit de ciment soit qu'ils ont quatre ou cinq rangé de brique, qui ont des valeurs importantes de coefficient de poisson.

c) Murs sous chargement cyclique :

Les murs qui subit plusieurs cycles de chargement-déchargement sont des murs à 8 trous sans et avec l'enduit de ciment, pour l'essai n°17, on constate que d'après la jauge n°2 le module d'élasticité est diminuer d'un pas important lors de premier déchargement, il ne revient pas à la même valeur initiale est commencer d'augmenter par des pas très approché à chaque fois qu'on subit le mur à un cycle de chargement-déchargement.

Tant que pour la jauge n°3, le module d'élasticité est entrain d'augmenter depuis le premier cycle de chargement-déchargement.

Pour les murs à 8 trous avec l'enduit de ciment, on a deux essais n°18 et n°19. D'après le tableau (III.50) et la figure (III.193) on constate que le module d'élasticité enregistré par la jauge n°2 de l'essai n°18 diminuer lors de premier cycle puis il augmente légèrement, mais ces valeurs restent inferieure à la valeur du module d'élasticité initial. (Comportement identique à la jauge n°2 de l'essai n°17).

Pour la jauge n°3 on voit le même comportement que la jauge n°2 à partir du deuxième cycle les valeurs du module d'élasticité seront les même.

L'essai n°19 montre que les valeurs du module d'élasticité sont perturbé, mais en générale on peut dire peut dire que le comportement des murs sous chargement cyclique est identique à partir du deuxième cycle de chargement ; Ou l'importante remarque tiré est une diminution de la valeur du module d'élasticité.

Généralement, le coefficient de poisson à chaque cycle de chargement-déchargement était proportionnel au module d'élasticité.

V.3.2.2. Comparaison des résultats :

On peut noter des les résultats d'essais, que les murs de brique à 8 trous soit sans ou avec l'enduit de ciment ont présenté des résistances à la compression et des modules d'élasticité supérieurs à ceux des murs de brique à 12 trous soit sans ou avec l'enduit de ciment.

Les murs à cinq rangé de brique ont présenté des modules d'élasticité supérieure à ceux des murs à quatre rangé de brique, alors que la résistance à la compression des murs à quatre rangé de brique était supérieur à celle des murs à cinq rangé de brique.

Si on étudié chaque murs indépendamment on trouve qu'il y'a des murs ont la même résistance à la compression, mais nécessairement le même module d'élasticité.

On peut en conclure que le module d'élasticité ne dépend pas de la résistance à la compression des murs, mais du comportement des unités de briques et du mortier, ainsi que leur interaction.

V.3.2.3. Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression des murs :

Les résultats des modules d'élasticité (voir les tableaux III.48 et III.49) et des résistances à la compression des murs (voir les tableaux III.46 et III.47), nous ont permis de calculer les relations entre les modules d'élasticité et les résistances à la compression des murs, les valeurs obtenus sont présenté aux tableaux V.6 et V.7.

Type de brique	N° d'essai	Résistance Comp. (1)		Module d'Elasticité (2)		$\frac{(2)}{(1)}$	
8 trous Sans Enduit	2	2,42	2,11	5700	5067	2350	2400
				2700		1100	
	3	1,80	6800	3800			
8 trous Avec Enduit	5	2,44	2,43	5800	5100	2400	2100
				6100		2500	
	6	2,42		3400		1400	
12 trous Sans Enduit	8	0,28	0,36	1300	2300	4600	7500
				3700		13200	
	9	0,43		2000		4700	
12 trous Avec Enduit	13	1,16	1,05	1600	3000	1400	3000
				2300		2300	
	14	1,00		1500		1500	
				4600		4700	
	15	1,16		4800		4900	

Tableau V.6. Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité des panneaux à cinq rangé de brique sous chargement monotone.

Type de brique	N° d'essai	Résistance Comp. (1)		Module d'Elasticité (2)		$\frac{(2)}{(1)}$	
12 trous Sans Enduit	10	1,01	1,05	1900	1900	1900	1800
				1100		1500	
	11	0,75		2900		3900	
	12	1,38		1700		1200	
12 trous Avec Enduit	16	1,30		2900	2300	2200	1700
				1600		1200	

Tableau V.7. Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité des panneaux à quatre rangé de brique sous chargement monotone.

$E = (1100 \text{ à } 3800) \times f_M$ avec une moyenne de $2400 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 8 trous sans l'enduit de ciment.

$E = (1400 \text{ à } 2500) \times f_M$ avec une moyenne de $2100 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 8 trous avec l'enduit de ciment.

$E = (4600 \text{ à } 13200) \times f_M$ avec une moyenne de $7500 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 12 trous sans l'enduit de ciment.

$E = (1400 \text{ à } 4900) \times f_M$ avec une moyenne de $3000 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 12 trous avec l'enduit de ciment.

$E = (1200 \text{ à } 3900) \times f_M$ avec une moyenne de $1800 \times f_M$: pour les murs de quatre rangé de brique à 12 trous sans l'enduit de ciment.

$E = (1200 \text{ à } 2200) \times f_M$ avec une moyenne de $1700 \times f_M$: pour les murs de quatre rangé de brique à 12 trous avec l'enduit de ciment.

A défaut de nos résultats, Merzoud a déterminé dans son travail la relation entre le module d'élasticité et les résistances à la compression des prismes en brique d'argile pleine :

Dans la formule suivante : $E = (400 \text{ à } 750) \times f_M$ avec une moyenne de $600 \times f_M$: pour les brique d'argile. Tant qu'il présente que la norme canadienne CAN3 S304 M78 recommande une relation générale pour tous les types de briques, tel que $E = 1000 \times f_M \leq 20\,000 \text{ MPa}$, elle ne convient pas à leur résultats sur les briques d'argile pleine mais aux blocs de béton.

Maurenbrecher (1985) a recommandé pour les briques d'argile pleine des valeurs du module d'élasticité, tel que : $E = 700 \times f_M$. Sahlin (1971) a observé que le module d'élasticité peut varier entre 400 et $1000 f_M$.

Aucune des ces relations des prismes n'est en accord avec les résultats de nos essais sur les panneaux.

V.3.2.4. Comparaison des modules d'élasticité aux résultats déjà publiés :

Pour le cas des briques creuse de terre cuite en 8 trous sans l'enduit de ciment, les valeurs trouvées par Grine sur les brique de trois briqueterie différentes, ont donné des résultats moyennes assez semblables aux notre.

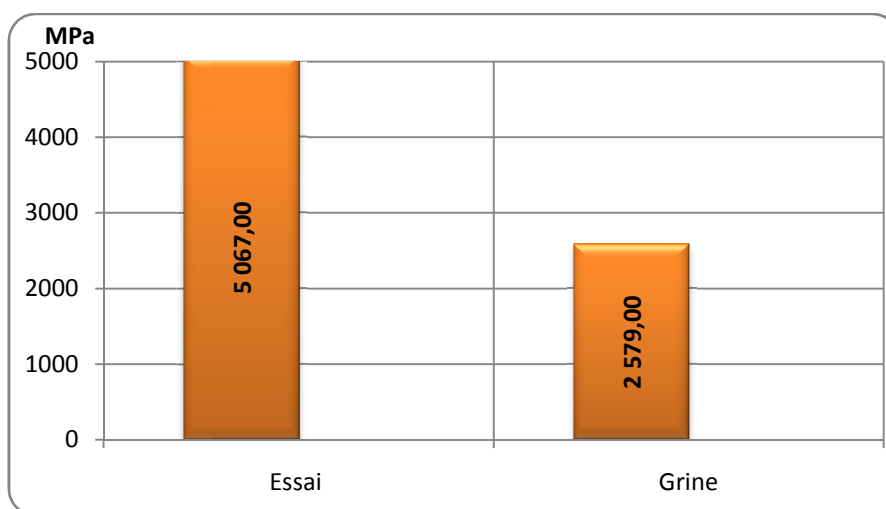


Fig.IV.23 : Comparaison de nos résultats des modules d'élasticité aux résultats trouvés par Grine sur des murs en brique creux de 8 trous sans l'enduit de ciment

Chapitre VI :
Conclusion et
Recommandations

VI.1. Conclusion :

Cette étude a été entreprise pour évaluer la résistance et les propriétés structurales de la maçonnerie, sans et avec l'enduit de ciment, à savoir la résistance à la compression, le module d'élasticité et le coefficient de poisson, ainsi que le comportement des maçonnerie sous chargement cyclique pour différentes rectangularités des panneaux de briques creuses de terre cuite.

A cause des divers paramètres qui peuvent influencer les caractéristiques de la maçonnerie, et du comportement assez complexe de l'assemblage briques-mortier, il est assez évident que de grandes variations peuvent avoir lieu pour un même type de mortier en changeant uniquement la gâchée de mortier tout en conservant le même dosage en sable et ciment, ces variations sont d'autant plus importantes que l'adhésion entre les unités de briques et le mortier est faible.

De l'interprétation des résultats, on peut faire ressortir les conclusions suivantes :

La différence entre les résistances à la compression des murs est liée aux caractéristiques du mortier et à la qualité de travail de maçonnerie, la différence des épaisseurs des joints de mortier, la qualité de mortier, la vitesse de chargement, et les variations dans le montage d'essai.

La résistance à la compression des murs augmente en fonction de l'âge de, la résistance à la compression du mortier et les unités de brique.

La résistance à la compression des panneaux avec l'enduit de ciment est plus grande par rapport aux panneaux de brique sans enduit de ciment.

Cette résistance est plus importante pour des panneaux carrés (à quatre rangé de brique) soit avec ou sans l'enduit de ciment que pour des panneaux rectangulaire (à cinq rangé de brique).

Il n'y a pas une concordance de nos résultats expérimentaux avec les formules théoriques de l'Eurocode 6 et du CNERIB.

Le module d'élasticité ne dépend pas de la résistance à la compression des murs, mais du comportement des unités de briques et du mortier, ainsi que leur interaction.

La relation entre les modules d'élasticité et les résistances à la compression des murs est la suivante :

$E = 2400 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 8 trous sans l'enduit de ciment.

$E = 2100 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 8 trous avec l'enduit de ciment.

$E = 7500 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 12 trous sans l'enduit de ciment.

$E = 3000 \times f_M$: pour les murs de cinq rangé de brique à 12 trous avec l'enduit de ciment.

$E = 1800 \times f_M$: pour les murs de quatre rangé de brique à 12 trous sans l'enduit de ciment.

$E = 1700 \times f_M$: pour les murs de quatre rangé de brique à 12 trous avec l'enduit de ciment.

VI.2. Recommandation pour des futures recherches :

VI.2.1. Matériaux:

VI.2.1.1. Mortier :

La qualité du mortier est un des facteurs les plus importants dans la résistance de la maçonnerie. A cet effet, il est recommandé, en plus des essais de résistance à la compression et à la traction du mortier, de contrôler les facteurs suivants :

- utiliser un malaxeur pour la préparation du mortier.
- Déterminer un dosage en ciment qui correspond à une résistance à la compression identique à celui des briques, afin de construire des murs avec des constituants qui ont une résistance à la compression homogène.
- Adopter le même rapport eau/ciment pour tous les gâchées.
- Prélever plus des échantillons (15 au minimum), afin de déterminer l'évolution de la résistance à la compression des mortiers jusqu'à l'âge de 60 et 90 jours.

VI.2.1.2. Brique :

On a remarqué des déférences des résultats des essais de résistance à la compression des unités de briques effectuer sur une unité de brique entier et autres effectuer sur une demi unité de brique.

Cette résistance est le rapport entre la charge de rupture et la surface horizontale de la brique. Tant que cette brique est creuse, il est recommandé de calculer un coefficient de correction afin de diminuer cette résistance de façon que les résultats des formules théoriques et les résultats théoriques soient assez comparable.

Le calcul de ce facteur n'est pas un travail facile, vu la vaste gamme des briques existant en marché des matériaux de construction, on trouve :

- a) Des briques avec une épaisseur des parois intérieures plus minces que les parois extérieures.
- b) Des briques ont la même épaisseur pour toutes les parois.
- c) Des briques avec des angles renforcés par des goussets inclinés, se sont des diagonales pour les alvéoles des quatre cotés.

VI.2.2. Essais sur murs :

- On a vu à partir des essais sur des murs de 12 trous soit avec ou sans l'enduit de ciment que la résistance à la compression des murs à 4 rangés de brique est plus importante que celle des murs à 5 rangé de brique, il serait intéressant de : effectuer des essais de compression sur des murs de briques à 8 trous à 4 rangé de briques, afin de confirmer cet effet de dimensions sur la résistance à la compression des maçonneries.
- Les essais de chargement cyclique serait plus complet si :
 - a) On poursuit les essais jusqu'à la rupture des murs testés, quelque soit le nombre important des cycles effectuer.
 - b) On teste des murs à 12 trous soit sans ou avec l'enduit de ciment.
 - c) On adopte les dimensions qui nous ont donné la plus grande résistance à la compression, (mur à quatre rangé de brique pour le cas des briques à 12 trous).
- Les murs dans une construction ne subissent pas des charges de compression uniquement, mais aussi ils subissent des charges horizontales dues aux séismes et tremblement de terre, il est intéressant de prévoir lors des essais sur les panneaux une charge horizontale concentré de chaque coté.
- Les ruptures localisé qui se produit par éclatement brusque d'une des briques qui subit une concentration des charges, observé lors de nos essais, ne convient pas avec le mode de rupture réel des maçonneries de remplissage de portique en béton armé. Il n'est pas intéressant de négligé cette interaction lors de confection des éprouvettes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]	<p>Constructions parasismiques par Jacques BETBEDER-MATIBET Conseiller Scientifique à EDF-SEPTEN (Service Études et Projets Thermiques et Nucléaires) et Jean-Louis DOURY Ingénieur en chef au CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment) Secrétaire technique de la Commission française de normalisation des règles de construction parasismique</p>
[2]	<p>Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour la résistance au séisme EN 1998-1 Juin 2003</p>
[3]	<p>Maçonnerie par Jean-Daniel MERLET Ingénieur de l'École centrale de Paris Directeur technique du Centre scientifique et technique du bâtiment (CSTB)</p>
[4]	<p>Eurocode 6 : Calcul des ouvrages de maçonnerie, partie1 : Règles générales pour la maçonnerie armée et non armée-ENV 1996-1-1 Belgique : CEN 1996.</p>
[5]	<p>Comportement Sismique de Structures en Portique en Béton Armé avec Remplissage en Maçonnerie Par ABED Ahmed : Maître de conférences, et LOUZAI Amar : Etudiant en post-graduation, Université de Tizi-Ouzou. Colloque International - Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures. novembre 2008 - Université M. Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie</p>
[6]	<p>D.T.R.C.2-45 : Règles de conception et de calcul des maçonneries. Centre National d'Etude et de Recherches Intégrées du Bâtiment 1997.</p>
[7]	<p>D.T.R.E.2-4 : travaux de maçonnerie de petits éléments. Centre National d'Etude et de Recherches Intégrées du Bâtiment 1997.</p>
[8]	<p>LA MAÇONNERIE par Guy BRIGAUX Éditions EYROLLES 1981. De la page 1 à la page 10 (Histoire). De la page 34 à la page 38 (Sable). De la page 127 à la page 135 (Mortier). De la page 189 à la page 192 (Maçonnerie de Brique). De la page 200 à la page 218 (Enduit).</p>
[9]	<p>Evaluation de la Résistance et des Propriétés Structurales de la Maçonnerie par Merzoud. Mouloud . mémoire présenté en vue de l'obtention du grade de maitre en ingénierie Ecole Polytechnique de Montréal, Avril 1987.</p>
[10]	<p>Etude expérimentale des murs en briques creuse et en parpaings sous chargement de compression par Houti.F.B, Ghomari.F et Megnounif.A - Département de Génie Civil-Faculté des sciences de l'ingénieur – Université Telemcen - Algérie Equipement- p16-19 - Décembre 2004.</p>
[11]	<p>MATERIAUX DE TERRE CUITE par Lucien ALVISET. Ingénieur de l'École Nationale Supérieure de Céramique Industrielle de Sèvres. Docteur de l'Université. Ancien Directeur Technique du Centre Technique des Tuiles et Briques..</p>
[12]	<p>Mortier pour maçonnerie par J.I.Davison. Publié à l'origine en octobre 1975.</p>
[13]	<p>Clauses Techniques : Mortier et coulis par René Konen : le Ministre des travaux Publics -. Grand- Duche de Luxembourg, Ministère des travaux Publics- Décision ministérielle N°801.643. Luxembourg 1980.</p>
[14]	<p>Granulats, Sols, Ciments et Béton (caractérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire) (Essais sur les Mortiers Pages : 122-136) par R. Dupain : Docteur en génie civil, Maitre de conférences à l'IUT de Saint- Nazaire - R .Lanchon : Ingénieur Professeur technique honoraire - J.C.Saint Arroman : Ingénieur INSA Enseignant l'IUTde Saint-Nazaire.</p>
[15]	<p>Mémento technique des Granulats par R. Maillot, les Presses de l'Ecole des Mines, Paris, (2001).</p>
[16]	<p>Nouveau guide du béton et ses constituants par G. Dreux & J. Festa, Edition Eyrolles, (1998).</p>

[17]	Matériaux - Les Granulats - Chapitre 2 par F. Gabrysiak, , Académie de Nancy-Metz, http://www.ac-nancy-metz.fr/enseign/Batiment_Pro/
[18]	Norme Française P 18-555, "Granulats - Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et de la teneur en eau des sables", Décembre 1990.
[19]	Norme Française P 18-558, "Granulats : Détermination de la masse volumique absolue des fines", (1990).
[20]	Norme Française EN 1097-3, "Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie3 : Détermination de la Masse volumique apparente", (1996).
[21]	Norme Française EN 1097-6, "Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 6: Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient de l'absorption d'eau", (1996).
[22]	P 18-598 «Granulats- Equivalent de sable» Octobre 1991.
[23]	P 18-560 «Granulats- Analyse granulométrique par tamisage» Septembre 1990.
[24]	NF EN 480-1 «Béton et mortier de référence pour essais» Mars 1998.
[25]	NF P 18-400 «Moules pour éprouvettes cylindriques et prismatiques» Décembre 1981.
[26]	NF P 18-407 «Essais de Flexion» Décembre 1981.
[28]	NF P 18-411(412 et 413) «Caractéristiques communes (et particulières) des machines Hydrauliques pour essais de compression flexion et traction des matériaux durs» Décembre 1981.
[29]	NF EN 12390-2 indice de classement P 18-438 «Confection des éprouvettes pour essais de résistance» Octobre 2001.
[30]	NBN EN 772-1 : 2000 norme précédente : NBN B 24-201- Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie – Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression.
[31]	Comportement de la maçonnerie de la région d'Annaba par Grine Azzedine mémoire de magister Université BADJI MOKHTAR de Annaba, Mars 2002.