



**ETUDES EXPERIMENTALES DU COMPORTEMENT
MECANIQUE SOUS CHARGES VERTICALES DES
MACONNERIES EN BLOCS DE LATERITE TAILLEE
(BLT) DE LA PROVINCE DE DANO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 25 juin 2018 par

Pousga Mamadou Junior KABORE

Travaux dirigés par : **Adamah MESSAN, Professeur**

Co-encadreur : **Abdou LAWANE GANA, Maitre-Assistant**

Maitre de Stage : **Moussa LO, Ingénieur Génie Civil**

Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable (LéMHaD)

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Yohan RICHARSON

Membres et correcteurs : Mr. Hema CESAIRE

Mr. Philbert NSHIMYMANA

Promotion [2017/2018]

CITATION

A photograph of a metal mesh with a padlock, set against a dark background with bokeh lights. The text is overlaid on the image.

**«Lorsque tu penses à
tout laisser tomber,
rappelle-toi la raison
pour laquelle tu as résisté
jusqu'à maintenant»**

LESBEAUXPROVERBES.COM

DEDICACE

Sous la Bienveillance de la Divine
miséricorde, je dédie ce mémoire

à ma mère Catherine

OUEDRAOGO qui a su faire de
moi l'homme que je suis et à mon
père Gnamba KABORE pour son
soutien dans mes choix.

REMERCIEMENTS

Effectué dans Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable (LÉMHaD) dirigé par le Pr. Adamah MESSAN, ce mémoire n'aurait vu le jour sans la patience et l'appui de nombreuses personnes. Je tiens sincèrement à adresser mes remerciements :

- ✚ À mes Directeurs de mémoire, Pr Adamah MESSAN, Dr Abdou LAWANE, et Ing. Moussa LO qui m'ont proposé ce sujet et m'ont initié à la recherche. Leurs rigueurs scientifiques, disponibilités et nombreux conseils ont été d'un apport inestimable. Je ne saurais leur montrer ma gratitude ;
- ✚ Au Secrétaire Général Kouassi KOUAME depuis mon entrée à l'Institut 2iE ;
- ✚ À ma tante Zouma TINTO et son époux Pr. Halidou TINTO pour leurs soutiens, et conseils ;
- ✚ À mon oncle Salif L. KABORE et son épouse Sophie KABORE pour leurs soutiens et encouragements
- ✚ À Monsieur GUIRA et son épouse pour leurs soutiens, leurs conseils
- ✚ À mon oncle Seydou KABORE directeur Général de FASOBAARA et son épouse pour leur soutien et conseils
- ✚ À la Famille BARRY pour son soutien et ces encouragements,
- ✚ À mon ami et frère Ing. Sayouba TIONO pour sa présence malgré la distance ;
- ✚ À mes camarades du laboratoire et particulièrement Clauvis SAVADOGO mais aussi le groupe VERITAS comptant Maliki DJENDJEME, Marcelle KOUAME TEGUI, Sylvain RAMDE, Stanislas SAWADOGO, Enoch TOE et Salomon ZOUNGRANA pour leur aide, l'ambiance de collaboration et d'apprentissage entretenu au LÉMHaD;
- ✚ Au Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUWE pour sa disponibilité et son aide précieuse ;
- ✚ À Messieurs Arnaud OUEDRAOGO, Salif KABORE et Amidou ALAZA pour leur assistance et le partage de leurs expériences ;
- ✚ À mes amis et notamment Samiratou BADINI, Patrick BAZIE, Sidi BOLY, Kader DAKISSAGA, Moudjaille KABORE, Lionel KONSEIBO, Zakaria KOUANDA, Mouniratou SINARE, Gildas SOUMTIEROU, Assaid SOUGUE, Herman et Jalhil ZOUNDI pour m'avoir offert une deuxième famille ;
- ✚ À tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont contribué à réaliser ce mémoire

À tous, infiniment Merci

RESUME

Diverses études sur le comportement des structures en maçonnerie porteuse ont été réalisées de travers le monde, mais la prédiction du comportement mécanique de la maçonnerie est rendue difficile à cause de l'hétérogénéité de ses constituants.

Ce travail entrepris au sein du Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable (LéMHaD) de 2iE s'inscrit dans le cadre de la promotion des constructions en Bloc de Latérite Taillée (BLT) au Burkina Faso. C'est dans cette perspective que nous proposons d'étudier la résistance mécanique des murets en blocs de BLT hourdés à l'aide d'un mortier courant de ciment et de sable avec une épaisseur de joint de 20mm. Cette Étude a pour but final de maîtriser le comportement du mur en BLT y compris la jonction BLT-joint-BLT.

Le programme expérimental sous charge vertical effectué sur 2 murets test de BLT et de parpaings locaux nous a permis d'avoir une idée de la résistance mécanique de la maçonnerie qui est de l'ordre de 1,11MPa pour ceux en BLT et 0,81MPa pour ceux en parpaings locaux. Cela nous a montré que les murets en BLT étaient plus résistants à la compression que ceux en parpaings confectionnés par les artisans locaux et revendus à la population riveraine. Afin d'étudier l'adhérence à l'interface BLT-Joint-BLT l'essai au cisaillement a été réalisé sur des triplettes, qui sont 3 blocs d'éléments maçonnés (BLT) hourdés avec notre mortier de base. De ces essais, nous retenons que les murets en parpaings et en BLT présentent une résistance mécanique à la compression verticale inférieure à celle obtenu par application de la formule de l'EUROCODE 6 tandis que nos essais sur triplette présentent une plus grande résistance mécanique au cisaillement que celles croisées dans la littérature.

Mots Clés :

1 – BLT 2 – Maçonnerie 3 – Muret 4 – Triplette 5 – Résistance mécanique 6 – Eurocode

ABSTRACT

Various studies on the behavior of load-bearing masonry structures have been carried out around the world, but the prediction of the mechanical behavior of masonry is been difficult because of the heterogeneity of its constituents.

This work, undertaken in the Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable (LéMHaD) of 2iE, is part of the promotion of Laterite Dimension Stones (LDS) construction in Burkina Faso. It's in this perspective that we propose to study the mechanical resistance of walls made of LDS blocks assembled with a mortar of sand and cement which has 20mm of thickness. The purpose of this Study is to control the behavior of the LDS wall including the LDS-Joint-LDS junction.

The experimental program under vertical load carried out on 2 test walls of LDS and local concrete blocks allowed us to have an idea of the mechanical resistance of the masonry which is of the order of 1,11MPa for those in LDS and 0,81MPa for those in local concrete blocks. This showed us that BLT walls were tougher to compression than those in blocks made by local artisans and sold to the local population. In order, to study adhesion to the LDS-Joint-LDS interface, the shear test was performed on triplets, which are 3 blocks of masonry elements (LDS) assembled with our basic mortar. From these tests, we retain that the walls in concrete blocks and in LDS have a mechanical resistance to vertical compression lower than that obtained by the EUROCODE 6 formula application whereas our tests on triplets show a greater mechanical resistance to shear than that found in the literature.

Key words:

1 – LDS 2 - Masonry 3 - Wall 4 - Triplets 5 - Mechanical resistance 6 - Eurocode

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE : Institut International de l'Eau et de l'Environnement

LéMHaD : Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable

BLT : Bloc de Latérite taillé

EN : Norme Européenne

ASTM: American Standards Test Methods

RN 22: Route National 22

RSA : Robot Structural Analysis

CRATerre : Centre de Recherche et d'Application en Terre

CNREIB : Centre National d'Études et de Recherches Intégrées du Bâtiment

ISRM : Société Internationale de Mécanique des Roches

TABLE DES MATIERES

CITATION.....	
DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS.....	iii
RESUME	iv
ABSTRACT.....	v
LISTE DES ABREVIATIONS.....	vi
TABLE DES MATIERES.....	vii
LISTE DES FIGURES	xii
LISTE DES PHOTOS	xiii
LISTE DES TABLEAUX.....	xiv
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE.....	3
Introduction.....	3
I.Mode de rupture de la maçonnerie.....	3
I.1. Rupture par glissement	4
I.2. Rupture par basculement	4
I.3. Rupture par compression du coin	4
I.4. Rupture par cisaillement	4
II. Comportement de la maçonnerie sous charge verticale	5
III.Comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement et charges diagonales	8
III.1.Essai de cisaillement	8
III.2.Résultats de l'Essai.....	8
III.3.Essai de traction diagonale.....	9
IV.Modelisation de la maçonnerie au cisaillement.....	10

IV.1.Résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6	10
IV.2.Vérification de la résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6	12
IV.3.Calcul de la contrainte de cisaillement suivant la norme ASTM E 519 – 02	14
V. Modélisation de la maçonnerie sous charge verticale.....	15
V.1. Résistance sous charge verticale de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6.....	15
V.2. Modèle analytique de calcul.....	16
V.2.1. Déformabilité globale d'un assemblage bloc-mortier	17
V.2.2. Hypothèses reliant résistance et déformabilité.....	18
V.2.3. Formulation générale.....	19
V.3. Résistance des maçonneries de produits pleins	20
V.4. Résistance des maçonneries de blocs perforés ou creux	23
V.4.1. Poinçonnement du mortier des joints par les cloisons.....	23
V.4.2. Rupture des cloisons par écrasement de leur matériau.....	23
V.4.3. Rupture par flambement des cloisons des blocs	24
VI. Formules empiriques pour le calcul de la resistance en compression la maçonnerie.....	28
VII.Etudes numeriques	28
VII.1.Approche de modélisation des structures maçonnées.....	23
VII.1.1. Approche macro-mécanique des structures maçonnées	29
VII.1.2. Approche micro-mécanique des structures maçonnées	30
VII.1.3. Approche multi-échelle des structures maçonnées	31
VII.2.Travaux sur la modélisation des structures maçonnées	32
Conclusion	33
CHAPITRE II : MATERIAUX ET METHODES EXPERIMENTALES	34
Introduction.....	34
I.Matériaux.....	34
I.1.Présentation du site de Blocs Latéritiques taillés (BLT) de DAKOLE à DANO	34

I.2. Les Blocs latéritiques taillés (BLT)	35
I.3. Les parpaings	36
I.4. Le sable	36
I.5. Le ciment	36
II. Méthodes expérimentales	36
II.1. Essais de caractérisation des différents éléments de la maçonnerie	36
II.2. Résistance de cisaillement sur triplette	37
II.2.1. Principe de l'essai	37
II.2.2. Mode opératoire	38
II.3. Résistance des murets sous charges verticales	38
II.3.1. Nature des murets	39
II.3.2. Matériels utilisés	39
II.3.3. Méthodologie de confection	40
II.3.4. Modélisation muret sur Robot Structural Analysis (RSA)	41
II.3.5. Dispositif d'essai	41
II.3.6. Principe d'essai	42
Conclusion	43
CHAPITRE III : RÉSULTATS ET DISCUSSION	44
I. Caractérisation des matériaux	44
I.1. Résistance mécanique des BLT	44
I.1.1. Résultats	44
I.1.2. Analyse et Interprétation	45
I.2. Résistance mécanique des Parpaings	46
I.2.1. Résultats	46
I.2.2. Analyse et Interprétation	46
I.3. Résistance mécanique du Mortier	47
I.3.1. Résultats	47

I.3.2. Analyse et Interprétation.....	48
I.4.Module d'élasticité de Young.....	48
I.4.1. Résultats.....	48
I.4.2. Analyse et Interprétation.....	49
II.Cisaillement sur triplète	49
II.1.Calcul de la contrainte au cisaillement	49
II.2.Résultats expérimentaux.....	50
II.3.Analyse et Interprétation	51
III.Modélisation Robot Structural Analysis.....	51
III.1. Hypothèses	51
III.2. Résultats expérimentaux.....	52
III.3. Analyse et Interprétation	53
IV.Muret sous charge Verticale.....	53
IV.1. Calcul de la contrainte à la compression	53
IV.2. Résultats Expérimentaux.....	54
IV.3. Résultats	55
IV.4. Mode de rupture	55
IV.5. Analyse et Interprétation	56
CONCLUSION	58
BIBLIOGRAPHIE	58
ANNEXE I. DIFFÉRENTS TYPES DE MACONNERIE	68
ANNEXE II. COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES STRUCTURES EN MACONNERIE	82
ANNEXE III. LES BLOCS DE LATÉRITE TAILLÉE AU BURKINA	103
ANNEXE IV. ESSAI DE RESISTANCE À LA COMPRESSION DES BLT.....	111
ANNEXE V. ESSAI DE RESISTANCE À LA COMPRESSION DES PARPAING	112
ANNEXE VI. ESSAI DE RESISTANCE À LA COMPRESSION DES MORTIER	113
ANNEXE VII. ESSAI DE DETERMINATION DU MODULE DE YOUNG (BLT).....	115

ANNEXE VIII. ETUDE STATISTIQUE	117
ANNEXE IX. MODELISATION ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS	120

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Comportement des murs remplis de maçonnerie, [Ghanem, 1993]	4
Figure 2 : Comportement en compression de prismes en maçonnerie, [Page, 1978]	5
Figure 3 : Fissuration (Plan perpendiculaire) , [Page, 1981]	7
Figure 4 : Fissuration (Plan parallèle) , [Page, 1981]	7
Figure 5 : Essais de Cisaillement, [Lafuente, 1990]	8
Figure 6 : Schéma de Fissuration, [Lafuente, 1990]	9
Figure 7 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge, [Lafuente, 1990].....	9
Figure 8 : Essais de traction diagonale, [Lafuente, 1990].....	10
Figure 9 : Essai Brésilien, [Johnson et Thompson, 1967]	10
Figure 10 : Caractéristiques géométriques des murets, [ASTM E 519 – 02, Avril 2003]	15
Figure 11 : Caractéristiques et dimensions du bloc et du joint, [Delmotte et col., 1992]	18
Figure 12 : Schémas des corps d'épreuve après essai, [Delmotte et col., 1992]	21
Figure 13 : Localisation de la section résistante, [Delmotte et col., 1992]	22
Figure 14 : Variation de fM maçonnerie pleine, [Delmotte et col., 1992].....	23
Figure 15 : Variation de fM avec fm pour différents produits perforés et creux	25
Figure 16 : Localisation du site d'Étude.....	34
Figure 17 : Profil dresse de la carrière de Dakolé (Dano).....	35
Figure 18 : Chronogramme des essais sur Muret.....	39
Figure 19 : Muret en BLT 140×880×880mm.....	39
Figure 20 : Muret en Parpaing 150×880×880mm.....	39
Figure 21 : Histogramme des contraintes BLT en fonction de la profondeur (Dano)	45
Figure 22 : Histogramme de comparaison entre BLT (Dano) et Parpaing	46
Figure 23 : Histogramme de comparaison des mortiers en fonction du temps.....	47
Figure 24 : Courbe contrainte déformation (Cylindre-3).....	49

Figure 25 : Courbe contrainte temps (Triplette-4)	51
Figure 26 : Répartition de la contrainte sur le muret en BLT	52
Figure 27 : Déformation sur le muret en BLT	52
Figure 28 : Répartition de la contrainte sur le muret en Parpaing	52
Figure 29 : Déformation sur le muret en Parpaing.....	52
Figure 30 : Courbe force déplacement du muret BLT-2.....	52

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Exploitation Du BLT de la carrière de Dakolé (Dano).....	35
Photo 2 : Essai de Compression des BLT.....	37
Photo 3 : Essai de compression des Mortiers.....	37
Photo 4 : Essai de compression des Parpaings.....	37
Photo 5 : Essai du Module de Young des BLT.....	37
Photo 6 : Essai cisaillement sur Triplette.....	38
Photo 7 : Matérielle de confection et d'essai des murets.....	40
Photo 8 : Confection du Muret en BLT.....	41
Photo 9 : Matériels d'essai.....	42
Photo 10 : Portique d'essai.....	42
Photo 11 : Essai de compression de Muret sous chargement vertical (BLT).....	43
Photo 12 : Fissuration du Muret en BLT sous chargement verticale.....	56
Photo 13 : Fissuration et rupture du Muret en Parpaing sous chargement verticale.....	56

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : valeur de la résistance initiale au cisaillement f_{vk0} [EN 1996-1-1, 2006].....	12
Tableau 2 : Résultats résistances à la compression des BLT (Dano).....	44
Tableau 3 : Résultats résistances à la compression des Parpaing locaux.....	46
Tableau 4 : Résultats résistances à la compression des Mortiers.....	47
Tableau 5 : Résultats résistances à la compression des BLT (Module de Young)	48
Tableau 6 : Résultats résistances au cisaillement sur Triplette.....	50
Tableau 7 : Hypothèses Modélisation.....	52
Tableau 8 : Résultats résistances à la compression des Murets sous chargement Vertical.....	54
Tableau 9 : Comparaison des résultats expérimentaux et des formules.....	55

INTRODUCTION GENERALE

Le déficit de logements fait partie des défis majeurs que le continent africain doit relever. En effet, l'Afrique est le deuxième continent le plus peuplé après l'Asie avec un taux d'urbanisation annuel de l'ordre de 4% et une population urbaine qui avoisinerait les 50% à l'horizon 2030 selon [UN-Habitat \[2011\]](#). Cette croissance urbaine rapide entraîne un déficit en logement que le continent se doit de relever. Selon toujours [UN-Habitat \[2011\]](#), 80% des bâtiments qui seront habités en 2050 ne sont pas encore construits. Par ailleurs, il faut à l'Afrique près de 4 millions de logements par an, dont plus de 60 % pour loger des citoyens [\[Bafana, 2016\]](#). Pour faire face à ces besoins, le continent doit se doter des réglementations assurant une planification efficace qui permettront aux villes de faire face à la croissance des établissements informels et fournir des logements décents, durables et adaptés aux contextes économique et climatique. Cette crise de logements ne peut être résolue que par le développement des matériaux de construction à moindre coût et disponibles à grande échelle sur le continent.

La latérite est l'un des matériaux utilisés en Afrique pour la construction de bâtiments depuis les temps les plus reculés au regard de son abondance et de ses performances mécaniques. Cependant, au fil du temps, avec la modernisation des logements, la latérite a été abandonnée au profit des matériaux de constructions industrielles tels que le ciment et l'acier. Au vue du déficit de logements que rencontre le Burkina Faso, elle fait l'objet d'un regain d'intérêt pour les chercheurs à travers les Blocs de Latérite Taillée (BLT) dans le cadre de la valorisation des éco-matériaux accessibles à un grand nombre des populations et surtout celles vivant sous le seuil de pauvreté. Ils se justifient comme éco-matériaux à travers sa grande disponibilité, la durabilité des constructions en terre observé dans le temps ainsi que les travaux démontrant le niveau acceptable de confort thermique [\[D.M. Dawson et A. Briggs 1981 ; O. Farouki 1986 ; H. Bernouali, 2011\]](#). Elle présente dans sa forme actuelle de nombreux avantages pour la construction de logements durables, confortables et économiques de façon raisonnée avec des moyens modernes. L'utilisation des géo-matériaux tels que les Blocs de Latérite Taillée (BLT) dans la construction est une solution à explorer en Afrique Subsaharienne et en particulier au Burkina Faso compte tenu de leur grande disponibilité, de leurs propriétés thermo-physiques et mécaniques.

C'est en ce sens que nos recherches menées au Laboratoire Eco-matériaux de Construction entre dans le cadre de la valorisation et le développement des BLT, matériau traditionnel à fort potentiel constructif dans notre pays. Dans ce projet de recherche, un intérêt particulier a été donné aux BLT de la commune de Dano située dans la province de l'Ioba, région du Sud-Ouest. Des études ont été menées sur les caractéristiques physiques et mécaniques des BLT en Afrique [Lawane, 2014] et en Asie [Kasthurba, 2005], mais peu d'informations existent sur l'ossature formée par l'assemblage des BLT et le joint de mortier de pose.

L'objectif général de ce projet est donc l'étude du comportement physico-mécanique des maçonneries en BLT. Il en découle notamment comme objectifs spécifiques de faire l'état de l'art des différentes bases de calculs de la construction en maçonnerie des pierres naturelles, de décrire les comportements mécaniques des éléments et des murs en maçonnerie de BLT (BLT et joint de pose) et d'effectuer l'étude comparative de nos murets en BLT avec ceux en parpaings locaux sur le plan mécanique.

Le présent rapport qui restitue notre travail de fin d'études au laboratoire LEMC est composé de trois (3) chapitres :

- le premier chapitre « revue bibliographique » présente l'état de l'art des différentes bases de calculs de la construction en maçonnerie des pierres naturelles ;
- le deuxième chapitre « matériel et méthode » expose le protocole expérimental et la méthodologie de l'étude ;
- le troisième chapitre « résultats et discussion » présente les résultats et engage une discussion sur la loi de comportement des maçonneries en BLT.

CHAPITRE I : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION

La maçonnerie est un art qui consiste à bâtir une construction par l'assemblage de blocs élémentaires compactés entre eux par la gravité. Compte tenu de la diversité des matériaux et des assemblages possibles qui peuvent les constituer (Annexe I), les maçonneries sont assez difficiles à modéliser. Dans ce chapitre, il est question de faire l'état de l'art sur :

- ✓ le mode de rupture de la maçonnerie ;
- ✓ le comportement en compression des murs en maçonnerie ;
- ✓ le comportement des murs en maçonnerie sous des charges diagonales et sous des charges de cisaillement ;
- ✓ le comportement en flexion des murs en maçonnerie ;
- ✓ le comportement en traction des murs en maçonnerie,
- ✓ le comportement des murs en maçonnerie sous une charge concentrée ;
- ✓ le comportement des murs en maçonnerie sous des charges latérales monotones.

Seuls les trois premiers seront abordés ci-dessous et les autres dans l'annexe II. L'hétérogénéité des matériaux composant la maçonnerie ne permet pas de déterminer ses caractéristiques à partir d'une étude isolée des matériaux qui la composent.

Dans cette étude, nous nous intéressons plus à la modélisation de la maçonnerie sous charge verticale et sous charge de cisaillement selon l'**EUROCODE 6** et quelques formules empiriques. Dans notre cas, nos blocs d'éléments maçonnés sont des BLT issus de la taille de la roche de latérite indurée. Nous avons résumé l'historique d'utilisation de ces derniers, les règles élaborées ainsi que les pathologies auxquelles elles peuvent être soumises dans l'annexe III.

I. MODE DE RUPTURE DE LA MAÇONNERIE

Selon le type de sollicitation, la maçonnerie pourrait subir différents modèles de rupture. Les ruptures par glissement, par basculement, par compression au coin et par cisaillement sont les modèles les mieux décrits dans la littérature.

I.1. Rupture par glissement

Le glissement se produit par cisaillement du mortier de pose [Rochet L., 1985 ; Page, 1987 ; Shaan et Col, 1990 ; Ghanem, 1993]. Au vu des fissures horizontales en traction des joints due à l'alternance de l'action sismique, des plans de glissements se forment le long des fissures (Figure 1 (1)). Le glissement alors se produit suite à un chargement vertical relativement faible ou pour de faibles coefficients de friction.

I.2. Rupture par basculement

Le basculement lui se produit lorsque la charge ou le déplacement horizontal augmente. Le joint se rompt en traction tandis que l'effort tranchant (compression) est conduit par la maçonnerie [Rochet L., 1985 ; Ghanem, 1993]. La rupture finale s'obtient par basculement du mur et rupture en compression du coin (Figure 1 (2)).

I.3. Rupture par compression du coin

Cette forme de rupture est très proche de celle du basculement. Elle est basée sur la résistance en compression du coin comprimée [Rochet L., 1985 ; Ghanem, 1993].

I.4. Rupture par cisaillement

La résistance ultime est donnée par la formation et le développement des fissures diagonales. Ces fissures peuvent suivre les joints ou se former à travers les blocs [Rochet L., 1985 ; Page, 1987 ; Shaan et Col, 1990 ; Ghanem, 1993], mais le chemin dépend de la résistance relative du joint par rapport à celle du mortier (interface joint-bloc) (Figure 1 (3)).

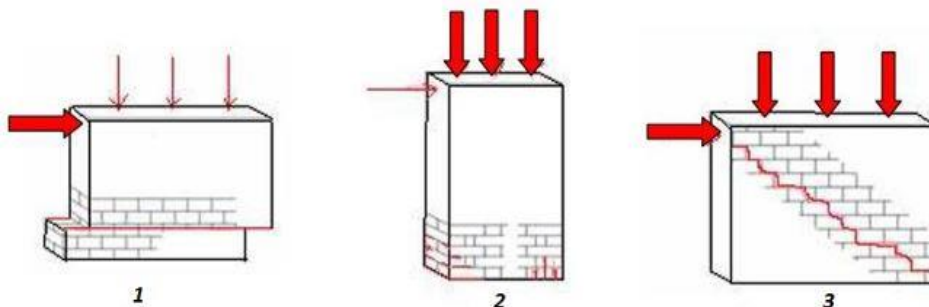


Figure 1 : Comportement des murs remplis de maçonnerie ; (1) Rupture par Glissement ; (2) Rupture par Basculement ; (3) Rupture par Cisaillement, [Ghanem, 1993]

II. COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE SOUS CHARGE VERTICALE

La maçonnerie uniformément chargée de manière verticale atteint le domaine de rupture à travers le développement des fissures parallèles à la direction de chargement due aux contraintes de traction, dont la direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression. Les normes **NF DTU 20.1 (DTU P10-202) [1985]** et **NF EN 1052-1 [1999]** conseillent de déterminer cette résistance à partir d'essais sur prismes simples en maçonnerie de 3, 4 ou 5 éléments, soumis à la compression uniaxiale.

Les expériences menées avec des briques en terre cuite [Page, 1978] montrent que généralement, la résistance du prisme est supérieure à celle du mortier et inférieure à celle de la pièce de maçonnerie isolée (Figure 2).

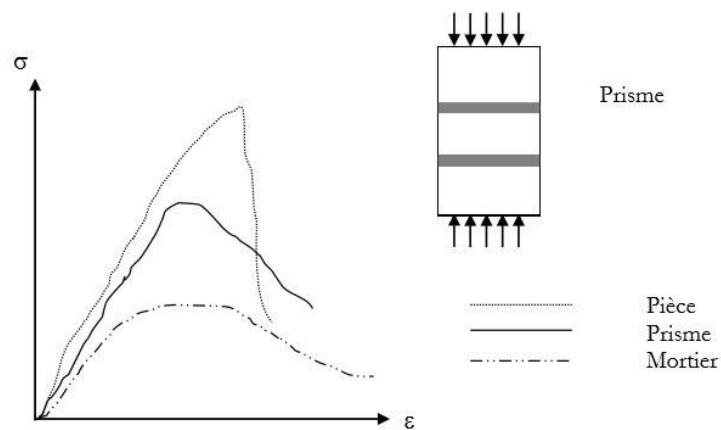


Figure 2 : Comportement en compression de prismes en maçonnerie, [Page, 1978]

Plusieurs mécanismes de rupture ont été observés : l'écrasement des pièces de maçonnerie, la fissuration verticale due à des contraintes transversales et la rupture soudaine due à l'instabilité des parois internes dans le cas des briques creuses [Lafuente, 1990]. On peut donc tirer les conclusions suivantes :

- ✓ les contraintes de traction causant les fissurations sont dues à des déformations générées du mortier ;
- ✓ la résistance nominale à la compression des briques (essais standards) ne peut être exploitée directement pour déterminer la résistance des briques dans les murs car les

modes de rupture d'une brique dans les deux situations sont différents [Cherrabi, A, 1990].

Le mortier essaie de s'échapper du joint sous chargement vertical, pendant que la pièce s'oppose à ce mouvement. Le mortier se place donc dans un état de compression biaxiale pendant que la pièce reste soumise à des contraintes de traction transversales diminuant la résistance du prisme. Meli et Hilsdorf [cité par Lafuente, 1990] ont appelé ce phénomène « l'effet joint ». Ils ont résumé les résultats en proposant des courbes contraintes-déformations axiales pouvant être considérées comme linéaires jusqu'à 70% de la charge maximale. La connaissance de ces courbes est fondamentale pour la proposition d'un modèle mathématique permettant l'étude en flexion des structures.

En compression, le comportement de la maçonnerie peut être assimilé dans certaines limites, à celui du béton armé [Tomazevic, 1980]. Des courbes adaptées à la modélisation de la maçonnerie armée en blocs de béton ont ainsi été proposées par Hart [1989].

La valeur de « résistance à la compression (F_c) » obtenue au moyen des prismes en compression uniaxiale est un critère fournissant une large marge de sécurité pour l'évaluation de la résistance des murs à l'échelle réelle. Mais un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire le comportement des murs soumis à des états combinés de contraintes.

C'est en ce sens que de nombreux travaux, pour la plupart à caractère expérimental, portent sur le comportement de la maçonnerie sous sollicitation biaxiale [Hegmier, 1978 ; Page, 1981 ; Rochet, 1985]. Page [1981]. En réalisant des essais sur 102 murs en maçonnerie sous compression biaxiale en considérant l'orientation des joints par rapport à la verticale et la variation des charges appliquées, ils sont arrivés aux conclusions suivantes :

- lorsque l'une des contraintes est beaucoup plus importante que l'autre, la rupture se produit dans un plan normal au plan du mur en maçonnerie (Figure 3). Dans les autres cas, la rupture a lieu dans un plan parallèle à celui du mur (Figure 4) ;
- mais il est important de signaler que pour les cas de rupture dans le plan normal donc proches du cas uniaxial, l'orientation des joints influence la résistance à la rupture, tandis que pour les autres elle peut être négligée d'où la conclusion que la résistance à la compression uniaxiale sous-estime celle biaxiale.

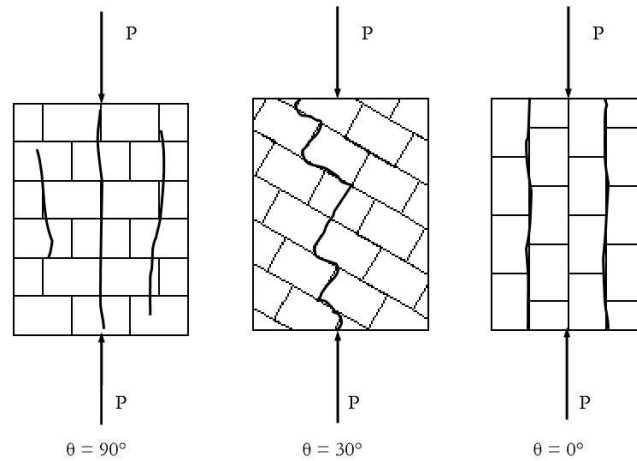


Figure 3 : Fissuration (Plan perpendiculaire), [Page, 1981]

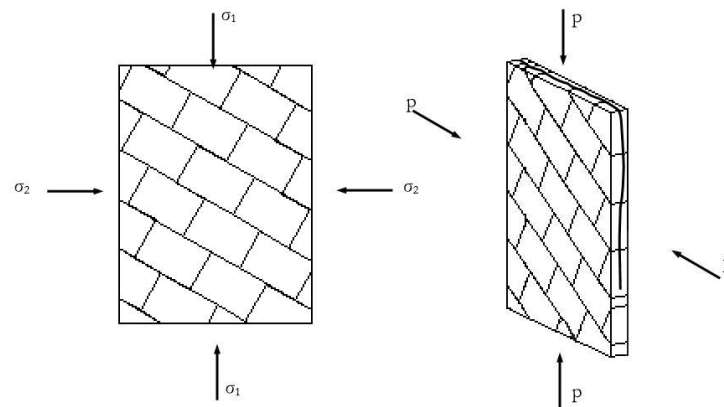


Figure 4 : Fissuration (Plan parallèle), [Page, 1981]

Les études de [Rochet \[1985\]](#) ont confirmé qu'une augmentation du confinement latéral augmente la résistance du prisme en compression et que le mécanisme de rupture change selon le rapport des forces appliquées. De l'analyse de l'effet du type de mortier employé il constate aussi que cette variable s'avère importante et fondamentale dans les essais uniaxiaux car la résistance du prisme semble diminuer pour les mortiers maigres et les joints plus épais.

Malgré la quantité d'informations déjà existante, des études rigoureuses sur les différentes variables qui influencent son comportement s'avèrent encore nécessaires. La généralisation des résultats expérimentaux disponibles reste contestable si on tient compte de la diversité des matériaux utilisés d'un pays à un autre et de la dispersion de ces résultats.

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

De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement « nominale » qui pourrait être déterminée expérimentalement [Lafuente, 1990]. Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer la contrainte de cisaillement de façon simple et pratique :

- ✓ les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale ;
- ✓ les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des joints.

III.1. Essai de cisaillement

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler au laboratoire est celui montré sur la (Figure 5(4)). En ce qui concerne les autres types d'essais illustrés par les Figures 5(1), 5 (2), et 5 (3), il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.

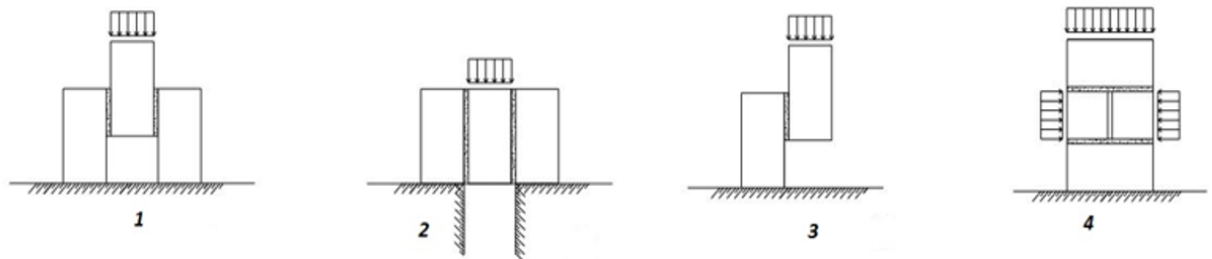


Figure5 : Essais de Cisaillement, [Lafuente, 1990]

III.2. Résultats de l'Essai

Meli et Reyes [cité par Lafuente, 1990] à travers leur étude, ont témoigné de l'existence de différents types de comportement à la rupture :

- ✓ rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (Figure 6(1)) ;
- ✓ glissement au niveau des joints, rupture par adhérence (Figure 6(2)).

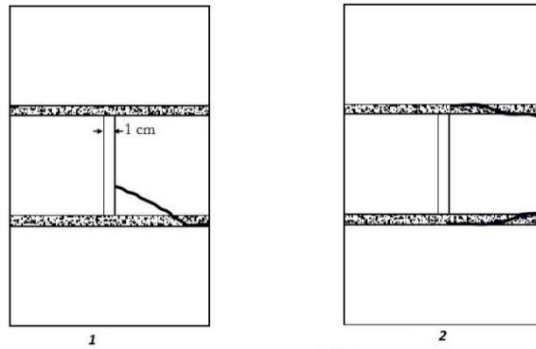


Figure 6 : Schéma de Fissuration, [Lafuente, 1990]

Ils ont également rapporté quelques cas de fissuration par rupture du mortier. Ce type d'essais aboutit à l'obtention de courbes telles que celle de la Figure 7, qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction (c et ϕ) [Anand, 1985]. Les coefficients de dispersion sont élevés. Les références consultées rapportent que dans ce type d'expériences, la ruine survient soudainement et d'une manière fragile, ce qui rend impossible l'observation de la propagation de la fissure.

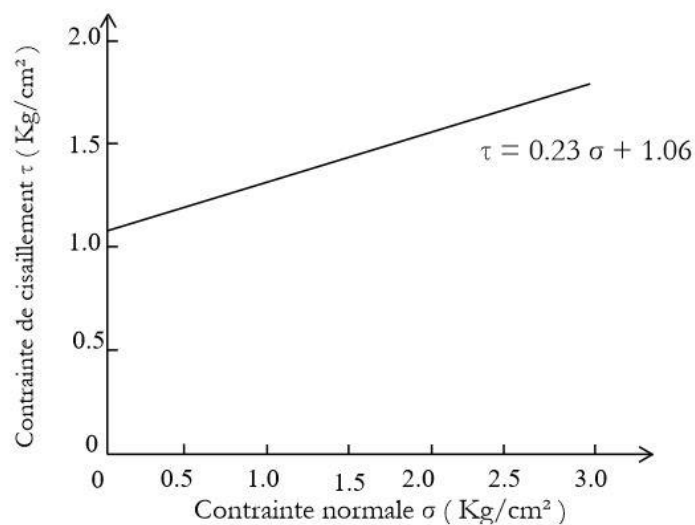


Figure 7 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge, [Lafuente, 1990]

III.3. Essai de traction diagonale

C'est l'essai le plus utilisé pour déterminer la résistance à la traction de la maçonnerie (Figure 8). Il est inspiré de « L'essai brésilien » (Figure 9).

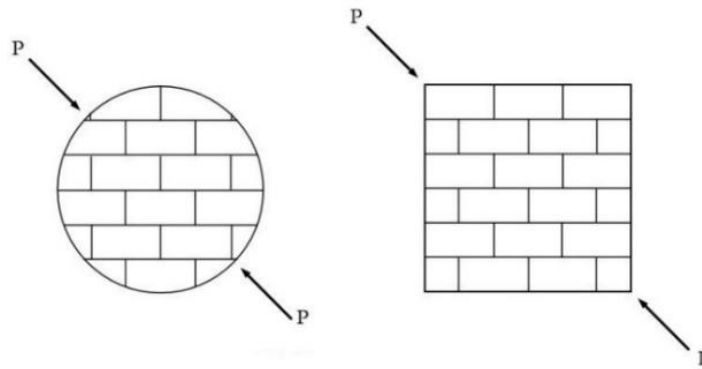


Figure 8 : Essai de traction diagonale, [Lafuente, 1990]

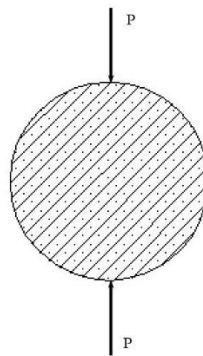


Figure 9 : Essai Brésilien, [Johnson et Thompson, 1967]

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

IV. MODELISATION DE LA MAÇONNERIE AU CISAILLEMENT

IV.1. Résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6

La résistance au cisaillement f_{vk} selon l'EUROCODE 6 [EN 1996-1-1, Mars 2006] doit être déterminée par des essais sur la maçonnerie conformément à la norme EN 1052-3 [Avril 2003] ou établie à partir d'une évaluation de résultats d'essais fondée sur la relation entre la résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie non armée. La résistance au cisaillement de la maçonnerie à l'origine (due à son poids propre) f_{vk0} est déterminée à partir

des normes EN 1052-3 [Avril 2003] et 1052-4 [Mai 2001] ou obtenue à partir du Tableau 1 (les mortiers d'usage courant), et de la contrainte de compression appliquée.

Quand les résultats d'essais ne sont pas disponibles pour un projet, il est possible d'estimer la résistance caractéristique au cisaillement de la maçonnerie non armée f_{vk} en utilisant des mortiers d'usage courant avec des joints de façon qu'ils soient remplis et ne soient pas inférieurs à la valeur indiquée ci-dessous :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (1)$$

Où

f_{vk0} : Résistance au cisaillement sous une contrainte de compression nulle déterminée à partir des normes EN 1052-3 [Avril 2003] et 1052-4 [Mai 2001] ou pour les mortiers d'usage courant sans adjuvants ni ajouts du Tableau 1.

σ_d : Résistance de compression de calcul perpendiculaire au cisaillement dans la partie d'ouvrage au niveau considéré.

$$f_{vk} = 0.065 f_b \text{ mais pas inférieur à } f_{vk0}$$

$$= \text{la valeur limite donnée au Tableau 1} \quad 0.065f_b \leq f_{vk} \leq f_{vk0}$$

avec

f_b : Résistance en compression normalisée des éléments de la maçonnerie.

Lorsqu'on ne dispose pas de résultats d'essais soit pour un projet spécifique soit dans un cadre national, on peut estimer que la résistance au cisaillement caractéristique d'une maçonnerie dont les joints d'about ne sont pas remplis mais dont les faces adjacentes des éléments sont placées au contact, ne devrait pas être inférieure à la plus faible des valeurs ci-dessous [EN1052-3, Avril 2003] :

$$f_{vk} = 0.5f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (2)$$

Où

f_{vk0} , σ_d et f_b sont tels que définis précédemment

$$f_{vk} = 0.045 f_b \text{ mais pas inférieur à } f_{vk0}$$

$$= 0.7 \text{ fois la valeur limite donnée au Tableau (1)} \quad 0.045 f_b \leq f_{vk} \leq 0.07 f_{vk0}$$

Pour les maçonneries montées à joints interrompus à partir d'éléments hourdés avec deux bandes égales de mortier d'usage courant d'au moins 30 mm de large chacune sur les bords externes des faces de pose d'éléments, on ne peut estimer que la résistance au cisaillement caractéristique qui ne devra pas être inférieure à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0.4 \sigma_d \quad (3)$$

Où f_{vk0} , σ_d et f_b sont tels que définis précédemment

g : Largeur totale des deux bandes de mortier

t : Epaisseur du mur

$$Ou = 0.05 f_b \text{ mais pas inférieur à } f_{vk0}$$

$$= 0.7 \text{ fois la valeur limite donnée au Tableau 1} \quad 0.05 f_b \leq f_{vk} \leq 0.07 f_{vk0}$$

Tableau 1 : valeurs de la résistance initiale au cisaillement f_{vk0} [EN 1996-1-1, 2006]

Élément de maçonnerie	f_{vk0} (MPa)		
	Mortier d'usage courant	Mortier de joints minces $0.5 \leq t \leq 3$ mm	Mortier allégé
Terre cuite	0.3	0.3	0.15
	0.2		
	0.1		
Silico-calcaire	0.3	0.4	0.15
	0.15		
	0.1		
Béton de granulat	0.2	0.3	0.15
Béton cellulaire autoclavé	0.15		

IV.2 Vérification de la résistance au cisaillement de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6

En condition d'état-limite ultime, l'inégalité suivante doit être vérifiée :

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (4)$$

Où :

V_{sd} : valeur de calcul du cisaillement appliqué au mur de maçonnerie ;

V_{rd} : Résistance au cisaillement de calcul du mur.

Cette formule est également une autre méthode de calcul simplifiée pour la conception des murs de contreventement des Bâtiments ne comportant pas plus de trois étages.

La résistance de calcul au cisaillement V_{rd} peut être déterminée comme suit :

Si tous les joints verticaux de la maçonnerie sont remplis de mortier :

$$V_{rd} = \frac{1}{\delta_M} (t \times I_c \times f_{vk0} + 0.4N_{sd}) \quad (5)$$

V_{rd} devant être compris entre

$$\frac{1}{\delta_M} t \times I_c \times f_{vk0} \quad \text{et} \quad \frac{1}{\delta_M} t \times I_c \times 0.065f_b \quad (6)$$

Si les joints verticaux de la maçonnerie ne sont pas remplis de mortier :

$$V_{rd} = \frac{1}{\delta_M} (0.5t \times I_c \times f_{vk0} + 0.4N_{sd}) \quad (7)$$

V_{rd} devant être compris entre

$$\frac{1}{\delta_M} t \times I_c \times f_{vk0} \quad \text{et} \quad \frac{1}{\delta_M} t \times I_c \times 0.045f_b \quad (8)$$

Où :

I_c : Longueur de la partie comprimée du mur, en supposant une répartition linéaire de la contrainte,

t : Épaisseur de la paroi intérieure du mur,

N_{sd} : Charge verticale de calcul,

δ_M : Coefficient partiel de sécurité du matériau.

IV.3 Calcul de la contrainte de cisaillement suivant la norme ASTM E 519 – 02

Selon la norme **ASTM E 519 – 02 [Avril 2003]**, la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement τ est égale à la contrainte de traction principale σ_t donnée par :

$$S_s = \tau_t = \frac{0.707 \times P}{A_n} \quad (9)$$

Où

P : La force de compression de la diagonale.

A_n : La surface nette.

$$A_n = \left(\frac{W+H}{2} \right) t \times n \quad (10)$$

W : Largeur du mur (mm).

H : Hauteur du mur (mm).

t : Épaisseur totale.

n : Surface brute du bloc exprimé en pourcentage.

Déformation tangentielle :

$$\gamma = \frac{\Delta V + \Delta H}{g} \quad (11)$$

Où :

γ : La déformation tangentielle (mm/mm).

ΔV : Première diagonale (mm).

ΔH : Deuxième diagonale (mm).

g : Moyenne de la diagonale (mm).

Module de rigidité :

$$G = \frac{S_s}{\delta} \quad (12)$$

G : Module de rigidité (MPa).

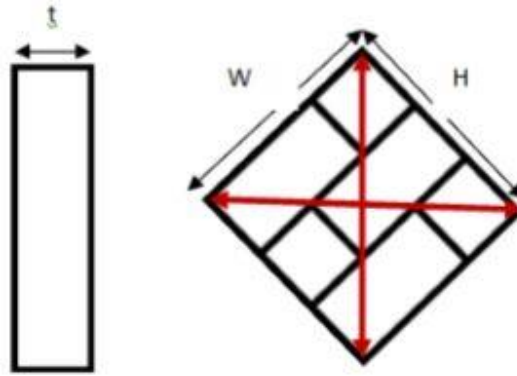


Figure 10 : Caractéristiques géométriques des murets [ASTM E 519 – 02, Avril 2003]

V. MODELISATION DE LA MACONNERIE SOUS CHARGE VERTICALE

V.1. Résistance sous charge verticale de la maçonnerie non armée selon l'EUROCODE 6

Selon l'EUROCODE 6 [EN 1996-1-1, Mars 2006], la résistance caractéristique d'une maçonnerie peut être évaluée au moyen de la formule suivante :

$$f_k = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3} \quad (13)$$

Avec :

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

f_m : résistance de mortier.

K : coefficient selon le type de maçonnerie

Il nous donne également certaines observations avec la formule ci-dessus :

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

Si la notion de « facteur de forme » est couramment admise, l'explication physique des

phénomènes n'est pas clairement connue pour autant. Dès lors, on ne doit pas s'étonner si les valeurs numériques avancées dans le projet d'EUROCODE 6 [EN 1996-1-1, Mars 2006], valeurs principalement justifiées sur la base des résultats d'essais, le plus souvent dispersées et entachées d'influences, sont sujet à controverse.

Bien que ce facteur de forme englobe l'influence de forme physique bien réelle (influence du fretage des plateaux de presse, pourcentage d'épaisseur des joints), il apparaît ici comme un simple artifice de calcul permettant de recalculer tant bien que mal les valeurs données par la formule 13 avec les résultats expérimentaux obtenus sur murets.

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

Le contenu de l'étude présenté par l'EUROCODE 6 [EN 1996-1-1, Mars 2006] tente de combler cette insuffisance en apportant, après analyse des phénomènes observés au cours d'essais et complément d'informations tiré de l'approche par la méthode des éléments finis, un ensemble de formulations simples suffisamment représentatives de la réalité. Pour cela, les maçonneries ont été classées selon leur type de comportement à la rupture en trois groupes :

- ✓ les maçonneries de produits pleins ;
- ✓ les maçonneries de produits creux à alvéoles verticales ;
- ✓ les maçonneries de produits creux à alvéoles horizontales.

V.2. Modèle analytique de calcul

Il est proposé ici un ensemble de modèles simplifiés [Delmotte et col, 1992] permettant le calcul de la résistance d'une maçonnerie (f_m) à partir de celle du produit (f_b), d'une part, et celle du mortier de pose (f_m) d'autre part. Le caractère conventionnel des modes expérimentaux de détermination de ces valeurs, quel qu'il soit, ne permet pas de disposer de valeurs « intrinsèques ». Les formules proposées ici ne sont donc numériquement applicables qu'à certains coefficients très liés principalement aux conditions d'essais dans lesquelles f_b et

f_m , entre autres caractéristiques, ont été obtenus. Parmi les principaux paramètres influant sur les résultats d'essais nous pouvons retenir :

- ✓ le mode et la vitesse de mise en charge ;
- ✓ les caractéristiques mécaniques du matériau utilisé ;
- ✓ l'humidité des produits (cas des blocs en béton cellulaire) ;
- ✓ le frettage des plateaux de presse.

V.2.1. Déformabilité globale d'un assemblage bloc – mortier

Selon **Delmotte et al. [1992]**, si le bloc et le mortier ont la même largeur (Figure 11), la contrainte moyenne dans l'assemblage est égale à :

$$\sigma_o = E_b \cdot \Delta h / h \quad (14)$$

Ou encore à :

$$\sigma_o = E_m \cdot \Delta e / e \quad (15)$$

Ou encore à :

$$\sigma_o = E_M \cdot \Delta(h + e) / (h + e) \quad (16)$$

de plus, on a :

$$\Delta(h + e) = \Delta h + \Delta e \quad (17)$$

Où :

σ_o : Contrainte moyenne nette appliquée ;

E_b : Module d'élasticité du produit ;

E_m : Module d'élasticité du mortier ;

E_M : Module d'élasticité de la maçonnerie ;

h : Hauteur du produit ;

e : Épaisseur du joint de mortier

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

Des Formules 14, 15, 16 et 17 l'équation suivante peut être écrite :

$$E_M = \frac{E_b \times E_m \times (h+e)}{(h \times E_b) + (e \times E_b)} \quad (18)$$

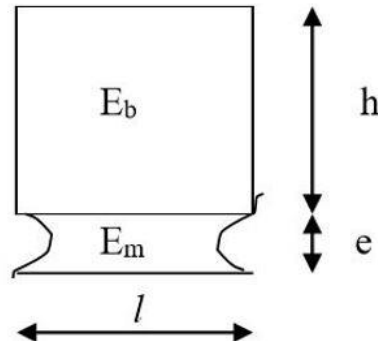


Figure 11 : Caractéristiques et dimensions du bloc et du joint, [Delmotte et col., 1992]

V.2.2. Hypothèse reliant résistance et déformabilité

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

Les relations suivantes peuvent alors être écrites :

$$f_b = E_b \cdot \varepsilon_{bu} \quad (19)$$

$$f_m = E_m \cdot \varepsilon_{mu} \quad (20)$$

Où :

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

ε_{mu} : déformation unitaire ultime du mortier

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

$$f_M = E_M \cdot \varepsilon_{Mu} \quad (21)$$

Où :

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

E_M est donné par la Formule (18) et ε_{Mu} par un raisonnement analogue à celui utilisé ci-dessus :

$$\varepsilon_{Mu} = \frac{(h \times \varepsilon_{bu}) + (e \times \varepsilon_{mu})}{(h+e)} \quad (22)$$

avec, h : Hauteur du produit ;

e : Épaisseur du joint de mortier

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

V.2.3. Formulation générale

Des formules précitées 18, 19, 20, 21 et 22 et en supposant « e » petit devant « h » on déduit :

$$f_M = f_b \frac{l}{l + \frac{e \times f_b \times \varepsilon_{mu}}{h \times f_m \times \varepsilon_{bu}}} \quad (23)$$

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

Sous l'effet des charges verticales et si le matériau du joint est plus déformable que celui du bloc, la maçonnerie peut être le siège de contraintes horizontales de traction dans le bloc au voisinage du joint qui peuvent, à leur tour, conduire à une rupture prématurée de la maçonnerie par fendage (cas des maçonneries des blocs de béton cellulaire autoclave par exemple) selon [Delmotte et col. \[1992\]](#). Pour eux, ces contraintes sont une conséquence des effets de fretage / contre-fretage entre bloc et mortier et du bloc dans le sens horizontal. Au voisinage immédiat du joint, l'allongement horizontal ε_h peut être estimé à la moyenne des

déformations horizontales du bloc et du joint.

$$\varepsilon_h = \frac{\varepsilon_{mh} + \varepsilon_{bh}}{2} = \frac{(\sigma_0 \times V_m)}{2 \times E_m} + \frac{(\sigma_0 \times V_b)}{2 \times E_b} \quad (24)$$

Où :

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

V_m et V_b : Coefficients de poisson du mortier et du bloc.

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

$$\sigma_{traction} = (\lambda + 2\mu) \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_{bh}) + \lambda \cdot \varepsilon_b \quad (25)$$

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

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

V.3. Résistance des maçonneries de produits pleins

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

- ✓ par dépassement de l'allongement ultime du bloc dans le sens horizontal par effet de Poisson (Figure 12 (1)) :

$$f_b = E_b - \varepsilon_{tu} / \nu b \quad (26)$$

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

- ✓ par écrasement du bloc (Figure 12 (2)) :

$$f_b = E_b - \varepsilon_{bu} \quad (27)$$

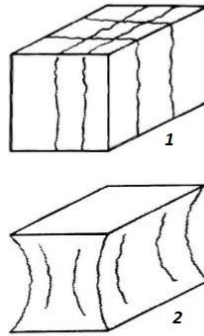


Figure 12 : Schémas des corps d'épreuve après essai, [Delmotte et col., 1992]

Lorsque le joint est mince et le mortier est résistant, le comportement de la maçonnerie s'apparente à celui d'un mur monolithe. Lorsque le joint est plus épais, celui-ci se dégrade de l'extérieur vers l'intérieur (Figure 13).

Si les modes de rupture observés sur maçonnerie et sur bloc seul sont du même type, f_M peut être évaluée à partir de la Formule 23 qu'il convient simplement de corriger par un coefficient réducteur « J » pour tenir compte de la réduction de la largeur des joints au cours du chargement.

On pourra prendre par exemple :

$$J = S_r / S_b = (l - e) / l \quad (28)$$

Où :

S_r : section résistante

S_b : section brute

l : largeur du produit

On prendra

$$\varepsilon_{equ} = \varepsilon_{bu} \quad (29)$$

Où :

ε_{equ} : est la déformation ultime équivalente

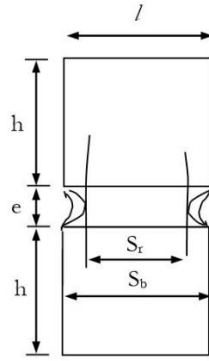


Figure 13 : Localisation de la section résistante, [Delmotte et col., 1992]

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

f_M peut être déterminée à partir de la formule (23) corrigée par le coefficient « J », et en remplaçant ε_{bu} par $\varepsilon_{equ} = \min(\varepsilon_{bu}, \varepsilon_{tu} / \nu)$.

Dans les deux cas on a :

$$f_M = f_b \times \frac{l-e}{l} \times \frac{l}{l + \frac{e \times f_b \times \varepsilon_{mu}}{h \times f_m \times \varepsilon_{equ}}} \quad (30)$$

De plus, pour les maçonneries composées de bloc et de mortier de déformabilités différentes, il convient de vérifier que la contrainte de traction $\sigma_{traction}$, qui est donnée dans la Formule 25 ne dépasse pas la contrainte maximale de traction du matériau constitutif du bloc, ce qui se traduit par la condition :

$$f_M < E_b \cdot \varepsilon_{tu} ((\lambda + 2\mu) (\nu_m / E_m - \nu_b / E_b) + \lambda / E_b) - 1 \quad (31)$$

- Pour les maçonneries pour lesquelles les effets de frettage / contre-frettage bloc mortier sont importants, le confinement du mortier a pour effet de réduire l'influence défavorable d'un mortier faible sur les capacités mécaniques globales de la maçonnerie. La formule 23 ne rend pas directement compte de ce phénomène mais montre toutefois que lorsque e tend vers zéro, f_M tend vers f_b , quelle que soit la

résistance du mortier. La maçonnerie se comporte alors comme une structure monolithe.

- La limite $e \rightarrow 0$ reste théorique et l'épaisseur du joint doit être en pratique supérieure à la dimension des plus grands granulats du mortier constituant le joint.

Les graphiques de la Figure 14 montrent une application de la Formule 30 pour le cas des blocs pleins.

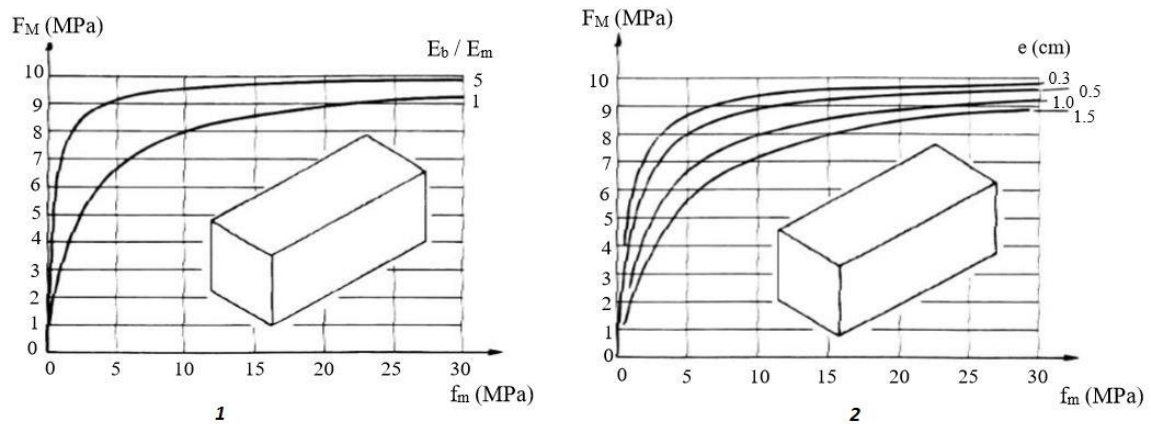


Figure 14 : Variation de f_M maçonnerie pleine ;(1) Variations de f_M avec f_m et E_b/E_m ;(2) Variations de f_M avec f_m et l'épaisseur du joint de mortier, [Delmotte et col., 1992]

V.4. Résistance des maçonneries de blocs perforés ou creux

V.4.1. Poinçonnement du mortier des joints par les cloisons

Dans ce cas, la résistance de la maçonnerie est toujours limitée par la quantité $(f_m S_r / E_b)$ dans les conditions définies au paragraphe précédent. Ce poinçonnement, s'ajoutant aux effets de dessiccation différentielle abordés dans le dernier paragraphe la partie V.2.3., peut conduire à un cisaillement des blocs et à une désolidarisation entre les cloisons médianes et externes [Delmotte et col, 1992].

V.4.2. Rupture des cloisons par écrasement de leur matériau

Dans ce cas, on admet les approximations suivantes :

$$f_b = f_p \times S_n / S_b \quad (32)$$

$$E_p = E_b \times S_b / S_n \quad (33)$$

Où :

E_p : Module d'élasticité du produit plein ;

f_p : résistance du produit plein

S_n : surface nette du produit.

S_b : surface brute du produit

Soit E_{Mp} le module d'élasticité d'une maçonnerie de produit pleins constitués du même matériau que celui des produits creux, et d'après la Formule 18 on a :

$$E_{Mp} = \frac{E_b \times E_m \times (h+e)}{(h \times E_m) + (e \times E_p)} \quad (34)$$

En supposant $E_M = E_{Mp} \times S_n / S_b$, en remplaçant E_p par la Formule 34

$$E_{Mp} = \frac{S_r}{S_n} \frac{E_b \times E_m \times (h+e)}{(h \times E_m) + (e \times S_b) / (S_n \times E_b)} \quad (35)$$

Finalement, avec $e \ll h$

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} \times f_b \times \frac{l}{l + \frac{e \times f_b \times \varepsilon_{mu} \times S_b}{h \times f_m \times \varepsilon_{bu} \times S_n}} \quad (36)$$

Où :

S_r : section résistante

Lorsque f_m tend vers l'infini, la Formule 36 montre que f_M tend vers $f_b \times S_r / S_n$. L'expérimentation, confirmée par l'approche « éléments finis », révèle effectivement que pour des mortiers de résistance élevée, la résistance de la maçonnerie est réduite par rapport à celle du bloc d'une quantité très voisine de S_r / S_n , (Figure 15). Cet affaiblissement provient pour une large part de la structure interne des blocs associés à un montage à joint verticaux décalés

V.4.3. Rupture par flambement des cloisons des blocs

La différence avec le cas précédent reste actuellement encore théorique mais pourrait

toutefois devenir réelle avec l'apparition de blocs de grande hauteur ($h > 25$ cm) associée à des parois minces dont l'épaisseur ne dépasserait guère le centimètre en partie basse.

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

$$f_b = R_1 \times f_p \times S_n / S_b \quad (37)$$

Avec

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

Donc :

$$f_b = E_b \times R_1 \times \varepsilon_b \quad (38)$$

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

On déduit :

$$f_M = \frac{S_r}{S_n} \times f_b \times \frac{l}{l + \frac{e \times f_b \times \varepsilon_{mu} \times S_b}{h \times f_m \times R_1 \times \varepsilon_{bu} \times S_n}} \quad (39)$$

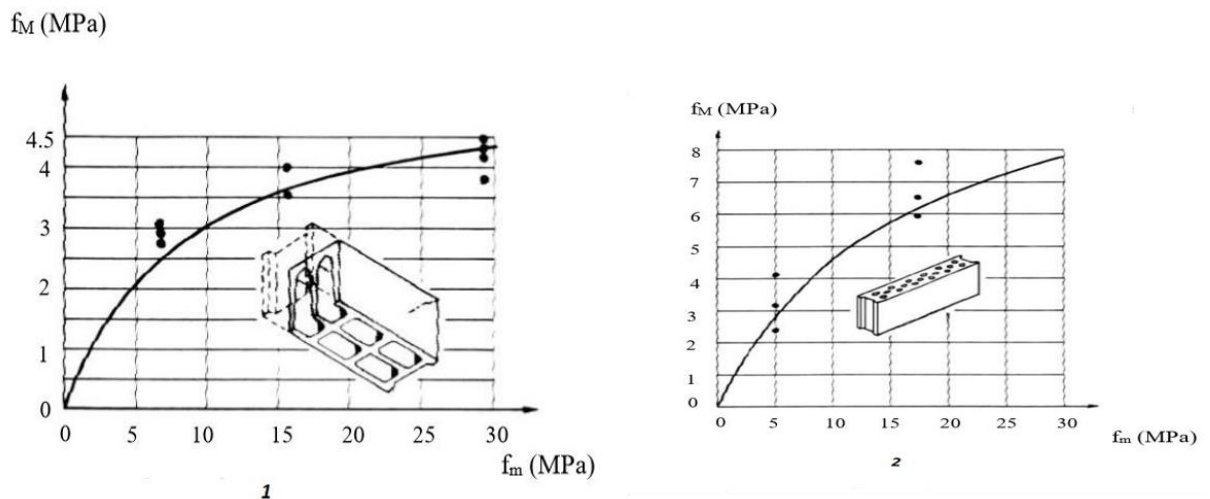


Figure 15 : Variation de f_M avec f_m pour différents produits perforés et creux ; (1) Maçonnerie de blocs creux en béton ; (2) Maçonnerie de blocs perforés en béton [Delmotte et col., 1992]

VI. FORMULES EMPIRIQUES POUR LE CALCUL DE LA RESISTANCE EN COMPRESSION DE LA MAÇONNERIE

Il existe actuellement dans la littérature un volume de données considérable des essais sur des murs de maçonnerie effectués dans plusieurs pays dans le monde. **Hendry et Malek [1986]** ont effectué une analyse statistique de plusieurs centaines d'essais de murs et ont obtenu des équations convenables (Formule 40 et 41) pour la détermination de la résistance moyenne des murs de brique de taille d'étage, épais de 102,5 mm et de 215 mm construits avec des unités pleines. Les auteurs ont utilisé des mortiers bâtards dans les proportions ciment : chaux : sable en masse sont respectivement de 1 : ¼ : 3 et 1 : 1 : 6. L'épaisseur du mur de 102.5 mm est équivalent à la largeur d'une brique et celui de 215 mm d'épaisseur le résultat de 2 briques collées l'une à l'autre et équivalent à la longueur de la brique. Les équations obtenues étaient comme suite :

$$\text{Muret de 102,5mm d'épaisseur : } f_M = 1.42 \times f_b^{0.531} \times f_m^{0.208} \quad (40)$$

$$\text{Muret de 215mm d'épaisseur : } f_M = 0.334 \times f_b^{0.778} \times f_m^{0.234} \quad (41)$$

Où :

f_b résistance à la compression de la brique

f_m résistance à la compression du mortier

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

$$f_M = 0.9 \times f_b^{0.67} \times f_m^{0.33} \quad (42)$$

Ceci s'applique à la maçonnerie pour laquelle le rapport entre la résistance de bloc et la résistance de mortier est supérieure à 1,7. Le rapport hauteur de bloc / épaisseur du bloc est autour de 2,2.

Basé sur une analyse statistique des résultats de 925 essais de murs de divers types d'éléments et de résistance de mortiers variables, **Mann [1982]** a établi une relation entre les résistances de la maçonnerie et celle de ses différents éléments, semblable à celle de

Rostampour [1973]. Cette relation est donnée par la formule ci-dessous :

$$f_M = 0.83 \times f_b^{0.66} \times f_m^{0.33} \quad (43)$$

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

$$f_M [MPa] = 0.97 \times f_b^{0.43} \times E_m^{0.26} \quad (44)$$

Où

E_m est le module élastique du mortier divisé par 1000.

Une proposition quelque peu semblable pour le calcul de la force caractéristique a été adoptée dans l'**EUROCODE6 [EN 1996-1-1, Mars 2006]** employant l'équation :

$$f_K = K \times f_b^{0.7} \times f_m^{0.3} \quad (45)$$

Où

K : coefficient selon le type de maçonnerie

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

f_m : résistance à la compression moyenne du mortier.

Les valeurs recommandées de K changent de 0.6 pour les murs ayant la même épaisseur que les unités de maçonnerie issues de la catégorie de qualité la plus élevée, à 0.4 pour les murs qui ont un joint longitudinal dans l'épaisseur avec des unités de maçonnerie de mauvaise qualité. La résistance normalisée est prévue pour être l'équivalent de celle d'un cube en 100 mm afin de donner une formule simple pour des unités de différentes proportions. L'**EUROCODE6 [EN 1996-1-1, Mars 2006]** donne une table des valeurs pour une constante δ par laquelle la force d'essai de l'unité devrait être multipliée pour donner f_b dans la formule. Des valeurs très semblables sont indiquées par la Formule empirique 42 dérivée des résultats d'essais de **Khalaf et Hendry [1994]** :

$$\delta = \left(\frac{h}{\sqrt{A}}\right)^{0.37} \quad (46)$$

Où

h : hauteur du produit

A : section chargée.

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

$$f_{mg} = \zeta \times \left[1 - k(1 - \zeta) \frac{f_{cg}}{f_b} \right] \times f_b + (1 - \zeta)f_{cg} \quad (47)$$

Où :

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

f_{cg} : résistance à la compression du coulis

f_b : résistance à la compression du bloc

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

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

Une autre formule empirique nous est également donnée par le CNERIB [DTR.C2-45, 1997] pour la détermination de la résistance de la maçonnerie qui est :

$$f_M = 0,55 \times \sqrt[3]{(f_m \times f_b^2)} \quad (47)$$

VII. ETUDES NUMERIQUES

L'utilisation des méthodes numériques pour l'étude du comportement de la maçonnerie est très importante. Elle est généralement lourde et menée dans des conditions précises. La maçonnerie, malgré la grande quantité d'informations existantes, reste encore un matériau méconnu. La diversité des variables modifiant son comportement, la dispersion caractéristique des résultats expérimentaux disponibles et la variété des mécanismes qui déterminent sa performance en sont la cause. C'est ainsi que Prat et al. [1997] présentent dans un ouvrage collectif les différentes approches de la modélisation par éléments finis permettant de décrire des modèles structurants détaillés mais aussi de définir des conditions aux limites

proches de la réalité. La maçonnerie peut être traitée à deux échelles différentes selon [Acary \[2001\]](#) et [Colas \[2009\]](#) :

- ✓ l'échelle macroscopique, c'est-à-dire celle de la structure, où l'on peut considérer la maçonnerie comme homogène et continue ;
- ✓ l'échelle microscopique, c'est-à-dire celle des éléments (blocs ou joints), où la maçonnerie est hétérogène.

En considérant l'échelle macroscopique, ou microscopique ou les deux à la fois, la littérature a été dominée par trois grandes approches de modélisation des structures maçonnées.

VI.1. Approche de modélisation des structures maçonnées

VI.1.1. Approche macro-mécanique des structures maçonnées

La maçonnerie est considérée comme un matériau homogène et continu auquel on applique les principes de la mécanique des milieux continus. Différentes hypothèses de comportement sont alors possibles en fonction des phénomènes que l'on veut modéliser et des données expérimentales à disposition [[Lawane, 2014](#)]. On peut ainsi distinguer :

- ✓ la modélisation en plasticité parfaite permettant de mettre au point des modèles de structures maçonnées en faisant intervenir un minimum de paramètres caractéristiques du matériau. On peut évaluer simplement la stabilité de la maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture. [Coulomb \[1773\]](#) fut le premier à se pencher sur le sujet, qui a ensuite été développé par [Méry \[1840\]](#) puis [Delbecq \[1983\]](#). L'analyse limite et les travaux de [Heyman \[1966\]](#) introduisent de nouvelles hypothèses qui qualifient la relation contrainte-déformation et définissent ainsi une nouvelle classe de matériau adapté au cas de la maçonnerie que sont les « Non-Tension Materials » possédant une résistance illimitée en compression, nulle à la traction avec aucun glissement autorisé.
- ✓ La modélisation en élasticité linéaire à travers la méthode des éléments finis en élasticité linéaire. Elle a été utilisée pour modéliser des édifices monumentaux en maçonnerie, comme la Basilique St Marc à Venise [[Mola et Vitaliani, 1997](#)]. Ce type de calcul montre l'influence de la géométrie sur le comportement de la structure en pointant les zones sensibles, donc susceptibles d'être sollicitées en traction. La difficulté réside dans la caractérisation des différents paramètres élastiques du matériau et dans l'impossibilité de déterminer la rupture de la structure.

- ✓ La modélisation avec la prise en compte des phénomènes inélastiques permettant de considérer la maçonnerie comme un géo-matériaux quasi-fragile. **Lourenço et Rots [1997]** proposent un modèle de maçonnerie en plasticité non associée en s'appuyant sur les travaux réalisés pour le béton qui simulent les comportements inélastiques du matériau en compression et en traction. **Oñate et al. [1997]** ont adapté par la suite les modèles numériques de calcul en endommagement du béton au cas de la maçonnerie. Or, les géo-matériaux sont en réalité soumis au couplage de ces deux phénomènes d'où la proposition de **Lotfi et Shing [1991]** d'un modèle d'endommagement fragile et de plasticité couplée et appliqué au cas particulier des maçonneries chaînées et armées.

Les modèles macro-mécaniques donnent des résultats cohérents aux données expérimentales. Néanmoins, elles n'autorisent pas la localisation des déformations dans la structure, ne permettent pas de rendre compte de la fragilité avérée au niveau des joints. **Lawane [2014]**.

VI.1.2. Approche micro-mécanique des structures maçonnées

À travers cette approche, on se place à une échelle prenant en compte l'hétérogénéité du matériau. La maçonnerie est considérée comme un milieu polyphasé dont chaque composant est intégré dans la modélisation **Lawane [2014]**. On distingue les modélisations micro-mécaniques selon que le matériau soit considéré comme continu ou discret :

- ✓ Les modèles micro-mécaniques discrets : considèrent la maçonnerie comme un ensemble d'éléments reliés par des lois de contact simulant l'action du joint. Le modèle le plus employé est la Méthode des Éléments Distincts (MED). Elle est initiée et développée par **Cundall [1971]** pour l'analyse des massifs rocheux fissurés. Les blocs sont modélisés par des solides rigides ou déformables liés et dont le mouvement est décrit par les équations de Newton-Euler ; le problème est ensuite résolu par des schémas explicites. On peut également introduire des lois de contact non-régulières type conditions de Signorini ou frottement sec de Coulomb ; la résolution passe alors par l'emploi de schémas implicites, rendant le calcul plus long. On citera parmi ces méthodes non-régulières la méthode Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) initiée par **Moreau [1988]** et **Jean [1999]**. Ces modèles demandent néanmoins beaucoup de paramètres, notamment au niveau des lois de contact, qu'il n'est pas facile de mesurer.

- ✓ Les Modèles micro-mécaniques continus : introduits pour rendre compte des phénomènes de plasticité et d'endommagement de la maçonnerie. Le milieu est considéré comme hétérogène mais continu ; on exclut donc les possibilités de désolidarisation d'une partie de la structure. Les premiers travaux remontent à Page [1978] ; on pourra plus récemment se reporter aux travaux de Lotfi et Shing [1994], Lourenço et al. [1997] ou Shieh-Beygi et Pietruszczak [2008]. Elles permettent une évaluation précise des phénomènes non-linéaires qui interviennent dans la maçonnerie mais leur résolution numérique est souvent complexe et l'évaluation des paramètres nécessaires à leur mise en œuvre difficile. Elles rendent compte précisément des phénomènes intervenant dans la maçonnerie, surtout au niveau des joints. Ici, le problème vient surtout du coût de calcul de telles modélisations ainsi qu'à la caractérisation des différents paramètres nécessaires au modèle.

VI.1.3. Approche multi-échelle des structures maçonnées

La modélisation multi-échelle donne une alternative aux deux approches précédentes par la construction de modèles macro-mécaniques basés sur des considérations micromécaniques. Le milieu hétérogène est substitué par un milieu homogène équivalent qui a les mêmes caractéristiques mécaniques. Deux types de méthode d'homogénéisation sont distingués :

- ✓ les méthodes de bornes, bien adaptées aux maçonneries de blocage ;
- ✓ l'homogénéisation périodique, à privilégier pour les maçonneries régulières.

Le milieu homogénéisé est ensuite étudié à travers des modèles similaires à ceux décrits dans la modélisation macro-mécanique. Pande et al. [1989] furent les premiers à utiliser cette méthode afin de déterminer les propriétés élastiques d'une maçonnerie périodique ; la méthode a ensuite été formalisée par Antoine [1995]. Plus tard, De Buhan et De Felice [1997] ont appliqué la théorie de l'homogénéisation périodique au calcul à la rupture. Les recherches portent maintenant sur la modélisation en plasticité [Lopez et al., 1999 ; Zucchini et Lourenço, 2007] et en endommagement [Luciano et Sacco, 1997 ; Zucchini et Lourenço, 2004 ; Calderini et Lagomarsino, 2006]. Cette modélisation intègre le caractère hétérogène de la structure tout en conservant la simplicité des calculs sur milieux homogènes. Elle donne des résultats intéressants dans la modélisation des phénomènes linéaires mais celle des phénomènes non-linéaires est encore en cours de recherche.

VI.2. Travaux sur la modélisation des structures maçonnées

Certains de nos prédécesseurs lors de leur campagne d'étude sur la maçonnerie ont abouti à certaines conclusions sur la maçonnerie.

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

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

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

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

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

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

- ✓ par fendage ;
- ✓ par traction au plan du panneau ;
- ✓ par traction parallèle au plan du panneau.

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

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

CONCLUSION

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que, malgré la grande quantité de travaux effectués, il reste beaucoup d'inconnues relatives au comportement de la maçonnerie structurale et particulièrement à préciser l'influence de certaines variables :

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

C'est dans ce contexte que nous nous proposons une étude expérimentale sur des panneaux en maçonnerie de BLT de dimensions 880 x 880 mm² ainsi que des triplettes de BLT de dimensions 125 x 600 mm². Le même essai de compression est également effectué sur des panneaux de maçonnerie de parpaing local en guise de comparaison. Les panneaux seront soumis à un chargement uniaxial tandis que les triplettes à des charges de cisaillement.

CHAPITRE II : MATERIAUX ET METHODES EXPERIMENTALES

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, il sera présenté les différents matériaux puis la description des méthodes utilisées pour les caractériser et réaliser les différents essais qui font l'objet de notre étude.

I. MATERIAUX

I.1. Présentation du site de Blocs latéritiques taillés (BLT) de DAKOLE à DANO

Localité du Sud-ouest du Burkina Faso, la commune de Dano est accessible par la route nationale RN12 au sud de la ville de Pâ (Figure 16). Ses coordonnées géographiques sont : Latitude : 11°9' N ; Longitude : 3°4' W [Lawane, 2014]. La carrière de Blocs latéritiques taillés(BLT) qui fait l'objet de nos travaux est une carrière artisanale du quartier de Dakolé exploitée par les habitants. Les briques y sont taillées à l'aide d'outils rudimentaires (pioche et daba). La Figure 17 présente le profil de la carrière que nous avons pu dresser lors de la visite du site.



▲ Dano

Figure 16 : Localisation du site d'Étude, [Adapté à partir de Google]

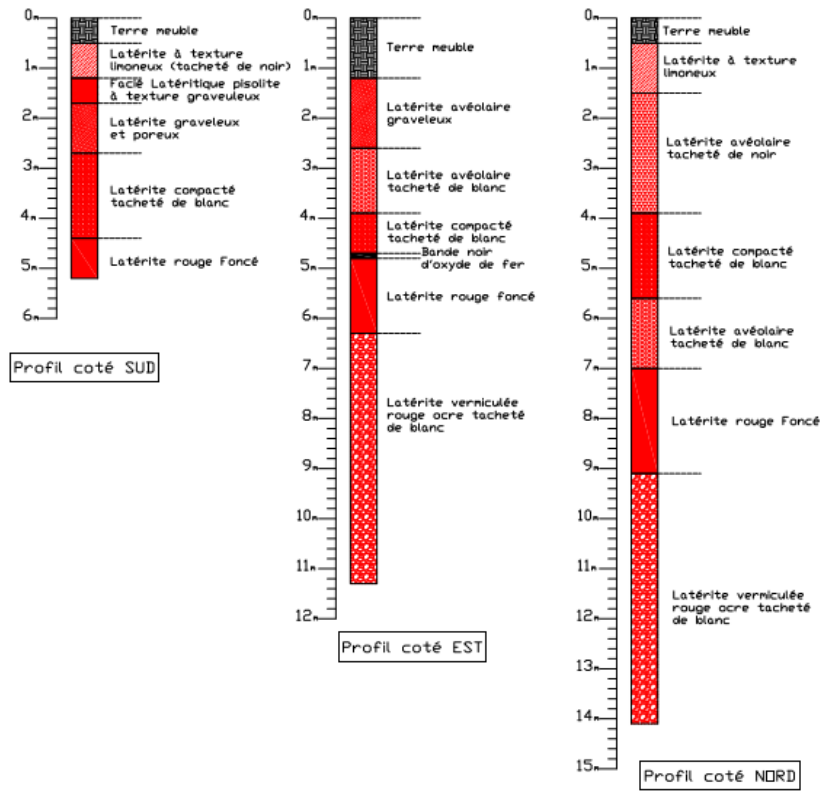


Figure 17 : Profil dressé de la carrière de Dakolé (Dano)

I.2. Les Blocs latéritiques taillés (BLT)

Les BLT étudiés sont prélevés de façon artisanale à la carrière de Dakolé aux dimensions de 145×140×290mm (Photo 1). Au vu de leur mode d'extraction, les BLT ne sont pas toujours uniformes et sont retailés au laboratoire aux dimensions 140×125×280mm à la scie mécanique.



Photo 1 : Exploitation Du BLT de la carrière de Dakolé (Dano)

I.3. Les parpaings

Les parpaings utilisés dans notre étude sont des parpaings locaux, achetés chez un commercial artisanal sur la Route nationale 22 (RN 22) dans la localité de KAMBOINSIN près du site de 2iE. Le but de ces parpaings non conformes aux normes de dosage prescrit est de faire leur comparaison entre ceux utilisés habituellement par les populations riveraines et nos BLT.

I.4. Le sable

Le sable utilisé dans cette étude est un sable 0/5. Il est obtenu juste par tamisage d'un sable fourni par le Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable (LéMHaD) sur un tamis de 5 mm sans lavage au tamis de 80 μm afin de se rapprocher le plus possible des conditions de chantier. Les propriétés de ce sable sont consignées dans la partie résultats.

I.5. Le ciment

Liant de base de notre étude, le ciment utilisé est un CEM II/A-L 42.5 R de CIMBURKINA SPECIAL ETALON. Le ciment est une matière pulvérulente qui forme avec l'eau ou une solution saline une pâte homogène et plastique capable d'agglomérer en durcissant des substances variées appelées granulats.

II. METHODES EXPERIMENTALES

II.1. Essais de caractérisation des différents éléments de la maçonnerie

Dans cette partie, il est question d'effectuer les différents tests de caractérisation de nos matériaux. Leurs principes et modes opératoires sont détaillés dans les annexes. On y retrouve notamment l'essai de résistance à la compression des BLT (Photo 2) en Annexe IV, la résistance en compression des parpaings (Photo 4) en Annexe V, la résistance à la compression du mortier (Photo 3) en Annexe VI et le module de Young du BLT (Photo 5) en Annexe VII.



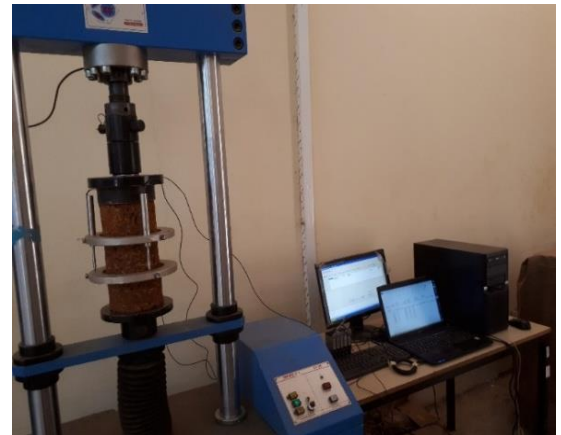
*Photo 2 : Essai de Compression des
BLT*



*Photo 3 : Essai de compression des
Mortiers*



*Photo 4 : Essai de compression des
Parpaings*



*Photo 5 : Essai du Module de Young des
BLT*

II.2. Résistance au cisaillement sur triplette

L'essai de cisaillement sur triplette a pour but de déterminer la contrainte de cisaillement (f_{vk}) selon L'**EUROCODE 6** à partir de la contrainte normale nulle (f_{vk0}). Cette résistance au cisaillement représente la contrainte moyenne dans la section horizontale d'un mur soumis à une charge axiale spécifique à un glissement ou rupture par cisaillement.

II.2.1. Principe de l'Essai

Les blocs de BLT jointés à l'aide du mortier sont placés après 7 jours de cure dans la

presse en respectant un dispositif bien défini. Des plaques métalliques de 40 mm d'épaisseur sont placées sous les deux moitiés extrêmes tandis qu'une autre de 10 mm est déposée sur la pièce axiale. L'essai est lancé jusqu'à la rupture de la triplette.

II.2.2. *Mode opératoire*

Trois blocs de BLT jointés avec un mortier courant sont placés dans la presse Contro Lab que nous avons adapté à notre essai. Une force verticale est ensuite appliquée sur la brique axiale de manière continue avec une vitesse de 0,2 mm/mn jusqu'à rupture complète de l'échantillon. Pendant l'essai, nous devons veiller à ce que des contraintes de cisaillement pur se développent dans les plans de raccordement entre les blocs et le mortier. Les mêmes conditions d'essai sont appliquées au cinq (5) échantillons de notre expérimentation (Photo 6).



Photo 6 : Essai cisaillement sur Triplette

II.3. Résistance des murets sous charges verticales

Notre étude concerne les panneaux de maçonnerie en blocs de BLT testés sous un chargement vertical. La maçonnerie est effectuée avec un mortier courant de composition normale. Un deuxième type de construction sera exécuté avec des blocs de parpaing creux en gardant le même mortier. Nous avons choisi des dimensions réduites pour les murets en raison de la capacité maximale de notre vérin qui est de 150 KN.

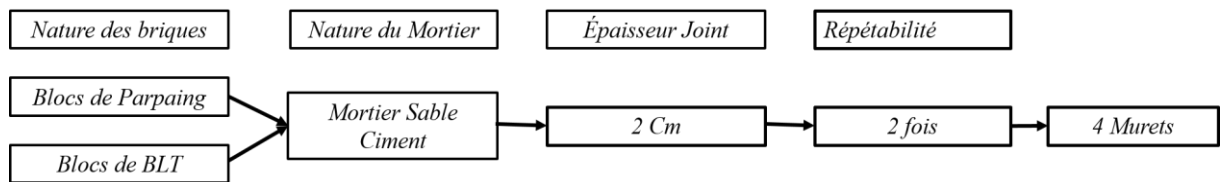


Figure 18 : Chronogramme des essais sur Muret

II.3.1. Nature des Murets

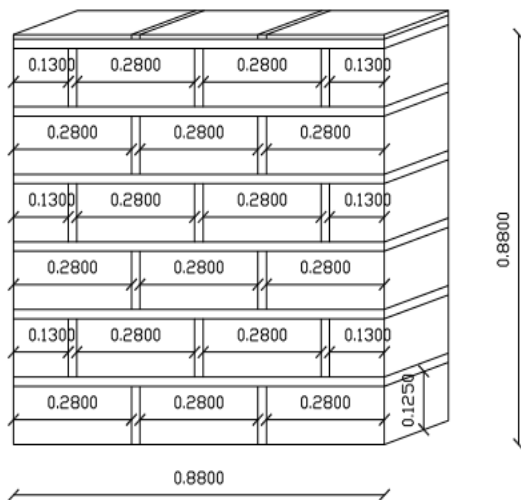


Figure 19 : Muret en BLT
140×880×880mm

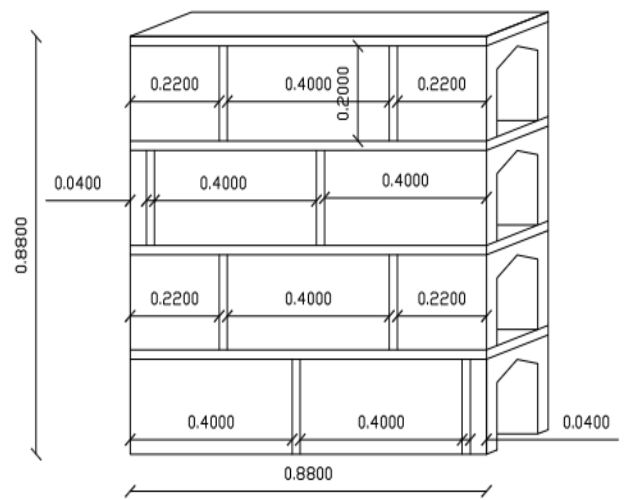


Figure 20 : Muret en Parpaing
150×880×880mm

Nous avons confectionné pour ce test 2 murets en BLT et 2 en parpaing creux selon les règles de l'art dans les locaux du Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable de 2iE.

II.3.2. Matériel Utilisé

Le matériel utilisé pour la confection des murets (Photos 7) est le suivant : truelles, auge, fil à plomb, niveau, ficelle et scie à béton.



Photo 7 : Matérielle de confection et d'essai des murets

II.3.3. Méthodologie de confection

Un dispositif a été réalisé au niveau du portique afin de respecter la planéité des murets.
Les opérations effectuées sont :

- ✓ marquer la position du muret dans le portique ;
- ✓ mouiller préalablement les briques ou blocs de BLT, pour éviter l'absorption de l'eau du mortier pendant la réalisation de la maçonnerie ;
- ✓ placer le fil puis disposer des blocs en maçonnerie afin de respecter la linéarité ;
- ✓ étaler le mortier suivant l'épaisseur et ce à l'aide de différents gabarits fixant ainsi les dimensions du joint ;
- ✓ vérifier la planéité du mur avec la règle en bois et le fil à plomb, et le niveau ;
- ✓ effectuer un surfacage avec le même mortier,
- ✓ l'écrasement est effectué, après 7 jours de cure aux conditions du laboratoire.

Les mêmes opérations sont répétées pour chaque muret et les blocs sont découpés avec la scie à béton selon le besoin.

Nous ne présentons que la confection des murets en blocs de BLT dans la Photo 8, celle des murets en parpaing creux ayant le même principe.



Photo 8 : Confection du Muret en BLT

II.3.4. Modélisation muret sur Robot Structural Analysis (RSA)

La modélisation de nos murets sur le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) a pour objectif de faire une simulation afin d’avoir une idée des zones de fortes contraintes pendant l’essai. Cela nous permettra de placer nos capteurs déplacement de façon efficace lors de nos essais. La méthodologie et les différentes étapes sont mieux abordées dans l’Annexe VIII.

II.3.5. Dispositif d’Essai

Un vérin manuel est placé sur le portique confectionné sur mesure dans les locaux du Laboratoire éco-Matériaux et Habitat Durable de 2iE. A ce portique, sont associés le capteur force et les capteurs déplacement reliés à un ordinateur pour la réalisation des essais. Le dispositif (Photo 9 et 10) est composé des éléments suivants :

- ✓ un portique ;
- ✓ un vérin de 150 KN de capacité ;
- ✓ un système hydraulique manuel ;
- ✓ un système d'acquisition des données ;
- ✓ 2 plaques de transmissions des charges ;
- ✓ un capteur de force ;
- ✓ six capteurs de déplacement ;
- ✓ un ordinateur intel inside CORE 2 ;
- ✓ un logiciel pour le traitement des données.



Photo 9 : Matériels d'essai



Photo 10 : Portique d'essai

IV.3.6. Principe de l'essai

Lors de l'application de la charge par le vérin, les efforts sont transmis à la maçonnerie à travers deux plaques de transmissions en acier de même épaisseur (20mm). Ces plaquettes d'appui et le capteur de force assurent une meilleure distribution des efforts sans aucune excentricité. Mais le rôle premier du capteur force est de relever progressivement la charge appliquée par le vérin pendant que la mesure des déplacements est effectuée à l'aide des capteurs de déplacement placés sur les murets. L'ensemble des données, est automatiquement enregistré par un système d'acquisition des données. Ces données nous permettront par la suite de tracer les courbes contraintes-déformations. Les sollicitations sont exercées suivant des paliers de pression à une vitesse quasi constante jusqu'à la rupture (Photo 11).



Photo 11 : Essai de compression de Muret sous chargement vertical (BLT)

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes techniques utilisées pour la réalisation de notre étude expérimentale. La confection des murets a été réalisée en tenant compte de toutes les précautions nécessaires à sa bonne mise en œuvre. Le prochain chapitre présentera les résultats obtenus lors de nos différents essais. Une comparaison entre nos résultats et ceux donnés par les formules issues de la bibliographie sera ensuite effectuée.

CHAPITRE III : RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Dans ce chapitre, sont présentés les résultats des différents essais effectués. Une comparaison avec des formules analytiques et empiriques de la bibliographie sera ensuite effectuée à travers différentes analyses et observations.

I. CARACTERISATION DES MATERIAUX

I.1. Résistance mécanique des BLT

I.1.1. Résultats

La résistance à la compression est souvent utilisée pour confirmer le potentiel des blocs de pierre. Les résultats de cet essai sont présentés dans le Tableau 2 et à travers l'histogramme de la Figure 21.

Tableau 2 : Résultats résistance à la compression des BLT (Dano)

Profondeur	Valeur moyenne par couche	Calculs			
		Valeur Moyenne	Moyenne Logarithmique	Valeur minimale attendue	CO-Variance
] 1,5m ; 3m [2,8	3,52	1,2	1,56	36%
] 3m ; 4m [2,96	Ecart Type	Ecart Type Logarithmique	Valeur Maximale	
] 4m ; 5m [5,07	1,26	0,35	5,58	
] 5m ; 6m [5,58	Variance	K_s pour 8	Valeur minimale	
] 6m ; 7m [3,32	0,36	2,19	2,07	
] 7m ; 8m [2,07				
] 8m ; 9m [2,4				
] 9m ; 11m [3,96				

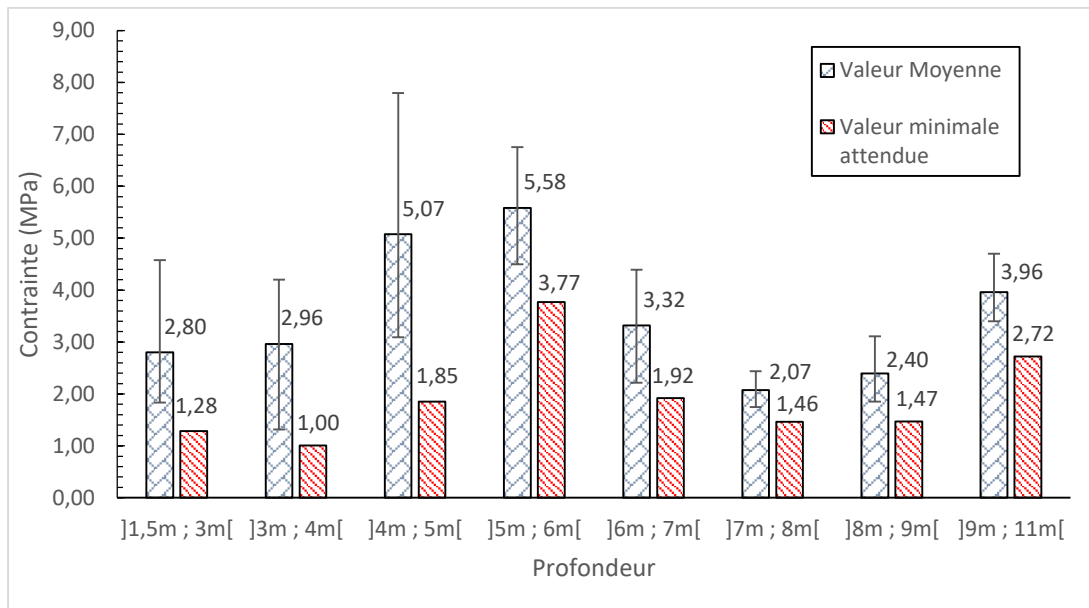


Figure 21 : Histogramme des résistances des BLT en fonction de la profondeur (Dano)

1.1.2. Analyse et Interprétation

Les valeurs minimales, moyennes et maximales de résistance à la compression uniaxiale obtenues sur des blocs de BLT de Dano de (70x70x70mm) sont rassemblées dans le tableau 2. Ces résultats également résumés dans la Figure 21 montrent une dispersion des valeurs de la résistance en compression selon la profondeur. Avec une valeur moyenne de 3,52 MPa ($\sigma < 6 \text{ MPa}$), les BLT de Dano se classent parmi les roches faibles selon la classification des roches en fonction de leur résistance à la compression uniaxiale de la Société Internationale de Mécanique des Roches (ISRM). La valeur minimale obtenue est la valeur de résistance caractéristique que l'on peut donner à notre matériau en voulant se placer dans un cas défavorable lors d'un projet. À ce résultat, il conviendrait de prendre en compte la présence de microfissures surtout dues au mode d'extraction des BLT. La valeur moyenne que nous avons obtenue à travers nos essais est également proche des 3,81 MPa de la valeur moyenne obtenue par Lawane [2014]. La résistance des BLT devait normalement augmenter avec la profondeur mais les résultats nous donnent une toute autre interprétation. Le profil dressé de la carrière nous montre que les couches ont une composition différente en fonction du positionnement dans ladite carrière sur une même profondeur. Par exemple, les BLT pris à une profondeur de 5m à 6m nous donnent une bien meilleure résistance que ceux pris à une profondeur de 8m à 9m. De ces différentes observations, nous pouvons conclure qu'il serait pertinent d'étudier la résistance en compression de nos BLT en fonction de la profondeur mais également en

fonction des différentes couches que l'on trouve dans la carrière.

I.2. Résistance mécanique des Parpaings

I.2.1. Résultats

Les résultats de cet essai mécanique sont présentés dans le Tableau 3. Un histogramme de comparaison entre nos BLT et nos parpaings est également présenté ci-dessous par la Figure 22.

Tableau 3 : Résultats résistance à la compression des Parpaing locaux

Parpaing	Valeur compression	Calculs			CO-Variance
		Valeur Moyenne	Moyenne Logarithmique	Valeur minimale attendue	
1	1,248	1,36	0,30	0,96	13%
2	1,563	Écart Type	Écart Type Logarithmique	Valeur Maximale	
3	1,418	0,18	0,14	1,56	
4	1,458	Variance	K_s pour 5	Valeur minimale	
5	1,104	0,13	2,46	1,10	

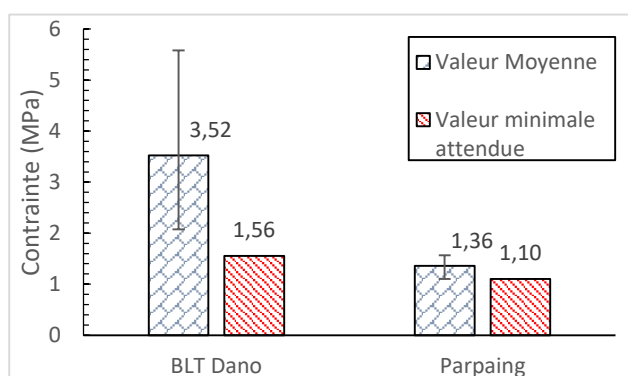


Figure 22 : Histogramme de comparaison entre BLT (Dano) et Parpaing

I.2.2. Analyse et Interprétation

Lors des essais de compression sur les blocs de parpaing nous avons eu des valeurs de résistances non homogènes. Cela est dû à l'hétérogénéité et aux voilements des blocs. La résistance moyenne à la compression est relativement faible (1,36 MPa). La prescription du CRATerre requiert une valeur de résistance minimale des éléments de maçonnerie de 4

MPa pour leur utilisation tandis que la norme indienne IS : 3620-1979 [1998] requiert 3,5MPa. Cette faible résistance s'explique également par le dosage non réglementaire des commerciaux en quête de profit. Malgré cette observation, ce sont les parpaings utilisés localement par un bon nombre de riverain de Kamboinsin. La Figure 22 nous montre que nos BLT provenant de Dano possèdent une meilleure résistance à la compression que nos parpaings. De cette observation, nous pouvons émettre l'hypothèse que la substitution de ces parpaings par nos BLT serait plus résistante à la compression.

I.3. Résistance mécanique du Mortier

I.3.1. Résultats

Les résultats de résistance à la compression sur nos mortiers de pose formulés sont résumés dans le Tableau 4. L'histogramme de la Figure 23 présente également l'évolution de la résistance à la compression dans le temps de nos mortiers :

- ✓ Sable/Ciment : 1350g Sable + 450g Ciment + 225g Eau
- ✓ Batard 20% : 1350g latérite + 270g Ciment + 250g Eau

Tableau 4 : Résultats résistance à la compression Mortier

Résistances Mortier (MPa)			
Jours	7 jours	14 jours	28 jours
Sable/Ciment	16,06	16,21	16,32
Batard (20%)	3,87	3,92	4,08

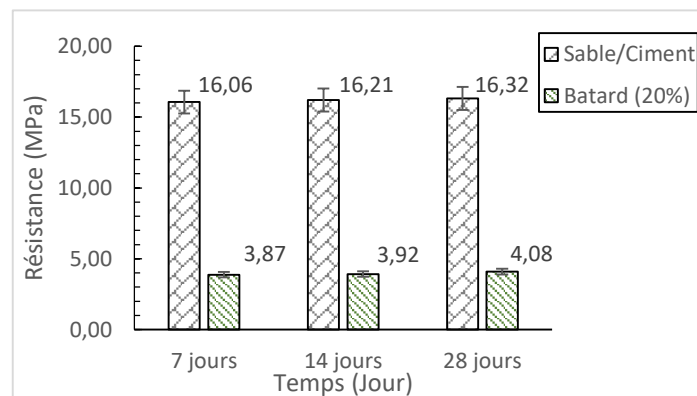


Figure 23 : Histogramme de Résistance des mortiers en fonction du temps

I.3.2. Analyse et Interprétation

Les résultats présentés dans le Tableau 5 et la Figure 23 indiquent une plus grande résistance du mortier de composition normale à 28 jours (16,32MPa). La composition de notre mortier batard remplace le sable par la latérite qui est mélangé à une proportion de ciment donc la masse est de 20% de celle de latérite. Les résistances de nouveau mortier diminuent de façon globale. Mais la valeur 3,87MPa à 7 jours de notre mortier batard est relativement proche de celle obtenue par Lawane [2014] (3,30MPa). Avec une résistance moins élevée à la compression, notre mortier batard est moins indiqué pour les constructions porteuses.

I.4. Module d'élasticité de Young

I.4.1. Résultats

Étant l'un des paramètres clé dans la modélisation et l'application des formules analytiques, les résultats de l'essai à la détermination du module de Young sont résumés dans le Tableau 5.

Tableau 5 : Résultats résistances à la compression des BLT (Module de Young)

Cylindre	Module de Young (MPa)	Calculs			
		Valeur Moyenne	Moyenne Logarithmique	Valeur minimale attendue	Co-Variance
1	7492,83	8463,58	9,02	4993,73	23%
2	8214,75	Écart Type	Écart Type Logarithmique	Valeur Maximale	
3	11798,89	1937,65	0,22	11798,89	
4	7284,25	Variance	K_s pour 6	Valeur minimale	
5	9546,93	0,23	2,34	6443,81	
6	6443,81				

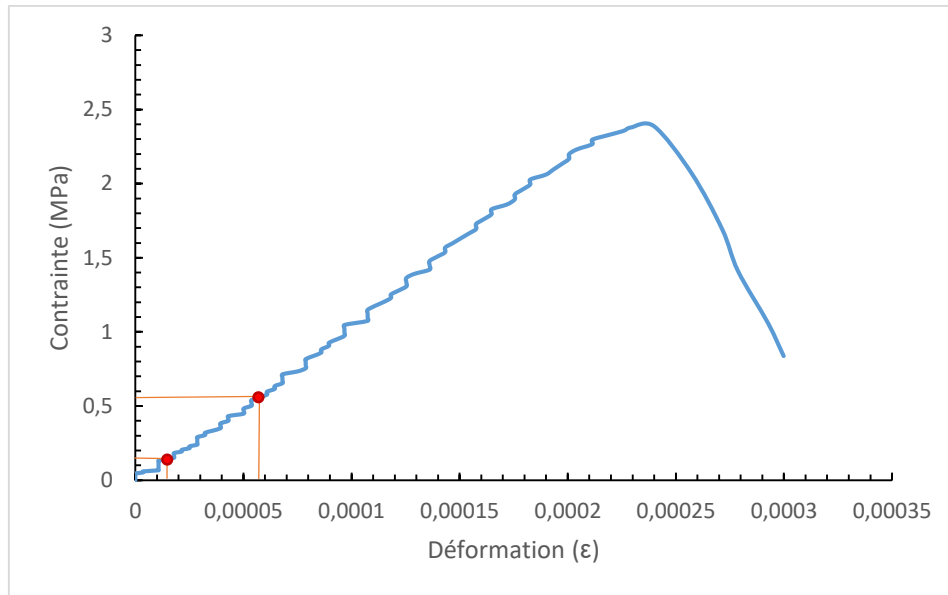


Figure 24 : Courbe contrainte déformation du Cylindre-3

I.4.2. Analyse et Interprétation

Le module de Young dynamique de chaque Cylindre a été relevé dans le Tableau 6. La Figure 24 illustre une courbe contrainte déformation (Cylindre-3) qui permet le calcul du module sécant. Pour ce faire, nous avons déterminé les déformations à 10 et 30% de la force maximale de l'essai afin d'effectuer le calcul. D'après les résultats obtenus, on constate une dispersion assez élevée des résultats. Cela s'explique en partie par le fait que les différents cylindres ne proviennent pas d'un même point d'extraction. La valeur moyenne obtenue de ce test qui est de 8463,58MPa est très éloignée de celle présentée par Lawane [2014] (250MPa). Cela peut être dû à la taille de nos échantillons relativement plus grande mais aussi au point précis du prélèvement. De ces observations, il serait également intéressant de reprendre l'étude suivant également les couches et les profondeurs.

II. CISAILLEMENT SUR TRIPLETTE

I.1. Calcul de la contrainte au cisaillement

Expérimentalement f_{vk0} selon l'EUROCODE et τ_0 selon le CNERIB le cisaillement se calcule avec la Formule 48 :

$$f_{vk0} = \tau_0 = \frac{F}{b \times d} \quad (48)$$

Avec :

F : force appliquée (N),

b : largeur du bloc (mm),

d : hauteur du bloc (mm)

La contrainte de cisaillement $f_{vk}(\tau)$:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \quad (1)$$

II.2. Résultats expérimentaux

Tableau 6 : Résultats résistances au cisaillement sur Triplette

Triplette	Force (KN)	f _{vk0} (MPa)	f _{vk} (MPa)	Calculs			
				Valeur Moyenne	Moyenne Logarithmique	Valeur minimale attendue	CO-Variance
1	2,35	5,59	5,64	6,063	1,80	5,32	5%
2	2,09	6,09	6,13	Écart Type	Ecart Type Logarithmique	Valeur Maximale	
3	2,51	6,09	6,25	6,246	0,05	6,25	
4	2,63	6,33	6,23	Variance	K_s pour 4	Valeur minimale	
-	-	-	-	1,03	2,68	5,64	

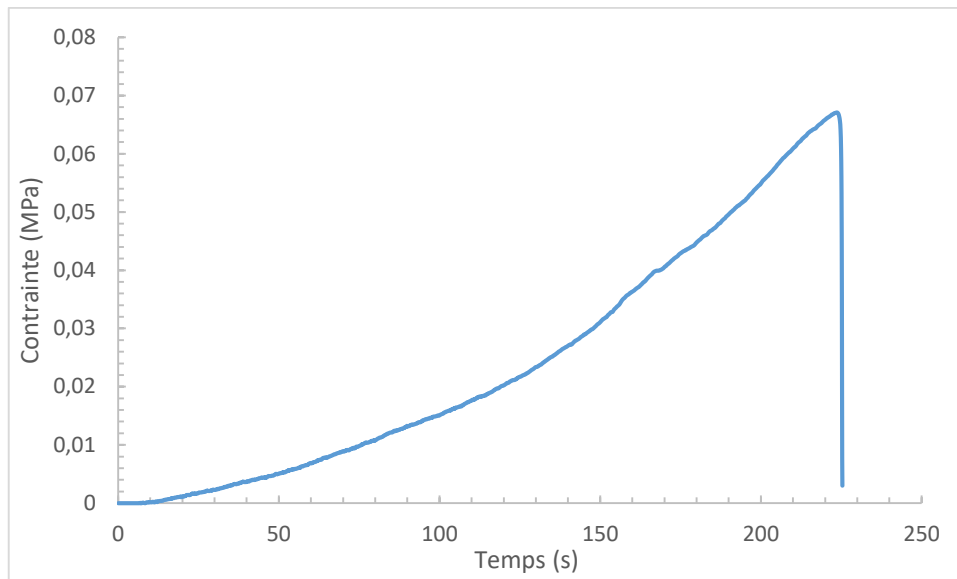


Figure 25 : Courbe contrainte temps (Triplette-4)

II.3. Analyse et Interprétation

Les résultats de l'essai de cisaillement sur triplette sont relevés dans le Tableau 6, et la Figure 25, elle illustrant la courbe contrainte temps de l'un de ces essais (Triplette-4). Nous avons observé à travers l'étude statistique une faible dispersion des résultats. Leurs comparaisons avec ceux des travaux effectués par TOMAZEVIC et HOUTI montrent des résultats assez éloignés. Nous avons une valeur moyenne expérimentale de 6,06MPa pour la contrainte de cisaillement de nos triplettes tandis que la valeur minimale selon L'EUROCODE 6 ou CNERIB est de 0,98MPa. Les triplettes jointoyées avec notre mortier ont une valeur supérieure à cette valeur limite. Mais il est a précisé que l'interface poli des BLT due à la scie mécanique diminue l'adhérence entre le joint et les blocs d'où l'utilisation d'une fine couche de mortier de 5mm pour le surfacage et permettre aux triplettes de mieux résister à leurs poids lors du déplacement. De ces remarques, il serait intéressant de reprendre cette étude avec de plus petits blocs au vu de leurs poids propres.

III. MODELISATION ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

III.1. Hypothèses

Les hypothèses de notre modélisation sur RSA sont relevées dans le Tableau 7 ci-dessous :

Tableau 7 : Hypothèses Modélisation

Matériaux	Résistance Compression (MPa)	Module de young (GPa)	Coefficient de poisson
BLT	3,52	8,46	0,20
Parpaings	1,36	7,22	0,25
Mortier	16,01	22,3	0,01

III.2. Résultats expérimentaux

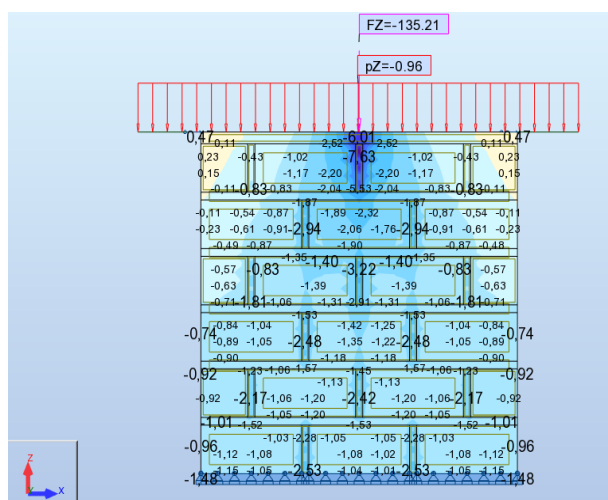


Figure 26 : Répartition de la contrainte sur le muret en BLT (135KN)

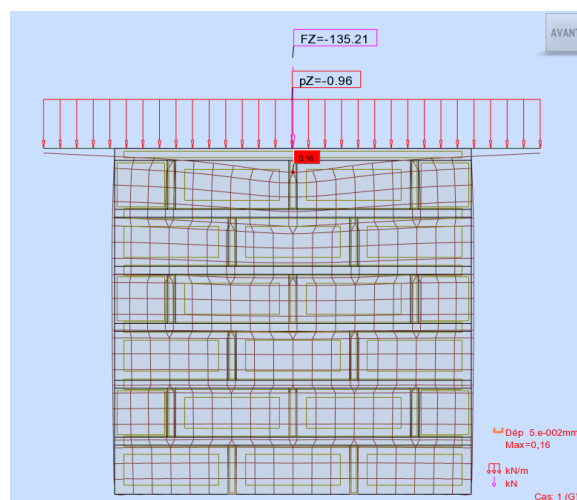


Figure 27 : Déformation sur le muret en BLT (135KN)

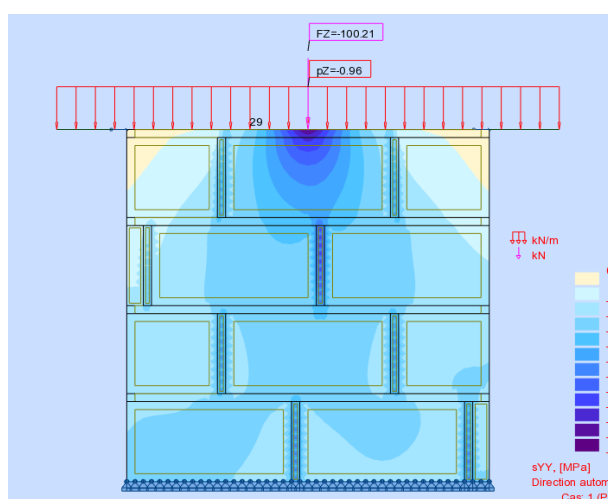


Figure 28 : Répartition de la contrainte sur le muret en Parpaing (100KN)

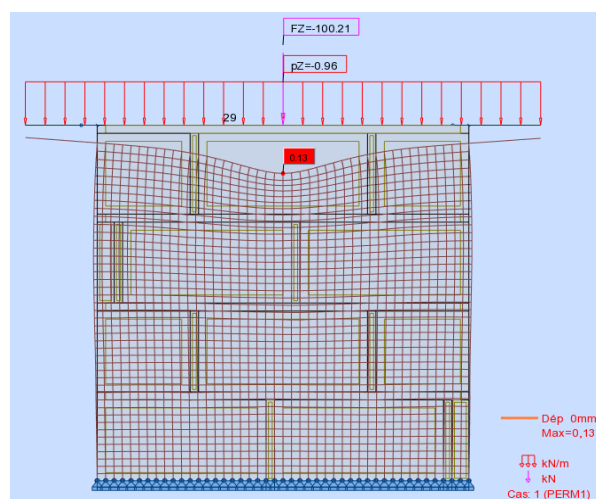


Figure 29 : Déformation sur le muret en Parpaing (100KN)

III.3. Analyse et Interprétation

Comme indiqué dans la partie matériaux, cette modélisation sur RSA (Figure 26, 27, 28 et 29) a pour objectif d'avoir une idée des zones de fortes contraintes dans les murets. Selon nos résultats, les murets en BLT commencent à se fissurer lorsque la force avoisine les 135KN avant de céder à 203 KN tandis que celle en parpaing cède avant les 100KN. Il nous faut signaler que la modélisation du muret en parpaing a été effectuée avec des blocs pleins ayant les propriétés mécaniques de notre parpaing, RSA ne reconnaissant pas les éléments creux tels que les parpaings. Il en découle que les valeurs numériques ne seront pas forcement fiables. Elles nous indiquent néanmoins les fortes zones de contrainte dans la maçonnerie, ce qui est l'objectif recherché à travers notre modélisation. RSA ne prend pas en compte la nature du matériau et sa forme, il ne modélise que des panneaux de plaque. Il serait donc très intéressant de refaire cette étude en effectuant la modélisation suivant la méthode des éléments finis pour prendre en compte le caractère type de chaque matériau utilisé. Malgré l'incertitude des chiffres, nous pouvons retenir de cette modélisation sur RSA que les murets en BLT sont plus résistants que celle en parpaing local.

IV. MURET SOUS CHARGE VERTICALE

IV.1. Calcul de la contrainte à la compression

La résistance à la compression des murs maçonnés est déterminée en appliquant la Formule 50ci-dessous tirée de l'**EUROCODE 6** ou en testant les murs.

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (50)$$

Où

f_k : Résistance à la compression caractéristique de la maçonnerie, en N/mm².

K , α et β : Constantes déterminées en fonction de la maçonnerie du mortier utilisés, tirés de la norme **EN 1996-1-1**. Dans notre cas $\alpha = 0,7$, $\beta = 0,3$ et $K = 0,45$ pour les murets en BLT ou $K = 0,45$ pour les murets en parpaing

f_b : Résistance à la compression moyenne normalisée des blocs de maçonnerie en béton, en MPa ($f_b = 3,52$ MPa).

f_m : Résistance à la compression du mortier, en MPa ($f_m=16,32$ MPa).

La contrainte de compression expérimentale est calculée avec la Formule 51 :

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (51)$$

Où

F : force exercée par le vérin (N).

S : Surface de contact à la compression (mm²).

IV.2. Résultats Expérimentaux

Tableau 8 : Résultat résistances à la compression des Murets sous chargement Vertical

Muret	Mesures (mm)			Force (KN)	Déplacement à la rupture (mm)	Déformation à la rupture (10 ⁻³) (mm)	Compression Expérimentale (MPa)	Moyenne (MPa)
	Hauteur	largeur	Longueur					
BLT-1	880	140	880	140,25	0,38	0,43	1,14	1,11
BLT-2	880	140	880	134,03	0,52	0,59	1,09	
Parpaing-1	880	150	880	98,25	0,13	0,15	0,74	0,81
Parpaing-2	880	150	880	115,34	0,08	0,09	0,87	

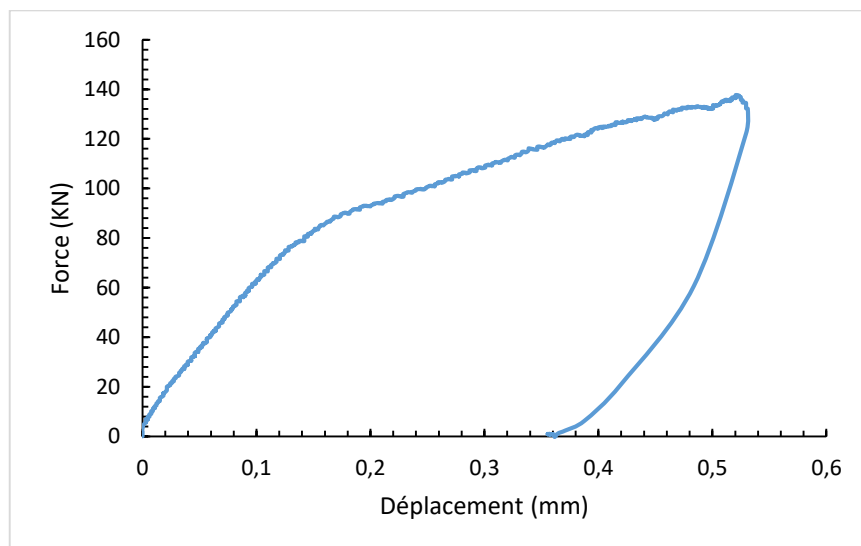


Figure 30 : Courbe Force-Déplacement du muret BLT-2

IV.3. Résultats

Tableau 9 : Comparaison des résultats expérimentaux et des formules

Type de Muret	Résistance muret (MPa)							
	Moyenne Essai (51)	EUROCODE (50)	Hendry (40)	Hendry (41)	Mann (43)	CNERIB (47)	Rostampour (42)	Kirtschig (44)
BLT	1,11	2,51	4,95	1,71	4,79	3,23	5,26	3,74
Parpaing	0,81	1,58	2,99	0,82	2,56	1,71	2,78	2,48

IV.4. Mode de rupture

Lors de nos essais, nous avons observé que la rupture se produit par une fissuration de traction s'installant dans le joint de mortier et ensuite dans les blocs de façon parallèle à l'axe de chargement.

Le vérin ayant atteint sa force maximale (150 KN) lors des essais, nous n'avons pu observer que l'apparition des fissures sur les murets, à l'exception du muret Parpaing-1, qui a atteint la rupture sous une force de 146,48 KN appliquée par le vérin correspondant à une contrainte de 1,11MPa.

Les fissures n'apparaissent pas toujours de la même façon entre les murets en BLT et ceux en parpaing. Les Photos 12 nous montrent l'état réel des fissures sur le muret en BLT tandis que les Photos 11 nous montrent l'état de fissure ainsi que la rupture observée sur le muret en Parpaing-1.

En comparant nos résultats avec ceux des travaux de **Page**, **Shaan**, **Torrenti** et **HOUTI**, nous observons que l'apparition des fissures sur les murets en BLT n'est pas très similaire. Cela peut être due à l'adhérence entre les BLT et le mortier vue la surface lisse de ce dernier ou carrément au type de matériaux en lui-même. En revanche, les modes de fissure et de rupture observés sur les murets en parpaing sont assez similaires à ceux des auteurs.

Les murets jointoyés avec le mortier en ciment présentent généralement une rupture brutale et soudaine comme en atteste le muret en Parpaing-1. Ceci démontre le caractère fragile de leur comportement.

Il est également à noter l'apparition de fissure dans les coins inférieurs des murets. Elles sont dues essentiellement à la compression du coin comprimé, plus remarquable sur les murets en parpaing du fait de leur plus faible résistance à la compression.



Photo 12: Fissuration du Muret en BLT sous chargement vertical



Photo 13: Fissuration et rupture du Muret en Parpaing sous chargement vertical

IV.5. Analyse et Interprétation

Les résultats d'écrasement sont présentés dans le Tableau 9 tandis que la Figure 30 illustre une des courbes Force-Déplacement (BLT-2) obtenue à partir des résultats des essais de compression sur muret. La courbe Force-déplacement nous présente une allure à 2 pentes

différentes lors du cycle de chargement. La première pente caractérise la phase 1 du comportement du matériaux en traduisant sa rigidité progressive tandis que la 2eme pente traduit la phase 2 montrant son comportement élastique. Le retrait de cette dernière correspondant au cycle de déchargement après avoir atteint la force maximale du vérin. Nous constatons que les fissures apparaissent plus vite sur les murets en parpaing. Cela s'explique par le caractère creux des parpaings et par la résistance en compression des BLT (3,52MPa) supérieure à celle des parpaings (1,36MPa). Les fissures apparaissent sur les murets en BLT aux environs de 130KN contrairement à celles des murets en parpaing qui étaient autour de 100KN.

Dans le Tableau 9, nous effectuons une comparaison de nos résultats expérimentaux à ceux donnés par application de la formule de l'**EUROCODE 6** et les formules empiriques. Les résultats de l'**EUROCODE 6**, ne s'approchent pas de nos résultats expérimentaux. En observant également les valeurs des différentes formules empiriques, nous retenons que les résultats de la Formule 41 qui est celle d'**Hendry** pour les parpaings qui ont une épaisseur de 102,5 mm sont ceux qui se rapprochent le plus de nos résultats expérimentaux. Dans le cas des parpaings, cette résistance à la compression est quasi la même (0,81MPa pour les résultats expérimentaux et 0,82MPa pour la Formule d'**Hendry**). Cela nous indique que la formule d'**Hendry** malgré la différence d'épaisseur est très adaptée à nos parpaings. Mais dans le cas des murets en BLT, cette résistance est toujours aussi assez éloignée (1,11MPa pour les résultats expérimentaux et 1,71MPa pour la formule d'**Hendry**).

Les formules analytiques retenues dans la littérature n'ont pu être exploitées car les paramètres des matériaux utilisés dans cette étude n'était pas déterminé (déformation unitaire ultime du matériau du bloc ε_{bu} , déformation unitaire ultime du mortier ε_{mu} ...). Plus d'essais sont donc requis pour tirer une formule adaptée aux calculs de la résistance des murets en BLT.

CONCLUSION

Au vu des résultats obtenus lors de l'étude du comportement de la maçonnerie en parpaing creux, l'étude expérimentale du comportement mécanique sous charges verticales s'est avéré un moyen efficace pour l'étude des maçonneries en BLT de la province de Dano. Cela est encourageant dans la représentativité de notre étude.

Nous retenons également que les BLT de Dano (3,52MPa) sont plus résistants que les parpaings locaux (1,36MPa), ce qui explique de façon logique que les murets en BLT (1,11MPa) soient plus résistants que ceux en parpaing locaux (0,81MPa). La bonne résistance au cisaillement des triplettes permet d'émettre l'hypothèse d'une bonne adhérence à l'interface BLT et joint de pose. Toutes ces observations nous ont montré que sur un plan mécanique, les BLT de Dano sont plus indiqués en bâtiment que nos parpaings locaux.

Outre l'importance du choix des blocs, il serait très intéressant d'étudier dans un premier temps les caractéristiques mécaniques des BLT en fonction des couches et non uniquement de la profondeur, de déterminer les paramètres manquant aux formules analytiques, avant d'étudier l'influence de l'épaisseur du joint sur nos murets. La modélisation pourrait être également reprise avec la méthode des éléments finis afin de tenir compte du comportement réel des matériaux. L'orientation et la nature du joint sont également des pistes à explorer afin d'essayer de déterminer les lois de comportement des maçonneries en BLT à partir d'essais expérimentaux réalisés au laboratoire.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] F. B. HOUTI, « Comportement des structures en maçonnerie sous sollicitation uniaxiale », PhD Thesis, 2002.
- [2] Boukhors Nesma, « Études des murs en maçonnerie confine sous sollicitation uniaxiale », 2015
- [3] M. Lafuente, C. Genatios, et M. Lorrain, « Etudes analytiques sur le comportement de murs en maçonnerie sous sollicitations latérales monotones », *Mater. Struct.*, vol. 26, n° 7, 1993.
- [4] V. Acary : Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés. Thèse de doctorat, Université Aix-Marseille II, France, 2001.
- [5] L.F. Bonnard : Aperçu sur la géologie de la Haute-Volta. Direction de la géologie et des mines, 1965.
- [6] J. Bourcart, J. Noetzlin, G. Pochon et S. Berthelie : Étude des détériorations des pierres des monuments historiques : deux rapports présentés à la Direction des monuments historiques de France par MM. J. Bourcart, J. Noetzlin, le Dr Pochon, Mlle S. Berthelie. impr. d'Arrault, 1949.
- [7] R.P. Bourman et Clifford D. Ollier: A critique of the Schellmann definition and classification of "laterite". *Catena*, 47(2):117 – 131, 2002.
- [8] A.Brunet,C.JatonetG.Oral : Lesaltérationsbiologiquesdelapierre :lerôledesbactéries et des algues. In La conservation de la pierre monumentale, J. Philippon, D. Jeanette et R.A. Lefebvre, pages 89–94. Min. Culture et Presses du CNRS, 1997.
- [9] R. Dauphin : Constructions en Latérite au Burkina Faso. 2007.
- [10] ASTM E 519 - 02: Standard Test Method: Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages. ASTM, April 2003.
- [10] NF DTU 20.1 : (DTU P10-202) : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments - Parois

et murs. AFNOR, 1985.

[11] NF DTU 20.1 P4 : (DTU P10-202-4) : Ouvrages en maçonnerie de petits éléments - Parois et murs- Partie 4 : Règles de calcul et dispositions constructives minimales. AFNOR, 2008.

[12] R. Ezzdine : Endommagement des monuments historiques en maçonnerie. Thèse de doctorat, Université Bordeaux 1, France, 1999.

[13] M. Hurez, N. Juraszek et M. Pelcé : Dimensionner les ouvrages en maçonnerie : Guide d'application. Eurocode. Eyrolles, 2011. ISBN 9782212425482.

[14] A. Lawane, A. Pantet, R. Vinai et J.H. Thomassin : Caractérisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique, 2014.

[15] A. Lawane, A. Pantet, R. Vinai et J.H. Thomassin : Étude géologique et géomécanique des latérites de dano (Burkina Faso) pour une utilisation dans l'habitat. Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, 6 : 1–10, 2011. ISSN 1270-9840.

[16] A. Lawane, R. Vinai, A. Pantet, J.H. Thomassin et A. Messan: Hygrothermal features of laterite dimension stones for sub-saharan residential building construction. ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, pages 05014002–1–05014002–8, 2014. ISSN 0899-1561.

[17] Ghanem, G.M., Salama, A.E., Elmagd, S.A. and Hamid, A.A. (1993) "Effect of Axial Compression on the Behavior of Partially-grouted Reinforced Masonry Shear Walls" 6th North American Masonry Conference, Philadelphia,

[18] Kasthurba, A.K. (2005), "Characterisation and study of weathering mechanisms of Malabar laterite for building purposes", Unpublished Ph.D thesis, Dept. of Civil Engineering, IIT, Madras, India.

[19] H. Bernouali, A. Brara, M. Mahdad et F. Mokhtari : Caractérisation thermo physique et suivi thermique de deux bâtisses réalisées en blocs de terre comprimée. Annale du bâtiment et des travaux publics, 86(16) :8–14, 2011.

[20] D.M. Dawson et A. Briggs : Prediction of the thermal conductivity of insulation materials. Journal of Materials Science, 16:3346–3356, 1981. ISSN 0022-2461.

- [21] O. Farouki: Thermal properties of soils. Series on rock and soil mechanics. Trans Tech, 1986. ISBN 9780878490554.
- [22] NF EN 1052-1 : Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression. AFNOR, Octobre 1999.
- [23] NF EN 1052-2 : Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 2 : détermination de la résistance à la flexion. AFNOR, Septembre 2000.
- [24] NF EN 1052-3 : Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 3 : détermination de la résistance initiale au cisaillement. AFNOR, Avril 2003.
- [25] NF EN 1052-4 : Méthodes d'essai de la maçonnerie - Partie 4 : détermination de la résistance au cisaillement, en tenant compte de la couche de coupure de capillarité. AFNOR, Mai 2001.
- [26] NF EN 1097-7 : Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats - Partie 7 : détermination de la masse volumique absolue du filler - Méthode au pycnomètre -. AFNOR, Juin 2008.
- [27] NF EN 12372 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée. AFNOR, Mai 2007.
- [28] NF EN 14617-15 : Pierre agglomérée - Méthodes d'essai - Partie 15 : détermination de la résistance en compression. AFNOR, Décembre 2005.
- [29] NF EN 1936 : Méthodes d'essai pour pierres naturelles - Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale. AFNOR, Mai 2007.
- [30] NF EN 1996 1-1 A1 : Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : Règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée. AFNOR, Mars 2006.
- [31] DELMOTTE P., LUGEZ J. et MERLET J.D. « Résistance des maçonneries sous charges verticales », Cahiers du CSTB, février 1992.
- [32] U. Wyss : La construction en “matériaux locaux” : État d'un secteur à potentiel multiple. Rapport technique, ICI, Ouagadougou, 2005.

- [33] U. Wyss et H. Sauret : Indicateurs de confort dans la technique de la voûte nubienne. Rapport technique, EPFL, 2007.
- [34] ACHARHABI A. et CHERRABI A., 1990, « Résistance des murs en maçonnerie de briques », Revue Marocaine, N° 30.
- [35] ALESSANDRI C. et BREBBIA C.A., 1993, « Strength of masonry wall under static horizontal loads: boundary element analysis and experimental tests”, 3rd Int. Conference on Structural studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings, STREMA 93.
- [36] ANAND C.S. et al., 1982 « Finit element for composite masonry walls », J. of the Struct. Div., ASCE, Vol 108, N° ST12.
- [37] ANAND C.S. et RAHMAN M.A., 1986, « Stress in composite masonry shear walls », Proc. 4th Canadian Masonry Symposium.
- [38] ANAND C.S., 1985, « Shear stress in composite masonry walls », Poc. Cong. 85, Chicago 7.
- [39] DELMOTTE P., LUGEZ J. et MERLET J.D., 1992, « Résistance des maçonneries sous charges verticales », Cahiers du CSTB, février
- [40] DJAALALI F., AFRA H. et BERRAH M.K., 1996, « Influence des paramètres mécaniques et géométriques sur la résistance des structures en maçonnerie sous sollicitations statiques et dynamiques par la méthode des éléments finis », 1er Colloque National de Génie Parasismique, Alger, Juin.
- [41] DTR.C2-45, 1997, « Règles de conception et de calcul des maçonneries », Document Technique Réglementaire, CNERIB, Alger.
- [42] DTR.E2.4, 1998, « Travaux de maçonnerie de petits éléments », Document Technique Réglementaire, CNERIB, Second édition, Alger.
- [43] ESPITALLIER G., 1980, « Notions sur la construction des bâtiments », Éditions Eyrolles.
- [44] EUROCODE6, 1996, « Design of masonry structures », Part 1-1: Rules for reinforced

and unreinforced masonry.

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

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

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

[48] HENDRY A.W., 1983, « structural masonry », The MACMILLAN PRESS LTD, second edition, London.

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

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

[51] HENDRY A.W. and MALEK M.H., 1986, « Characteristic compressive strength of brickwork from collected test results », Masonry International.

[52] HENDRY A.W. et MALEK M.H., 1988, « Compressive strength of brickwork masonry under concentrated loading », Proceeding British masonry Soc., N°2.

[53] JHOMPSON et THOMPSON, 1967, « Development of diametral testing procedures to provide a measure of strength characteristics of masonry assemblages », Int. Conf. of Masonry Structural Systems, Austin, Texas.

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

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

[56] LAFUENTE M., GENATIOS C. et LORRAIN M., 1990, « Modelling of the non-

lineaire behaviour of masonry elements », 4th Int. Conf. On Creep and Fracture of Eng. Mat. and Struct., University of Wales, Swansea, Avril.

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

[58] PAGE A.W., 1981, « The biaxial compressive strength of brick masonry », Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2, September.

[59] PAGE A.W. et al., 1978, « Finite element model for masonry », Journ. of Struct. Div., ST8, août.

[60] PAGE A.W. et ALI S., 1987, « Non linear finite element analysis of masonry », Proc. Inst. Civil Eng., Vol. 83.

[61] PAGE A.W. et ALI S., 1986, « An elastic analysis of concentrated loads on brickwork », International journal of masonry construction, N°6, Edinburgh.

[62] PAGE A.W. et HENDRY A.W., 1987, « Design rules for concentrated loads on masonry », Structural Engineer.

[63] PAGE A.W., SAMARASINGHE W. et HENDRY A.W., 1988, « The failure of masonry shear walls », International journal of masonry construction, Vol 1, N°2.

[64] PAGE A.W., SHELLEY L.L. et NIGEL G.S., 2000, « Shear in plain bed joint reinforced and post-tensioned masonry », Canadian journal of civil engineering, Ottawa, Octobre.

[65] PAGE A.W., SHRIVE N.G. and JESSOP E.L., 1987, « Concentrated loads on hollow masonry-A pilot study », Masonry International.

[66] PRAT M. et Col., 1997, « Calcul des ouvrages généraux de construction », Edition Hermès, Paris.

[67] PUME D., 1998, « Stress-strain relationships of masonry made from Czech clay units produced between 1955 and 1992 », computer methods in structural masonry-4, edited by PANDE G.N., MIDDLETON J. and KRALJ B., E & FN Spon, London.

- [68] RAFFARD D., DUVEAU G., SHAO J.F et HENRY J.P., 2001, « Modélisation d'un volume de maçonnerie par homogénéisation numérique non linéaire », XVème Congrès Français de Mécanique, Nancy, Septembre.
- [69] ROCHET L., 1985, « Étude du comportement à la rupture des milieux discontinus », rapport de recherche du CETE de Lyon, France.
- [70] ROSTAMPOUR M., 1973, « Aspect of the design of multi-storey building in light-weight concrete blockwork », PhD Thesis, University of Edinburgh.
- [71] SAMARASINGHE W., PAGE A.W. et HENDRY A.W., 1982, « A finite element model for the in-plane behavior of brickwork », Proc. Inst. Civ. Eng., part 2, September. Samariching
- [72] SCHUMACHER M., 1972, « Résistance des maçonneries en blocs soumises à des charges verticales », Cahiers du CSTB, mai.
- [73] SHAAN R., 1987, « Étude du comportement mécanique de la maçonnerie en briques », Thèse de Docteur-Ingénieur, Université de Lille, avril.
- [74] SHAAN R. et TORRENTI J.M., 1990, « Étude expérimentale de la maçonnerie sous sollicitations uniaxiales et biaxiales », Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 486, septembre.
- [75] M. Prat, Association française pour la construction et P. Bisch : La maîtrise de la modélisation des ouvrages : Calcul des ouvrages généraux de construction. Numéro vol. 1 in AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil. Hermès, 1997. ISBN 9782866015817.
- [76] V. Acary : Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés. Thèse de doctorat, Université Aix-Marseille II, France, 2001.
- [77] A.S. Colas : Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, France, 2009.
- [78] C.A. Coulomb : Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques

problèmes de statique relatifs à l'architecture. 1773.

[79] E. Méry : Equilibre des voûtes en berceau. Annales des Ponts et Chaussées., 1:50–70, 1840.

[80] J.M. Delbecq : Analyse de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à l'arupture. Thèse de doctorat, ENPC, France, 1983.

[81] J. Heyman: The stone skeleton. International Journal of Solids and Structures, 2(5):249–279,1966.

[82] F. Mola et R. Vitaliani: Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments: the StMark's Basilica in Venice. In 1st International Seminar on Structural Analysis of Historical Construction. Barcelone (Espagne), 1997.

[83] P. Lourenço et J. Rots: Multisurface interface model for analysis of masonry structures. Journal of Engineering Mechanics, 123(7):660–668, 1997.

[84] E. Oñate, A. Hanganu, A. Barbat, S. Oller, R. Vitaliani, A. Saetta et R. Scotta.: Structural analysis and durability assessment of historical construction using a finite element damage model. In Structural Analysis of Historical Construction, pages 189–224, 1997.

[85] H.R. Lotfi et P.B. Shing: An appraisal of smeared crack models for masonry shear wallanalysis. Computers & Structures, 41(3):413 – 425, 1991. ISSN 0045-7949.

[86] J.J. Moreau: Cism international centre for mechanical sciences. In Nonsmooth Mechanics and Applications, volume 302, pages 1099–1106. Springer, Wien, 1988.

[87] M. Jean: The non-smooth contact dynamics method. Computer Methods in Applied Mechanicsand Engineering, 177(3-4):235–257, 1999. ISSN 0045-7825.

[88] H.R. Lotfi et P. Shing: Interface model applied to fracture of masonry structures. Journal of Structural Engineering, 120(1):63–80, 1994.

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

[90] TORRENTI J.M. et SHAAN R., 1985, « Interaction maçonnerie-ossature béton armé

sous sollicitation sismique », Rapport final REXCOOP, France, avril.

[91] B. BAFANA, « Les villes africaines de demain : La durabilité des villes passe par une bonne planification », 2016.

[92] Turath GHARIB, « Analyse expérimentale du comportement au cisaillement des murs en maçonnerie de pierre renforcés par matériaux composites TRC & NSM FRP », 2015

ANNEXE I

Dans cette annexe, nous présentons les différents types de maçonnerie, leurs modes de fabrication et technologies de construction. Il sera également question dans un second temps de parler des différents types de mortier ainsi que de l'appareillage des éléments maçonnés.

I. LES DIFFÉRENTS TYPES DE MAÇONNERIE

L'**Eurocode 6** est un document qui traite du Calcul des ouvrages en maçonnerie. Il existerait selon lui six types d'éléments de maçonnerie qui sont :

- ✓ les éléments en terre cuite conforme à la norme **EN 771-1** ;
- ✓ les éléments en silico-calcaire conforme à la norme **EN 771-2** ;
- ✓ les éléments en béton de granulats conforme à la norme **EN 771-3** ;
- ✓ les éléments en béton cellulaire autoclavé conforme à la norme **EN 771-4** ;
- ✓ les éléments en pierre reconstituée conforme à la norme **EN 771-5** ;
- ✓ les éléments prêtres en pierre naturelle conforme à la norme **EN 771-6**.

Ces éléments sont répartis dans quatre groupes de maçonnerie, définis par la fonction, la dimension et l'orientation des alvéoles des éléments tels que mis en place dans la maçonnerie:

- maçonnerie de pierre naturelle
- maçonnerie en agglomérés de béton ;
- maçonnerie en brique de terre cuite ;
- maçonnerie en briques silico-calcaire.

Avant l'**Eurocode 6**, le **DTU 20.1 [1985]** était le premier ouvrage traitant de la maçonnerie. Il présentait deux conceptions de murs en maçonnerie traditionnelle (Figure 1) :

- les murs à parois simples enduites ou non ;
- les murs à double paroi comportant deux parois distinctes d'épaisseurs quasi égaux (murs doubles) ou nettement inégaux (mur avec cloison de doublage).

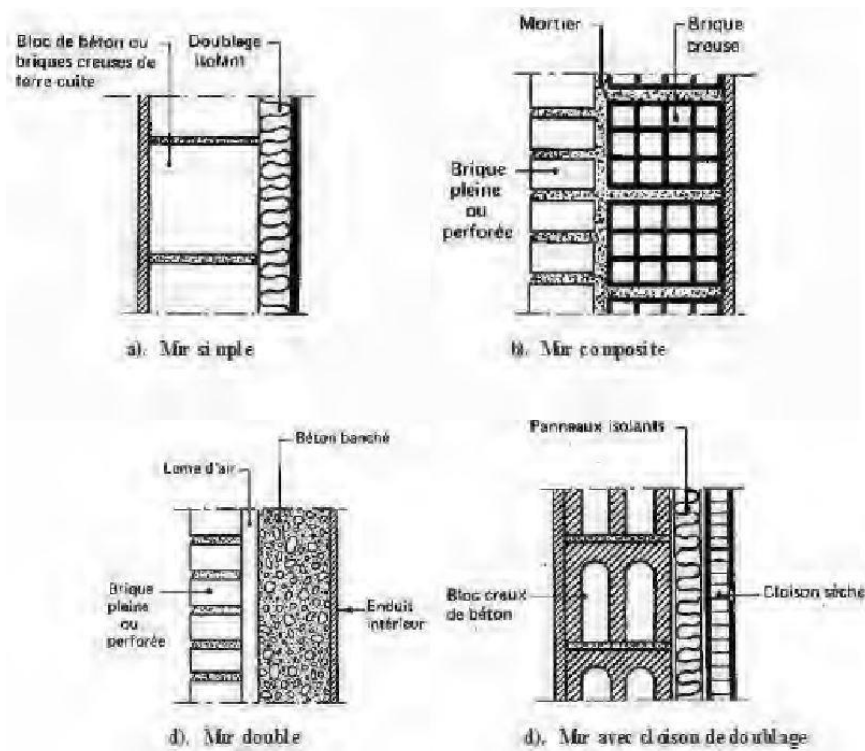


Figure 1 : Les types de mur en maçonnerie [DTU 20.1, 1985]

Le nouveau **DTU 20.1 P4 [2008]** apporte des évolutions mais en se référant à l'**Eurocode 6** les termes relatifs aux types de mur sont mieux précisés et plus nombreux :

- mur porteur : mur construit pour supporter une charge imposée en plus de son poids propre ;
- mur simple : mur sans vide ou joint longitudinal continu dans son plan ;
- mur creux (cavity wall) : mur comprenant deux parois simples (mur porteur simple + mur d'habillage), reliées par des attaches ou des armatures pour joints d'assise. L'espace entre les deux parois est vide ou est rempli par un isolant thermique.
- mur à double paroi (double-leaf wall) : mur constitué de deux parois parallèles dont le joint longitudinal intermédiaire est rempli complètement de mortier. Liées par des attaches, elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges ;
- mur creux rempli (grouted cavity wall) : mur constitué de deux parois parallèles, dont le vide intermédiaire est rempli de béton ou de coulis. Liées par une armature pour joints d'assise elles fonctionnent ensemble sous l'effet des charges ;
- mur à parement : mur associant des éléments destinés à rester apparents à d'autres non apparents de façon à ce qu'ils fonctionnent ensemble sous l'effet des charges ;

- mur à joints interrompus (shell bedded wall) : mur dont les éléments de maçonnerie sont hourdés en deux bandes de mortier disposées le long des bords extérieurs de la face de pose des éléments ;
- mur d’habillage : mur utilisé comme un parement mais non relié à ou ne contribuant pas à la résistance du mur support ou de l’ossature ;
- mur de contreventement : mur destiné à résister à des forces latérales dans son plan ;
- mur raidisseur : mur établi perpendiculairement à un autre mur pour lui fournir un appui contre les forces latérales ou pour résister au flambement et aussi contribuer à la stabilité de la construction ;
- mur non porteur : mur qui n’est pas supposé résister à des efforts de telle façon qu’il pourrait être supprimé sans porter préjudice à l’intégrité du reste de la structure.

I.1 - Maçonnerie de pierre naturelle

La pierre naturelle est un des matériaux le moins consommateur d’énergie de sa sortie en carrière jusqu’à sa mise en œuvre sur le chantier. S’ajoute à cette qualité une production extrêmement faible de déchets sur le chantier du fait de la possible réutilisation des blocs ou moellons sans perte de qualité et de la transformation des déchets de carrière en granulats. La ressource en pierre naturelle est encore très importante avec un coût équivalent aux autres matériaux de construction. Sur le plan esthétique, il est possible de jouer sur le côté “brut” de la pierre en conservant la trace des coupes de scie ou de travailler des faux joints à la scie pour simuler des dimensions de blocs différentes de ceux réellement posés en fonction de la nature de la roche (Figure 2).



Figure 2 : Fondation Dreyer

1.1.1. Moellons

Les pierres naturelles employées sont appelées moellons et doivent avoir un poids inférieur à 40kg afin de rendre la manipulation par un seul homme possible. Elles peuvent être brutes de forme irrégulière ou taillée. Le moellon brut se présente sous des formes variées. Celles-ci dépendent de la nature de la pierre exploitée, blocs arrondis ou anguleux aux formes diverses pour les pierres dures, grés, granits, calcaires, etc.

1.1.2. Jointoiement

La largeur des joints peut varier dans cette maçonnerie selon que les moellons soient réguliers ou irréguliers mais ne doit pas excéder 4cm. Les espaces plus larges doivent être remplis par des éclats de pierre. Ils doivent être réalisés de manière à offrir une résistance minimale à l'écoulement de l'eau sur le parement lorsqu'ils restent apparents. Les murs ainsi construits peuvent être soit laissés bruts donc le parement visible (Figure 3), soit recouverts d'un crépissage.

1.1.3. Épaisseur des murs

L'épaisseur des murs dépend des pierres employées. Les moellons taillés, grossièrement ou non, permettent des réalisations variées dont les caractéristiques générales d'exécution sont présentées dans la Figure 3 ci-dessous.

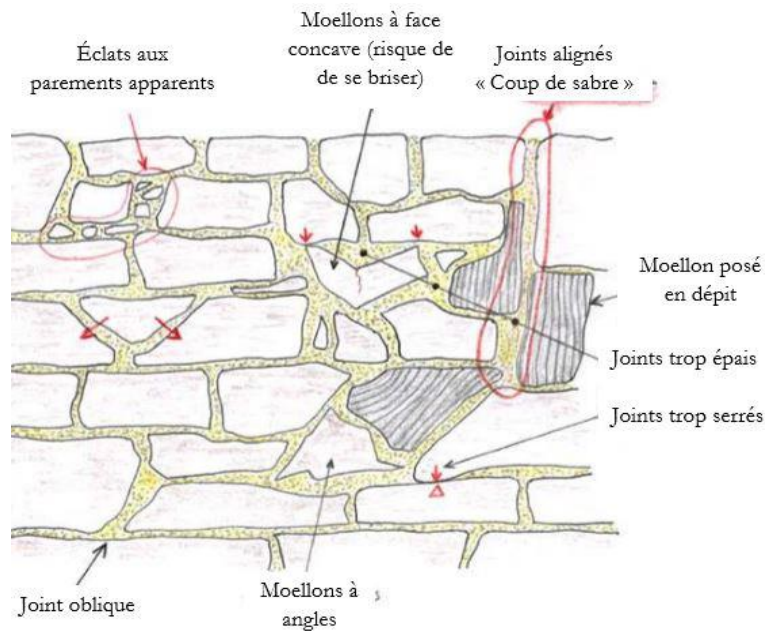


Figure 3 : Mur en pierre naturelle [BAUD, 1990]

I.1.4. Maçonnerie en agglomérés de béton

Blocs de béton moulé fréquemment en forme de parallélépipède creux ou non, les agglomérés sont constitués d'un mélange de ciment, de sable et parfois de gravillons (4/8) et graviers (8/25). On en comptabilise plus de 150 blocs de béton différents, en forme comme en composition. Des matériaux de construction, ils ont le meilleur rapport qualité / prix et sont les composants principaux des murs extérieurs. Ils peuvent être utilisés seuls et éventuellement être recouverts d'un enduit. Selon leur classe de résistance, ils peuvent également être creux ou pleins. Plus leur charge à supporter est élevée, plus leur classe de résistance devra être élevée et lourde. Il en existe deux grandes catégories :

- ✓ les agglomérés pleins : Ils sont utilisés principalement pour ériger les murs de soubassement. La résistance des blocs pleins, ou même perforés, est supérieure à celle des blocs creux. Ils résistent ainsi mieux aux différentes poussées du sol.
- ✓ les agglomérés creux : Ils sont utilisés pour tous les autres types de mur. Selon leur usage, nous avons répertorié 6 types de parpaings présentés sur la Figure 4.

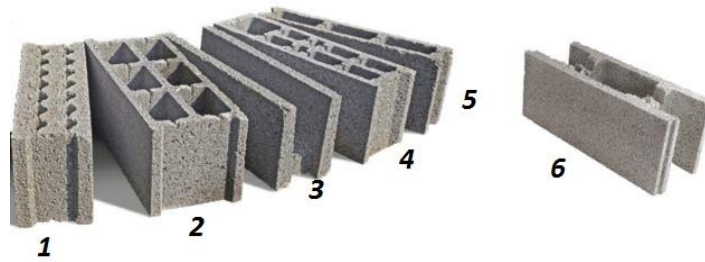


Figure 4 : Type d'Agglomérés creux ; (1) Bloc Plein ou Perforé ; (2) Bloc Creux ; (3) Bloc chainages ; (4) Bloc Plein ou Perforé ; (5) Bloc Creux ; (6) Bloc à bancher

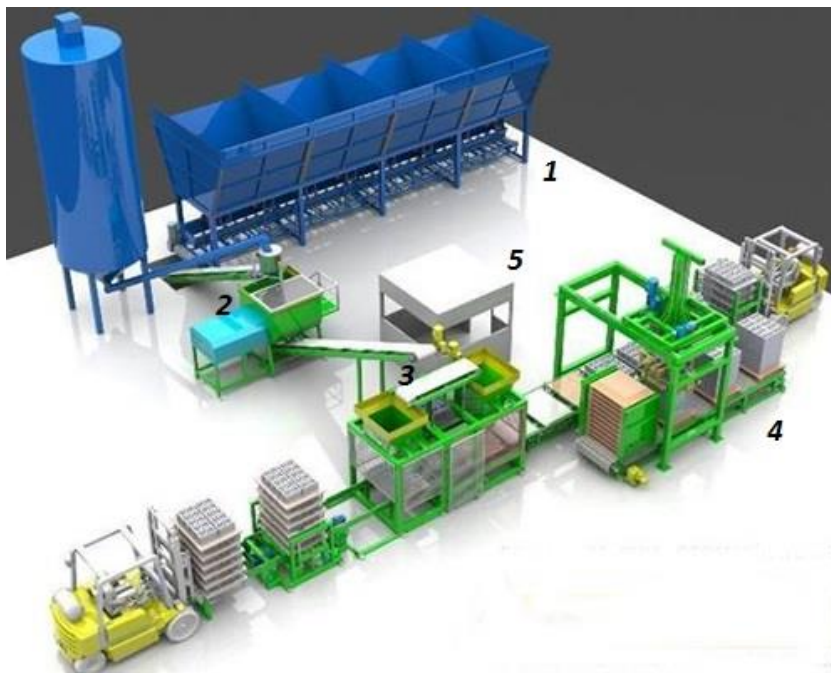


Figure 5 : Processus de fabrications des Blocs de Parpaing ; (1) Échantillonnage des agrégats ; (2) Mélangeur ; (3) Moulage des blocs ; (4) Gerbeur ; (5) Système de contrôle

I.1.5. Maçonnerie en brique d'argile cuite ou comprimée

Les briques en terre cuite possèdent d'excellentes propriétés de durabilité, de résistance, de stabilité, de régulation d'humidité et d'inertie thermique. Au vu de leurs performances thermiques et phoniques, elles sont adoptées par de nombreux systèmes de construction, tels que le « double mur » ou en combinaison avec des matériaux isolants intérieurs ou périphériques modernes. Il en existe 3 types présentés ci-dessous (Figure 5) :

- ✓ briques pleines : elles possèdent des faces planes, sans relief. Elles permettent de construire des murs porteurs ou des cloisons, et peuvent être utilisées comme matériau de parement ou rester apparentes.
- ✓ briques perforées : elles comportent des alvéoles perpendiculaires au plan de pose. Elles permettent de réaliser des murs porteurs ou des cloisons en présentant une bonne isolation thermique. Utilisées avec succès pour la réalisation de plusieurs tours, elles ont pour avantage une excellente résistance à la compression et au cisaillement.
- ✓ briques creuses : légères, elles permettent d'économiser en matériau. Elles sont applicables dans différents domaines comme l'isolation, la ventilation, la construction de façades. Certaines peuvent être remplies pour améliorer la force de tension et de torsion d'une structure. Elles se classent en fonction de leur usage ou du matériau utilisé. On les retrouve sous différentes variétés de formes.

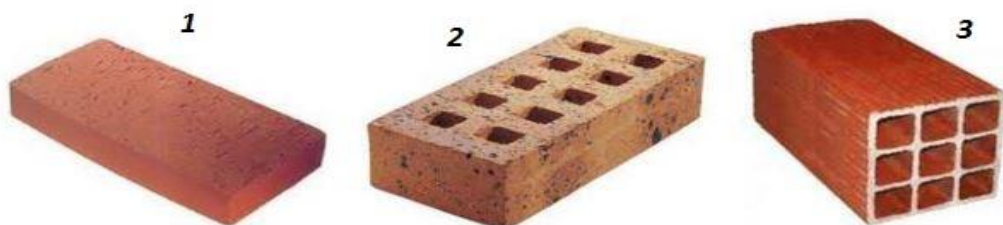


Figure 6 : Type de Brique d'Argile ; (1) Brique Pleine ; (2) Brique Perforée ; (3) Brique Creuse [Hamza, 1990]

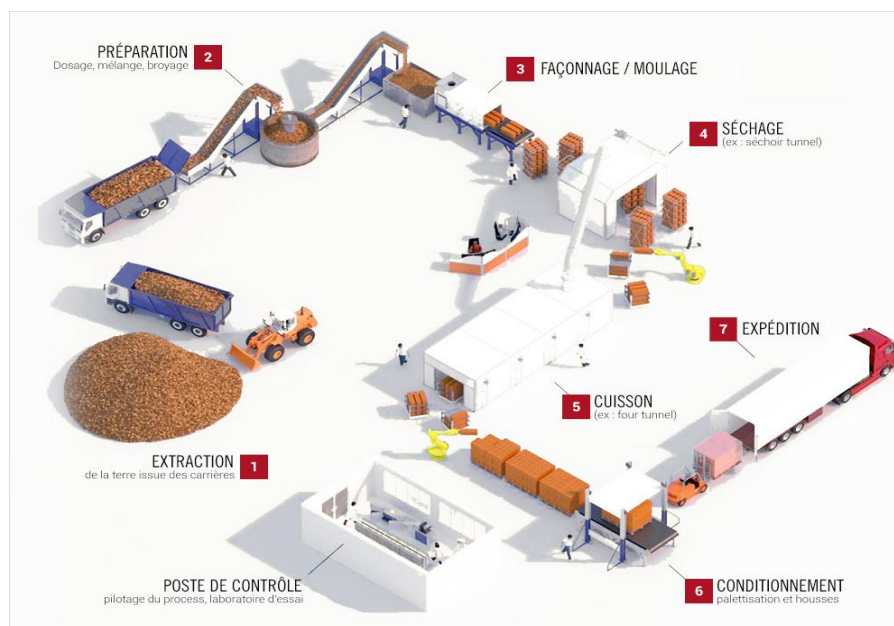


Figure 7 : Processus de fabrications des Briques en terre cuite

I.1.6. Maçonnerie en briques silico – calcaire

Les briques silico-calcaires sont constituées d'un mélange de chaux (8 – 10%), de sable siliceux (90 – 92%) et d'eau, sans adjuvant chimique avant d'être pressées et durcies. Lors de la fabrication des briques, la température de durcissement s'élève à 160 - 200° C (Figure 8).

En plus de ses qualités thermiques et phoniques, elles permettent de faire des économies importantes en matières premières (peuvent rester brutes sans enduit). Elles sont très utilisées dans les systèmes constructifs leur assurant un prix de revient plus bas que les autres matériaux (parpaing et la brique rouge).

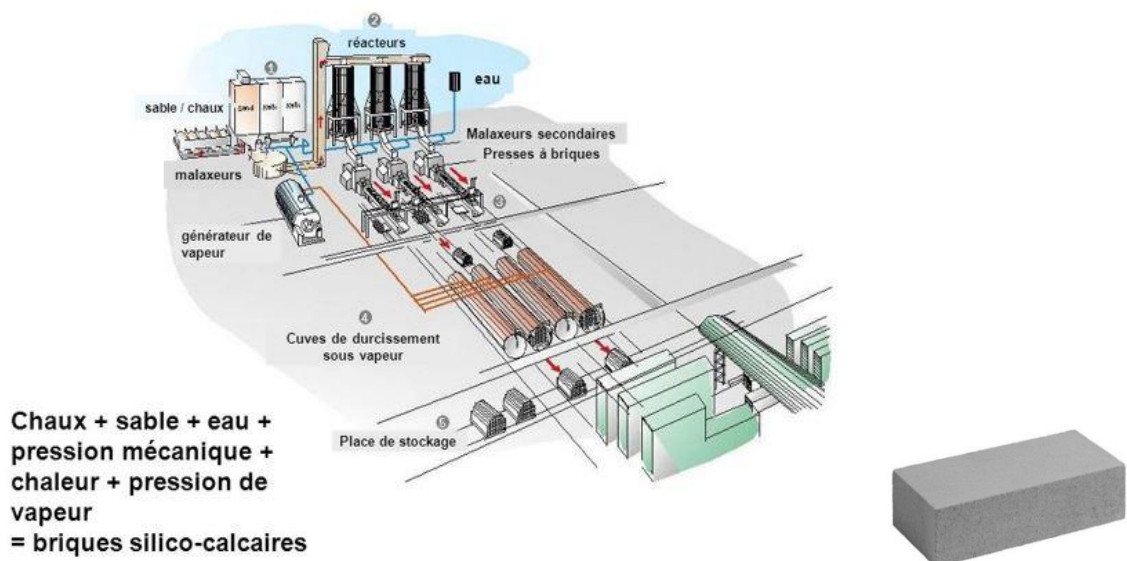


Figure 8 : Processus de fabrications des Briques silico-calcaire

II. LES DIFFÉRENTS TYPES DE MORTIER

Le mortier est un mélange de liant, de sable, d'eau et parfois d'adjuvants. L'élément sable peut provenir des rivières, des dunes ou des carrières. Le liant lui peut être de la chaux (XHA ou XHN), du ciment ou un mélange Chaux + Ciment. L'eau sert à mouiller le mélange et aide la prise. Le mortier doit avoir une durabilité suffisante pour résister aux conditions de micro-exposition propres à la durée de vie prévue du bâtiment.

II.1 Types de mortier

Il existe plusieurs types de mortiers selon leur utilité et leur composition. Le mortier

utilisé en maçonnerie est le mortier de montage ou de pose défini comme mortier d'usage courant, de joints minces ou mortiers allégés.

Il est selon la méthode de définition de sa composition considérée comme un mortier performantiel ou de recette. Il peut être de type industriel c'est-à-dire prédosé, de type semi-fini conformément à l'EN 998-2 ou de type chantier conformément à l'EN 1996-2. Le mortier prémélangé de chaux/sable doit lui être conforme à l'EN 998-2 (Figure 9).

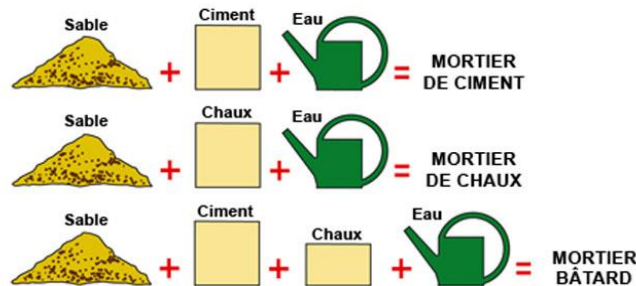


Figure 9 : Types de Mortiers

II.1.1 Mortier de ciment

Résistant, il prend et durcit vite. De plus, un dosage en ciment suffisant le rend pratiquement imperméable. Les dosages courants sont de l'ordre de 350kg de ciment pour 1m³ de sable.

II.1.2 Mortier de chaux

Il est gras et onctueux et lent au durcissement par rapport au mortier de ciment surtout lorsque la chaux est calcique.

II.1.3 Mortier Batard

On peut être amené à mélanger le ciment et la chaux afin d'obtenir conjointement les qualités des deux liants. Ce type de mortier est appelé mortier batard. Généralement, la chaux et le ciment sont utilisés par parties égales, mais on mettra une quantité plus ou moins grande de l'un ou de l'autre suivant l'usage et la qualité recherchés. Les sables utilisés sont généralement siliceux ou silico-calcaires avec une granulométrie continue. Les mortiers peuvent comporter différents types d'adjuvants selon la caractéristique recherchée : Super plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs de prise, hydrofuges.

II.2. Spécification et Utilisation des mortiers

II.2.1 Spécification

Les mortiers sont classés selon leur résistance à la compression, exprimée par la lettre M suivie de la résistance à la compression en N/mm², par exemple, M5. Les mortiers à composition prescrite, outre le numéro M, sont décrits par leurs constituants de recette, par exemple, 1 : 1 : 5 proportion de ciment : chaux : sable en volume. L'Annexe Nationale d'un pays sur les mortiers donné peut prescrire des mélanges équivalents acceptables, décrits par la proportion des constituants, aux valeurs M déclarées.

II.2.2 Utilisation des mortiers



Les mortiers ont plusieurs utilisations dans la construction. Ils peuvent être utilisé pour :




- ✓ le hourdage de maçonnerie (joint) : la maçonnerie (blocs de béton, pierre détaille, briques), nécessite pour son assemblage un mortier présentant des caractéristiques mécaniques suffisantes pour assurer la transmission des charges et une compacité suffisante pour être étanche ;
- ✓ les enduits : ils constituent l'un des plus vastes domaines d'utilisation des mortiers à côté des enduits traditionnels en tri couches décrits dans le **DTU 26.1 [2008]**. Mais aujourd'hui des enduits monocouches épais, ainsi que des enduits isolants se développent ;
- ✓ les chapes : elles ont pour fonction d'assurer la mise à niveau du dallage et la régularité de sa surface. Les chapes peuvent constituer la finition ou le support d'un revêtement de sol ;
- ✓ les scellements et les calages : les multiples problèmes de scellement et de calage ont conduit à mettre au point des produits spécifiques adaptés aux travaux à réaliser : scellements d'éléments de couverture, d'éléments de second œuvre, de mobiliers urbains, de regards de visite...



Leur dosage s'effectue selon le but recherché. Il est illustré dans le Tableau (1) ci-dessous :

Tableau 1 : Dosages Types de Mortier

	Sable	Liant	Eau (en litre)	Volume (en litre)
Maçonnerie	 10	 1	17	100
Conduit cheminée	 9	 1	17	100
Accessoires de toiture scellés	 12	 1	17	120
	 11	 1	17	110
Chape rev. scellé	 11	 1	17	110
Chape finie	 10	 1	17	100

 Ciment  Chaux

 = 10 litres  x 6 =  = 60 litres

 100 litres = 0,1 m³  x 10 = 1 m³ de béton ou de mortier

III. APPAREILLAGE DE LA MAÇONNERIE

L'appareillage est le mode de disposition des pierres ou des briques assemblées entre elles dans la maçonnerie. Les éléments de maçonnerie doivent être appareillés au mortier de sorte que le mur se comporte comme un unique élément structural (Figure 10). Pour cela, les appareillages doivent être adaptés au type de maçonnerie, à son emplacement et aux prescriptions de durabilité. Les mortiers doivent être appropriés au type d'élément associé et aux prescriptions de durabilité.

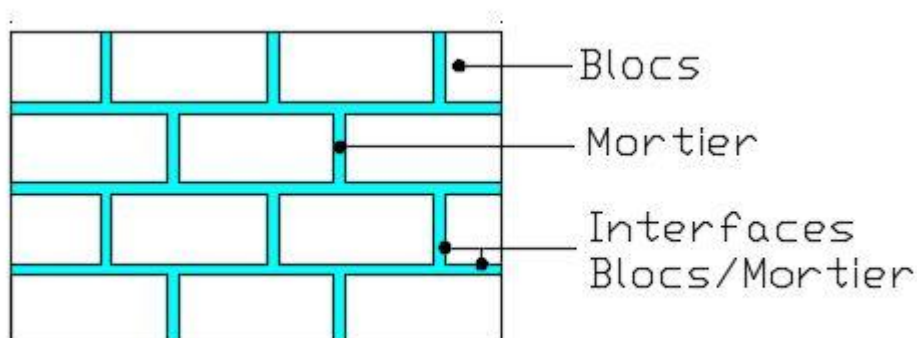


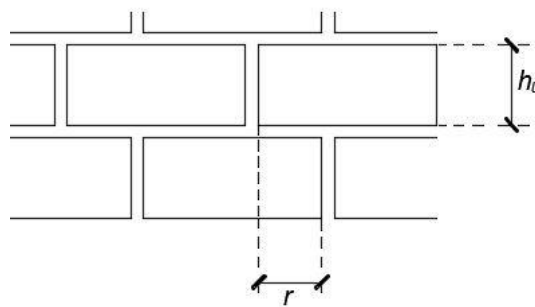
Figure 10 : Appareillage d'un mur en maçonnerie

III.1. Éléments manufacturés

Les éléments de maçonnerie doivent être appareillés au mortier conformément à une pratique éprouvée et de telle sorte que le mur se comporte comme un seul et même ouvrage structural.

Le recouvrement des éléments de maçonnerie ayant une hauteur inférieure ou égale à 250 mm doit avoir une longueur au moins égale à 0,4 fois la hauteur de l'élément ou 40 mm, selon la plus grande des deux valeurs (Figure 11). Pour les éléments de hauteur supérieure à 250 mm, elle doit être supérieure à 0,2 fois la hauteur de l'élément ou égale à 100mm. Il est possible d'utiliser des éléments coupés pour obtenir le recouvrement spécifié sur le reste du mur en s'assurant que la longueur des murs et la taille des ouvertures et poteaux soient adaptées aux dimensions des éléments pour éviter des coupes excessives.

Il est aussi recommandé de prendre en compte le comportement de déformation différentielle des matériaux lorsque des matériaux différents doivent être liaisonnés entre eux de manière rigide.



Recouvrement des éléments de maçonnerie

$$\text{Recouvrement (r)} \begin{cases} \text{lorsque } h_u \leq 250 \text{ mm} : \text{recouvrement} \geq 0,4 h_u \text{ ou } 40 \text{ mm, selon la plus} \\ \text{grande des deux valeurs} \\ \text{lorsque } h_u > 250 \text{ mm} : \text{recouvrement} \geq 0,2 h_u \text{ ou } 100 \text{ mm, selon la plus} \\ \text{grande des deux valeurs} \end{cases}$$

Figure 11 : Recouvrements de maçonnerie [Eurocode 6, 2006]

III.2. Éléments prêtres en pierre naturelle

Généralement la pierre naturelle sédimentaire métamorphique doit être posée selon des lits de pose horizontaux ou quasi-horizontaux.

La distance de recouvrement des éléments de maçonnerie adjacents en pierre naturelle destinés à rester apparents doit être au moins égale à 0,25 fois la dimension de l'élément le plus petit, avec une distance minimale de 40 mm, à moins d'autres mesures assurant une résistance adéquate. La hauteur des éléments de maçonnerie ne doit pas être inférieure à 0,3 fois leur longueur.

Dans le cas des murs où les éléments de maçonnerie ne s'étendent pas à travers l'épaisseur du mur, il convient de disposer des éléments de liaison (boutisses) dont la longueur est comprise entre 0,6 et 0,7 fois l'épaisseur du mur, selon un espacement ne dépassant pas 1 m, à la fois à la verticale et à l'horizontale (Figure 12).



Figure 12 : Boutisses École Primaire Fondation Dreyer

III.3. Joints de mortier

L'épaisseur des joints d'assise et verticaux réalisés en mortier d'usage courant ou en mortier allégé doit être compris entre 6 mm et 15 mm tandis que celui en joints minces doit être compris entre 0,5 mm et 3 mm. Des mortiers compris entre 3 mm et 6 mm peuvent être réalisés s'ils ont été spécialement élaborés pour l'usage particulier et le calcul basé sur l'utilisation du mortier d'usage courant.

Les joints d'assise sont horizontaux à moins que le concepteur n'en ait décidé autrement. En cas d'utilisation d'éléments reposant sur des poches de mortier, les joints verticaux peuvent

être considérés comme remplis si le volume de mortier atteint la hauteur complète du joint sur une largeur minimale de 40 % de l'élément.

L'adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie doit permettre un comportement correct de la maçonnerie :

- ✓ si le calcul repose sur la résistance au cisaillement ou à la flexion, des prescriptions relatives aux caractéristiques de la maçonnerie concernée et aux procédures d'humidification appropriées doivent être incluses dans la spécification de conception ;
- ✓ si la résistance au cisaillement ou à la flexion de la maçonnerie est évaluée à partir d'essais menés conformément aux parties correspondantes de l'EN 1052-1 [1999], il devrait être spécifié que les matériaux, les types d'appareillage et la conservation doivent être identiques à ceux des essais.

Les finitions des joints doivent être appropriées pour atteindre l'aspect et les performances requis du mur. Lors de la spécification des finitions des joints, les facteurs suivants doivent être pris en compte :

- le support requis pour l'application des finitions ;
- la forme de la finition des joints,
- toute exigence spéciale pour serrer les joints par outillage ;
- le rejointoiement pour obtenir une couleur ou un effet particulier ;
- l'effet de joints en retrait ou de bandeaux.

ANNEXE II

Cette annexe aborde les autres aspects du comportement mécanique des structures en maçonnerie qui n'ont pas été abordés dans le chapitre I. Elle traite également des différents travaux sur la maçonnerie en chargement uniaxial et sous charge de cisaillement qui ont été faits.

I. COMPORTEMENT EN FLEXION DE LA MAÇONNERIE

La maçonnerie résiste généralement grâce à sa grande inertie et sa masse souvent importante. Elle ne dépend pas en grande partie du lien du mortier aux éléments support mais surtout de leur résistance à la traction qui elle dépend des facteurs conditionnant l'adhésion brique mortier.

Ces dernières années, la maçonnerie a été réalisée avec des murs minces dont la résistance aux efforts latéraux dépend principalement de l'adhérence du mortier pouvant être amélioré par l'ajout d'adjuvants. Deux modes principaux de flexion sont distingués dans les deux plans orthogonaux :

- ✓ lorsque l'effort est appliqué au plan perpendiculaire aux joints de pose (Figure 1) ;
- ✓ lorsque l'effort est appliqué au plan parallèle aux joints de pose (Figure 2).

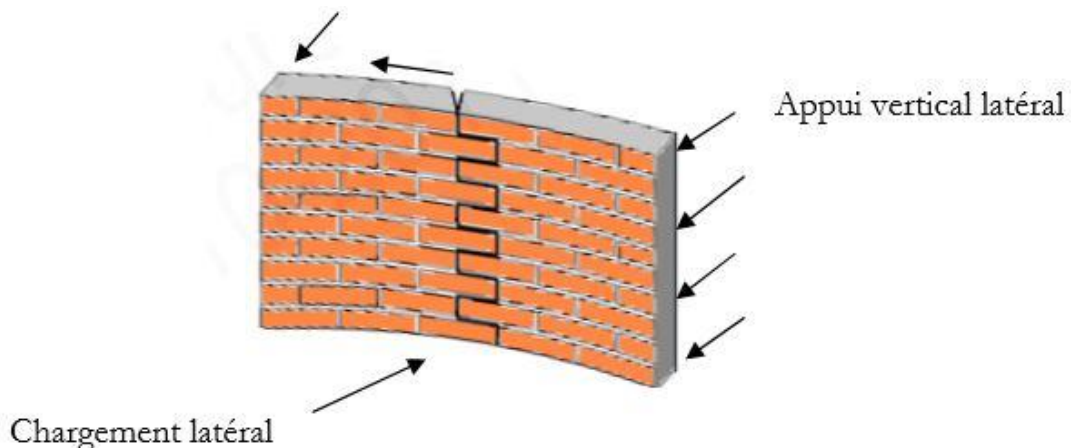
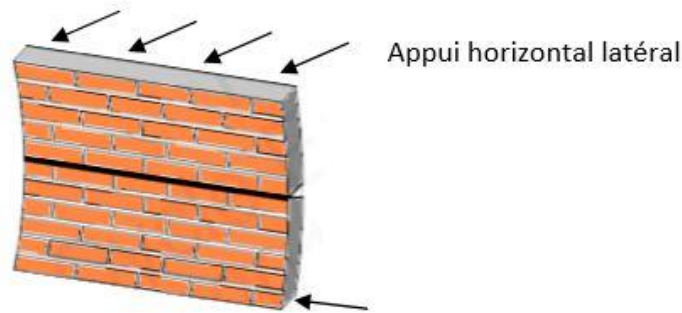


Figure 1 : Flexion due aux efforts appliqués au plan perpendiculaire au joint de pose, [CHERRABIA, 1990]



*Figure 2 : Flexion due aux efforts appliqués au plan parallèle au joint de pose
[CHERRABIA, 1990]*

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

- A. la résistance au cisaillement des mortiers de pose ;
- B. la résistance élastique des joints de mortier vertical face à la rotation des éléments ;
- C. l'adhérence des joints de mortier vertical ;
- D. la résistance à la flexion des éléments eux-mêmes.

La résistance limite de flexion sera la plus petite valeur de $(A + B)$ ou $(C + D)$

II. COMPORTEMENT A LA TRACTION DE LA MAÇONNERIE

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

La résistance à la traction horizontale est très rarement mesurée et aucun essai standard n'est disponible d'où l'absence totale de données significatives. L'essai le plus familier à sa détermination est celui en travers de la brique de l'[ASTM C952-76 \[1976\]](#) illustré dans la figure (Figure 3). Les résultats de cet essai indiquent que la résistance à la traction directe se situe entre un tiers et deux-tiers du moment de flexion.

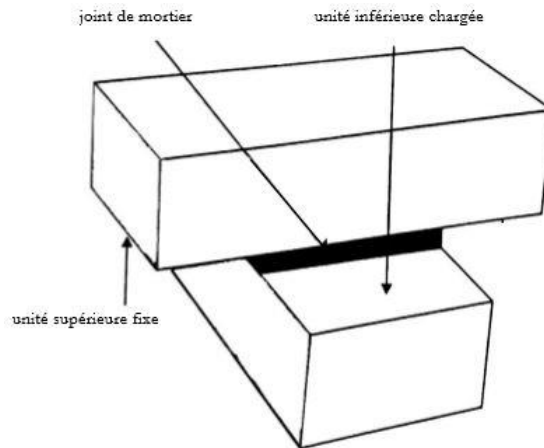


Figure 3 : Essai de Traction [ASTM C952-76, 1976]

III. COMPORTEMENT DE LA MAÇONNERIE VIS-A-VIS DE LA CHARGE CONCENTREE

Si la majorité des efforts appliqués au droit d'un mur sont uniformes et amenés par le poids de la structure au-dessus, les charges concentrées, sont dues aux impacts d'extrémités de poutre, de linteaux ou arcs, etc. Une maçonnerie peut résister à un chargement concentré si celle-ci est correctement positionnée et suit une répartition à 45° indiqué dans la Figure 4 ci-dessous.

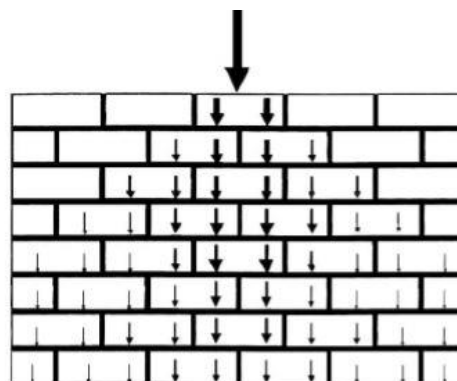


Figure 4 : Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur [Houti, 2002]

Page et Hendry [1987] ont étudié expérimentalement et analytiquement cet aspect de la maçonnerie. Cela a prouvé que les facteurs suivants augmentent la contrainte dans la région soumise à une charge concentrée :

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

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

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

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

IV. MURS SOUS CHARGES LATÉRALES MONOTONES

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées dans les structures en maçonnerie par des murs. Ces derniers ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou des murs ossatures en béton-armé (Figure 5) :

- ✓ rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier (Figure 5 (1)),
- ✓ rupture par friction ou glissement (Figure 5 (2)) ;
- ✓ rupture par flexion : la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encastrée (Figure 5 (3)) ;
- ✓ rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints (Figure 5 (4)),
- ✓ écrasement du matériau dans les zones en compression (Figure 5 (5)).

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

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

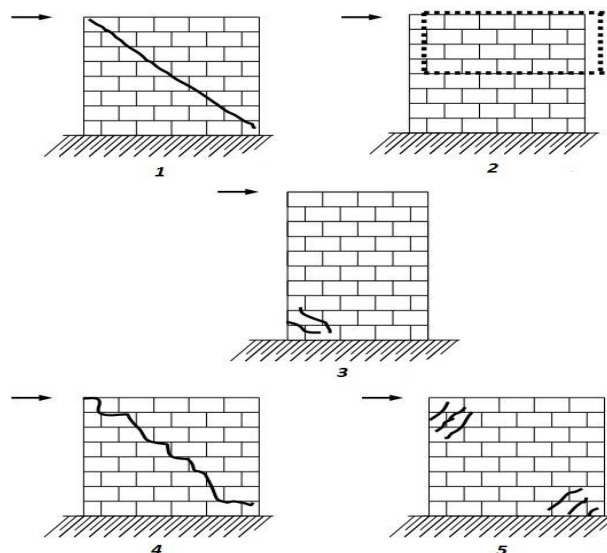


Figure 5 : Propagation à 45° de la charge concentrée dans un mur [Houti, 2002]

Plusieurs types de critères de rupture ont été proposés dans la littérature et classés de la manière suivante :

- rupture par contraintes principales : établie par des valeurs limites en compression ou en traction. De nombreuses études déterminent ces valeurs limites en fonction de l'orientation des joints de mortier [Méli cité par Lafuente, 1990] ;

- rupture par une combinaison critique de contraintes principales : dérivée des résultats expérimentaux pour la plupart. Ces critères déterminent des surfaces de rupture en fonction des valeurs des contraintes principales et de l'angle d'orientation des joints [Samarasinghe et col, 1980] ;
- rupture par extension critique : il s'agit de critères basés sur la définition d'un changement limite de volume, c'est-à-dire, une hypothèse de rupture qui serait fonction de la valeur du module de Poisson [Jhompson et col, 1967] ;
- rupture par séparation ou glissement des joints : cette hypothèse conduit à la proposition de critères du type Coulomb [Lafuente, 1990].

$$R = u + f . s \quad (1)$$

Où :

R : résistance du joint

u : coefficient d'adhérence

f : coefficient de friction

s : contrainte de comportement sur le joint

Selon ce critère, la résistance du joint serait fonction de l'adhérence existante entre la pièce de maçonnerie, le mortier et de la friction due à la présence des charges perpendiculaires au joint. Si l'on considère que la ruine des murs est causée par des fissures diagonales correspondant à l'action des contraintes principales, l'analyse simplifiée (matériau élastique, homogène et isotrope) permettra alors de définir les expressions suivantes pour estimer la résistance latérale de murs de maçonnerie non-confinée et non armée [Tomazevic, 1980] :

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

$$\sigma_c = 0.5\sigma^o + \sqrt{[(0.5\sigma^o)^2 + (b\tau)^2]} \quad (3)$$

$$\phi_t = \phi_c = 0.5 \frac{1}{2} . \arctg(2 \frac{\tau}{\sigma^o}) \quad (4)$$

Où :

σ^o : contrainte moyenne de compression due à la charge verticale sur la section

transversale à mi-hauteur du mur ;

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

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

$\emptyset t, \emptyset c$: directions des contraintes principales.

Les expressions données, issues d'une analyse élastique classique sont modifiées du facteur b , tenant compte de la distribution irrégulière des contraintes de cisaillement dans le joint horizontal. Le facteur b représente le rapport existant entre la valeur maximale et la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement sur la section critique du mur. Il est estimé au moyen de la méthode des éléments finis et des résultats expérimentaux. La valeur de b varie de 1,1 à 1,5. Pour les murs dont l'élançement est égal ou supérieur à 1, $b = 1,5$ et $b = 1,1$ pour les murs moins élancés. C'est dans ce sens que, [Tomazevic \[1980\]](#) propose l'évaluation de la résistance latérale du mur au moyen des expressions suivantes :

$$\tau_u = \left(\frac{f_t}{b}\right) \times \sqrt{\left(\frac{\sigma^o}{f_t} + 1\right)} \quad (5)$$

$$H_{u,m} = C_r A \tau_u \quad (6)$$

Où :

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

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

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

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

$$\tau_u = f_{t^o} + R \sigma^o \quad (7)$$

Où :

f_{t^o} : résistance latérale d'un mur sans charges verticales ;

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

la charge verticale ;

Les résultats montrent que les coefficients f_{t^o} et R n'ont pas de rapport direct avec les quantités c et φ trouvées au moyen des essais simples illustrés par la Figure 5 (4). Les murs en maçonnerie non-armée et non-confinée présentent un comportement très fragile sous l'action des charges verticales.

V. TRAVAUX SUR LA MACONNERIE SOUS CHARGEMENT UNIAXIAL

V.1. Travaux De Miha Tomazevic

Miha Tomazevic [2008] a fait un test sur le comportement du cisaillement, 3 blocs de briques en terre cuite ont été jointoyés avec un mortier courant, puis deux plaques métalliques ont été placées sous les deux blocs externes et une plaque sur la brique du milieu séparé de 2 petites barres de ($\phi 12$) ensuite la force a été exercée, comme on peut le voir sur la Figure (6). Pendant l'essai, il faut veiller à ce que des contraintes de cisaillement pur se développent dans les plans de raccordement entre les blocs et le mortier. Six échantillons de chaque type ont été testés. Les résultats de f_{vk0} sont présentés dans le Tableau 1.

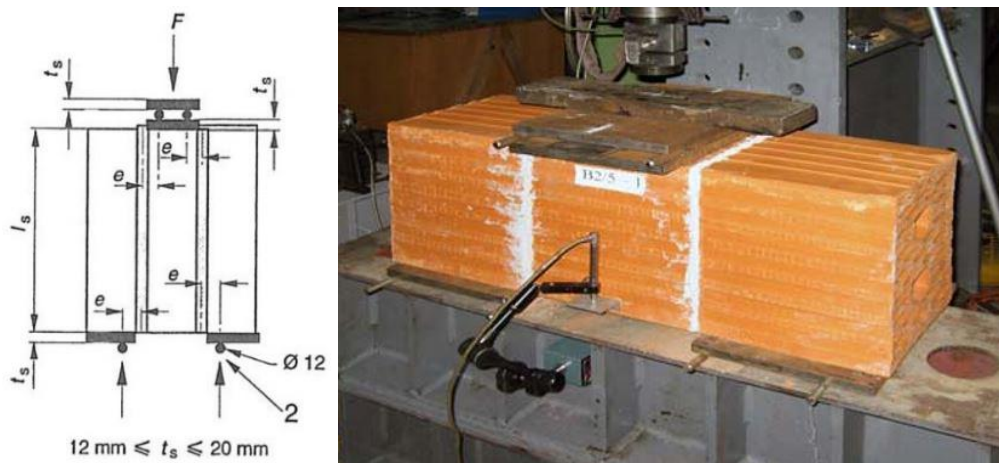


Figure 6 : Test de résistance du cisaillement initiale selon l'ASTM EN 1502-3 [MIHA, 2008]



Figure 7 : Résultats obtenus sur les Blocs [MIHA, 2008]

Tableau 1 : Les valeurs caractéristiques f_{vk0} suivant l'EUROCODE 6 et les valeurs trouvées expérimentalement par MIHA TOMAZEVIC [MIHA, 2008]

unités	Charge de compression (KN)	Résistance au cisaillement(MPa)			
		5 MPa		10 MPa	
		f_{vko}	f_{vk}	f_{vko}	f_{vk}
B1	20.7	0.17	0.23	0.19	0.27
B2	13	0.19	0.26	0.21	0.26
B3	14.6	0.16	0.2	0.16	0.2
B4	12.2	0.26	0.31	0.22	0.38
B5	11.5	0.5	0.6	0.55	0.66
B6	30.3	0.28	0.34	0.28	0.33

V.2. Les Travaux De Parker Et Al.

Parker et al [cité dans l'ASTME 519-02] ont utilisé une méthode pour déterminer la résistance au cisaillement suivant la norme ASTM E 519-02 [2012]. Cette méthode a été développée pour déterminer la résistance au cisaillement des assemblages de maçonnerie. Dans cet essai, une charge verticale est appliquée sur des panneaux de 1.2 x 1.2 m² d'assemblage en maçonnerie placé à 45 ° par rapport à l'horizontal comme l'illustre la Figure 8 ci-dessous.

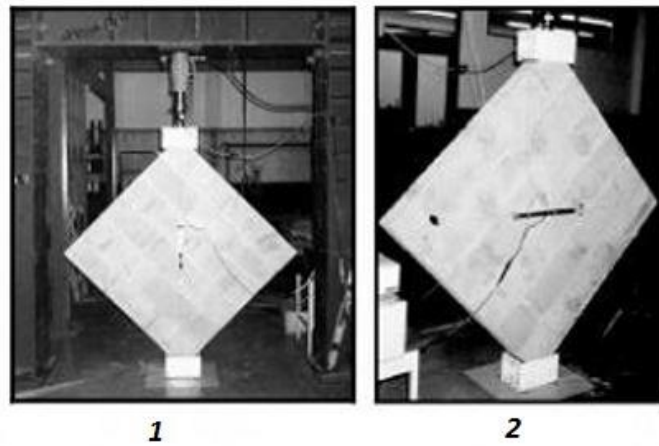


Figure 8 : Configuration du test sur les murs [ASTM E 519-02, 2012] ; (1) Test suivant l'ASTM E 519 ; (2) Plan de rupture potentiel suivant le lit de joint

Ils ont calculé la contrainte de cisaillement par la Formule 8 suivante :

$$f_v = \frac{0.707 \times P}{L \times t} \quad (8)$$

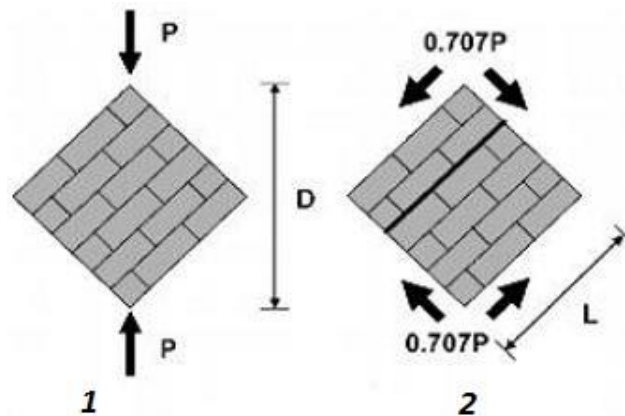


Figure 9 : Dispositif de l'essai [ASTM E 519-02, 2012] ; (1) Test suivant l'ASTM E 519 ; (2) Plan de rupture potentiel suivant le lit de joint

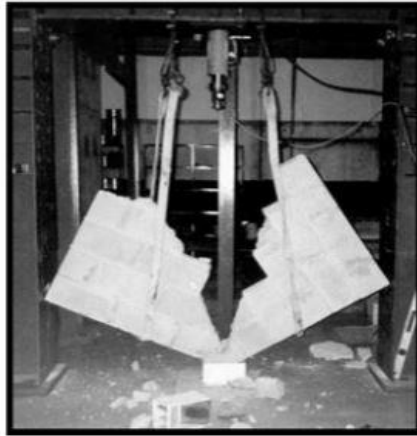


Figure 10 : Résultat d'un panneau à l'essai de cisaillement [ASTM E 519- 02, 2012]

V.3. Étude De Vasconcelos, Alves Et Lourenço

Les auteurs Vasconcelos et al [2012] ont fait une étude expérimentale sur des murs en maçonnerie non armée. Ces derniers ont été confectionnés avec un mortier de ciment dans une proportion en volume de ciment et de sable de 1 : 3. La cure des murs a été réalisée dans les conditions ambiantes du laboratoire avec une humidité relative de l'air pratiquement constante et égale à environ 65%. Les blocs de béton ont été également testés en compression uniaxiale. La résistance à la compression moyenne obtenue pour le mortier, prise comme la moyenne des 12 échantillons, était de 18,77 MPa.

Les essais de compression diagonale ont été effectués selon la recommandation de la norme ASTM E 519-02 [2012]. La charge verticale est appliquée au moyen de servocommande, relié à un portique en acier, avec une charge de 200 kN (Figure 11). Les essais de compression diagonale ont été effectués sous le contrôle de déplacement, au moyen d'un LVDT placé dans le panneau.

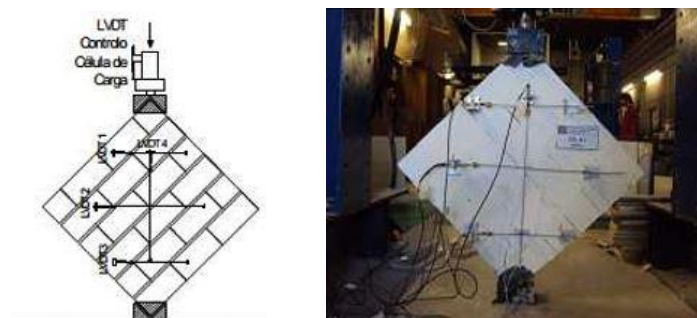


Figure 11 : Dispositif de l'essai [Vasconcelos et al, 2012]



Figure 12 : Résultat obtenu des écrasements [Vasconcelos et al, 2012]

Le comportement des blocs non armés de maçonnerie actuelle se caractérise par l'ouverture de fissures en escalier et l'apparition de fissures diagonales suivant l'interface d'unité-mortier, la fissuration de cisaillement se produit soudainement. En dépit d'un mécanisme de glissement le long des interfaces unité-mortier, on voit que la maçonnerie non armée présente un comportement fragile. Vasconcelos, et al [2012] ont calculé la contrainte de cisaillement en appliquant la Formule 8.

Tableau 2 : Résultat expérimental et numérique de cisaillement [Vasconcelos et al., 2012]

Murets testés	τ (MPa)	G (GPa)
(a)	0.42	4.05

Après comparaison des valeurs qu'ils ont trouvées avec celles de Haach et al [2010], ils constatent que les résultats sont considérables par rapport aux types de maçonneries et mortiers utilisés. Ils ont mentionné que le taux de variation de contrainte de cisaillement pour les joints verticaux remplis de 10 mm d'épaisseur varie de 25 % par rapport aux joints non remplis totalement

V.4. Les travaux de Corradi

Le test de compression en diagonale a été conçu par Corradi et al [2003] et dans le but

d'évaluer la résistance au cisaillement. Le test a été effectué sur des panneaux de 120 x120 cm² avec une section transversale maximale d'épaisseur de 20 cm dans le but de déterminer la contrainte de cisaillement.

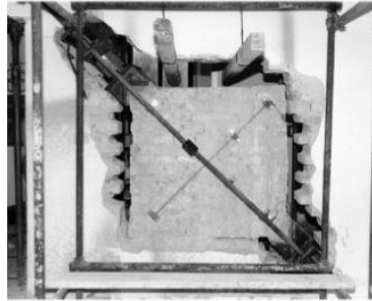


Figure 13 : Test d'un mur en diagonale [CORRADI et AL, 2003]

VI. TRAVAUX SUR LA MAÇONNERIE SOUS CHARGEMENT UNIAXIAL

VI.1. Les travaux de Page

VI.1.1. Panneaux de maçonnerie de 360 x 360 mm

Page [1981] a testé des panneaux de maçonnerie de 360 x 360 mm sous sollicitation uniaxiale et selon cinq différentes orientations (θ) du plan des joints ($\theta = 0, 22.5, 45, 67.5$ et 90°). Lorsque $\theta = 0$ et 90° , la fissuration intervient parallèlement à l'axe de chargement et dans un plan perpendiculaire à la surface libre du panneau ; lorsque $\theta = 22.5, 45, 67.5$, la fissuration prend la forme d'un escalier suivant les joints horizontaux et verticaux. Ces différents modes de rupture sont illustrés par la Figure 14 ci-dessous.

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

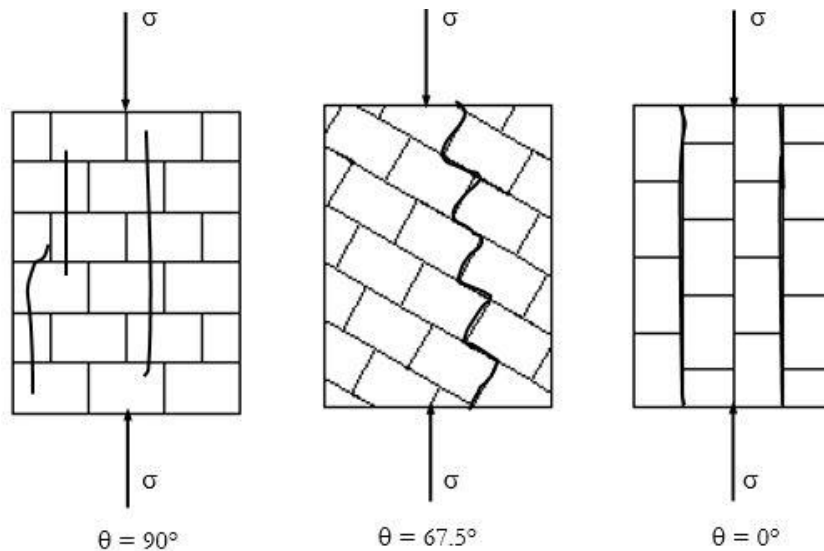


Figure 14 : Mode de rupture selon l'orientation de la sollicitation par rapport au plan des joints

VI.1.2. Panneaux de maçonnerie en terre cuite de 500x240x54 mm²

Page [1978] a fait des études numériques et expérimentales sur des panneaux de maçonnerie en terre cuite de 500x240x54 mm³ soumis à un chargement uniaxial (Figure 15). Les panneaux de maçonnerie ont été traités pendant 6 jours. 24 heures avant l'écrasement, les panneaux ont été exposés à l'air libre. La cure de 7 jours a été choisie par l'auteur pour une question de convenance ; le développement de la résistance à la compression de la maçonnerie est rapide, atteignant en 7 jours entre 70% à 100% de la résistance à 28 jours.

Les résultats obtenus par Page [1978] sont les suivants :

- ✓ lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 90° , la rupture se produit par une fissuration due à la traction dans le joint du mortier parallèle à l'axe de chargement ;
- ✓ lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 70° , 60° et 30° , le mode de rupture change avec le rapport entre l'effort de cisaillement et l'effort normal (τ/σ_n) :
 - pour des rapports élevés de τ/σ_n , la rupture s'est produite uniquement dans le joint ;
 - pour de faibles valeurs de τ/σ_n , la capacité de l'ensemble est importante. Il y'a eu une rupture combinée de brique et de mortier. Pagea aussi observé de grands déplacements de cisaillement dans les joints avant que la rupture de la

brique ne se produise. Cette capacité élevée est attribuée à la résistance de frottement additionnelle dans le joint due à l'effort normal de compression.

- pour de très faibles valeurs τ/σ_n , le mode de rupture approche celui de la compression pure.

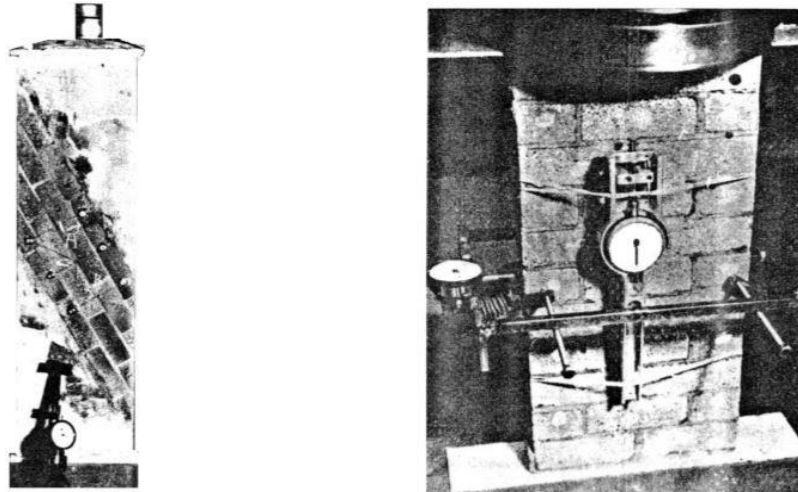


Figure 15 : Essais de compression sur les murets en maçonnerie [Page, 1978]

VI.2- Travaux de SHAAN et TORRENTI (ENTPE)

L'étude de **Shaan et Torrenti [1990]** a été élaborée à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) dans le cadre d'un contrat REX-COOP du plan d'habitat et concerne le comportement mécanique de la maçonnerie sous charge uniaxiale avec différentes orientations du plan de joints.

Les panneaux ont été confectionnés à partir de briques en terre cuite creuses de petit format 190 x 100 x 40 mm, assemblées par un mortier de ciment (épaisseur du joint égal à 9 mm). Les Tableaux 3 et 4 présentent les caractéristiques des différents éléments de maçonnerie.

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

Tableau 3 : Caractéristiques mécaniques des briques

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

Tableau 4 : Caractéristiques mécaniques du mortier

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

Conçue spécialement pour les essais, la presse est constituée d'un vérin de capacité de 500 KN. Les efforts sont transmis intérieurement par des doubles barres de transmission. Des articulations et plaques d'appui assurent la distribution des efforts sans excentricité.

La mesure de pression, faite à l'aide d'un capteur de pression, permet de déterminer la charge appliquée par le vérin. Celle des déplacements est effectuée à l'aide de potentiomètres rotatifs de précision qui ont été installés sur les deux faces du panneau. L'ensemble des données, forces et déplacements, est enregistré par un système d'acquisition des données.

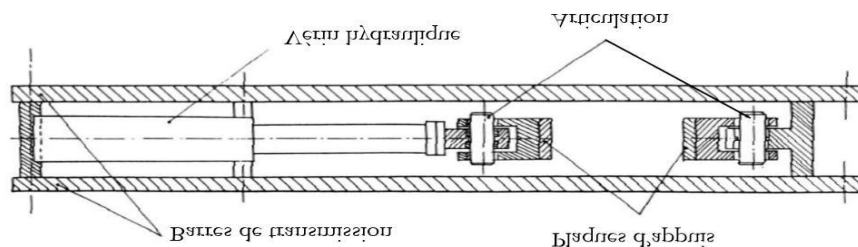


Figure 16 : Vue d'ensemble de la presse uniaxiale, [Shaan, 1990]

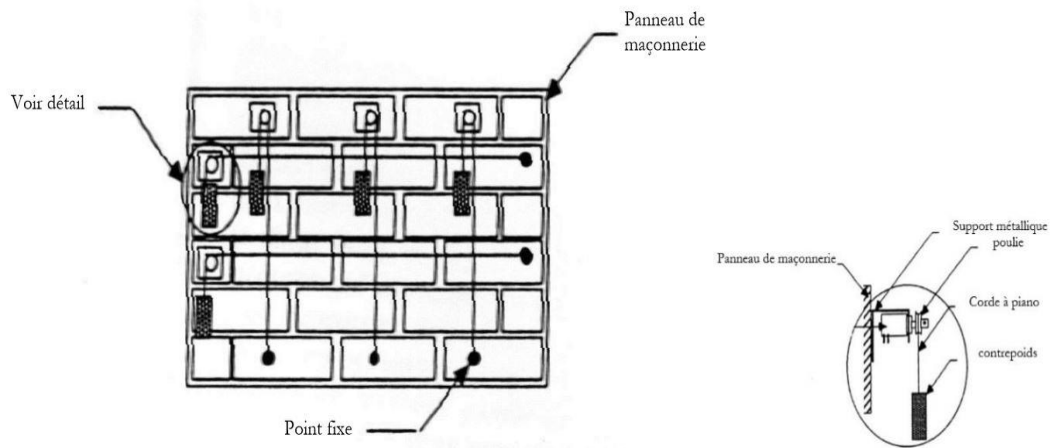


Figure 17 : Principe de mesure des déplacements, [Shaan, 1990]

La sollicitation est exercée suivant des paliers de pression d'une valeur de 0.1 MPa jusqu'à la rupture comme le montre la Figure 18. Les résultats obtenus (Courbes contraintes-déformations longitudinales) dans cette recherche sont résumés dans la Figure (19).

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

Trois modes de rupture ont été observés (Figure 20) :

- ✓ lorsque l'orientation du plan de joint θ est égale à 0° et $22,5^\circ$, la rupture se fait par décohésion entre les joints de mortier parallèle au chargement et les briques. Ceci entraîne ensuite un flambage des lits horizontaux des briques ;
- ✓ lorsque l'orientation θ est égale à $67,5^\circ$ et 90° , la rupture se produit par une fissuration de traction s'initialisant dans le joint de mortier parallèle à l'axe de chargement ;
- ✓ dans le cas où l'orientation est de 45° , la rupture intervient par combinaison des deux précédents cas.

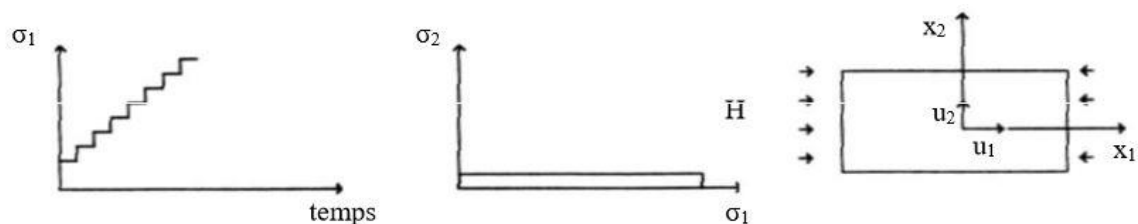


Figure 18 : Schéma de contrainte uniaxiale, [Shaan, 1990]

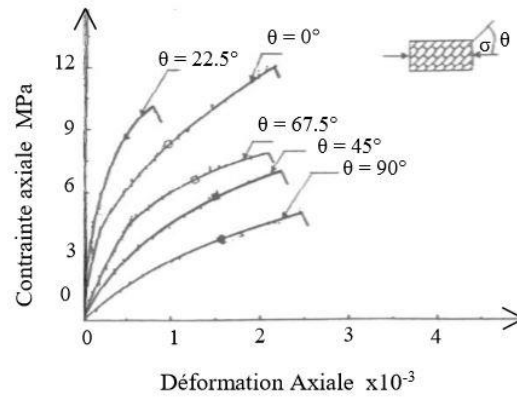


Figure 19 : Courbes contrainte-déformation, [Shaan, 1990]

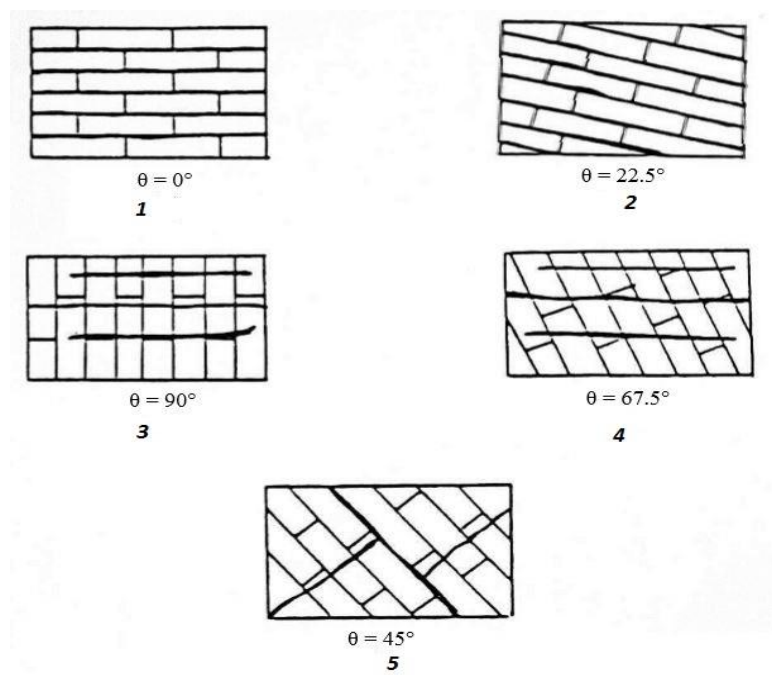


Figure 20 : Mode de rupture lorsque l'orientation des joints par rapport à la direction de l'effort change, [Shaan, 1990]

VI.3- Travaux de PUME

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

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

VI.4- Les travaux de HAKIMI et Col.

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

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

- ✓ brique 1DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 5.2) cm³
- ✓ brique 2DF (L x l x h) = (24 x 11.5 x 11.3) cm³
- résistance à la compression de la brique 1DF σ_b moy = 21.6 MPa
- résistance à la compression de la brique 2DF σ_b moy = 31.4 MPa

Le sable utilisé pour le mortier est un sable hybride dont les caractéristiques sont :

- Masse volumique : $\rho_s = 1510$ kg/m³
- Equivalant sable : ES = 97.75%

Trois différents types de mortier ont été utilisés (Tableau 5), avec une épaisseur du joint de mortier de 1.0 cm. Les essais de compression et de traction du mortier sont résumés dans le Tableau 6.

Tableau 5 : Composition des mortiers, [Hakimi, 1998]

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

Tableau 6 : Résultats des essais mécaniques sur les mortiers, [Hakimi, 1998]

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

Les auteurs ont confectionné 18 murets comme le montre la Figure 21 :

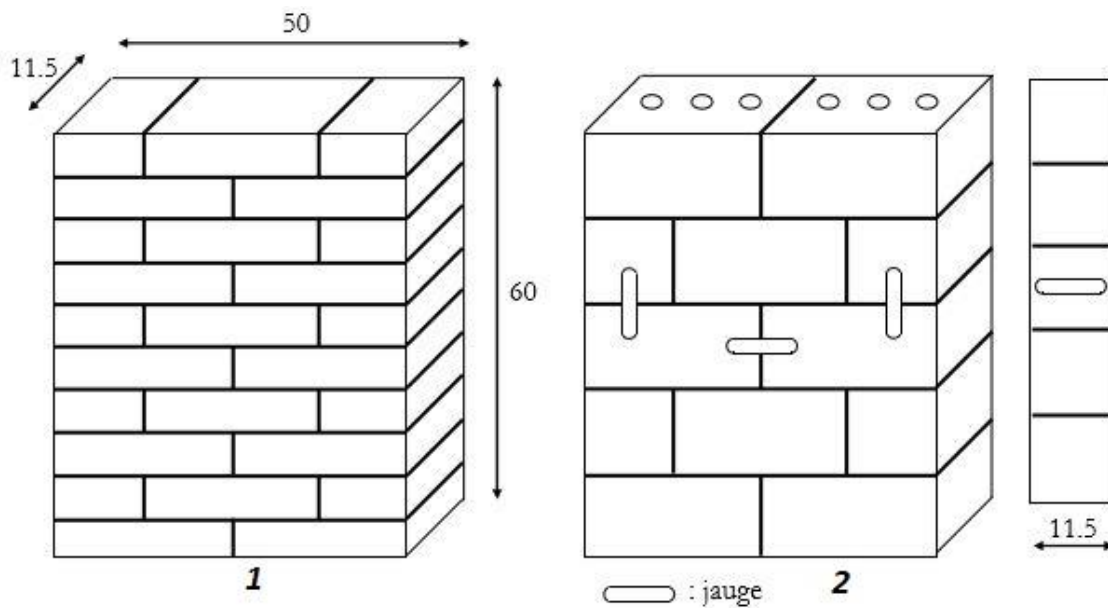


Figure 21 : Murets en briques silico-calcaires ; (1) Muret en briques 1DF ; (2) Muret en briques 2DF, [Hakimi, 1998]

Les essais d'écrasement à la compression des murets ont été effectués à 28 jours sous une presse hydraulique de 2500 KN. La charge est répartie uniformément sur le muret par l'intermédiaire d'un profilé métallique rigide. Les résultats d'essais d'écrasement sont représentés par la Figure 22.

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

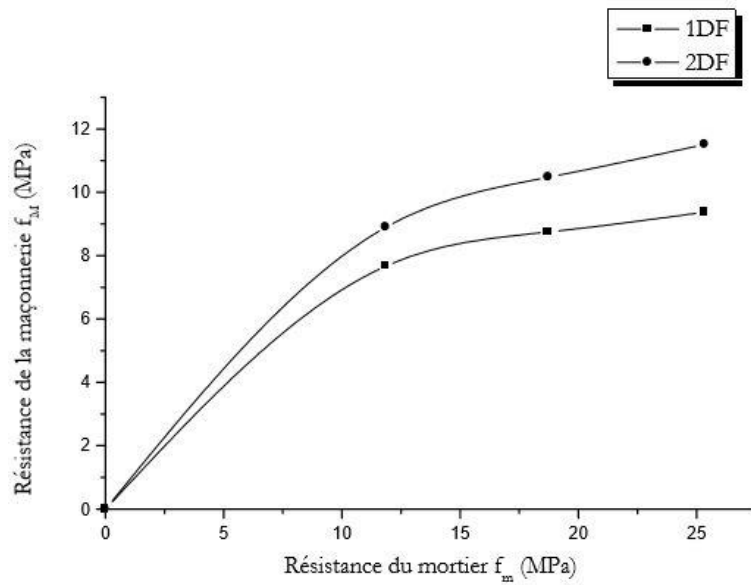


Figure 22 : Variation de f_M avec f_m et la nature des briques, [Hakimi, 1998]

CONCLUSION

L'analyse des travaux sur le cisaillement des maçonneries nous montre que malgré la grande quantité de travaux effectués sur la résistance au cisaillement des maçonneries [Parker cité dans l'ASTME 519-02 ; Tomazovic, 2008 ; Vasconcelos et al, 2012 ; Corradi et al, 2003], il reste beaucoup d'inconnus relatifs au comportement de la maçonnerie structurale. Il en est de même pour les maçonneries sous chargement uniaxial abordées par d'autres auteurs [PAGE, 1978 ; PUME, 1998 ; HAKIMI et col, 1998 ; SHAAN et TORRENTI, 1990]. C'est en ce sens que nous proposons de réaliser une étude expérimentale en utilisant les matériaux locaux qui sont les BLT de Dano afin d'analyser le comportement de cette maçonnerie suscitant de grands intérêts au Burkina Faso.

ANNEXE III

Dans cette Annexe, nous aborderons les définitions proposées sur la latérite. Ces définitions restent ambiguës et les divergences persistent entre les auteurs selon [Lawane \[2014\]](#). La latérite, utilisée sous la forme de BLT suivant les exploitations artisanales ou industrialisées peut s'intégrer dans une démarche de développement durable.

I. UTILISATION À TRAVERS LE MONDE

Les latérites sont utilisées depuis des millénaires dans le génie civil. On retrouve aujourd'hui des infrastructures en blocs de latérite au Cambodge datant du VIII^e siècle.

La latérite meuble est la plus exploitée et sert à produire des blocs de terre (cuits, comprimés). Dans les travaux publics, elles ont un rôle dans les remblais, dans les barrages, les couches de fondation et de base au Burkina Faso et un peu partout en Afrique de l'Ouest où le matériau est disponible.

La latérite indurée n'est pas aussi utilisée que la latérite meuble mais est fréquemment utilisée dans le bâtiment dans les pays comme le Burkina Faso et surtout l'Inde [[Lawane, 2014](#)]. On la retrouve comme maçonnerie de remplissage ou murs porteurs des bâtiments mais quelque fois en mur de soutènement et éléments de maçonnerie des ponts.

II. EVOLUTION DES CONSTRUCTIONS EN BLT AU BURKINA FASO

L'utilisation des BLT au Burkina Faso remonte à l'époque coloniale selon [Wyss \[2005\]](#) :

- ✓ le début marquait la construction d'édifices administratifs, militaires et de culte, notamment à Bobo Dioulasso pendant le régime colonial;
- ✓ la deuxième phase est essentiellement caractérisée par un rapport direct entre le client et le producteur après la décolonisation. L'église catholique engageait des jeunes pour l'extraction, la taille et la mise en œuvre de la pierre (Figure 1).

- ✓ la troisième phase est celle des ouvertures des carrières « libres » un peu partout dans le pays comme à Toussiana dans la région des Hauts Bassins dans les années 1980 suivi par la suite par d'autres régions.



Figure 1 : Cathédrale en BLT de Koudougou de 1939, [Wyss et sauret, 2007]

III. CONTRAINTES DUE A L'UTILISATION DU BLT AU BURKINA

Les contraintes liées à l'utilisation du BLT sont plus d'ordre socio-culturel :

- ✓ le sol latéritique est perçu comme « l'habitat éternel » après la mort dans la culture burkinabè. Vivre dans une maison en latérite est perçu comme une anticipation à la mort ou signe d'une pauvreté extrême ;
- ✓ Il est à noter également que la construction des premiers monuments en BLT pendant la période coloniale rappelle encore à certains les mauvais souvenirs de cette période ;
- ✓ une deuxième tentative de la valorisation de la latérite a également été initiée pendant la révolution de 1983 souvent avec des méthodes semblables à celles de l'époque coloniale comme la réalisation de certains chantiers publics par travaux d'intérêt général;
- ✓ pour les générations plus récentes, une construction en BLT est synonyme de pauvreté contrairement à une construction en parpaing de ciment ou en béton. Cette contrainte sociale a beaucoup contribué à la fin de certains projets nationaux initiés à partir des années 80 avec le LOCOMAT.

IV. REGLE D'UTILISATION DES LATÉRITES

Suite aux études faites sur le matériau latéritique, plusieurs règles régissent son utilisation. C'est pourquoi, on retrouve une bibliographie pour son utilisation aussi bien dans le bâtiment que dans les travaux publics.

Contrairement à la latérite meuble, la latérite indurée n'a pas eu la même attention ; on retrouve quand même des études dans les régions où elle est fréquemment utilisée (Inde et Burkina Faso). Au vu de leur hétérogénéité, il devient nécessaire de normaliser leur utilisation.

Pour le Burkina Faso, l'élaboration d'une norme doit découler d'une discussion entre les acteurs. [Dauphin \[2007\]](#), a identifié quelques critères, en se basant sur la norme indienne et les résultats d'enquête auprès des acteurs. Il s'agit entre autres de la résistance à la compression simple, de l'absorption de l'eau, la masse volumique des grains solides et du module d'élasticité. Il serait intéressant d'ajouter à cette liste la dureté du bloc de latérite, les résistances après cycle de chargement-déchargement et humidification-séchage, le coefficient de Poisson et le gonflement en présence d'eau [\[Lawane, 2014\]](#). Après discussions et enquêtes, acteurs burkinabés s'accordent sur : les dimensions, la dureté, la masse volumique et la résistance à la compression et à l'eau.

Tableau 1 : Les critères pouvant faire l'objet d'une normalisation, [Lawane, 2014]

Critères	Acteurs			Observations
	Carrière informelles	Carrières formelles	Expert	
Dimensions usuelles LxlxH(cm)	30 x 15 x 15	40 x 20 x 15 40 x 20 x 20	40 x 20 x 15	La plupart des producteurs informels font des briques aux dimensions des clients
Dureté	Aucune mention	Aucune mention	Aucune mention	Appréciation non conventionnelle (par le son en cognant, par l'aspect)
Masse volumique	Aucune mention	Disponible dans les carrières exploitées	Aucune mention	Aucune valeur n'est proposée mais les études ont déjà pu en donner quelques valeurs
Résistance à la compression	Aucune mention	Disponible dans les carrières exploitées	Aucune mention	Aucune valeur n'est proposée mais les études ont déjà pu en donner quelques valeurs
Résistance à l'eau	Aucune mention	Aucune mention	Aucune mention	La plupart des acteurs disent que le matériau est résistant à la pluie

V. FONCTIONNALITÉS, PATHOLOGIES ET DEGRADATION DE LA MAÇONNERIE

Notre étude portera sur le groupe de maçonnerie en pierre naturelle hourdée avec un mortier de base. Nous expliquons ce choix par le fait que les BLT sont des pierres naturelles.

V.1. Fonctionnalités de la maçonnerie

La maçonnerie présente de multiples fonctionnalités comme l'indique la Figure 2 ci-dessous :

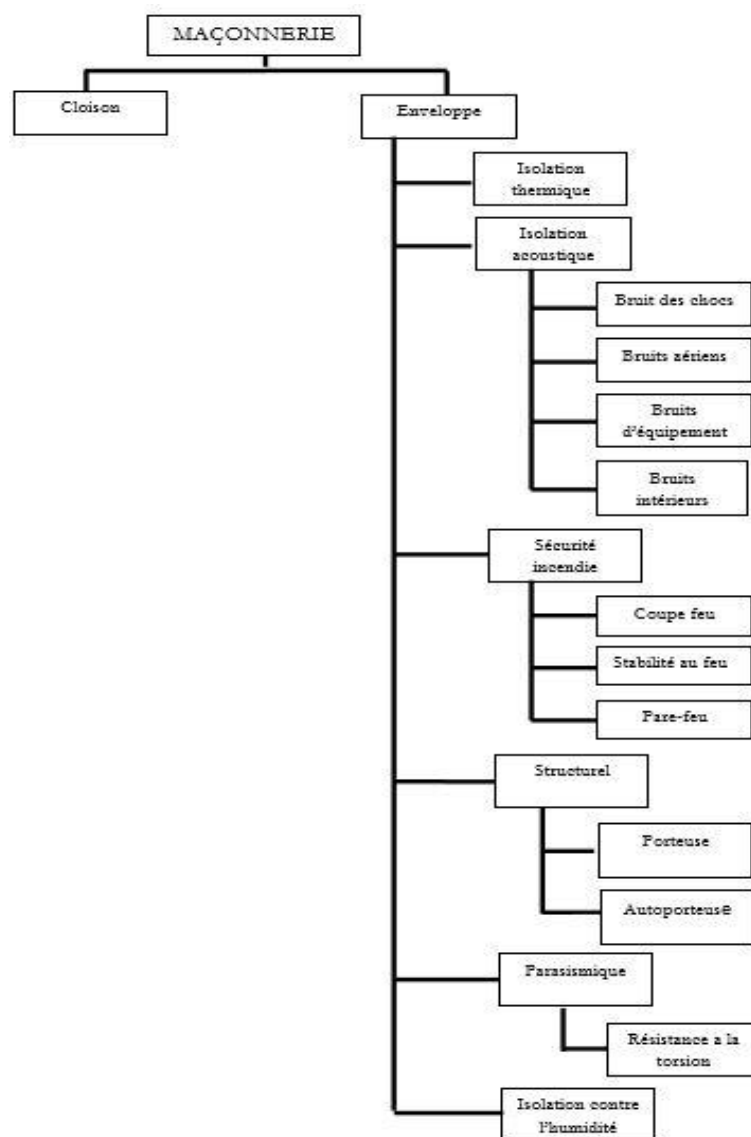


Figure 2 : Fonctionnalité de la maçonnerie, [GHANEM, 1993]

V.2. Pathologies mécaniques de la maçonnerie

L'analyse des sinistres montre que c'est la fonction « paroi » de la maçonnerie qui est victime fréquente de problème. On les répertorie en trois principaux groupes qui sont :

- ✓ les désordres par tassement de fondation ;
- ✓ les fuites des liaisons fenêtres-gros œuvres,
- ✓ les désordres des enduits.

Les fissures « structurelles » de la maçonnerie sont liées au fonctionnement de la paroi sous l'effet de certaines sollicitations internes ou externes Figure 3. On peut classer ces pathologies :

- les pathologies liées à l'humidité.
- les pathologies liées à la pollution atmosphérique.

Les pathologies destructives peuvent affecter soit la brique soit le mortier de pose, soit les deux. Le mortier est la partie la plus "stratégique" et la plus faible de l'ensemble.

Conséquence des poussées horizontales et perpendiculaires au plan des murs, le cisaillement est particulièrement dangereux. Il existe 3 principales causes de fissuration :

- le retrait des mortiers ;
- l'hétérogénéité des matériaux ;
- la flexion des planchers.

Elles sont à l'origine d'infiltrations d'eau.



Figure 3 : Pathologie de la maçonnerie, Fissuration dues au cisaillement

V.3. Dégradations des maçonneries en pierre de taille

V.3.1. Facteurs de dégradation et importance de l'humidité

Essentiellement due aux phénomènes météorologiques selon [Starkel \[1986\]](#), l'importance des agents climatiques varie largement avec le type de climat, la position géographique, l'exposition et l'architecture.

Les agents climatiques sont difficiles à quantifier et à reproduire pour étude néanmoins, [Masters \[1986\]](#) a établi une liste résumant des phénomènes météorologiques favorisant l'érosion :

- ✓ l'eau (sous ses différents états) ;
- ✓ la radiation solaire ;
- ✓ la température ;
- ✓ les constituants de l'air ;
- ✓ le cycle de gel-dégel ;
- ✓ le cycle séchage-humidification ;
- ✓ le vent.

A ces phénomènes, s'ajoutent des facteurs biologiques (micro-organismes) complexes et couplés selon [Brunet et al, \[1997\]](#).

Malgré leur nombre, le plus déterminant est l'action de l'eau. 90% des causes d'altération dans les constructions sont dues à l'eau. Principal facteur d'altération, il existe plusieurs sources d'humidité avec des conséquences très différentes. Il est donc important de les distinguer et de déterminer leurs origines pour pouvoir établir un diagnostic [[Lawane, 2014](#)].

[Ezzdine \[1999\]](#) a répertorié les formes d'humidité suivantes:

- l'humidité naturelle de la carrière ;
- l'humidité liée à la pluie ;
- l'humidité par ascension capillaire ;

- l'humidité due à des défauts constructifs (rupture des gouttières ou des drains) ou des dysfonctionnements (condensation à cause d'un mauvais isolant).

Laurent [2001] définit également les origines et conséquences des remontées capillaires d'eau de pluie et de la condensation dans les constructions. Nous avons ainsi :

- l'eau enrichie de sels dans le sol, remonte par capillarité à travers les fondations. Après évaporation, les sels solubles s'accumulent et cristallisent provoquant des dépressions ;
- l'action de l'eau de pluie sur les parements qui dépend de plusieurs paramètres tels que sa composition (pollution, poussière), sa durée de contact, son intensité, sa concentration. La pluie fouettant, le ruissellement, le rejaillissement, l'infiltration par les joints auront des effets différents selon la vitesse d'absorption ;
- la condensation qui est liée au changement de phase quand l'eau à l'état vapeur devient liquide. Elle s'accompagne de perte de performances mécaniques.

V.3.2. Types d'altération rencontrée avec les BLT

Ils ont été évoqués par différents auteurs [**Bourcart et al, 1949 ; Beck, 2006 ; Delage et Schrefler, 2001 ; Bromblet et Association MEDISTONE, 2010 ; Martinet et Quénée, 2014 ; Benavente et al., 2004**]. La visite de la commune de Dano a permis de répertorier une diversité d'altérations (Figure 4) en ce qui concerne la maçonnerie en BLT [**Lawane, 2014**] :

- ✓ exfoliation : elle se matérialise par le détachement du calcin sur les bords de la pierre et le gonflement des parties sous-jacentes devenant pulvérulentes. Les études de **Bourcart et al. [1949]**, ont permis de conclure que cette dégradation est causée par un apport important de chaux ou de gypse dû à l'action microbienne.
- ✓ efflorescence : elle est principalement due à une circulation d'eau chargée en sels. On l'observe le plus souvent sur les parties basses des murs dont les fondations ne sont pas bien isolées. Lorsqu'elle se développe à la surface, elle est beaucoup moins ravageuse que dans le cas où la cristallisation se produit dans la pierre.
- ✓ alvéolisation et désagrégation sableuse : elles se présentent sous forme d'une accumulation poudreuse de résidus de roche provoquée par dessertissage des grains après dissolution du ciment de calcite. Elles se produisent dans les endroits humides mais non lessivés. Elles provoquent des désagréments sableux laissant apparaître

alors une surface érodée sur une certaine épaisseur. Elles se manifestent de façon homogène avec une perte d'épaisseur du matériau ou d'une façon différentielle avec formation des alvéoles [Beck, 2006].

- ✓ salissure et souillure : elles peuvent être constituées par des matières étrangères comme la suie ou le goudron, pénétrant plus ou moins profondément dans la microstructure des roches en modifiant l'aspect. Elles sont également le résultat de dégradations biologiques.
- ✓ biodégradation : Cette dernière est plus ou moins importante suivant la nature des roches, le milieu et les conditions environnementales. On y retrouve les désordres provoqués par les organismes microscopiques, par les insectes et la croissance des plantes. Les spécialistes de l'altération de la pierre pensent que les effets de micro-organismes comme les sulfobactéries, les nitrobactéries ou les halobactéries se produisent après la dégradation physico-chimique.

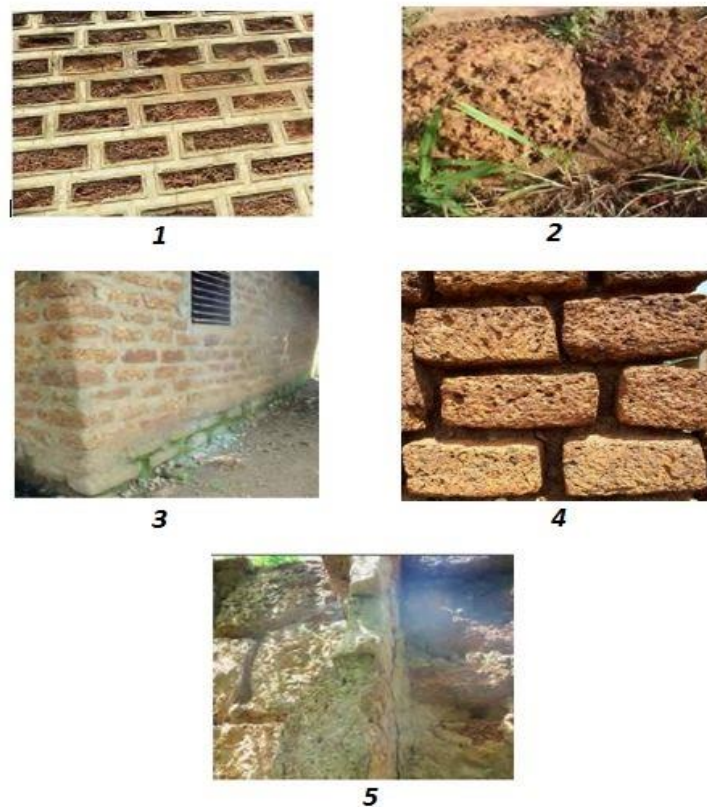


Figure 4 : Types de dégradations sur les maçonneries en latérite ; (1) Avéolation ; (2) Dégradation et Avéolation ; (3) Souillure et Biodégradation ; (4) Détachement des joints due au ruissellement ; (5) Fissure mécanique et Biodégradation , [Lawane, 2014]

ANNEXE IV

Cette annexe nous présente l'essai de résistance à la compression des pierres naturelles de **EN 1926 [1999]**. Cette norme permet de mesurer la résistance à la compression des BLT dont les blocs sont écrasés à plat, perpendiculairement au lit de pose.

I. PRINCIPE D'ESSAI

Il s'agit de soumettre un échantillon de bloc à une compression de la presse mécanique jusqu'à la rupture après rectification des faces de compression, ou si nécessaire après surfaçage. L'objectif est la détermination de la résistance nominale en compression des blocs.

II. MODE OPÉRATOIRE

Tailler les blocs de BLT aux dimensions prescrites par la norme **EN 1926 [1999]**. Dans notre cas, nous avons opté pour des blocs cubiques de $70 \times 70 \times 70$ mm. Les 6 échantillons sont préalablement passés à l'étuve à une température de 70°C pendant 24h puis laisser à température ambiante dans le laboratoire avant le test. L'échantillon cubique est ensuite placé et centré entre les plateaux de la presse mécanique où la charge uniformément répartie est appliquée de manière continue avec une vitesse de $0,5\text{mm/mn}$ jusqu'à la rupture complète de l'échantillon. Et enfin relever la charge maximale supportée par l'échantillon durant l'essai (Photo 1).



Photo 1 : Essai de compression BLT

ANNEXE V

Cette annexe aborde la résistance en compression du parpaing. Tout comme celui des pierres naturelles, l'essai d'écrasement permet de mesurer la résistance à la compression des parpaings. Les blocs sont écrasés à plat, perpendiculairement au lit de pose.

I. PRINCIPE D'ESSAI

Le principe est le même que celui de la compression des pierres naturelles de l'Annexe IV.

II. MODE OPÉRATOIRE

L'essai est réalisé comme celui des pierres naturelles sous une presse mécanique de type C0049N de ControLab, de capacité 2000 kN en compression (Photo 1).



Photo 1 : Essai de compression parpaing

ANNEXE VI

Conforme à la norme **EN 196-1 [2006]**, cette annexe touche l'essai de la résistance mécanique des mortiers. Elle est similaire à celle de pierres naturelles de par son principe.

I. FORMULATION

La conception de notre mortier normal est effectuée selon la norme **EN 196-1 [2006]**. Pour ce qui est du mortier batard, la conception en elle-même est un peu différente. Dans ce dernier, le sable sera substitué par l'argile avec un rapport de masse de 20% entre le ciment et l'argile. Les mortiers seront testés à 7, 14 et 28 jours (Photo 1).



Photo 1 : Essai de compression parpaing

II. PRINCIPE D'ESSAI

Le principe est également le même que celui de la compression des pierres naturelles.

III. MODE OPÉRATOIRE

L'essai est réalisé conformément à la norme **EN 196-1 [2006]**. Il est précisé néanmoins que les échantillons ne seront pas immergés conformément à la norme **EN 196-1 [2006]**. Dans un souci de garder les échantillons dans les mêmes conditions, ces derniers seront conservés dans une chambre froide durant la période de cure. Cette mesure s'explique par le fait que les mortiers batard se désagrègent au fil du temps lors de l'immersion. Pour cet essai, une presse mécanique de type C0049N de ControLab, de capacité 250 kN en compression et 15 kN en flexion a été utilisée. Les deux morceaux résultant de la résistance en flexion 3 points sont soumis au test et la valeur gardée pour chaque éprouvette est la moyenne des charges relevées (Photo 2).



Photo 2 : Essai de compression Mortier

ANNEXE VII

Cette Annexe présente l'essai de résistance mécanique à la compression de nos BLT dans la détermination de leur module de Young. L'essai est destructif de matériau et est important à la détermination du comportement du matériau.

I. PRINCIPE D'ESSAI

Son principe consiste à compresser des blocs cylindriques de notre matériau à l'aide d'une presse mécanique. On mesure la force de compression et le déplacement au 2/3 du cylindre afin de tracer la courbe contrainte déformation qui servira à la détermination du Module de Young qui est à la pente sur la partie linéaire de cette courbe.

II. MODE OPÉRATOIRE

Les blocs de BLT sont taillés de façon cylindrique avec un diamètre de 150 mm et une hauteur de 280mm. Les six (6) échantillons sont ensuite placés à l'étuve à une température de 70°C pendant 24h puis laissés à température ambiante dans le laboratoire avant l'essai. Les 2/3 de la hauteur sont ensuite matérialisés sur chaque éprouvette. Les anneaux portant les trois (3) capteurs sont disposés à chaque extrémité des 2/3 de l'éprouvette qui sera ensuite placée et centrée entre les appuis de la presse mécanique où une charge est appliquée de manière continue avec une vitesse de 0,2mm/mn jusqu'à la rupture complète de l'échantillon (Photo1).L'ensemble des données, forces et déplacements, sont enregistrés automatiquement par un système d'acquisition des données. Cela permettra de tracer les courbes contraintes-déformations que nous présentons qui nous permettront de déterminer le Module de Yong du matériau.

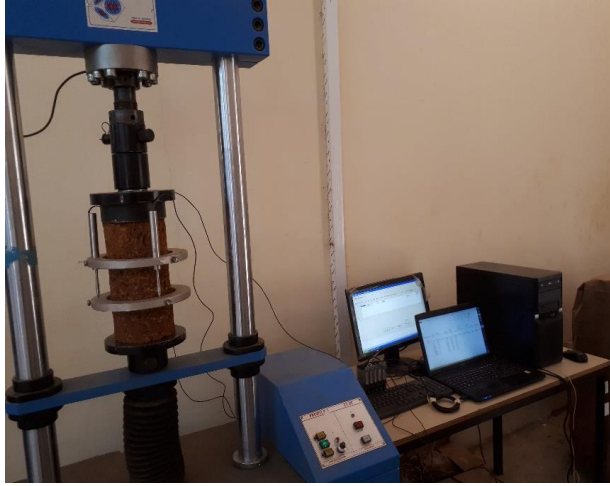


Photo 1 : Essai de compression BLT (Module de Young)

ANNEXE VIII

Dans cette annexe, nous présenterons la démarche de l'évaluation statistique faite pour les résultats d'essai obtenue conformément aux méthodes d'essai décrites dans les normes.

Symboles et définitions :

✓ Valeurs mesurées	$x_1, x_2 \dots x_i \dots, x_n$
✓ Nombre	n
✓ Valeur moyenne	$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_i x_i$
✓ Ecart type	$s = \pm \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n-1}}$
✓ Coefficient de variation pour chacune des valeurs (pour valeurs individuelles)	$v = \frac{s}{\bar{x}}$
✓ Moyenne logarithmique	$\bar{x}_{ln} = \frac{1}{n} \sum_i \ln x_i$
✓ Ecart type logarithmique	$s_{ln} = \pm \sqrt{\frac{\sum(\ln x_i - \bar{x}_{ln})^2}{n-1}}$
✓ Valeur maximum	Max
✓ Valeur minimum	Min
✓ Valeur minimale attendue ou k_s (facteur quantile)	$E = e^{\bar{x}_{ln} - k_s s_{ln}}$
✓ Facteur quantile	k_s voir tableau 1

Pour calculer la moyenne (\bar{x}), l'écart type (s) et le coefficient de variation (v), on suppose une distribution normale.

Pour calculer la valeur minimale attendue (E) on suppose une distribution logarithmique normale. La valeur minimale attendue (E) correspond aux quantités de 5% pour un niveau de confiance de 75%.

*Tableau 1 : Facteur quantile (k_s) en fonction du nombre de valeurs mesurées (n)
correspondant au quantile de 5% pour un niveau de confiance de 75%*

n	k_s
3	3,15
4	2,68
5	2,46
6	2,34
7	2,25
8	2,19

n	k_s
9	2,14
10	2,1
15	1,99
20	1,93
30	1,87
40	1,83

n	k_s
50	1,81
∞	1,64

Il convient que les exemples suivants contribuent à clarifier la méthode:

Exemple 1:

Calcul de la valeur moyenne, de l'écart type, de la valeur maximum et de la valeur minimum des résultats de 6 mesures.

Mesure n°	Valeur mesurée x
1	2000
2	2150
3	2200
4	2300
5	2350
6	2400

Valeur moyenne	2333
Ecart type	147
Valeur maximum	2400
Valeur minimum	2000

Exemple 2

Calcul de la valeur moyenne, de l'écart type, du coefficient de variation et de la valeur minimale attendue de 10 valeurs mesurées

Mesure n°	Valeur mesurée x	(ln x)
1	2000	(7,60)
2	2150	(7,67)
3	2200	(7,70)
4	2300	(7,74)
5	2350	(7,76)
6	2400	(7,78)
7	2600	(7,86)
8	2750	(7,92)
9	2900	(7,97)
10	3150	(8,06)
	-----	-----
Valeur moyenne	2480	(7,807)
Ecart type	363	(0,143)
Coefficient de variation	0,15	

Du tableau 1 pour $n = 10$ et $k_s = 2,1$

Valeur minimale attendue 1819

ANNEXE IX

Dans cette annexe, nous présenterons la démarche de notre modélisation, faite sur le logiciel Robot Structural Analysis 2018. Nous y expliquerons les étapes et présenterons les résultats obtenus.

I. MURET EN BLT

I.1. Modèle Robot

Les BLT et le mortier sont modélisés avec le logiciel Robot Structural Analysis en tenant compte de leurs caractéristiques mécaniques. Des rotules sont placés en pied du muret afin de le bloquer dans les directions X et Y à son sommet.

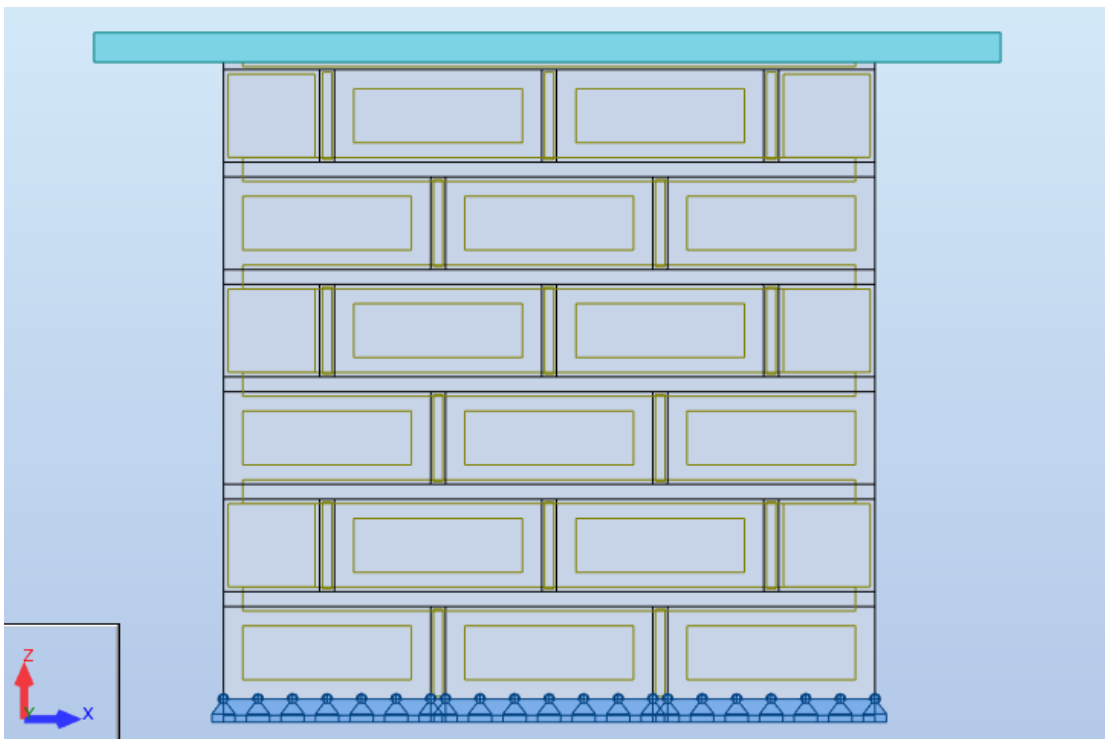


Photo 1 : Modèle Robot muret BLT

I.2. Caractéristique du BLT

R Définition du matériau ? X

Acier Béton Aluminium Bois Autres

Nom: BLT Description: Defaut

Elasticité		Résistance	
module de Young E:	8460,00 (MPa)	Caractéristique	3,52 (MPa)
coefficient de Poisson v:	0,2	Échantillon:	Cylindrique
module de cisaillement G:	3525,00 (MPa)		
Poids spécifique (poids unitaire):	24,53 (kN/m3)		
Expansion thermique:	0,000010 (1/°C)		
Coefficient d'amortissement:	0,04		

Ajouter Supprimer OK Annuler Aide

Photo 2 : Paramètres BLT

I.3. Caractéristique du Mortier

R Définition du matériau ? X

Acier Béton Aluminium Bois Autres

Nom: MORTIER Description: Defaut

Elasticité		Résistance	
module de Young E:	22300,00 (MPa)	Caractéristique	16,32 (MPa)
coefficient de Poisson v:	0,25	Échantillon:	Cylindrique
module de cisaillement G:	8920,00 (MPa)		
Poids spécifique (poids unitaire):	24,53 (kN/m3)		
Expansion thermique:	0,000010 (1/°C)		
Coefficient d'amortissement:	0,04		

Ajouter Supprimer OK Annuler Aide

Photo 3 : Paramètres Mortier

I.4. Repères Locaux des panneaux

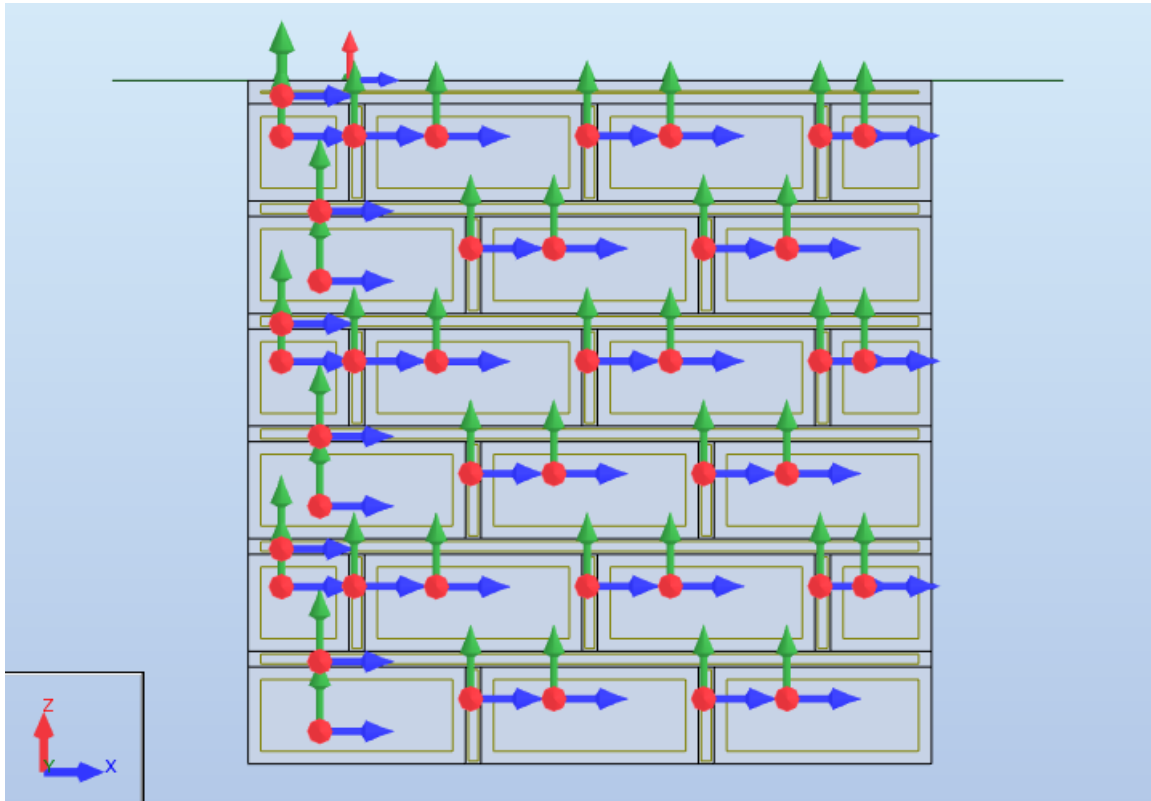


Photo 4 : Repères Locaux des panneaux (BLT)

I.5. Cas de chargement

Nous avons appliqué les hypothèses suivantes :

- ✓ une seule plaque de 4 cm d'épaisseur est modélisée, représentant les deux plaques de 2 cm d'épaisseur chacune ;
- ✓ une charge $P=0,964\text{KN/m}$ représentant le poids propre des deux plaques est appliquée à la plaque de 4 cm d'épaisseur ;
- ✓ le capteur de force a un poids de $0,21\text{KN}$.

I.5.1 Contraintes sous $F= 135 \text{ KN}$

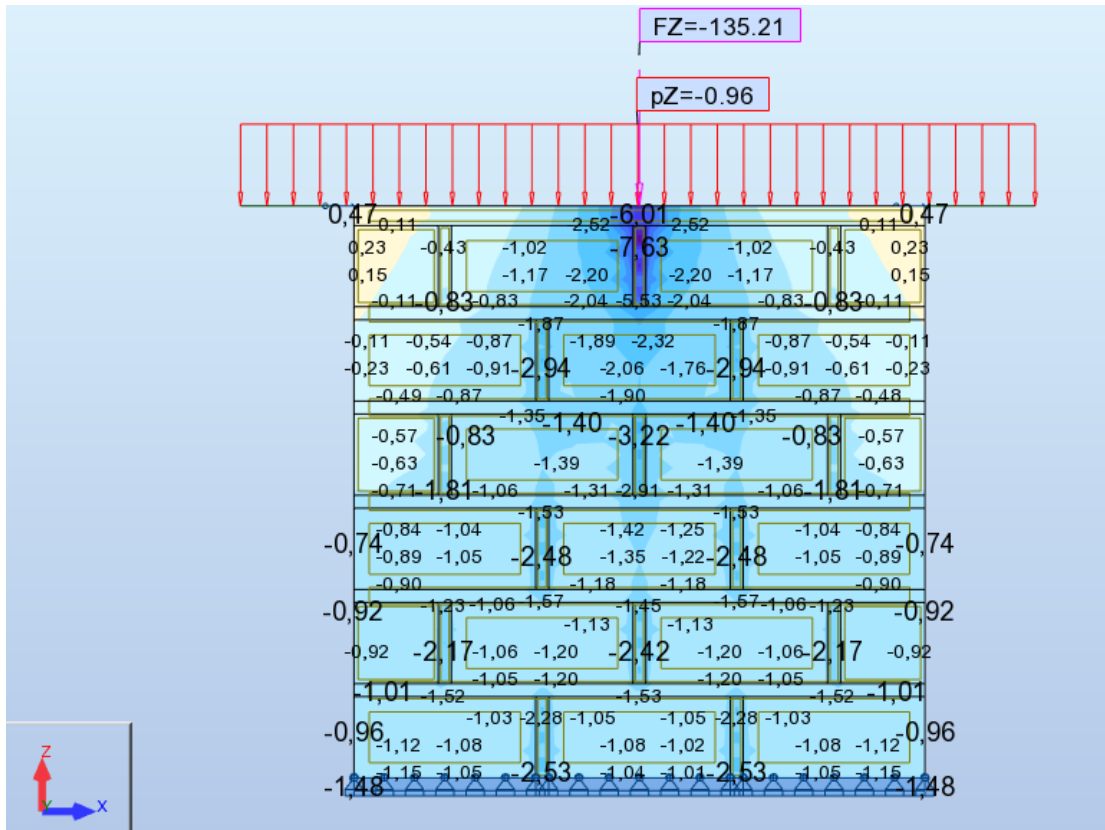


Photo 5 : Contrainte dans le Muret BLT sous 135 KN

Nous avons une contrainte moyenne de 2 MPa dans le BLT mais si on se rapproche du mortier, cette contrainte est élevée et vaut environ 4 MPa.

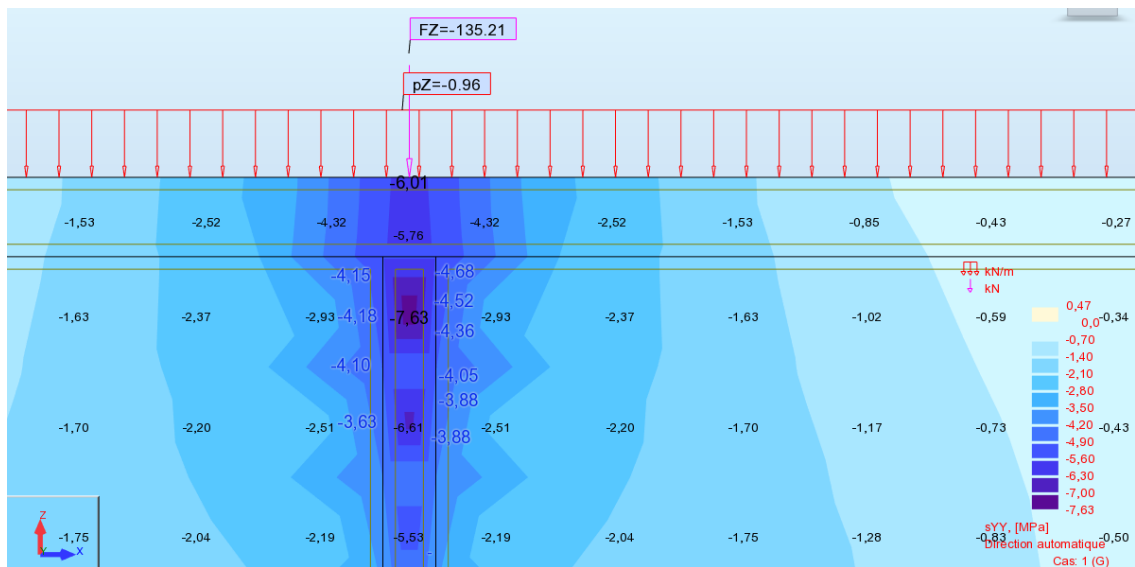


Photo 6 : Contrainte dans le Muret BLT sous 135 KN (Zoomé)

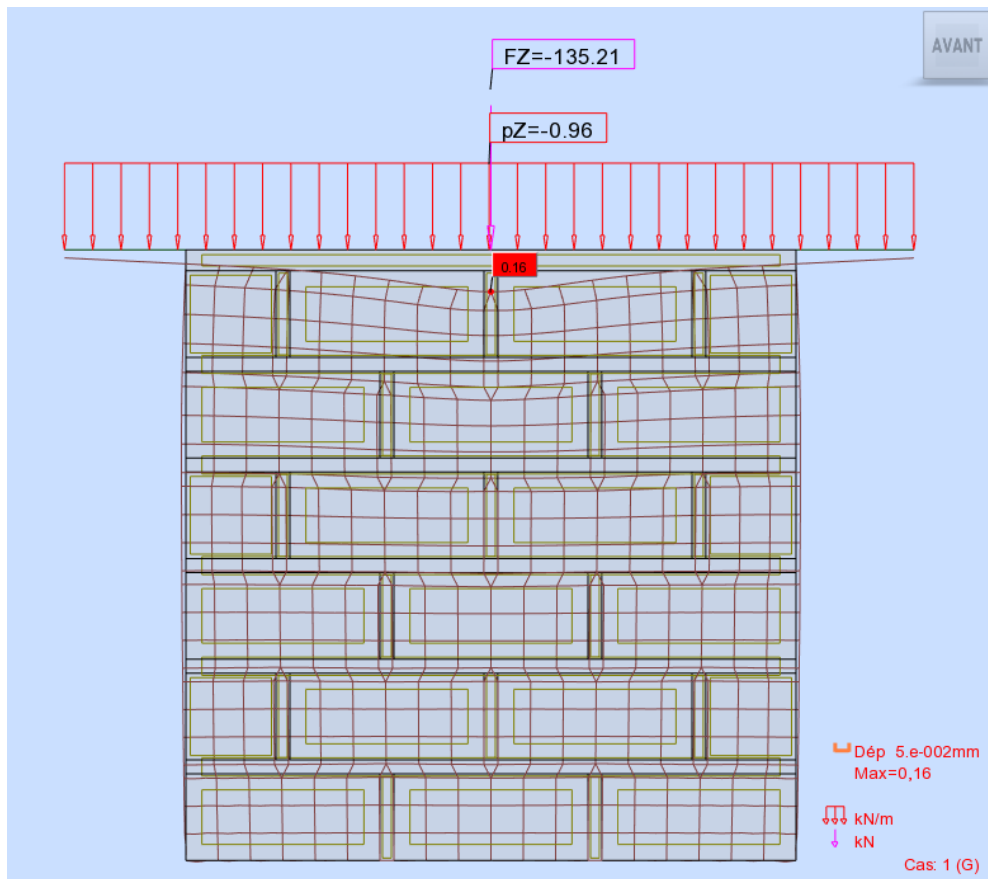


Photo 7 : Déformé dans le Muret BLT sous 135 KN

I.5.2 Contraintes sous F= 145 KN

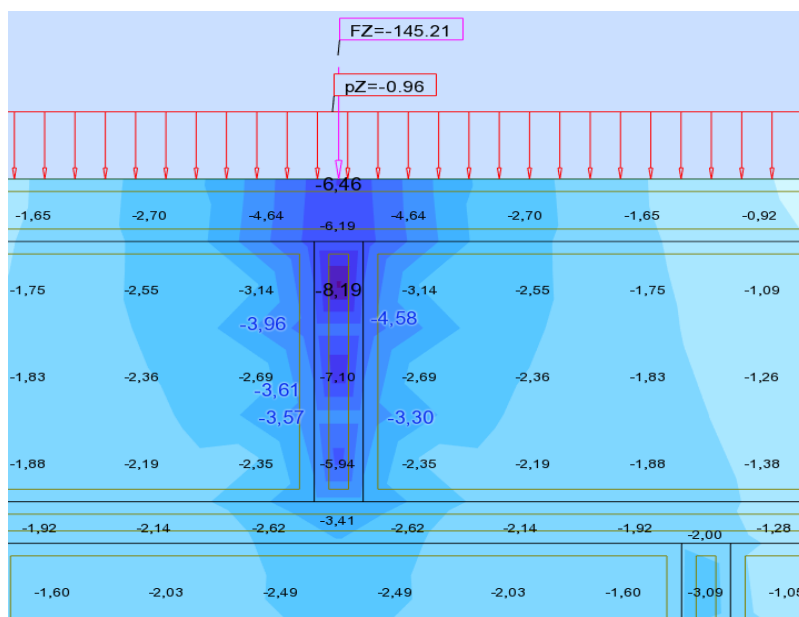


Photo 8 : Contrainte dans le Muret BLT sous 145 KN (Zoomé)

On pourrait dire que des fissures dans le BLT apparaissent lorsqu'on applique une force de 140KN.

I.5.2 Contraintes sous F= 203 KN

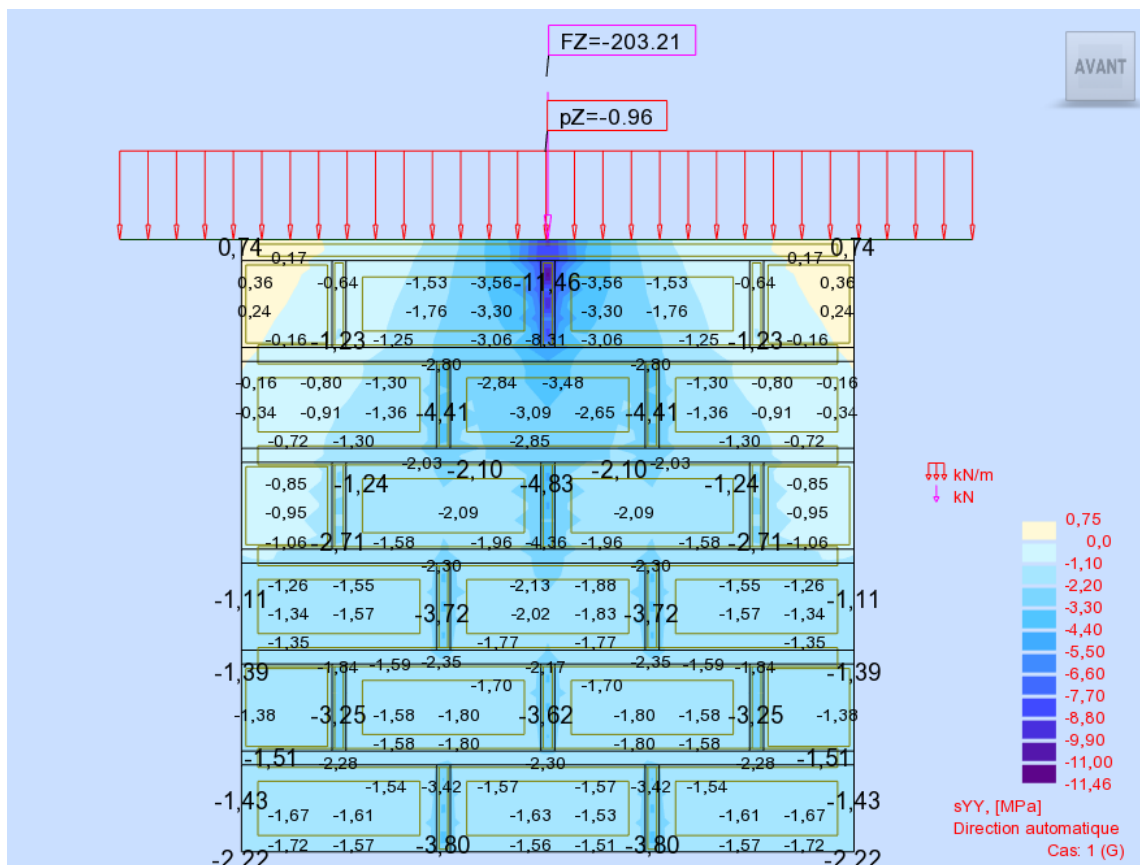


Photo 9 : Contrainte dans le Muret BLT sous 203 KN

Nous constatons une contrainte maximale de 3,56 dans le BLT. La limite de compression du BLT étant de 3,52 MPa, le mur cède.

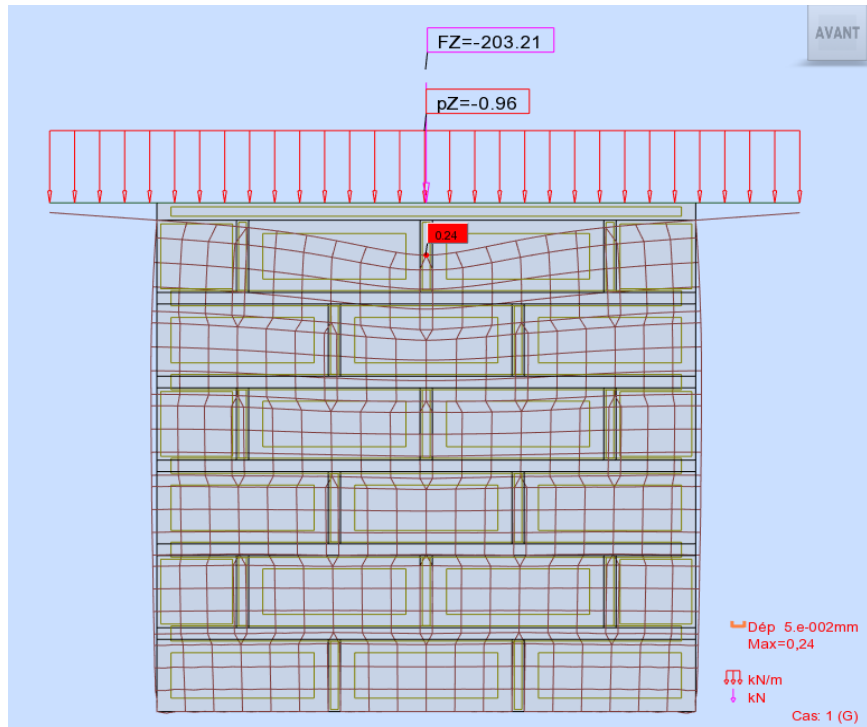


Photo 10 : Déformé dans le Muret BLT sous 203KN

II. MURET EN PARPAING

II.1. Modèle Robot

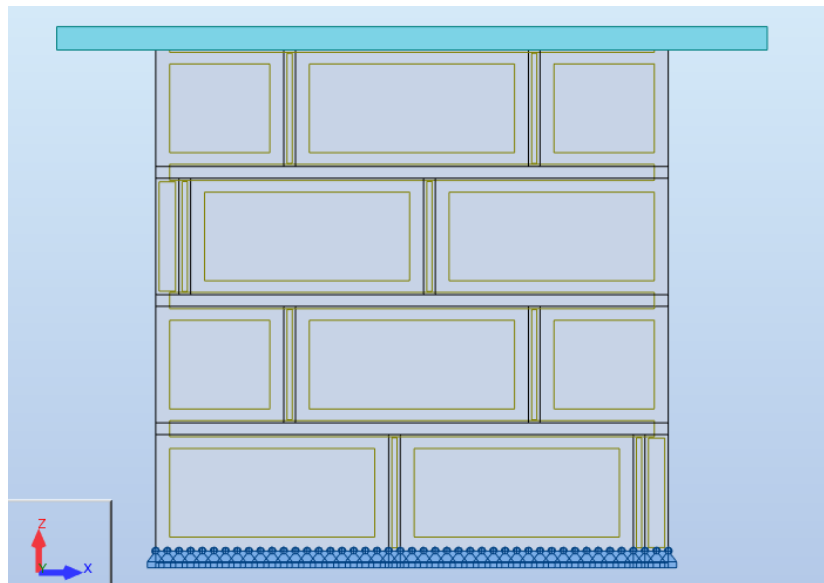


Photo 11 : Modèle Robot muret Parpaing

II.2. Caractéristique du Parpaing

The screenshot shows a software dialog box titled 'Définition du matériau' with a close button (X) and a help button (?). The 'Béton' tab is selected. The 'Nom' field is set to 'Parpaing' and the 'Description' field is 'Default'. The 'Elasticité' section contains: module de Young E: 7220 (MPa), coefficient de Poisson v: 0,01, and module de cisaillement G: 3574 (MPa). The 'Résistance' section contains: 'Caractéristique' (dropdown), 1,36 (MPa), and 'Échantillon: Cylindrique' (dropdown). The bottom section contains: Poids spécifique (poids unitaire): 24,53 (kN/m3), Expansion thermique: 0,000010 (1/°C), and Coefficient d'amortissement: 0,04. Buttons at the bottom are 'Ajouter', 'Supprimer', 'OK', 'Annuler', and 'Aide'.

Elasticité		Résistance	
module de Young E:	7220 (MPa)	Caractéristique	1,36 (MPa)
coefficient de Poisson v:	0,01	Échantillon:	Cylindrique
module de cisaillement G:	3574 (MPa)		
Poids spécifique (poids unitaire):	24,53 (kN/m3)		
Expansion thermique:	0,000010 (1/°C)		
Coefficient d'amortissement:	0,04		

Photo 12 : Paramètres Parpaing

II.3. Caractéristique du Mortier

The screenshot shows a software dialog box titled 'Définition du matériau' with a close button (X) and a help button (?). The 'Béton' tab is selected. The 'Nom' field is set to 'MORTIER' and the 'Description' field is 'Default'. The 'Elasticité' section contains: module de Young E: 22300,00 (MPa), coefficient de Poisson v: 0,25, and module de cisaillement G: 8920,00 (MPa). The 'Résistance' section contains: 'Caractéristique' (dropdown), 16,32 (MPa), and 'Échantillon: Cylindrique' (dropdown). The bottom section contains: Poids spécifique (poids unitaire): 24,53 (kN/m3), Expansion thermique: 0,000010 (1/°C), and Coefficient d'amortissement: 0,04. Buttons at the bottom are 'Ajouter', 'Supprimer', 'OK', 'Annuler', and 'Aide'.

Elasticité		Résistance	
module de Young E:	22300,00 (MPa)	Caractéristique	16,32 (MPa)
coefficient de Poisson v:	0,25	Échantillon:	Cylindrique
module de cisaillement G:	8920,00 (MPa)		
Poids spécifique (poids unitaire):	24,53 (kN/m3)		
Expansion thermique:	0,000010 (1/°C)		
Coefficient d'amortissement:	0,04		

Photo 13 : Paramètres Mortier

II.4. Repères Locaux des panneaux

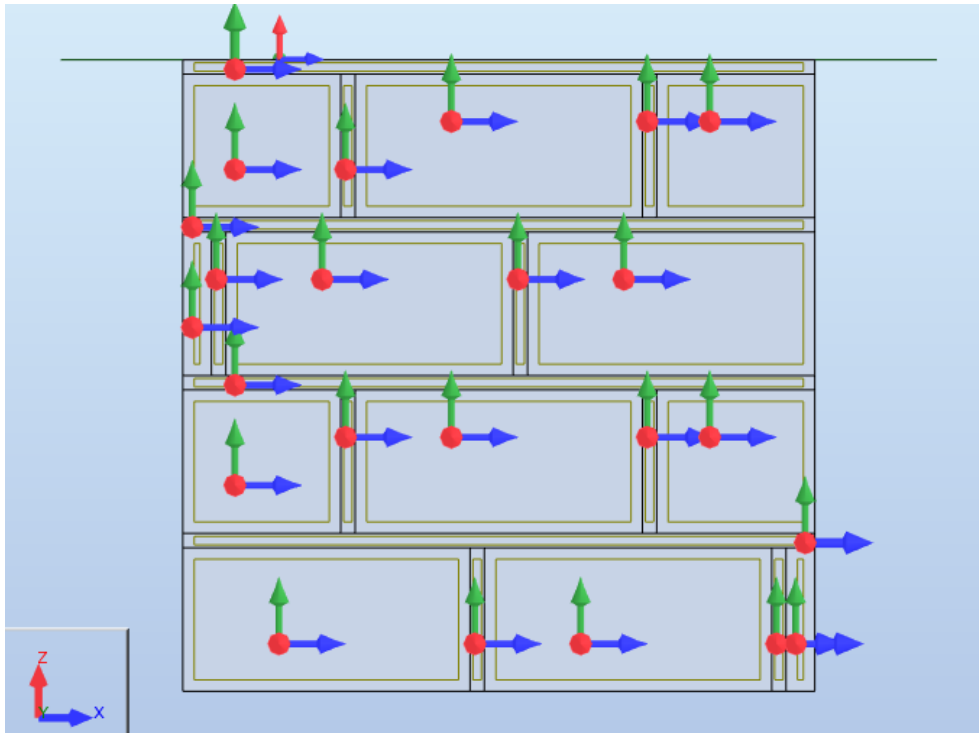


Photo 14 : Repères Locaux des panneaux (Parpaings)

II.5. Cas de chargement ($F= 100 \text{ KN}$)

- ✓ Une seule plaque de 4 cm d'épaisseur est modélisée, représentant les deux plaques de 2 cm d'épaisseur chacune ;
- ✓ Une charge $P=0,964\text{KN/m}$ représentant le poids propre des deux plaques est appliquée à la plaque de 4 cm d'épaisseur ;
- ✓ Le capteur de force a un poids de 0,21KN.

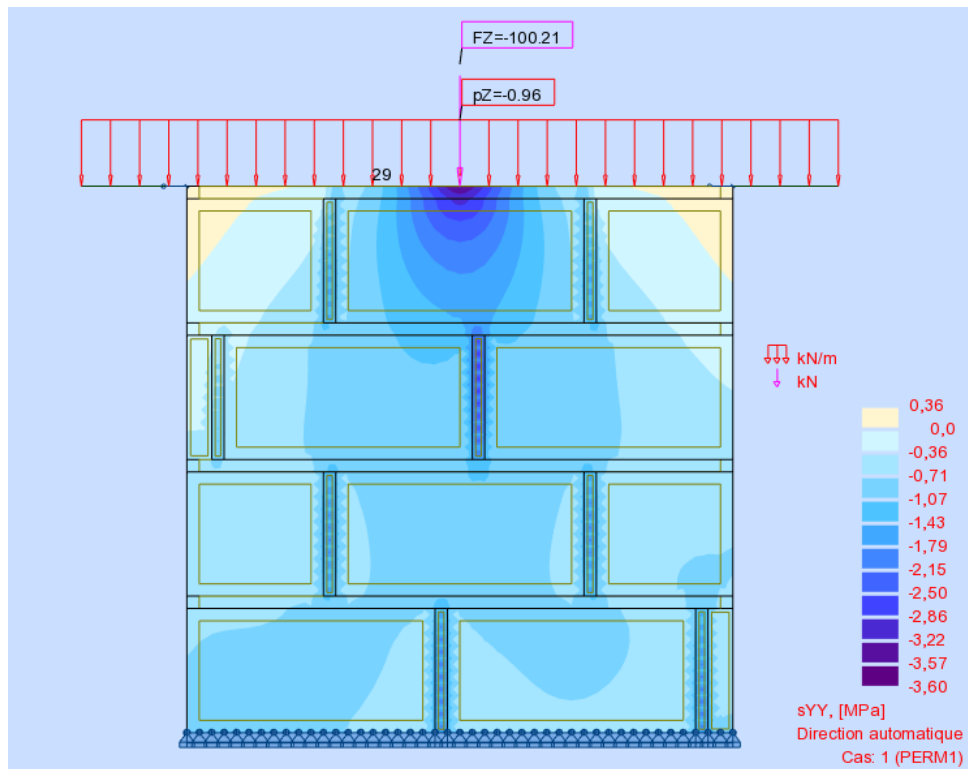


Photo 15 : Contrainte dans le Muret Parpaing sous 100 KN

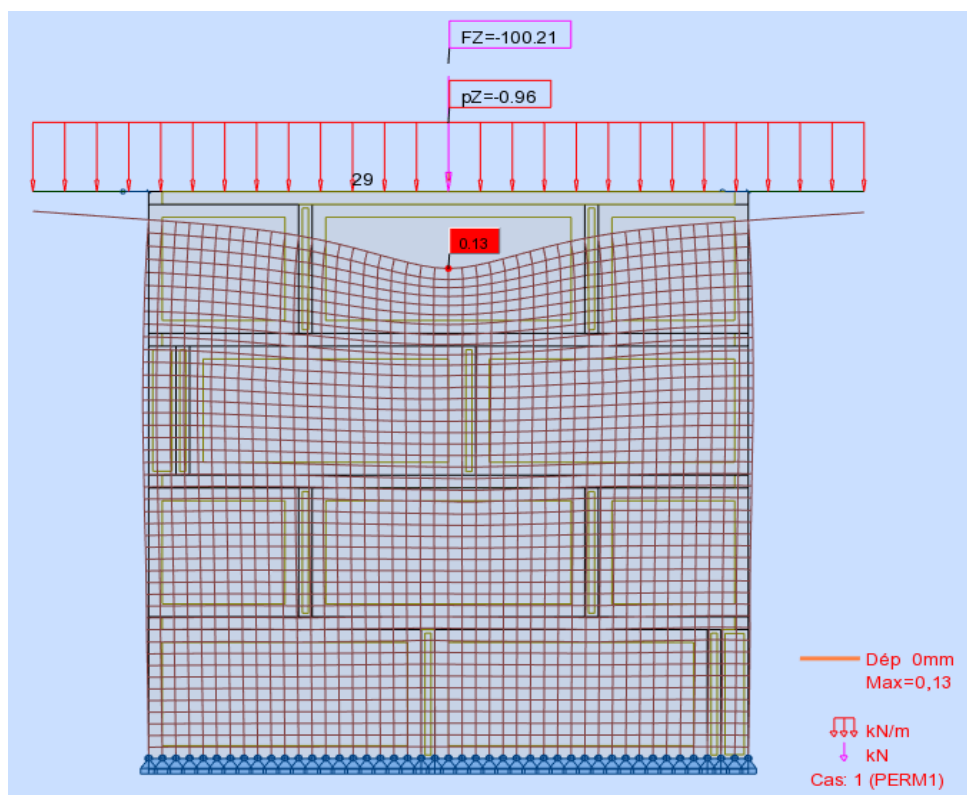


Photo 16 : Déformé dans le Muret Parpaing sous 100 KN