



REPUBLIQUE DU BENIN
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA

RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI
Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi



Centre Autonome de Perfectionnement

Département de Génie Civil

Filière : Génie Civil

Option : Bâtiments et Travaux Publics

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION.

THEME :

**BLOC DE TERRES DE TYPE HYDRAFORM STABILISES AU CIMENT
ET A LA GOUSSE DE MIL : ETUDE MECANIQUE, NUMERIQUE ET
ECONOMIQUE**

Rédigé et Présenté par :

AMOUSSOU Sèdjrogandé Servais

Encadré par :

Ing ALLE Alain
Doctorant en Matériau

Sous la direction de :
Dr (MC) DOKO Kouandété Valéry
Enseignant chercheur à l'EPAC/UAC

Soutenu publiquement le 21 octobre 2024 devant le jury composé de :

- *Pr Mohamed GIBIGAYE, Président*
- *Dr (MC) Kouandété Valéry DOKO, Membre*
- *Dr Chéïssou KOTO TAMOU, Membre*
- *Ing. Boris GANMAVO, Membre*

Année Académique:2021-2022

DEDICACES

- *A Dieu le Père Tout Puissant*
- *A mon père **Barnabé AMOUSSOU** et à ma Feue mère **Georgette TOGAN** pour l'amour du travail qu'ils ont su m'inculquer, pour leur affection, leur encouragement et leur attachement exceptionnel au sens de la responsabilité parentale. Que cette œuvre représente le fruit de vos efforts.*
- *A ma chère épouse **Eliane BASSALADJI**, qui a su avoir la sagesse et l'esprit de compréhension et de maturité qu'il faut toutes les fois où je m'absente du ménage à la recherche de cette cause.*

REMERCIEMENTS

Notre souffle, nos pensées, nos intentions, notre inspiration, nos actes, nos déplacements, toute notre vie sont à la gloire du Dieu Tout Puissant. Ainsi, je ne pourrais commencer ce mémoire sans le remercier pour m'avoir porté sous son ombre et m'avoir offert son entière protection. Merci Seigneur pour toutes les merveilles que tu accomplies et ne cesses d'accomplir dans ma vie. Sans cesse à mes soins, tu me donnes de rencontrer des personnes par le biais desquelles tu agis.

Le présent document a été réalisé grâce à l'appui, à l'engagement, au soutien indéfectible et à la collaboration de plusieurs personnes à qui nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude :

- ❖ Au **Dr Valéry K. DOKO**, Maître de Conférences des Universités, mon maître de mémoire et Chef de Département de génie civil de l'EPAC pour avoir accepté d'encadrer ce travail et de le conduire jusqu'au bout. Ce document n'aurait pu être réalisé sans ses conseils, sa disponibilité, son enthousiasme, son esprit d'écoute, son soutien sans pareils et surtout cette confiance qu'il a placée en moi ;
- ❖ Aux éminents membres du jury ;
Merci d'honorer de votre présence la soutenance de nos travaux.
- ❖ A tous les enseignants de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi ;
Mes sincères remerciements ;
- ❖ Au Personnel de l'administration de l'EPAC, pour l'excellence du cadre de travail mis à notre disposition et pour les moyens mobilisés pour notre formation ;
- ❖ A tous les responsables et au personnel du Centre Autonome de Perfectionnement pour leur accompagnement dans l'atteinte de cet objectif ;
- ❖ A mon épouse et mes enfants pour le soutien ainsi que le sacrifice ;
- ❖ A mes frères et sœurs pour leurs divers soutiens ;
- ❖ A mes collègues de services pour leurs divers soutiens ;

RESUME

La valorisation des ressources locales qui sont plus facilement disponibles, biodégradables et à faible coût permet la réduction des impacts environnementaux car ce sont des matériaux neutres vis-à-vis des émissions de CO₂ et demandant peu d'énergie pour être produites. C'est donc dans cette logique que notre choix s'est porté sur la terre de barre et la gousse de mil dans le but de formuler un composite gousse de mil-terre pouvant être utilisé comme élément non porteur (briques et entrevous). Le présent mémoire se focalise sur l'étude du comportement mécanique des blocs de terre stabilisée au ciment avec ajout de la gousse de mil, en mettant l'accent sur leur comparaison avec les agglos de ciment. En effet nous avons fait la formulation en deux phases à savoir la formulation de la terre de barre plus ciment puis terre de barre plus ciment plus gousse de mil. Nous avons fait varier de 6% à 14% la proportion de ciment dans le mélange terre de barre plus ciment. Nous avons effectué les essais sur ces blocs (4*4*16) et nous avons constaté un accroissement de la performance des blocs ce qui nous amène à retenir une stabilisation de la terre de barre au ciment de 8%. Nous avons ensuite fait varier dans cette formulation la gousse de mil de 5% à 25% et nous avons constaté une diminution de la résistance en compression par contre une augmentation de sa résistance en flexion par traction. S'agissant de l'étude économique nous sommes intéressés par le coût d'exécution des murs en blocs de type hydraform et des murs en blocs classique et faire une comparaison. Pour l'étude numérique nous avons eu certaines données de la littérature qui nous a permis de faire l'appropriation de logiciel de simulation numérique. Les résultats obtenus permettent de retenir une formulation optimale de 8% de ciment et 5% de gousse de mil pour une résistance en compression de 4.1MPa. L'analyse comparative entre les blocs de terre stabilisée avec ajout à la gousse de mil et les agglos de ciment met en évidence les avantages inhérents des premiers en termes de coût de réalisation et de respect l'environnement écologique contribuant ainsi à l'atteinte des objectifs du développement durable.

Mots-clés : blocs de terre stabilisée, gousse de mil, simulation numérique,

ABSTRACT

The valorization of local resources that are more readily available, biodegradable and at low cost allows the reduction of environmental impacts because they are CO₂ neutral materials and require little energy to be produced. It is therefore in this logic that we chose the bar soil and the millet pod in order to formulate a millet-earth pod composite that can be used as a non-load-bearing element (bricks and entreevous). This thesis focuses on the study of the mechanical behavior of cement-stabilized earth blocks with the addition of the millet pod, with an emphasis on their comparison with cement agglomeration. Indeed, we did the formulation in two phases, namely the formulation of the bar soil plus cement, then the bar soil plus cement plus millet pod. We varied the proportion of cement in the mixture of bar earth plus cement from 6% to 14%. We carried out the tests on these blocks (4*4*16) and we noted an increase in the performance of the blocks, which leads us to retain a stabilization of the bar soil with cement of 8%. We then varied the millet pod in this formulation from 5% to 25% and we found a decrease in compressive strength on the other hand an increase in its tensile flexural strength. Regarding the economic study, we are interested in the cost of execution of hydraform block walls and classic block walls and make a comparison. For the numerical study, we had some data from the literature that allowed us to appropriate numerical simulation software. The results obtained allow us to retain an optimal formulation of 8% cement and 5% millet pod for a compressive strength of 4.1MPa. The comparative analysis between stabilized earth blocks with addition to millet pods and cement agglomerates highlights the inherent advantages of the former in terms of cost of construction and respect for the ecological environment, thus contributing to the achievement of sustainable development objectives.

Keywords: stabilized earth blocks, millet pod, numerical simulation,

SOMMAIRE

DEDICACES	II
REMERCIEMENTS	III
RESUME.....	IV
ABSTRACT	V
SOMMAIRE	VI
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	IX
LISTE DES PHOTOS	X
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	12
INTRODUCTION.....	13
CONTEXTE ET JUSTIFICATION DE L'ETUDE.....	13
OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	13
OBJECTIF GENERAL.....	13
OBJECTIFS SPECIFIQUES	13
RESULTATS ATTENDUS	14
METHODOLOGIE	14
CHAPITRE 1 : GENERALITES ET REVUE DE LITTERATURE	15
1. GENERALITES SUR LES BLOCS EN TERRE COMPRIMEE ET SUR LES BLOCS DE TYPE HYDRAFORM.....	16
2. GENERALITES SUR LE MIL	42
4. REVUE DE LITTERATURE SUR LES MATERIAUX COMPOSITES CIMENTAIRES A BASE DE BIOMASSE VEGETALE :	53
CHAPITRE 2 : MATERIAUX, MATERIELS ET METHODES	67
1. MATERIAUX.....	68
2. MATERIEL ET METHODES.....	70
CHAPITRE 3 : RESULTATS ET DISCUSSIONS	107
INTRODUCTION	108
1. LES RESULTATS DES ESSAIS	108
2. RESULTAT DE L'ETUDE NUMERIQUE DES BLOCS DE TERRE STABILISEE	113
5. ANALYSE DE L'ETUDE ECONOMICO- COMPARATIVE	120
CONCLUSION GÉNÉRALE	122
1 BIBLIOGRAPHIE	124
ANNEXES	125

Liste des figures

Figure 1: Cratère, ‘‘ La roue des techniques de construction en terre ‘‘ (Source : Anger & Fontaine, 2009 : p.26)	17
Figure 2: Les blocs pleins.....	18
Figure 3: Les blocs évidés.....	18
Figure 4: Les blocs alvéolaires.....	19
Figure 5: Les blocs à emboîtement	19
Figure 6: Schéma de la fabrication du ciment Portland (Sadok, 2011).....	22
Figure 7: parement du mur en maçonnerie de parpaings spéciaux	26
Figure 8: pose des parpaings-coffrage	28
Figure 9: pose des parpaings courants.....	29
Figure 10: aggloméré courant tableau de 40 x 20 x 15 cm ³	30
Figure 11: aggloméré courant tableau de 40 x 20 x 15 cm ³	31
Figure 12: aggloméré d'assise intermédiaire de 20 x20 x15 cm ³	32
Figure 13: aggloméré courant tableau de 10 x 20 x 15 cm ³	33
Figure 14: aggloméré pilier en L de 35 cm	34
Figure 15: aggloméré d'assise de coffrage vertical en t de 35 cm	35
Figure 16: aggloméré courant de coffrage de raidisseur intermédiaire de 40	36
Figure 17: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 40	37
Figure 18: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 31	38
Figure 19: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 35	39
Figure 20: moules de 15x20x20 et 15x20x40	41
Figure 21: plan de montage des assises impaires des murs en élévation	41
Figure 22: plan de montage des assises paires des murs en élévation	42
Figure 23 : Principales stratégies de modélisation des maçonneries (D'Altri et al., 2019)	51
Figure 24 : Variation de la masse volumique des composites à différents pourcentages de fibres (HOUNKPATIN ,2017).....	57
Figure 25: Minimisation entre la capacité calorifique massique expérimentale et celle du modèle (BAL, 2011)	58
Figure 26: Vue d'un calorimètre de type DSC (BAL, 2011)	59
Figure 27: Isotherm de sorption de la laterite et de la gousse de mil (harkins, 2011)	60
Figure 28: Isotherm de sorption de la laterite et de la gousse de mil (Smith,2011).....	60
Figure 29: Isotherme de sorption de la latérite et de la gousse de mil (Gab,2011).....	60
Figure 30: Résultat expérimental d'une mesure de la conductivité thermique $\lambda(X)$ d'un échantillon pour Y = 6% (BAL,2011)	61
Figure 31 : Comportement mécanique d'un matériau composite fibré (Sedan D., 2007)	63
Figure 32 : Courbe d'analyse granulométrique sur les gousses de mil	72
Figure 33: programme expérimental	74
Figure 34 : Diagramme de texture (NOR_CRATerre P :88)	77
Figure 35 : Diagramme de plasticité (NOR_CRATerre P :88).....	81
Figure 36: principe de la MEF	91
Figure 37: principe de montage des BTCS	94
Figure 38: cas d'étude (mur en BTCS et mur traditionnel).....	96

Figure 39 : Remplissage de la boîte par le mélange.....	97
Figure 40 : Relèvement du levier de la presse.	98
Figure 41: Abaissement du levier de la presse.	98
Figure 42: Remise du levier en position de repos et ouverture de la boîte moule	99
Figure 43 : Ejection du bloc	99
Figure 44: Enlèvement du bloc	100
Figure 45: Aspect naturel d'une Presse.....	101
Figure 46: montage d'un mètre carré de mur	104
Figure 47: résultat de l'analyse granulométrique par tamisage.....	109
Figure 48: limites d'Atterberg.....	110
Figure 49: courbe Proctor (terre crue + 8% de ciment).....	111
Figure 50: variation de la contrainte maximale sous effort normal pour le composite en BTCS	114
Figure 51: variation de la contrainte maximale sous effort normal pour le mur en agglos de ciment	114
Figure 52: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le composite en BTCS	115
Figure 53: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le mur en agglos de ciment	115
Figure 54: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le composite	116
Figure 55: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le mur en agglos de ciment	116
Figure 56: Résistance moyenne en compression en fonction du dosage en ciment.....	118
Figure 57: Résistance moyenne en flexion en fonction du dosage en ciment.....	118
Figure 58: Résistance moyenne en compression en fonction du dosage en mil	119
Figure 59: Résistance moyenne en flexion en fonction du dosage en mil	119
Figure 60: étude économico-comparative	120

Liste des Tableaux

Tableau 1: Processus de confection des blocs de terre SOURCE : (A. SERVAIS, 2023)	25
Tableau 2: caractéristiques géométriques du bloc intermédiaire courant de 40 (assise impaire) .	31
Tableau 3: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant tableau de 40	32
Tableau 4: caractéristiques géométriques de l'aggloméré d'assise intermédiaire de 20.....	32
Tableau 5: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant tableau de 10	33
Tableau 6: caractéristiques géométriques de l'aggloméré d'assise de coffrage vertical en L de 35 cm.....	34
Tableau 7: : caractéristiques géométriques de l'aggloméré d'assise de coffrage vertical en t de 35 cm	36
Tableau 8: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant de coffrage de raidisseur intermédiaire de 40.....	37
Tableau 9: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 40	38
Tableau 10: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 31	39
Tableau 11: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 35.....	40
Tableau 12 : Répartition géographique de la culture du mil (König, 2022).	43
Tableau 13 : Statistiques de production du mil pour quelques pays africains https://www.fao.org/3/w1808f/w1808f06.htm	44
Tableau 14 Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges (BANI, 2016)	55
Tableau 15 Caractéristiques physiques des composites à 14 jours d'âges (BANI, 2016)	55
Tableau 16 Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges (BANI, 2016)	55
Tableau 17 : Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges (HOUNKPATIN ,2017)	56
Tableau 18 Valeurs de la capacité thermique massiques obtenues par les deux méthodes(BAL, 2011).....	58
Tableau 19 : Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges.....	64
Tableau 20: Caractéristiques physiques des composites à 14 jours d'âges.....	64
Tableau 21 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges.....	65
Tableau 22 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges.....	65
Tableau 23 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges.....	65
Tableau 24:Caractéristiques physiques du ciment	68
Tableau 25:Caractéristiques mécaniques du ciment	68
Tableau 26:Caractéristiques de l'eau de gâchage	69
Tableau 27:Caractérisation physique des gousses de mil	73
Tableau 28:Description des différentes parties de la Presse.	101
Tableau 29: analyse granulométrique	108
Tableau 30: rapport d'essai de détermination des limites d'Atterberg	109
Tableau 31: tableau récapitulatif des résultats de l'essai Proctor (Terre + ciment)	112
Tableau 32: tableau récapitulatif des résultats de l'essai Proctor(Terre + ciment + gousse de mil)	112

Liste des Photos

Photo 1 : Aspect naturel des gousses de mil	44
Photo 2: Texture en fibres de gousses de mil.....	69
Photo 3: Quelques matériels pour l'analyse granulométrique	75
Photo 4: Appareil de Casagrande, tamis d'ouverture 400 μ et autres outillage d'essai de LA.....	78
Photo 5: Règle à raser Tamis d'ouverture 20mm et autre outillage d'essai.....	81
Photo 6:Pré-mouillage des gousses de mil	84
Photo 7:Etalement des fibres de gousses de mil	84
Photo 8 : Moule parallélépipédique, hausse et matériel mâle (A. Servais,2022).....	85
Photo 9: Entreposage des éprouvettes	86
Photo 12: essai de flexion 3 points.....	90
Photo 10: Presse universelle d'essai mécanique	90
Photo 11: essai de compression	90

Liste des sigles et abréviations

ACI	: American Concrete Institute
AFNOR	: Association Française de Normalisation
AFPS	: Association Française du Génie Parasismique
ASTM	: American Society for Testing and Materials
BBM	: Block Based Model
BTC	: Bloc de Terre Comprimée
BTS	: Bloc de Terre Stabilisée
CM	: Continuous Model
CRATERRE	: Centre de Recherche et d'Application en terre
DSS	: Dassault Systems
DTU	: Documents Techniques Unifiés
EN	: European Norms
GM	: Geometric Based Model
MED	: Méthode des Eléments Discrets
MEF	: Méthode des Eléments Finis
MM	: Macro-Element Model
RILEM	: Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de constructions et ouvrages
VER	: Volume Elémentaire Représentatif

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

L'introduction générale, présente le contexte de développement durable dans lequel s'inscrit notre thème, ainsi que la justification de notre étude. Nous exposerons ensuite les objectifs, la méthodologie de la recherche et les résultats attendus.

Contexte et justification de l'étude

L'industrie de la construction joue un rôle crucial dans la croissance économique et le développement social du monde. Cette industrie étant un secteur actif, demande l'utilisation d'un bon nombre de matériaux de construction. C'est ainsi que pendant des décennies, les matériaux de références connus de tous (le ciment, l'acier, le béton, etc.) ont permis de construire de nombreux bâtiments modernes innovants dans le monde entier, devenant ainsi des symboles de la croissance et du développement urbain. Leur popularité est due à leur résistance, leur durabilité et leur capacité à supporter des charges importantes.

Cependant, la prise de conscience des acteurs du génie civil sur les enjeux environnementaux qu'encourt le monde face à l'utilisation récurrente de ces matériaux non écologiques pousse le monde du génie civil à faire un retour croissant à la construction en terre crue dans plusieurs pays y compris les pays industrialisés. L'usage de ces matériaux dans le domaine de la construction permet de valoriser les ressources locales qui sont plus facilement disponibles et biodégradables. A cela s'ajoute l'utilisation des fibres végétales. En effet, le choix de ces fibres est dû au fait que : ces fibres sont largement disponibles à faible coût et leur utilisation en construction constitue de nouveaux débouchés pour les matières agricoles. D'autre part, la valorisation de ces fibres végétales permet la réduction des impacts environnementaux par rapport à des composites conventionnels puisque ce sont des matières premières renouvelables, biodégradables, neutres vis-à-vis des émissions de CO₂ et demandant peu d'énergie pour être produites (Baley, 2004).

C'est bien sûr au regard de ces enjeux que notre recherche s'est articulée autour du thème **" Bloc de terres de type hydraform stabilisées au ciment et à la gousse de mil : étude mécanique, numérique et économique "** dans le but de d'utiliser les composite gosses de mil-sable pouvant être utiliser pour la fabrication d'élément non porteur (parpaings, entrevous); contribuant ainsi à l'atteinte des objectifs du développement durable.

Objectifs de l'étude

Objectif général

L'objectif général de cette étude est de valoriser la terre de barre et les gosses de mil en vue de réaliser un matériau composite à matrice cimentaire.

Objectifs spécifiques

De l'objectif général formulé un peu plus haut découlent les objectifs spécifiques ci-après :

- proposer une formulation du composite ;

- déterminer les caractéristiques physiques de ce composite ;
- déterminer les caractéristiques mécaniques de ce composite ;
- faire l'étude économique d'exécution des murs réalisés en blocs de terre de type hydraform et murs conventionnels ;
- faire l'étude numérique des murs réalisés en blocs de terre de type hydraform et murs conventionnels ;

Résultats attendus

A la fin de cette étude les résultats suivants sont attendus :

- ✓ les caractéristiques physiques des constituants du composite ;
- ✓ les caractéristiques mécaniques du composite ;
- ✓ l'étude numérique du mur en blocs de terre de type hydraforms (autobloquant à joint sec) ;
- ✓ l'influence économique des blocs de terre de type hydraforms sur le choix de ce type de mur ;

Méthodologie

La démarche à suivre est la suivante :

- ✓ faire la revue des travaux publiés (articles, thèses, livres, etc.) sur les constituants ;
- ✓ approvisionnement des constituants ;
- ✓ formuler et réaliser le composite ;
- ✓ faire les essais de caractérisation physique des constituants ;
- ✓ faire les essais de caractérisation mécaniques du composite ;
- ✓ étudier le comportement numérique du mur ;
- ✓ étudier le comportement économique du mur.

Chapitre 1 : Généralités et revue de littérature

Dans ce chapitre, nous exposons les généralités sur les matériaux composites, les bétons de fibres végétales, les outils et méthodes de métrologie thermique. Ensuite nous allons faire une synthèse des travaux effectués par des chercheurs sur les composites à matrice cimentaire de biomasse végétale dans la rubrique revue bibliographique.

1. GENERALITES SUR LES BLOCS EN TERRE COMPRIMEE ET SUR LES BLOCS DE TYPE HYDRAFORM

1.1 Les principales techniques de constructions en terre

A travers le patrimoine mondial des traditions de la construction en terre crue, on dénombre de très nombreuses techniques de construction avec une infinité de variantes adaptée à la qualité de la terre et au degré d'élaboration du savoir-faire, traduisant l'identité des cultures. On recense principalement douze modes d'utilisation de la terre en construction (Figure 1). Parmi ceux-ci, six sont couramment employés et constituent les techniques majeures utilisées dans le domaine :

- Le bloc en terre comprimée ;
- L'adobe ou brique moulée ;
- La bauge ou terre empilée et façonnée ;
- Le pisé ou terre damée dans des coffrages ;
- Le torchis ou terre de remplissage d'un treillis en bois ;
- La terre paille qui est branchée en remplissage d'une structure à poteaux.

Le bloc en terre comprimée est la technique utilisée pour notre étude. Par rapport à l'histoire de la construction en terre, la technique du bloc de terre comprimée (BTC) est une technique récente. Elle a été développée par Raúl Ramirez en 1956 dans le cadre d'un programme de recherche sur l'habitat rural en Colombie. C'est une amélioration de la technique de l'adobe. Au lieu d'être moulés à la main dans un cadre en bois, les blocs sont obtenus par compression de la terre, légèrement humide dans une presse métallique. Les BTC peuvent être stabilisés par un liant. Le taux et la nature du liant sont liés aux conditions économiques et à la nature d'argile présente dans la terre utilisée. Les BTC permettent une utilisation moderne de la terre crue. Ils sont utilisés pour la construction des bâtiments. Comparé au bloc moulé à la main (adobes), le BTC est très régulier en forme et en dimensions et il est plus dense. Il a une meilleure résistance à la compression et à l'eau.

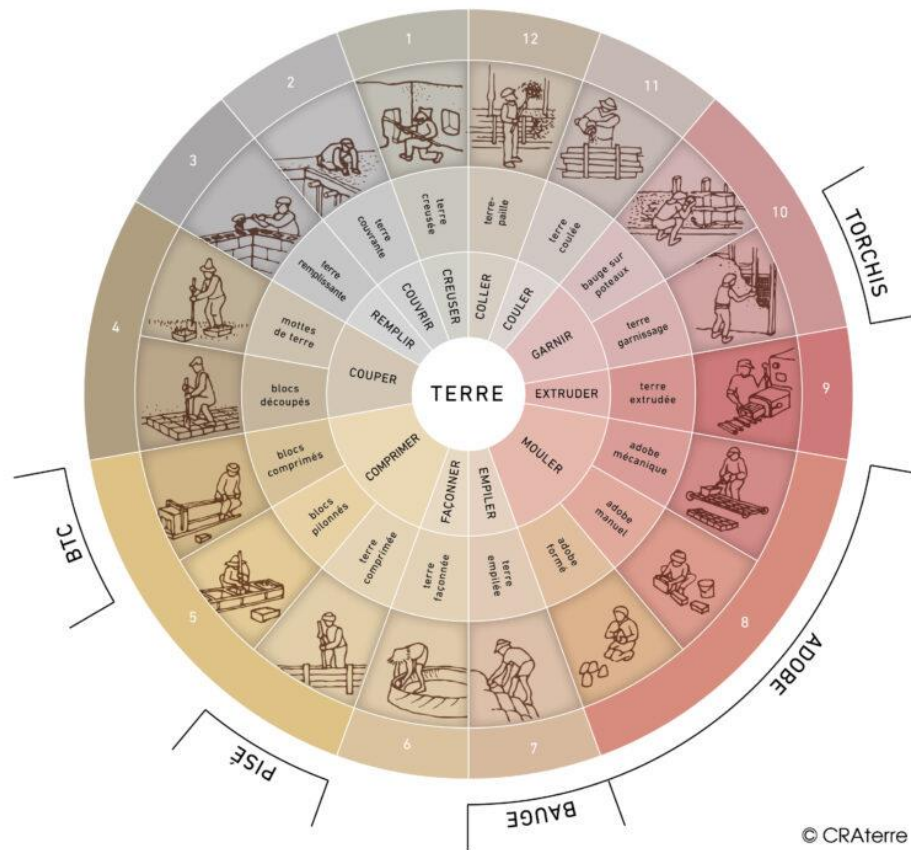


Figure 1: Cratère, “ La roue des techniques de construction en terre ” (Source : Anger & Fontaine, 2009 : p.26)

1.2. Les différents types de blocs de terre comprimée

On distingue quatre types de blocs à savoir :

1.2.1. Les blocs pleins

Ils sont principalement de forme prismatique (cubes, parallélépipèdes, hexagonales multiples ...). Leur usage est très varié.

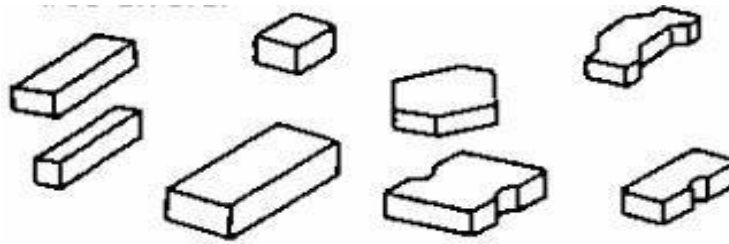


Figure 2: Les blocs pleins

1.2.2. Les blocs évidés

On observe généralement de 5 à 10% d'évidement, 30% avec des procédés sophistiqués. Les évidements améliorent l'adhérence du mortier et allègent les blocs. Certains blocs évidés permettent la réalisation de chainages (coffrage perdu).

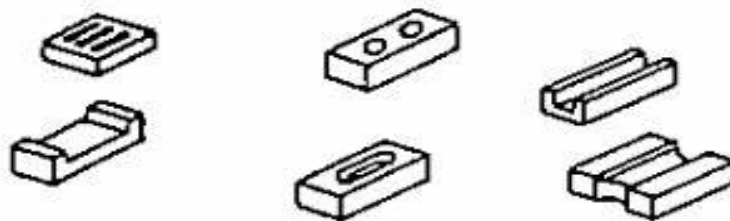


Figure 3: Les blocs évidés

1.2.3. Les blocs alvéolaires

Ils ont l'avantage d'être légers mais exigent des moules sophistiqués ainsi que des pressions de compression plus importantes. Leur production est délicate. Ils sont particulièrement adaptés à la maçonnerie armée (région sismique).

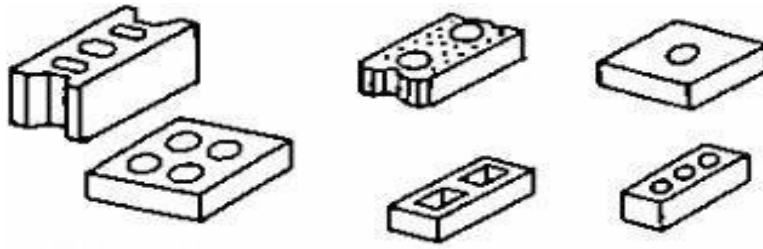


Figure 4: Les blocs alvéolaires

1.2.4. Les blocs à emboîtement

Ils peuvent éventuellement permettre de se passer de mortier mais exigent des moules très perfectionnés et en général des pressions de compression élevées. Leur production est assez épineuse. Ils sont souvent utilisés pour des ouvrages non porteurs.

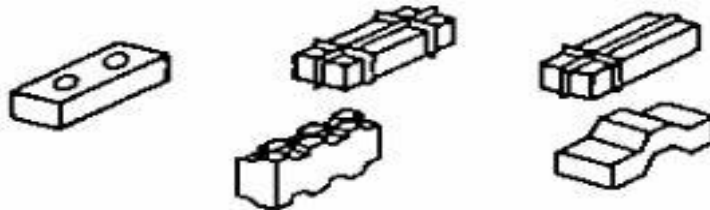


Figure 5: Les blocs à emboîtement

1.3. Éléments constitutifs des blocs de terre comprimée

1.3.1. La terre de barre

Elle est issue d'une altération poussée du continental terminal. Elle est sablo- limoneuse en surface et argilo-sableuse en profondeur. Ces sols sont ferralitiques, rouges, profonds et perméables.

1.3.1.1. Définition

La terre de barre est le principal matériau composant les blocs de terre comprimée. Elle est mélangée à de l'eau jusqu'à obtenir une consistance souple, manipulée à la main ou à la brouette. Afin d'améliorer la résistance de ce matériau, il est stabilisé par l'intermédiaire du ciment. En construction, les termes que l'usage ou la culture a consacré pour désigner la terre de barre sont multiples, mais ils désignent finalement tous un matériau de base très semblable, constitué par une pâte ou une boue très semblable contenant essentiellement de l'argile. Plusieurs chercheurs ont travaillé sur la terre de barre du Bénin et ont donné les définitions suivantes :

- (Guilchers, 1959) a été l'un des premiers à étudier la terre de barre ; il la définit comme étant une formation meuble, rouge foncée, de texture argilo-sableuse. La terminologie terre de barre est héritée du portugais « barral » qui signifie argile. Les analyses granulométriques, morphoscopiques et l'étude des minéraux argileux indiquent que la terre de barre est formée d'un matériau hétérométrique, mis en place sous des conditions subaériennes tropicales, avec des consolidations sporadiques. Il conclut que ce matériau forme le couronnement de la série sédimentaire du bassin côtier du Bénin.
- (Slansky, 1959) décrivant les plateaux du bassin sédimentaire qualifie de sol la terre de barre; ses caractéristiques essentielles sont : mélange meuble de sable et d'argile, de couleur brun rouge. La proportion d'argile ferrugineuse et de sable est très variable. Il pense qu'il s'agit simplement de l'évolution latéritique des niveaux sous-jacents.
- Selon (Furon, 1964), le continental terminal du Dahomey est caractérisé par des formations argilo-sableuse connues sous le nom de « terre de barre ». Elles peuvent atteindre une centaine de mètres de puissance et contenir à la base des niveaux ligniteux.

D'après le rapport national sur la diversité biologique en 1998 (Bénin), la terre de barre est définie comme étant une formation plus ou moins meuble, de couleur rouge à brun rouge ; humide, elle est légèrement "collante". Elle ne contient jamais de débris de roches ou de galets de diamètre supérieur à 1 cm. Lorsque la formation est faiblement compactée, elle présente des fentes dues à l'évaporation d'eaux (M. Adagbe, 2014).

1.3.1.2. Composition de la terre de barre

En 1966, William et Volkoff, ont présenté les caractéristiques physiques et chimiques de la terre de barre du Sud Bénin, il s'agit entre autres : 15,3% d'argile ; 5,4% de limon ; 77,3% de sable et 0,05% d'azote total ; la teneur en matières organiques est de 2,64%. La fraction liquide est constituée d'eau et de corps organiques et minéraux dissous dans cette eau. La fraction gazeuse est constituée d'azote, d'oxygène, de gaz carbonique, ainsi que de gaz issus de la vie présente dans la terre (hydrogène, méthane, etc.). Les fractions liquides et gazeuses subissant des modifications très rapides, on caractérise traditionnellement un sol par sa fraction solide, ce qui se traduit par l'étude de sa granulométrie. Lors de l'utilisation de la terre crue pour réaliser un ouvrage, la fraction liquide est à prendre en compte avec autant d'attention que la fraction solide : c'est l'état hydrique de la terre. Les limites entre les principaux états hydriques (solide, plastique, liquide) sont déterminées par le test dit des limites d'Atterberg : en présence de très peu d'eau, la terre peut être compactée dans des coffrages (technique du pisé). Lorsqu'on en rajoute progressivement, on passe à un matériau plastique et malléable (moulage dans des petits coffrages en bois pour façonner des briques), puis à une terre

visqueuse (utilisée comme un mortier de terre ou comme enduit) et enfin devient liquide (mélangée sous forme de barbotine à des fibres comme de la paille ou des copeaux de bois).

1.3.1.3. Le ciment

1.3.1.3.1. Définition

Le ciment est un liant hydraulique obtenu par cuisson (à 1450°C) et broyage d'un mélange de calcaire et d'argile. Un liant hydraulique est une poudre finement brayée qui avec contact d'eau fait prise et durcit sous des processus physico- chimiques complexes.

1.3.1.3.2. Fabrication du ciment

Les différentes étapes de fabrication du ciment sont :

- *Extraction et concassage :*

Le calcaire est extrait par explosif dans des carrières généralement prêt de la cimenterie. L'argile, plus meuble, est extraite par des engins mécaniques et transportée en cimenterie. Le concassage, fait sur les lieux de l'extraction, réduit la granulométrie des matériaux à environ 50mm.

- *Préparation de cru :*

Un mélange homogène d'argile et de calcaire est réalisé. Les proportions sont déterminées selon leurs compositions chimiques et sont toujours proche de 80% de calcaire et 20% d'argile. Le mélange est broyé en une poudre de granulométrie inférieure à 200 microns. La poudre obtenue est homogénéisée par un mélangeur pneumatique ou mécanique. Le produit obtenu est appelé « **le CRU** ».

- *Cuisson :*

Une fois obtenu, le CRU subit une cuisson dans des fours rotatifs à une température maximale d'environ 1450°C ce qui permet de le transformer en clinker (forme de grains de 0,5 à 4 cm de diamètre). A la sortie du four, le clinker est refroidi rapidement (à une température de 50 à 250°C) pour éviter une forte cristallisation.

- *Broyage :*

Le clinker est additionné de gypse et éventuellement d'ajouts cimentaires (laitier, pouzzolane, calcaire, ...) et est broyé en poudre fine d'une granulométrie inférieure à 80 µm, le produit obtenu est le ciment.

Toutes ces étapes ont été résumées à travers la figure 1.6.

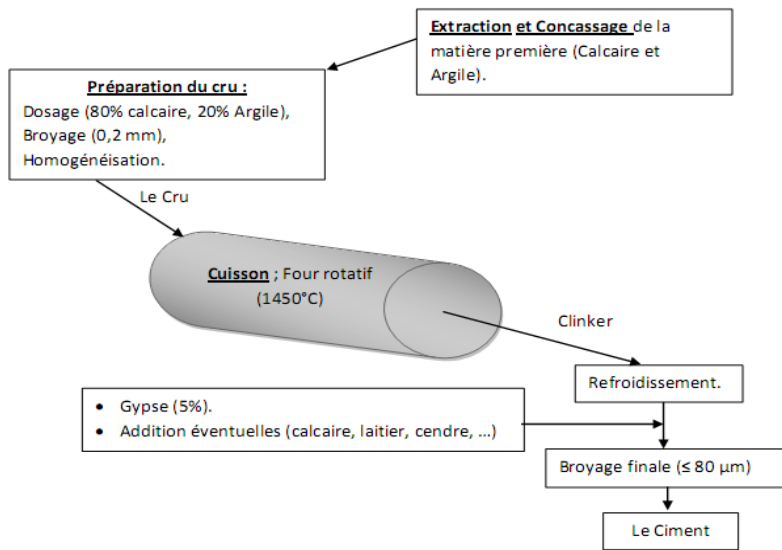


Figure 6: Schéma de la fabrication du ciment Portland (Sadok, 2011)

1.4. Procédés de stabilisation de la terre de barre

1.4.1. Définition

La stabilisation est un ensemble de procédés visant à améliorer les caractéristiques d'un sol, en particulier sa résistance portante, sa sensibilité à l'eau et sa durabilité. Elle doit permettre de réduire le volume des vides entre les particules solides, de colmater les vides que l'on peut supprimer, de créer des liens ou d'améliorer les résistances mécaniques. L'amélioration de ces caractéristiques doit garder un caractère irréversible (K. Kenagnon, 2018).

1.4.2. Les différents types de stabilisation

Il existe dans la littérature plusieurs types de stabilisation des blocs de terre parmi lesquelles, on peut citer : la stabilisation mécanique (compactage), physique (correction de la courbe granulométrique), thermique (cuisson) et chimique (ciment, néré, chaux, bitume).

1.4.2.1. Stabilisation mécanique

La stabilisation mécanique améliore la brique de terre par la modification de sa densité naturelle. Il s'agit du compactage qui consiste essentiellement en une réduction de la porosité du matériau par resserrement des particules. Les effets d'un compactage effectués dans de bonnes conditions, se réduisent par une diminution de la perméabilité, de la compressibilité, de l'absorption d'eau et du

gonflement. Les résistances mécaniques initiales et à long termes augmentent. Le compactage à lui seul permet d'obtenir un matériau aux caractéristiques élevées ; cependant, ces matériaux restent très sensibles à l'eau.

1.4.2.2. Stabilisation physique

La stabilisation physique modifie les propriétés des sols par une amélioration des caractéristiques du matériau par correction de la granularité. Le mélange obtenu conduit selon le cas, soit à diminuer l'indice de plasticité du matériau de base, soit à lui conférer une certaine cohésion. En 1987, F. Sikali a étudié la stabilisation granulaire d'une latérite par ajout de gravillon concassés. Il a constaté que pour un pourcentage optimum du matériau d'apport, la portance du matériau étudié s'améliore considérablement.

1.4.2.3. Stabilisation par cuisson

La stabilisation par cuisson est une méthode de stabilisation de premier choix avec pour seul inconvénient la consommation de l'énergie. En général, elle entraîne une restructuration moléculaire de la terre. Elle permet non seulement de la rendre moins friable, mais surtout moins sensible à l'eau et lui confère des résistances mécaniques plus élevées.

1.4.2.4. Stabilisation au ciment

Lors de la fabrication des BTC, il faut tenir compte du fait que le ciment a besoin d'eau pour faire sa prise (matériau hydraulique). Pour que le ciment assure son rôle de stabilisant, il faut un minimum de 3 à 4% en poids de ciment par rapport au poids de la terre utilisée, sinon il n'y a pas assez de liant. Ce minimum vaut pour un ciment de bonne qualité : suivant les qualités de ciment utilisées, ce pourcentage peut monter à plus de 10%. Plus la terre est composée d'éléments fins, plus il faudra de ciment pour lier les éléments entre eux. Dans le cas où il est difficile de se procurer du ciment, il est moins coûteux d'avoir une terre contenant des éléments plus gros car nécessitant moins de ciment pour un même degré de stabilisation (tout en restant dans les proportions et dimensions des éléments d'une terre propre à fabriquer des BTC). Pour des constructions devant résister à l'eau de pluie, il faut monter le pourcentage de stabilisant à 10%. La stabilisation améliore la résistance à la compression et la tenue des angles des briques à l'abrasion et aux chocs.

Les techniques utilisées dans le cadre de notre travail sont la stabilisation mécanique et la stabilisation physique. La stabilisation mécanique, parce qu'elle nous a permis d'augmenter la densité de notre

matériau en resserrant les particules par compactage statique ce qui induira des résistances mécaniques plus élevées. La stabilisation chimique par l'intermédiaire du ciment qui améliore la liaison entre les grains de sable tout en stabilisant la terre de barre.

1.5. Avantages et inconvénients de l'utilisation des blocs de terre comprimée dans la construction

Dans le domaine de la construction, notamment dans le secteur du bâtiment, l'utilisation des blocs de terre comprimée est de plus en plus grandissante, cet intérêt qui lui est porté se justifie par les nombreux avantages qu'il possède et qui sont dus notamment à la terre de barre qui est son principal constituant. En effet la terre de barre apparaît aujourd'hui comme le matériau le plus approprié pour construire :

- Du point de vue économique, à sa grande disponibilité qui permet de réduire la fuite des devises par une diminution des matériaux importés (ciment, acier, bois), sa facilité de mise en œuvre permettant d'obtenir des constructions à faible coût. En 1996, Tiwari révèle que le coût de construction des bâtiments en terre ne représente que 66 % du coût de construction conventionnel.
- Du point de vue du confort, les murs en terre ont une forte capacité de rétention thermique assurant l'échange de température entre le milieu intérieur et le milieu extérieur permettant de maintenir à l'intérieur du logement une ambiance fraîche bien qu'il fasse chaud à l'extérieur. Ils se sont avérés être de meilleurs isolants thermiques par rapport aux murs en béton de brique (Binici, 2007).
- Du point de vue écologique, la terre étant un matériau à faible consommation énergétique, son utilisation en tant que matériau de construction contribuera à la réduction de l'émission en CO₂ dont 5 % de l'émission mondiale proviendrait de la production de ciment (T. Berrehail, 2009).

Néanmoins, la terre de barre présente quelques inconvénients, ils sont liés notamment à sa faible résistance à la compression, sa faible résistance à la perméabilité, son fort taux de retrait-gonflement, sa faible résistance à l'abrasion comparés aux constructions en ciment.

Dans la suite de notre travail, afin d'effectuer la modélisation de notre modèle de mur de maçonnerie, nous nous sommes efforcés de recenser dans la littérature les approches de modélisation des maçonneries.

1.6. Processus de confection des blocs de terre

Le processus de réalisation des blocs de terre se résume en plusieurs étapes. Ces étapes sont résumées dans le Tableau 1 suivant.

Tableau 1: Processus de confection des blocs de terre SOURCE : (A. SERVAIS, 2023)

	TERRE	STABILISANT	MIL	EAU
EXTRACTION	EXTRACTION	ACHAT	COLLECTE	PUISAGE
PREPARATION	SECHAGE			
	PULVERISATION			
	TAMISAGE			
MELANGE	DOSAGE SEC	DOSAGE	DOSAGE	DOSAGE
	MELANGE SEC			
	MELANGE HUMIDE			
	REACTION			
PRESSAGE	DOSAGE			
	PRESSAGE			
	DEMOULAGE			
STOCKAGE	STOCKAGE			

1.7. Présentation du système de murs a joints secs en blocs autobloquants de terre comprimée et stabilisée

1.7.1. Procédé et domaine d'emploi du mur

Le procédé de mur de blocs spéciaux dont il est question est un type de maçonnerie obtenue par agencement d'agglomérés qui s'emboîtent les uns dans les autres, assise par assise. Sur les assises de rang impair, sont disposés des agglomérés de 40 cm de long, en longueur courante de mur, et sur celles de rang pair, des agglomérés de 20 cm de long. Ainsi disposé, le système offre un appareillage de type français.

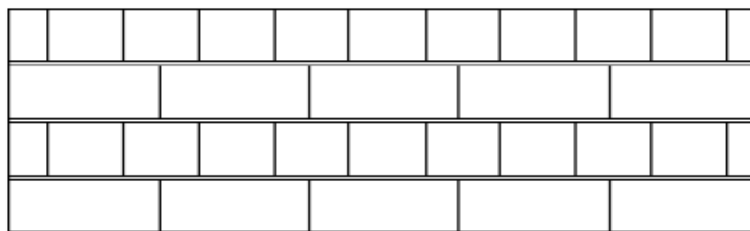


Figure 7: parement du mur en maçonnerie de parpaings spéciaux

Les blocs se tiennent par un système d'emboîtement, ce qui supprime le mortier de jointoiement vertical et horizontal. Les évidements auxquels se superposent les creux des agglomérés communiquent entre eux par des saignées, ce qui améliore les performances thermiques du mur, du fait de la canalisation qui existe entre les différentes poches d'air.

Ce procédé supprime le bois de coffrage grâce aux blocs spéciaux conçus pour le moulage du béton des raidisseurs verticaux et horizontaux. Il convient de noter que l'ensemble des blocs est destiné à la construction des murs où les casses ne sont pas permises. Ainsi, tout projet de construction avec des blocs à emboîtements doit prendre préalablement en compte les caractéristiques géométriques des agglomérés avant l'établissement des plans d'architecture.

Le procédé ainsi présenté est destiné à être utilisé dans la réalisation de mur porteur, dans tous les types de constructions courantes telles que les maisons individuelles, les bâtiments de logement collectif, les bâtiments à usage commercial, industriel ou agricole, les camps de réfugiés, les bureaux et les magasins de chantier. La conception des blocs est basée sur le principe traditionnel avec, cependant, beaucoup d'améliorations, dont la diminution des matériaux mis en œuvre à travers une utilisation rationnelle de ceux-ci, la suppression quasi totale du bois de coffrage dans la maçonnerie et des joints. Ils sont donc tous de forme prismatique, certains possèdent des alvéoles traditionnelles et se regroupent en deux

catégories à savoir : les agglomérés de base pour murs porteurs (assise paire et impaire) et les agglomérés de coffrage (ADJOVI & OLODO, s. d.).

1.7.2. Principe et mise en œuvre des agglomérés

Basé sur des méthodes traditionnelles, le métier d'artisan évolue progressivement sous la pression de nouvelles exigences normatives d'une part, et parce que de nouveaux systèmes constructifs s'imposent d'autre part. Le système de construction de murs à joints verticaux secs et horizontaux évidés s'inscrit entièrement dans cette nouvelle génération de produits de construction dont la mise en œuvre est fondée sur un savoir-faire évolué, celui de la maçonnerie de blocs à emboîtements qui, nous le croyons, apportera une solution salubre aux questions de réduction de coût des gros œuvres, d'amélioration du confort thermique par une réduction des ponts thermiques. La technique développée dans la mise en œuvre de ces blocs est entièrement conforme aux mesures normatives spécifiées par le DTU 20.1. L'assemblage des blocs à joints verticaux secs se différencie de la maçonnerie traditionnelle obtenue par hourdage des matériaux de même type. La réalisation des assises dont la planéité conditionne directement la qualité des murs requiert un soin et une précision particulière. Compte tenu de ce qu'il faut avoir une épaisseur de joint régulière de 20 mm de mortier de pose, il doit être utilisé un gabarit de pose conçu à cet effet de manière à assurer un calibrage aussi régulier que possible des joints horizontaux. La rigueur de la technique exige donc que la première assise (assise impaire) soit posée sur une couche de mortier bien plane et de niveau. La planéité et l'horizontalité sont à vérifier sur les périphéries de l'ouvrage, au moyen d'instruments adaptés.

1.7.2.1. Pose des agglomérés

▪ Outillage

En, dehors des outils traditionnellement utilisés en maçonnerie (règles, niveau, truelle, taloche, fer à angle), la mise en œuvre des blocs spéciaux pour les murs à joints verticaux secs est subordonnée à l'utilisation d'un gabarit de pose.

1.7.2.1.1. Principe général de pose

L'assise du premier rang d'agglomérés est montée sur un lit de pose conformément au DTU 20.1. Après étalement et réglage à niveau du mortier, l'équipe (un maçon et un compagnon), procède à la pose du premier rang en réglant au fur et à mesure l'alignement des agglomérés dans les directions verticales et horizontales à l'aide des niveaux et de cordes. Ensuite, les autres rangs sont posés par

emboîtement des agglomérés les uns dans les autres sur une couche évidée de 20 mm de mortier de ciment dosé à 250 Kg/m³. La technique exige une alternance du sens des emboîtements quand on passe d'une assise à une assise immédiatement supérieure. Cela va de la continuité des canaux coffrant des raidisseurs intermédiaires. La recherche de l'appareillage de type français amène à disposer en assise impaire les agglomérés courant de 40 cm et en assise paire, les agglomérés courant demi-longueur de 20 cm.

▪ Montage des murs

La mise en œuvre des parpaings courants commence par la pose et ajustage des parpaings-coffrage d'angle de rive, de refend ou cloison aux endroits des amorces (barres d'attente) des chainages verticaux (ADJOVI & OLODO, s. d.).

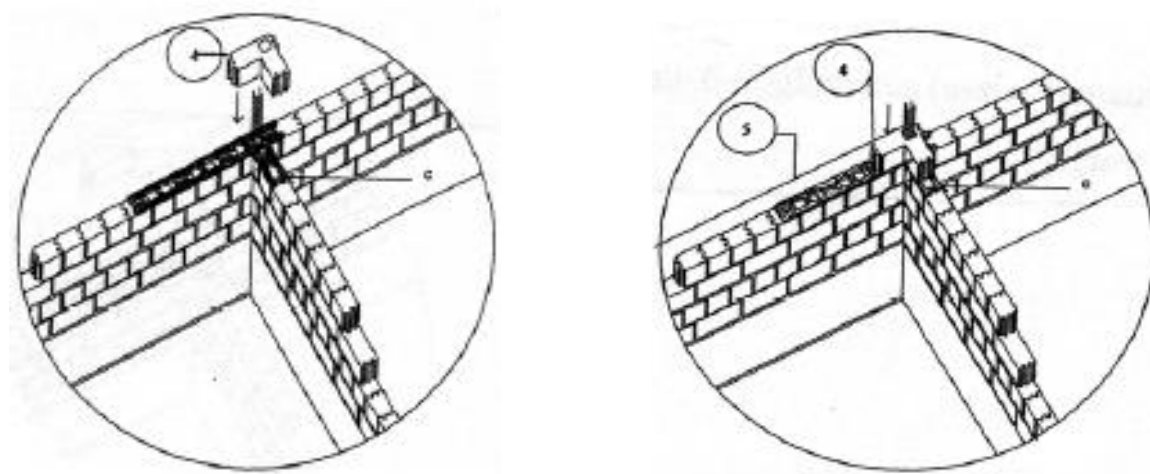


Figure 8: pose des parpaings-coffrage

L'espace existant entre les parpaings-coffrage est rempli par les parpaings courants conformément aux règles de l'art de la maçonnerie.

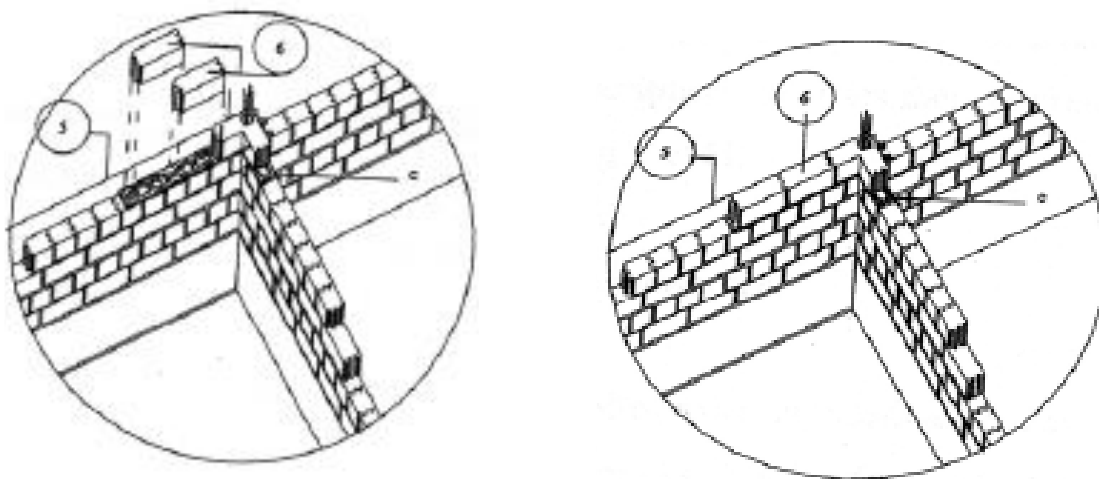


Figure 9: pose des parpaings courants

- **Chaînages verticaux et liaison d'angle**

Les agglomérés piliers en L ou les agglomérés piliers courants sont montés par superposition les uns sur les autres toujours avec leur section nette tournée vers le bas. Il est ainsi réservé un canal destiné à recevoir le béton armé de raidissement de la structure.

- **Chaînages horizontaux**

Ils sont au niveau des chaînages linteaux, coffrés par la juxtaposition des agglomérés en U qui laissent un vide de forme parallélépipédique destiné à recevoir d'abord le ferrailage puis le béton. Pour assurer la continuité du béton armé des chaînages horizontaux et verticaux dans les angles nous utilisons des blocs en U ébrasés qui servent simultanément de coffrage des chaînages horizontaux et verticaux. Au droit des baies, il faut utiliser une planche étayée qui sert d'appui aux blocs.

- **Liaison entre murs extérieurs et refends**

Les deux murs sont de même épaisseur et réalisés avec la même gamme de blocs. La naissance du refend au voisinage du mur de façade est assurée par les emboîtements en attente des agglomérés piliers d'angle pour un mur en T ou croisé. Pour donner un meilleur raidissement à la liaison, il est recommandé de réaliser un chaînage à proximité de l'about du mur de refend et un autre dans le mur de façade au droit du mur de refend ; on reliera ces deux chaînages verticaux par un chaînage horizontal ceinture.

1.7.3. Inventaire des BTCS autobloquants

La conception des blocs est basée sur le procédé traditionnel avec cependant beaucoup d'améliorations qui visent à corriger les insuffisances de ce dernier, la diminution des matériaux mis en œuvre à travers une utilisation rationnelle de ceux-ci, la suppression quasi totale du bois de coffrage dans la maçonnerie, etc. Ils sont donc tous de forme prismatique, possèdent des alvéoles traditionnels et se regroupent en deux familles : les agglomérés de base pour mur porteur et les agglomérés de coffrage.

1.7.3.1. Inventaire des agglomérés et moules actualisés

1.7.3.1.1. Agglomérés courants des murs en élévation

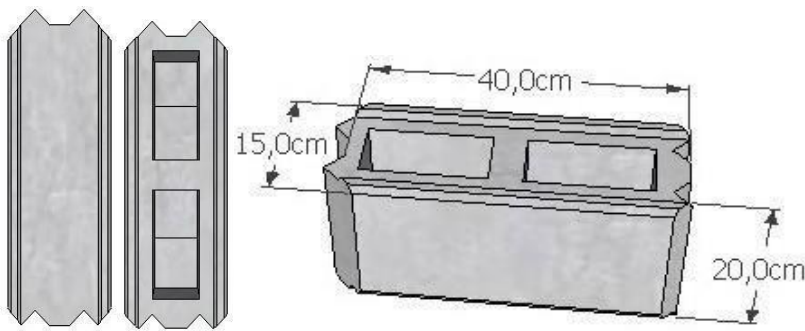


Figure 10: aggloméré courant tableau de 40 x 20 x 15 cm³

Tableau 2: caractéristiques géométriques du bloc intermédiaire courant de 40 (assise impaire)

Dimensions courantes (cm)	Longueur		40
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		2520
	%volume		29.86
	Section		210
Section de l'agglo	Brute		440
	Nette		230
	% net		52.23
Canal Coffrage	Épaisseur		-
	Section		-
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			8439.2

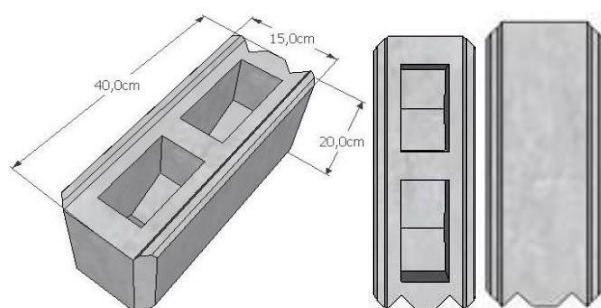


Figure 11: aggloméré courant tableau de 40 x 20 x 15 cm³

Tableau 3: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant tableau de 40

Dimensions courantes (cm)	Longueur		40
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		2352
	%volume		27.57
	Section		196
Section de l'agglo	Brute		440
	Nette		244
	% net		55.45
Canal coffrage	Épaisseur		-
	Section		-
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			8531.2

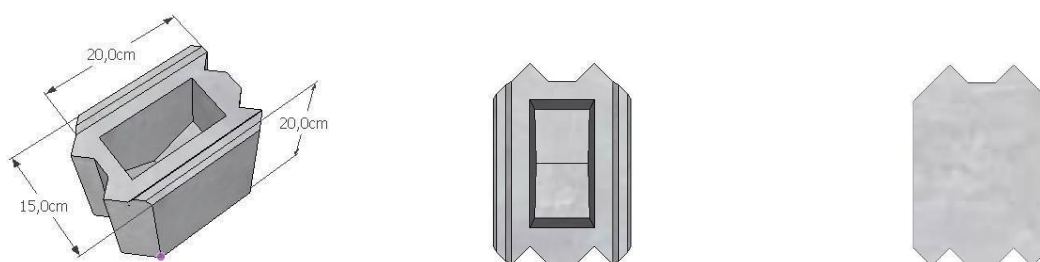


Figure 12: aggloméré d'assise intermédiaire de 20 x20 x15 cm³

Tableau 4: caractéristiques géométriques de l'aggloméré d'assise intermédiaire de 20

	Longueur	20
--	----------	----

Dimensions courantes (cm)	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		1176
	%volume		28.18
	Section		98
Section de l'agгло	Brute		220
	Nette		122
	% net		55.45
Canal Coffrage	Épaisseur		-
	Section		-
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			4173.2

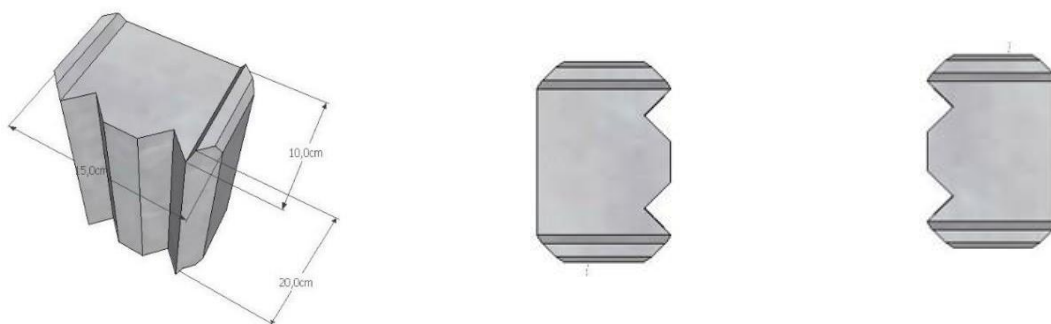


Figure 13: aggloméré courant tableau de 10 x 20 x 15 cm³

Tableau 5: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant tableau de 10

Dimensions courantes	Longueur	10
	Largeur	15

(cm)	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		-
	%volume		-
	Section		-
Section de l'agglo	Brute		106
	Nette		106
	% net		100
Canal Coffrage	Épaisseur		-
	Section		-
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			2034

1.7.3.1.2.. Agglomérés de coffrage d'angle

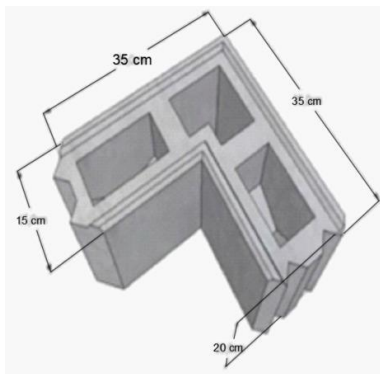


Figure 14: aggloméré pilier en L de 35 cm

Tableau 6: caractéristiques géométriques de

l'aggloméré d'assise de coffrage vertical en L de 35 cm

Dimensions courantes (cm)	Longueur	35/35
	Largeur	15
	Hauteur	20

Creux (cm³, cm²)	Volume		4179
	%volume		37.19
	Section		287
Section de l'agglo	Brute		770
	Nette		483
	% net		62.27
Canal coffrage	Épaisseur		-
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			11260.2

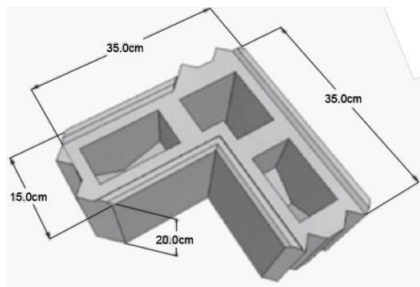


Figure 15: aggloméré d'assise de coffrage vertical en t de 35 cm

Tableau 7: : caractéristiques géométriques de l'aggloméré d'assise de coffrage vertical en t de 35 cm

Dimensions courantes (cm)	Longueur		35/35
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		4179
	%volume		38.57
	Section		287
Section de l'agflo	Brute		770
	Nette		483
	% net		62.92
Canal Coffrage	Épaisseur		-
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			10836.2

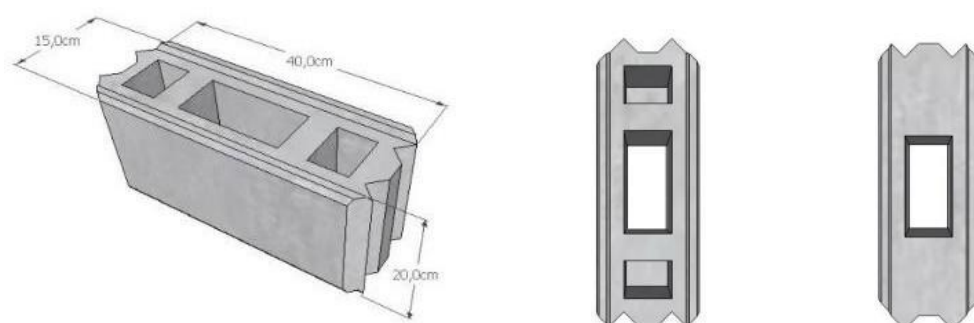


Figure 16: aggloméré courant de coffrage de raidisseur intermédiaire de 40

Tableau 8: caractéristiques géométriques de l'aggloméré courant de coffrage de raidisseur intermédiaire de 40

Dimensions courantes (cm)	Longueur		40
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		3073
	%volume		38.97
	Section		182
Section de l'agflo	Brute		440
	Nette		258
	% net		58.64
Canal coffrage	Épaisseur		7
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			7886.2

1.7.3.1.3. Agglomérés de coffrage de chainages horizontaux

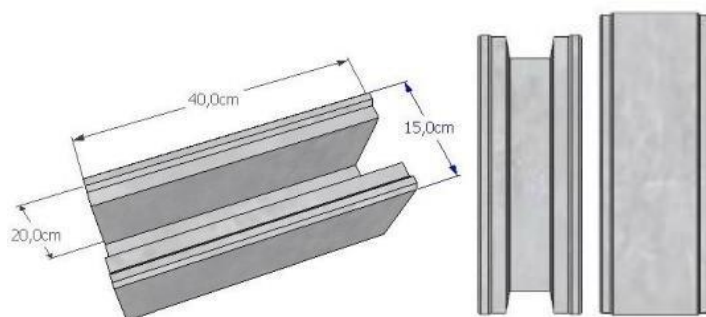


Figure 17: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 40

Tableau 9: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 40

Dimensions courantes (cm)	Longueur		35
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		-
	%volume		-
	Section		-
Section de l'agflo	Brute		292
	Nette		176
	% net		60.27
Canal Coffrage	Épaisseur		4
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			4025

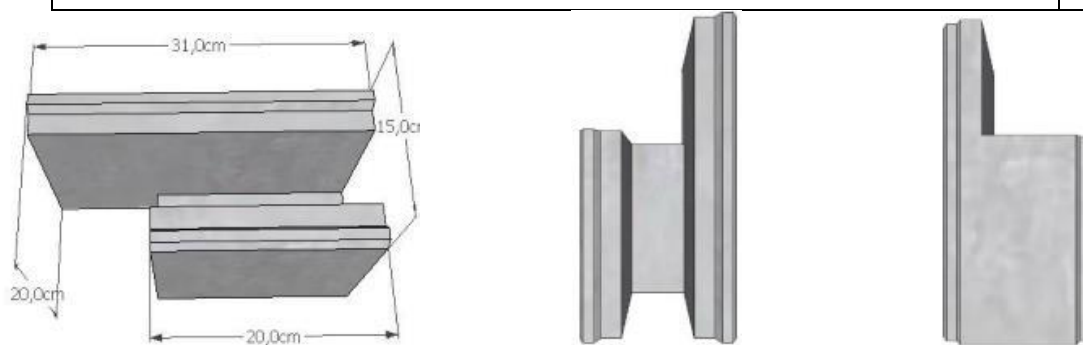


Figure 18: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 31

Tableau 10: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 31

Dimensions courantes (cm)	Longueur		31
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		-
	%volume		-
	Section		-
Section de l'agгло	Brute		292
	Nette		176
	% net		60.27
Canal Coffrage	Épaisseur		4
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			3446.5

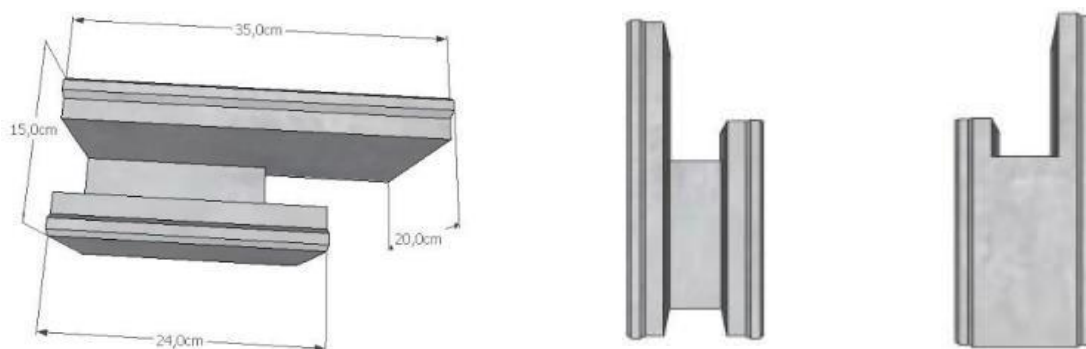


Figure 19: aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 35

Tableau 11: caractéristiques géométriques de l'aggloméré de coffrage de chainage horizontal de 35

Dimensions courantes (cm)	Longueur		35
	Largeur		15
	Hauteur		20
Creux (cm³, cm²)	Volume		-
	%volume		-
	Section		-
Section de l'agгло	Brute		292
	Nette		176
	% net		60.27
Canal Coffrage	Épaisseur		4
	Section		105
Section des emboîtements	Mâles	Base	4
		Hauteur	2
	Femelles	Base	2
		Hauteur	2
Volume de mortier (cm³)			4025

1.7.3.2. Mise au point des moules de confection

Afin de concevoir les agglomérés listés ci-dessus, il faudrait des moules adaptés.

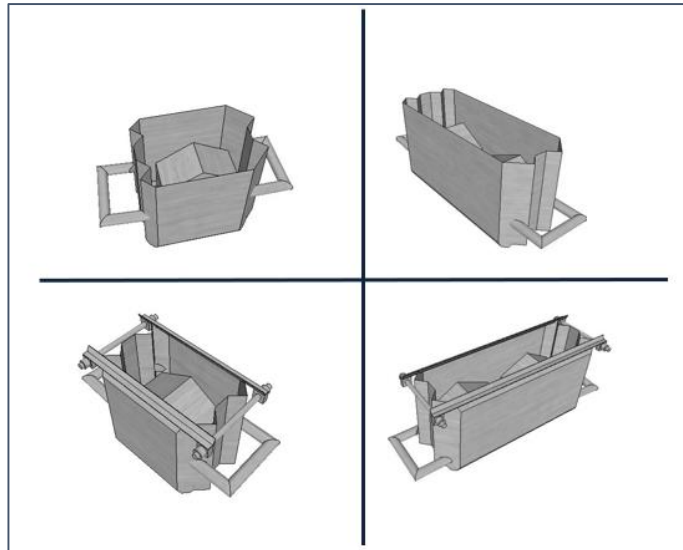


Figure 20: moules de 15x20x20 et 15x20x40

1.7.3.3. Assemblage des blocs de terre autobloquants

Lors de la construction de murs à joints secs en utilisant des blocs de terre stabilisée, il est essentiel de comprendre la méthode de montage pour garantir un assemblage solide et durable. Prenons pour exemple une la vue en plan cote d'un bâtiment de type F3 (ADJOVI & OLODO, s. d.).

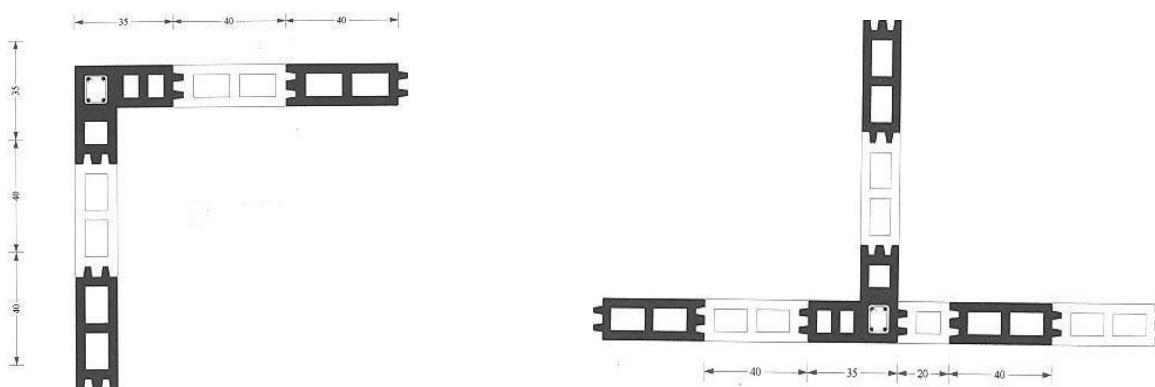


Figure 21: plan de montage des assises impaires des murs en élévation



Figure 22: plan de montage des assises paires des murs en élévation

2. Généralités sur le mil

Le mil est cultivé depuis plus de 3500 ans dans tout le Sahel et les pays tropicaux d'Afrique de l'Ouest. Originaire du Niger et du Mali, sa culture s'est diffusée en Afrique équatoriale puis vers l'Inde, notamment grâce à une adaptation génétique à différents climats, un des facteurs clé de la domestication et de la diffusion des plantes cultivées. Principale source d'énergie de millions de personnes, le mil est le pilier de la sécurité alimentaire au Sahel. C'est une des cultures vivrières les plus importantes de la région, avec deux autres céréales le sorgho et le riz (réseau nigérien de suivi évaluation). L'un des avantages de cette graminée tient au fait qu'elle est adaptée aux conditions difficiles (sols pauvres, pluviométrie faible). De toutes les céréales, le mil semble la plus résistante à la sécheresse. C'est en effet la culture la mieux adaptée aux zones arides et semi-arides. D'où son rôle majeur pour les populations locales là où les conditions climatiques, ne permettent ni au sorgho, ni au maïs encore moins au riz, de se développer normalement. Pourtant, les récoltes varient considérablement en fonction de la pluviométrie et de la fertilité des sols. Sécheresse accrue d'année en année, changement climatique, désertification : pour faire face à la grande variabilité des conditions environnementales dans la région et assurer des rendements suffisants, les agriculteurs sahéliens doivent pouvoir choisir des variétés adaptées. Depuis sa domestication il y a plus de 3500 ans, l'homme a ainsi sélectionné des caractères agronomiques importants et développé une grande diversité de variétés, adaptées notamment à différents climats (Assiva, 2022).

2.1. Répartition géographique de la culture du mil

En Amérique latine, la culture n'est pratiquée que dans une région de l'Argentine. Dans le monde, les superficies sont relativement stables, soit 38 millions d'hectares. La production et les rendements ont

augmenté dans les années 1980, mais ils sont stables depuis et le rendement moyen est de 0,75 t/ha (König, 2022).

Tableau 12 : Répartition géographique de la culture du mil (König, 2022).

	Superficie (million d'hectares)	Rendement (t/ha)	Production (million de tonnes)
Années	1992	1992-94	1992-94
Pays en développement	35,6	0,75	26,6
Pays en développés	2,49	0,72	1,79
Monde	38,1	0,74	28,38

- **La culture du mil en Asie**

En Asie, la culture se limite à deux pays, l'Inde et la Chine. L'Inde est le premier producteur du mil au monde avec 40 % de la production mondiale. Le mil pénicillaire compte pour les deux tiers de la production indienne. Il est cultivé dans les États du Rajasthan, du Maharashtra, du Gujarat, de l'Uttar Pradesh et de l'Haryana. La Chine produit environ 3,7 millions de tonnes de mil par an dans les provinces de Hebei, Shanxi et Shadong (König, 2022).

- **Mil au Niger**

Dans certains coins du sahel, la rumeur dit que « la meilleure épouse est celle qui sait préparer la boule de mil ». La plante de mil est ainsi associée à des représentations, des valeurs culturelles propres aux populations concernées. Dans nombre de pays, le mil représente avec le sorgho, l'essentiel de l'apport calorique et nutritionnel journalier des habitants. C'est le cas au Niger, le deuxième producteur d'Afrique après le Nigeria, où il représente **jusqu'à 71% du bilan calorique quotidien** (réseau nigérien de suivi et évaluation rapporté par IDRISSE SOUMANA, 2001). Il y couvre par exemple plus de 65% de la surface cultivée et constitue près des trois quarts de la production céréalière du pays (Assiva, 2022).

- **Mil au Sénégal**

Selon les données du Recensement National de l'Agriculture (1988), les mils/sorghos constituent la première culture pratiquée par les ménages ruraux agricoles du Sénégal avec 90,9 %, ce qui traduit l'importance de ces deux cultures dans les activités de production.

Tableau 13 : Statistiques de production du mil pour quelques pays africains
<https://www.fao.org/3/w1808f/w1808f06.htm>

	Bénin	Burkina Faso	Cameroun	Tchad	Côte d'Ivoire
Information générale					
1. Population estimée, 1994 (million)	5,2	10,0	12,8	6,2	13,8
2. Taux estimatif de croissance démographique, 1994-2010 (%/an)	2,6	2,4	2,7	2,1	3,9
3. Revenu par habitant, 1991 (\$US)	380	290	850	220	690
4. Production céréalière par habitant, 1992-94 (kg/an)	120,7	249,0	75,0	134,0	99,0
5. Production de sorgho par habitant, 1992-94 (kg/an)	22,0	125,6	29,8	60,7	2,3
6. Production de mil par habitant, 1992-94 (kg/an)	5,0	79,5	4,4	43,8	5,3
Statistiques sur le mil					
21. Superficies récoltées en mil, moyenne 1992-94 ('000 ha)	37,7	1239,0	54,0	591,0	84,0
22. Production du mil, moyenne 1992-94 ('000 t)	25,0	793,0	55,0	282,0	71,0
23. Rendement du mil, moyenne 1992-94 (t/ha)	0,66	0,64	1,01	0,48	0,84
24. Part du mil dans les superficies cultivées en céréales, moyenne 1992-94 (%)	5,6	43,0	7,0	43,0	6,0
25. Part du mil dans la production céréalière totale, moyenne 1992-94 (%)	4,0	32,0	6,0	31,0	5,0
26. Consommation de mil par habitant, moyenne 1972-74 (kg/an)	2,1	39,8	10,0	43,0	2,6
27. Consommation de mil par habitant, moyenne 1982-84 (kg/an)	1,0	46,1	8,4	19,4	3,0
28. Consommation de mil par habitant, moyenne de 1992-94 (kg/an)	3,1	68,5	3,8	33,7	3,5
29. Taux de croissance des superficies cultivées en mil, 1975-84 (%/an)	2,5	-0,4	-7,1	-9,1	-3,8
30. Taux de croissance des superficies cultivées en mil, 1985-94 (%/an)	7,1	1,7	0,7	2,6	3,3
31. Taux de croissance de la production du mil, 1975-84 (%/an)	9,4	1,2	-8,6	-9,1	-5,7
32. Taux de croissance de la production du mil, 1985-94 (%/an)	8,0	2,9	0,6	1,4	8,0
33. Taux de croissance du rendement du mil, 1975-84 (%/an)	6,9	1,6	-1,5	0,0	-1,9
34. Taux de croissance du rendement du mil, 1985-94 (%/an)	0,9	1,2	-0,1	-1,2	4,5

2.2. La gousse de mil

La gousse de mil est un déchet agricole disponible en abondance sur tout le territoire, notamment dans les zones agro-pastorales. Elle est de faible densité et son incorporation dans les briques de terre a pour but d'obtenir un matériau plus léger et meilleur isolant thermique que la brique de terre comprimée. La Photo 1 donne un aperçu à l'aspect de la gousse de mil dans la nature. En effet, c'est sa grande disponibilité qui fait d'elle un produit très utilisé dans le passé en milieu rural. A l'approche de l'hivernage, elle est souvent brûlée car certaines inclusions renfermant des graines qui repoussent dès les premières pluies. La gousse de mil se présente sous forme d'inclusions comme défini dans la théorie de Maxwell. Cela permet d'envisager d'une façon relativement simple la modélisation des matériaux composites dont il est constitutif en partie (Bal, 2011).

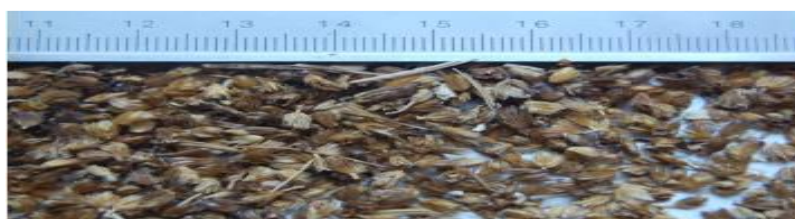


Photo 1 : Aspect naturel des gosses de mil

Les zones de cultures de mil au Bénin sont : le Borgou, le Zou, le Mono et l'Ouémé.

3.0. APPROCHES DE MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES MACONNERIES

3.0.1. Approches d'analyse des structures de maçonneries

La plupart des codes se basent sur la théorie de l'élasticité pour le dimensionnement de murs de contreventement. Ils suggèrent des méthodes empiriques basées sur la contrainte admissible, la combinaison des effets de compression et flexion étant possible. Cette partie est consacrée aux méthodes de calcul des murs de contreventement chaînés montés en maçonneries de briques ou blocs.

Deux principaux types d'approches d'analyse peuvent être suivis pour étudier la réponse de quasi-effondrement des structures en maçonneries, c'est-à-dire les approches itérativo-incrémentale d'analyse et les solutions basées sur l'analyse limite (Godio et al., 2017). Ces deux approches d'analyse sont sommairement rappelées dans cette section.

3.0.1.1. Approches d'analyse itérativo-incrémentale

L'évolution de l'état d'équilibre d'une structure soumise à certaines charges est analysée étape par étape dans des procédures d'analyse itérativo-incrémentale. Le chargement et la réponse structurelle sont subdivisés en une succession d'intervalles, incréments ou "étapes". Des itérations sont effectuées pour atteindre l'équilibre à chaque étape. La non-linéarité mécanique, essentielle pour une évaluation du comportement d'effondrement et de quasi-effondrement des structures en maçonneries, peuvent être pris en compte dans ces procédures. La non-linéarité géométrique est souvent rencontrée lorsque la structure est soumise à des effets de déplacement importants. Même si des modèles élastiques linéaires ont été utilisés dans quelques cas pour l'évaluation préliminaire des structures en maçonneries (Lancelin et al., 2011), leur efficacité dans l'étude du mode d'effondrement et de la sécurité de ces structures est très limitée.

Les analyses itérativo-incrémentales peuvent être classées en analyses statiques non linéaires et analyses dynamiques non linéaires :

3.0.1.1.1. Analyses statiques non linéaires

Dans les analyses statiques non linéaires, la structure est pas à pas soumise à certaines charges jusqu'à son effondrement et au-delà. La réponse structurelle évolue dans un pseudo-temps qui ne représente aucune caractéristique physique. Les analyses peuvent être effectuées tant en contrôlant la

charge et le déplacement, ainsi que les dommages d'événement en événement (par exemple, analyse linéaire séquentielle (Casolo et al., 2018)).

Les équations différentielles non linéaires doivent être résolues à l'aube de la non-linéarité supposée du matériau. Ces équations peuvent être transformées en équations algébriques non linéaires et résolues dans un contexte numérique. En général, les équations non linéaires sont linéarisées par étapes et résolues en utilisant une procédure itérative. Parmi les approches implicites itératives, les plus reconnues sont la méthode d'itération de Picard (ou itération directe) (Reddy, 2004), la méthode d'itération de Newton-Raphson et la méthode de Riks ; (Spahn et al., 2014).

Ces approches d'analyse sont généralement utilisées pour simuler des essais expérimentaux sur les structures en maçonneries et pour réaliser les analyses dites Pushover. L'analyse Pushover est une analyse ordinaire et standardisée de la réponse sismique d'un bâtiment en maçonneries. Dans ces analyses, une configuration de charges de forces horizontales, de forme constante le long de la simulation, est appliquée à la structure et le déplacement monotone croissant sur un nœud de contrôle est enregistré.

3.0.1.1.2. Analyses dynamiques non linéaires

Dans l'analyse dynamique non linéaire, la structure est exposée étape par étape à des charges dépendant du temps et la réponse structurelle évolue en temps réel, en tenant également compte des effets d'amortissement et d'inertie (Baker, 2007).

Des schémas d'intégration de temps sont utilisés pour pratiquement satisfaire les équations de mouvement à chaque pas de temps de la simulation. Ces simulations pourraient exploiter des schémas explicites et implicites (Yacila et al., 2019). Dans une méthode explicite, les nouvelles valeurs de la réponse calculées à chaque étape reposent uniquement sur les quantités calculées à l'étape précédente. En revanche, dans une méthode implicite, les expressions qui génèrent les nouvelles valeurs pour une étape donnée incluent également les valeurs qui appartiennent à cette même étape. Par conséquent, les valeurs d'essai des inconnues doivent être supposées et affinées par les itérations successives. Parmi les schémas d'intégration temporelle les plus connus sont les suivants : les méthodes bêta de Newmark, la procédure de Euler - Gauss, la deuxième formulation de la différence centrale et les procédures d'accélération linéaire (Yacila et al., 2019).

Les effets des actions dynamiques par exemple (impacts, explosions, tremblements de terre, etc.) sur les structures en maçonneries peuvent être pris en compte dans les analyses dynamiques non linéaires.

Enfin, l'analyse historique temporelle non linéaire peut être utilisée pour analyser les tests quasi-statiques en envoyant les charges de manière très lente (Lancelin et al., 2011).

3.0.1.2. Approches basées sur l'analyse limite

Les théorèmes de limites de plasticité ont été appliqués pour la première fois par (Heyman, 1966) à des structures en maçonneries selon les trois hypothèses suivantes :

- la maçonnerie n'a aucune résistance à la traction.
- la résistance à la compression de la maçonnerie est infinie.
- le glissement d'un bloc de maçonnerie sur un autre ne peut pas se produire.

Ces trois hypothèses, associées à des déformations élastiques insignifiantes, permettent l'expression du théorème statique (c'est-à-dire l'analyse limite inférieure) et du théorème cinématique (c'est-à-dire l'analyse limite supérieure) pour les applications à la maçonnerie.

Le modèle rigide sans tension développé par Heyman a été largement utilisé avec succès dans l'étude de la stabilité des structures en maçonneries (Angel, 1994). Premièrement, ces hypothèses ont permis de simples solutions graphiques statiques pour l'étude de la stabilité des voûtes en maçonnerie et l'analyse cinématique des modes de rupture sismiques récurrents de structures en maçonneries (G. Milani et al., 2006). Deuxièmement, le modèle de Heyman a établi une base fiable pour une récente approche numérique basée sur l'analyse limite. Ces différentes solutions peuvent être basées autant sur le théorème statique que sur le théorème cinématique (G. Milani, 2011), et le problème peut être exprimé comme solution aux équations différentielles non linéaires, d'un problème d'optimisation (utilisant ou non des algorithmes génétiques), de programmation linéaire ou séquentielle, etc.

Le principal inconvénient des approches basées sur l'analyse limite repose sur le fait que le multiplicateur d'effondrement et le mécanisme d'effondrement sont les seuls résultats disponibles, et aucune information n'est disponible sur la réponse post-pic, qui est essentielle dans les procédures d'évaluation sismique des structures en maçonneries basées sur le déplacement.

3.0.2. Techniques numériques de modélisation des maçonneries

La modélisation d'ouvrages maçonnés peut s'avérer délicate du fait des dimensions des blocs, l'anisotropie, l'épaisseur des joints, l'arrangement des blocs ; en général, la maçonnerie est un assemblage anisotrope et inélastique (Cao, 2011), (Belghiat, 2016).

(G. Milani et al., 2006) a montré qu'un modèle doit inclure cinq types de mécanismes de base pour caractériser la maçonnerie :

- fissuration du joint de traction ;
- glissement le long d'un joint d'assise ou d'un joint supérieur pour les faibles valeurs de contraintes normales ;
- fissuration diagonale par traction des éléments de maçonnerie pour des valeurs de contraintes normales suffisantes pour développer du frottement dans les joints ;
- « scission » des éléments en traction résultant de la dilatance du mortier pour des grandes valeurs de la contrainte normale.

Il existe deux grandes classes pour caractériser les modèles maçonnés : les modèles continus et les modèles discrets :

- les modèles continus qui sont utilisés dans le cas des maçonneries composées de blocs (briques ou pierres) et d'un joint de mortier. La loi de comportement des modèles continus est décrite par une loi de type contrainte/déformation qui dérive d'un modèle à une ou deux phases (Pian et al., 2020).
- les modèles discrets sont adaptés pour étudier une structure en grand appareil (Casolo et al., 2018). Dans ce cas, les blocs sont supposés rigides ou déformables et la surface de contact est souvent régie par une loi de contact frottant unilatéral.

Nous nous basons sur la classification des techniques de modélisation basée sur la façon dont les structures en maçonneries sont conçues et modelées (D'Altri et al., 2019). En conséquence, l'analyse des approches illustrées précédemment pourrait être, en théorie, employée pour chaque classe de stratégies numériques.

Chaque approche numérique a des caractéristiques attractives spécifiques, qui, en général, peuvent être optimales pour un domaine d'utilisation spécifique. De plus, différentes échelles de test des

matériaux peuvent être utilisées pour définir les propriétés mécaniques du modèle, en fonction de l'échelle de représentation considérée dans l'approche de modélisation.

A partir de la littérature, nous arrivons à distinguer quatre principales stratégies de modélisation pour les structures de maçonneries (Figure 1.7) :

3.0.2.1. Modèles basés sur le bloc (B.B.M)

Une définition bloc par bloc de la structure est utilisée pour modéliser la maçonnerie. En conséquence, la vraie texture de la maçonnerie pourrait être prise en compte. Chaque bloc peut être traité comme un corps rigide ou déformable, tandis que l'interaction mécanique entre les blocs peut être modélisée par diverses formulations pratiques. Il s'agit des approches discrètes basées sur les éléments blocs de la texture de la maçonnerie. Ces modèles, relevant de la micro modélisation, ont été principalement développés par (Milani G., 2011), (Ioannis Stefanou et al., 2014), (D'Altri et al., 2019b), (D'Altri et al., 2020).

3.0.2.2. Modèles continus (M.C)

La maçonnerie est conçue comme un corps déformable continu, sans différenciation entre les blocs et les couches de mortier. La loi de comportement du matériau maçonnerie peut être décrite soit en utilisant des approches directes, c'est-à-dire par des lois de comportement issues, par exemple des tests expérimentaux, ou en utilisant des procédures d'homogénéisation et des approches multi-échelles, où la relation constitutive du matériau (conçue comme homogène dans le modèle à l'échelle structurelle) est déduite d'une procédure d'homogénéisation qui associe le modèle à l'échelle de la structure à un modèle à l'échelle du matériau (qui incarne les principales hétérogénéités de la maçonnerie) d'un Volume de l'Elément Représentant (VER) de la structure. En conséquence, les problèmes sont formulés et résolus à l'échelle structurelle dans une approche multi-échelle. Ces modèles ont été essentiellement développés par ; (G. Milani et al., 2006) ; (Scacco et al., 2020)

3.0.2.3. Modèles macro-élément (M.M)

Les composants structurels à l'échelle du panneau (macroéléments) sont utilisés pour idéaliser la structure avec des réponses phénoménologiques ou mécaniques (Portioli et al, 2017). Fondamentalement, deux macroéléments (c'est-à-dire les piles et les allèges) peuvent être considérés. La distinction des macroéléments dans une structure en maçonneries est à effectuer d'abord sur la base de l'interprétation de l'arrangement de la structure. La principale différence des MM par rapport

aux modèles CM est que la relation constitutive des macroéléments tente de simuler le comportement structurel des éléments à l'échelle du panneau, alors que la relation constitutive des modèles CM tente de simuler le comportement mécanique du matériau maçonnerie.

3.0.2.4. Modèles basés sur la géométrie (G.B.M)

Un corps rigide est utilisé pour modéliser la structure. La seule entrée des données nécessaires dans ces approches de modélisation est représentée par la géométrie de la structure. Ces approches utilisent généralement des solutions basées soit sur l'analyse limite inférieure ou sur l'analyse limite supérieure. Aucune description bloc à bloc de la maçonnerie n'est convenable dans cette classe, étant donné que les approches par blocs sont incluses dans la classe BBM. Ces modèles ont été utilisés par (Block et al., 2006), (Loing et al., 2020).

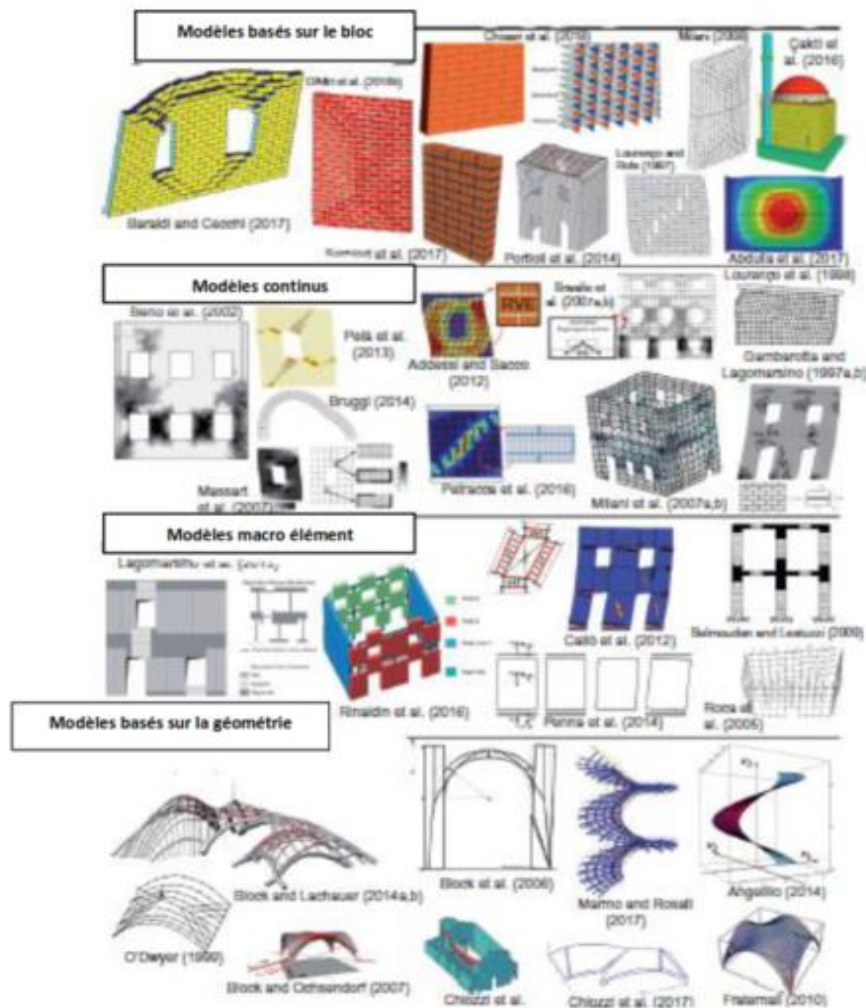


Figure 23 : Principales stratégies de modélisation des maçonneries (D'Altri et al., 2019)

Pour le dimensionnement des maçonneries de contreventement, nous avons pu distinguer plusieurs réglementations abordant ce sujet. Ces dernières sont présentées dans la partie suivante.

3.0.3. Modèles réglementaires

La maçonnerie chaînée utilisée comme mur de contreventement est définie comme une structure de dimensions plutôt limitées, formée de petits éléments et comportant des chaînages en béton armé mis en œuvre après exécution de la maçonnerie et permettant de supporter les efforts horizontaux dans le plan du mur (DTU, 1985), (AFPS, 1992), (AFNOR, 1997a) et (M. Prat et al., 1997).

3.0.3.1. Réglementation française

La participation de ces murs au contreventement de l'ouvrage est considérée par la réglementation française dans sa partie contreventement, en utilisant un modèle de bielle de compression si cette bielle a une pente comprise entre 1/2 et 2, en dehors de cet intervalle il est nécessaire de justifier le non-glissement au droit des joints.

Les principes de calcul de résistance de la maçonnerie chaînée consistent à assimiler l'ensemble formé par les panneaux de maçonnerie et par les chaînages en béton armé qui les encadrent à un système triangulé dont les éléments diagonaux sont constitués par les bielles actives susceptibles de se former dans la maçonnerie. La largeur de ces bielles est prise, dans les calculs, égale à la plus petite des deux valeurs $d/6$ et $4t$, où d est la longueur de la bielle et t est l'épaisseur brute de la maçonnerie. D'autre part, la contrainte de compression dans la maçonnerie f_{cm} doit être inférieure à la résistance caractéristique f'_m divisée par un coefficient γ_m . Ce coefficient prend la valeur $\gamma_m = 0.5 N$ pour les blocs et briques employés dans la maçonnerie, où N est appelé coefficient global de réduction, celui-ci est fonction du type de matériau (DTU, 1985). Les armatures des chaînages sont calculées suivant les règles du béton armé.

Ces règles imposent le remplissage des joints verticaux et horizontaux. Concernant les briques, elles doivent compter au moins une cloison intérieure continue dans le plan du mur.

3.0.3.2. Réglementation américaine

Le code américain demande de dimensionner la maçonnerie de contreventement, en utilisant des modèles de flexion composée et de cisaillement. Le modèle de flexion composée est basé sur des contraintes admissibles en compression F_a et flexion F_b qui dépendent de la résistance minimale de la maçonnerie en compression f'_m et de la géométrie du mur. La somme des rapports des efforts (compression et flexion) de la sollicitation par rapport aux efforts admissibles doit être égale ou inférieure à l'unité. De plus, la charge axiale théorique doit être inférieure à 25% de la charge de flambement, cette charge étant déterminée en fonction de la géométrie du mur et du module d'élasticité de la maçonnerie.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Le modèle de cisaillement permet de calculer la résistance au cisaillement en fonction des moments d'inertie I et statique Q , de l'épaisseur du mur b et de l'effort tranchant de calcul V . La résistance au cisaillement doit rester inférieure à des valeurs empiriques proposées par la norme fonction du type de maçonnerie en question (ACI, 1999a), (ACI, 1999b).

$$f_v = \frac{V*Q}{I*b}$$

Ces modèles sont applicables pour le dimensionnement de la maçonnerie pour laquelle les efforts de traction ne dépassent pas les limites admissibles. Ces efforts de traction sont dus à la flexion produit par les effets des moments fléchissants de la charge axiale excentrique ou des charges latérales.

3.0.3.3. Réglementation chinoise

La réglementation chinoise propose un modèle qui donne l'effort tranchant théorique Q , celui-ci repose sur la résistance au cisaillement du mortier fonction de sa qualité R , la surface horizontale du mur A et les efforts de compression verticale σ_0 agissants sur le mur

$$Q = \frac{A(0.98 - \lg(\frac{h}{l})) * 0.4\sqrt{R}}{\varepsilon}$$

Dans cette expression, il intervient aussi le rapport de la hauteur par rapport à la longueur h/l et un coefficient des efforts de cisaillement ε (Songbo et al., 1994).

4. Revue de littérature sur les matériaux composites cimentaires à base de biomasse végétale :

Quant à (KOKOUBOU, 2015), il s'est basé sur la méthode des volumes absolus pour la formulation de son matériau composite ; mortier de sable ciment incorporé de gousse de mil. Il utilise le rapport massique sable/gousse de mil égal à 4 et varie le rapport eau/ciment pour un dosage en ciment de 400 kg/m³.

Fabrice Abdou-Raman BANI, utilise des fibres de gousse de mil, qu'il incorpore au mortier de ciment (ciment dosé à 350) dans un premier temps et ensuite au mortier de sable ciment (ciment dosé à 250). Il a fixé son rapport sable/gousse de mil à 2,5. BANI pour son premier mélange prend le rapport

eau/ciment égal à 0,25 et pour le second égal à 0,43. Avec ces rapports fixés, il a un rapport maximum ciment/déchets égal à 4,6 (BANI,2016).

Priscille H., a également élaboré un matériau composite avec pour renfort les fibres de gousses de mil. La formulation du composite est basée sur la méthode des volumes absolus avec un dosage en ciment de 250kg/m^3 . Les rapports E/C considérés égaux à 0,8 et 0,9 pour la confection dans un premier temps du composite témoin grave latéritique +ciment. Ensuite, une partie de la grave latéritique a été substituée par des fibres de gousses de mil avec des proportions de 2%,4%, et 6%. (HOUNKPATIN ,2017)

Abdullah et al. ont observé l'évolution de quelques caractéristiques physiques du mortier renforcé de fibres de coco en fonction de la quantité de fibres présente dans le mélange (Abdullah et al.,2011). Les résultats révèlent que les fibres contribuent à la baisse de la densité du matériau final. Cette conclusion s'explique par le fait que la masse volumique des fibres est moins importante que celle des autres granulats. Il en est de même pour l'absorption d'eau par le matériau, plus il y a de fibres, plus la capacité hydrique est élevée.

Djoudi et al. aboutissent aux mêmes conclusions en se servant de fibres de palmier dattier dont la quantité est variée dans le plâtre. Ils expliquent la baisse de la densité par une augmentation du volume des vides suite à l'incorporation de fibres. Quant à l'absorption, les auteurs estiment que son augmentation est due à au caractère hydrophile des fibres. (Djouti A.,Khenfer M.,Bali A.,2009)

Dans ce même contexte, **Taoukil et al**, ont suivi l'évolution de la masse volumique et de l'absorption sur des bétons allégés de copeaux de bois et de sciure de bois (Taoukil et al, 2011). Ils en arrivent à établir que pour l'un ou l'autre des allègements utilisés, l'augmentation de la fraction de fibres fait chuter les densités et favorise la capacité de captation et de fixation de l'eau par le composite.

BANI, en faisant l'étude des caractéristiques physiques de ces matériaux laisse entrevoir une nette variation du taux d'humidité, de la masse volumique et du taux d'absorption à différents âges. On remarque une diminution du taux d'humidité et de la masse volumique de 7 jours à 14 jours d'âges. Ces recherches montrent que le composite gousse de mil-ciment reste le moins absorbant et plus dense. Ce qui montre que la présence des fibres et du sable a permis d'avoir plus de vide dans le matériau ce qui le rend moins dense et très absorbant. Les tableaux suivants présentent ces résultats.

Tableau 14 Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges (BANI, 2016)

FORMULATION					RESULTATS PHYSIQUES		
Nomenclature	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité (%)	Masse volumique (kg/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0, 25	350	4,6	0,25	2,5	15,16±0,51	1,457±0,14	33,40±1,24
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43		7,29±0,26	1,340±0,08	37,98±1,32

Tableau 15 Caractéristiques physiques des composites à 14 jours d'âges (BANI, 2016)

FORMULATION					RESULTATS PHYSIQUES		
Nomenclature	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité (%)	Masse volumique (kg/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0, 25	350	4,6	0,25	2,5	12,74±0,58	1,426±0,08	37,69±0,61
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43		6,56±0,24	1,324±0,04	41,46±0,72

Tableau 16 Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges (BANI, 2016)

FORMULATION					RESULTATS PHYSIQUES		
Nomenclature	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité()	Masse volumi que (kg/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0, 25	350	4,6	0,25	2,5	10,32±0,34	1,406±0,06	39,78±0,60
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43		7,4±0,27	1,316±0,04	42,86±0,62

Priscille HOUNKPATIN s'est intéressée aux comportements physiques du matériau composite ciment sable gousse de mil en fonction du rapport E/C et de la teneur en fibres dans le mélange. Pour la formulation des composites, elle a choisi la méthode des volumes absolus avec un dosage de 250 kg/m³ et considéré les rapports eau/ciment égaux à 0,8 et 0,9 pour la confection dans un premier temps du composite témoin grave latéritique + ciment et dans un second temps, une partie de la grave latéritique est substitué par les fibres de gousses de mil avec des proportions de 2%,4% et 6%.

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus.

Tableau 17 : Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges (HOUNKPATIN ,2017)

Nomenclature	Dosage(k g/m ³)	%G	$\frac{E}{C}$	Masse Volumique (kg/cm ³)	Taux d'humidité (%)	Taux d'absorption (%)
MGIC-D250-E0,8	250	0	0,8	2,223	8,39	16,41
MGICG2%-D250-E0,8		2		2,189	9,88	15,66
MGICG4%-D250-E0,8		4		2,109	10,30	17,9
MGICG6%-D250-E0,8		6		2,098	11,56	20,4
MGIC-D250-E0,9		0	0,9	2,152	5,05	15,21
MGIC2%-D250-E0,9		2		2,137	9,64	16,88
MGIC4%-D250-E0,9		4		2,105	9,95	17,87
MGIC6%-D250-E0,9		6		2,068	10	18,32

Les éprouvettes avec incorporation de particules gousse de mil ont des taux d'humidité et d'absorption élevés.

Le taux d'humidité des éprouvettes réalisées par **Priscille H.** à 7 jours d'âge est supérieur à celui du MGCS-D250-E0,43 et inférieur à celui du MGC-D350-E0,25 élaborés par BANI. Le taux d'absorption est inférieur à celui des deux composites de **BANI** à 7 jours d'âge.

L'auteur montre également que la masse volumique du composite diminue avec l'augmentation du pourcentage de fibres. Compte tenu de la faible densité des fibres, on observe une réduction de la masse volumique comparativement à celle du composite témoin.

De plus, les masses volumiques des composites ayant des fibres dans la matrice avec le rapport $E/C=0,8$ sont relativement plus élevées que celles avec le rapport $E/C=0,9$. Cela explique le fait qu'au fur et à mesure que les matériaux atteignent la maturation, l'eau de gâchage s'évapore et crée des vides dans le matériau, d'où la chute des masses volumiques.

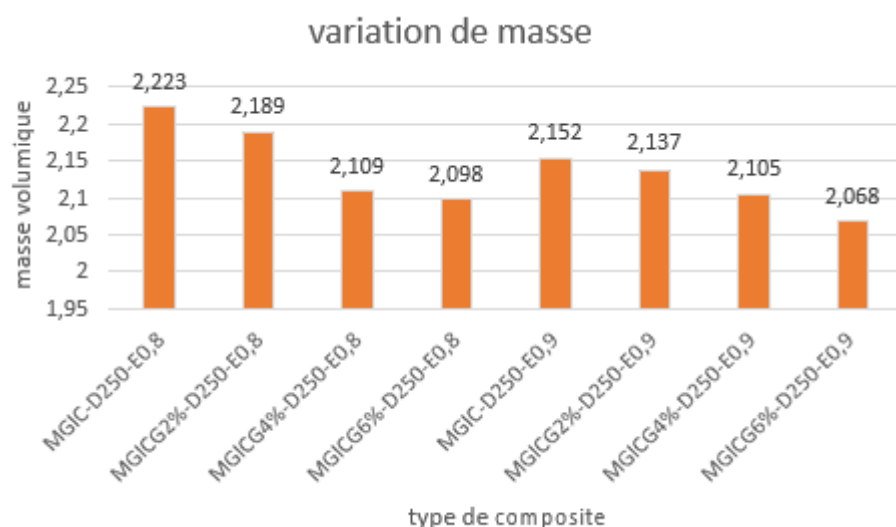


Figure 24 : Variation de la masse volumique des composites à différents pourcentages de fibres (HOUNKPATIN ,2017)

Le granulats utilisé par **Nguyen TT. et al** (Nguyen TT. et al., 2008) pour confectionner ses éprouvettes est de la chènevotte pure. Ils ont soumis les éprouvettes aux essais de caractéristiques physiques et thermiques. Des prélèvements d'échantillons dans les éprouvettes cylindriques de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm selon le type d'essai ont été effectués. Ainsi, un gradient de densité est identifié dans l'éprouvette cylindrique et est de moins de 2% sur la partie supérieure et non négligeable sur la partie inférieure, 8 à 22%. Sous l'effet de compactage Tai-Thu Nguyen et al ont montré que les particules de chènevotte présentent une orientation préférentielle dans le plan horizontal, perpendiculaire au sens du compactage. Les mesures confirment une différence significative entre la conductivité thermique verticale λ_v et celle horizontale λ_h (anisotropie de la conductivité thermique). Dans tous les cas, la conductivité thermique λ_h est toujours supérieure à la conductivité thermique λ_v . On observe généralement que le rapport λ_v / λ_h est environ égale à 2/3. Les valeurs des conductivités thermiques des éprouvettes étudiées varient de 0.09 à $0.18 \text{ Wm}^{-1} \text{ K}^{-1}$. (Nguyen T.- T., Picandet V., Amziane S., Baley C., 2008.) Ils ont conclu que la conductivité thermique augmente

quasi linéairement avec la masse volumique du matériau ce qui confirme les travaux de (V, 2005)

BAL utilise la méthode de plan chaud dissymétrique sur la latérite incorporée de gousse de mil à partir d'un modèle. De ses études, on remarque l'influence de la teneur en gousse de mil sur la capacité calorifique volume du matériau composite. En effet, la capacité calorifique massique du matériau expérimental proche du celui du modèle : diminue lorsque la teneur en gousse de mil augmente (BAL, 2011). La courbe suivante traduit les ces résultats.

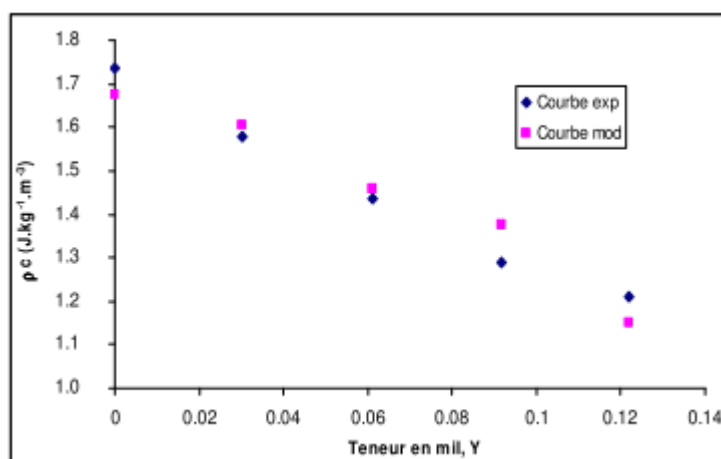


Figure 25: Minimisation entre la capacité calorifique massique expérimentale et celle du modèle (BAL, 2011)

On trouve respectivement pour la latérite et pour la gousse de mil, les valeurs reportées et qui sont confirmées par la méthode calorimétrique de type DSC permet également d'obtenir directement les capacités calorifiques massiques respectives de la latérite et de la gousse de mil, figure 16. Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau 8.

Tableau 18 Valeurs de la capacité thermique massiques obtenues par les deux méthodes (BAL, 2011)

Matériau	C_{p1}	C_{p2}	Ecart %
	J.Kg ⁻¹ .K ⁻¹	J.Kg ⁻¹ .K ⁻¹	
Latérite	854	848	0,7
Mil	2203	2236	1,48



Figure 26: Vue d'un calorimètre de type DSC (BAL, 2011)

Il utilise les modèles de détermination de l'isotherme de sorption des deux matériaux tels : celui de Harkins, de Smith et Gab. L'analyse des courbes relatives aux figures 16, 17 et 18 indique que le modèle de GAB est celui qui permet d'avoir le plus faible écart entre la courbe modèle et la courbe expérimentale.

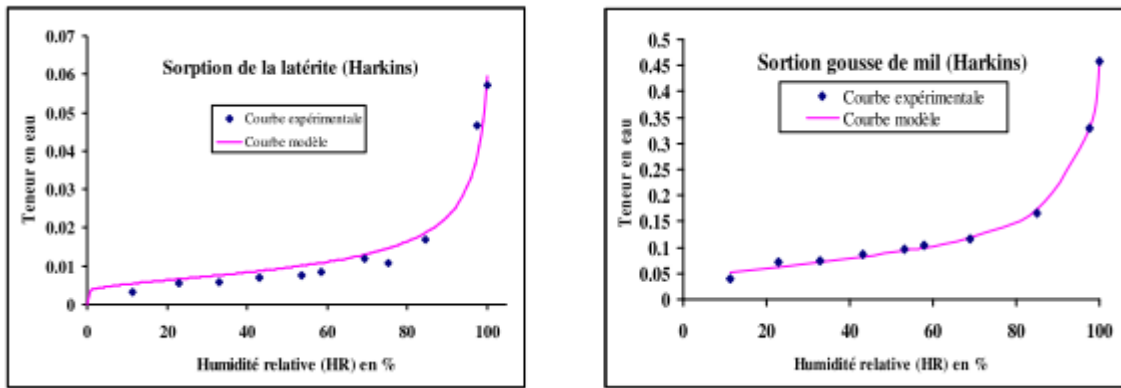


Figure 27:Isotherm de sorption de la laterite et de la gousse de mil (harkins, 2011)

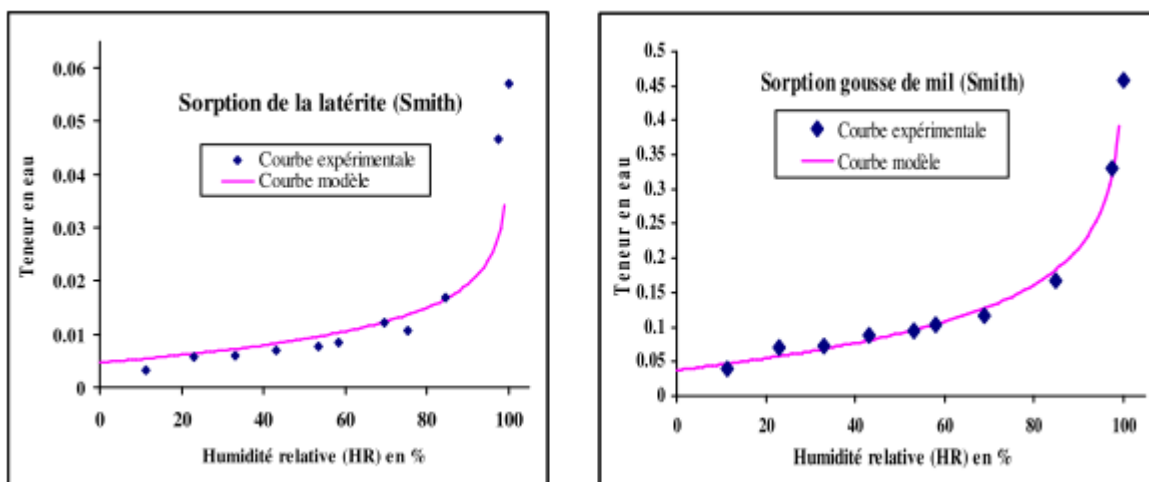


Figure 28:Isotherm de sorption de la laterite et de la gousse de mil (Smith,2011)

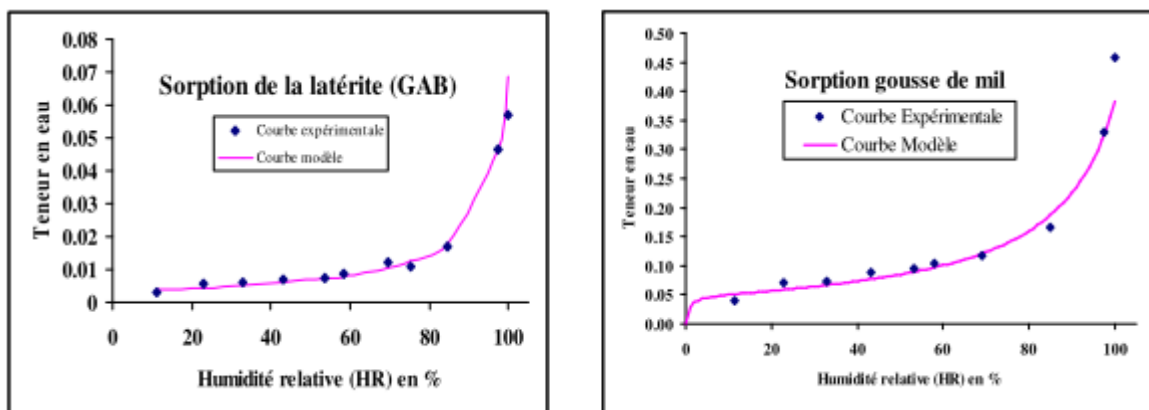


Figure 29:Isotherme de sorption de la latérite et de la gousse de mil (Gab,2011)

Également, comme décrit dans le paragraphe sur la préparation des échantillons, la conductivité thermique de chacun de ces cinq échantillons (avec la teneur en gousse de mil variant de $Y=0$ à $Y=12,21 \text{ kgmi/kgla}$) a été mesuré pour au moins cinq teneurs en eau *différentes allant de la valeur

maximale à la valeur nulle. A titre d'exemple, la figure 19 représente les valeurs expérimentales de la conductivité thermique mesuré pour un échantillon ayant une teneur en mil de 6 kgmi/kgla.

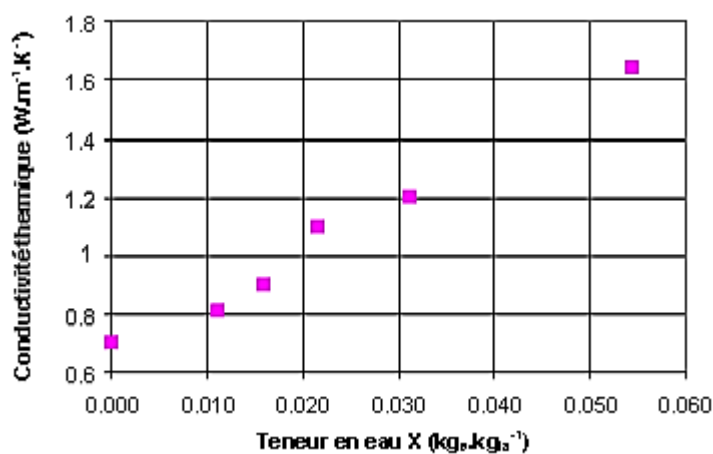


Figure 30:Résultat expérimental d'une mesure de la conductivité thermique $\lambda(X)$ d'un échantillon pour Y = 6% (BAL,2011)

Ce qui laisse entrevoir deux remarques importantes s'imposent :

- La variation de la conductivité thermique est très importante comparée à la faible variation de la teneur en eau, X : la valeur de λ est multipliée par trois lorsque X varie de 0 à 0,1 kge kgla⁻¹
- La conductivité thermique varie très lentement pour une teneur en eau nulle et plus rapidement pour des valeurs supérieures de X.

D: Dosage en Ciment

S: Grave latéritique

F: Fibre

K. Christian a réalisé la formulation de son matériau composite en se basant sur la méthode des volumes absolus. Il incorpore la gousse de mil au mortier de sable ciment et utilise le rapport massique sable/gousse de mil égal à 4 tout en faisant varier le rapport eau/ciment pour un dosage en ciment de 400kg/m³ (K. Christian, 2015).

Fabrice Abdou-Raman BANI dans son étude, incorpore au mortier de ciment les fibres de gousse de mil. Premièrement il le fait pour un mortier de ciment dosé à 350 Kg/m³ et ensuite au mortier de sable ciment (ciment dosé à 250). Il a fixé le rapport sable/ gousse de mil à 2,5 pour les deux composites en prends pour son premier mélange le rapport eau/ciment égal à 0,25 et pour le second égal à 0,43. Avec ces rapports fixés, BANI obtient un rapport maximum ciment/ déchets égal à 4,6 (BANI, 2016).

O. Bahloul et Al ont étudié les propriétés physiques et mécaniques des mortiers à base de fibres cellulosique d'Alfa. Les fibres cellulosiques d'Alfa ont été incorporées dans un mortier de ciment portland CPJ 45 à différents pourcentages volumiques à savoir : 0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2 ; et 3% et ce, pour mettre en évidence la fraction de fibre optimale qui donnera au mortier les meilleures caractéristiques mécaniques. Des essais de compression, de flexion ont été réalisés sur des éprouvettes de mortier de 4x4x16cm³ à 28 et à 90 jours pour trois régimes de cure différents (air du laboratoire, eau douce, eau de mer), et la conductivité est mesurée pour le mortier témoin sans fibre (MT) et pour le mortier de fibre (MF) (O. Bahloul et Al, 2009).

On constate que pour les mortiers de fibres, les éprouvettes conservées à l'air du laboratoire ont des résistances à la traction par flexion supérieures à celles des éprouvettes conservées dans l'eau douce et l'eau de mer, cette différence dans la résistance est principalement due à l'effet de l'eau sur la fibre.

Des résultats de la compression à 28 et à 90 jours des différents composites en fonction de la variation du pourcentage de fibres et en fonction du régime de cure (air du laboratoire, eau douce et eau de mer), On constate que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de fibres dans les différents mortiers et que le mortier témoin reste le plus résistant. Les résultats de la littérature (D. Amina et al.,2009),(DOKO,2013),(F. Chik et al., 2011) affirment également que l'ajout de fibres végétales au mortier n'a aucun effet bénéfique sur la résistance à la compression. Cela s'explique par le fait que l'incorporation des fibres dans la matrice du mortier augmente le volume des vides et diminue la compacité du mortier, d'où une diminution de résistance à la compression. Par ailleurs, bien qu'il y ait une évolution de résistance en compression en fonction de l'âge pour les trois (03) types de cures, les mortiers de fibres conservés dans l'eau douce, offrent des résistances supérieures à celles des mortiers conservés à l'air du laboratoire ou dans l'eau de mer. L'apport des fibres pour les mortiers conservés dans l'eau de mer n'a en définitive aucun effet bénéfique. Enfin, on conclut que les fibres végétales n'améliorent pas la résistance à la compression (R. GANDAHO,2019).

En vue d'une bonne utilisation des matériaux composites, il importe de connaître et maîtriser les caractéristiques physiques, mécaniques et thermiques de ces derniers. Les études réalisées dans ce sens sur les matériaux à base de fibres végétales montrent une modification du comportement mécanique du composite. Alors que la matrice cimentaire pure présente un comportement linéaire fragile, le composite conserve son intégrité même au-delà de la charge maximale. Ce phénomène est mis en évidence par des études menées par Sedan sur le béton de chanvre (Sedan D., 2007). La figure ci-dessous illustre ce phénomène à travers une comparaison des comportements d'une pâte de ciment pure et d'un composite ciment-fibres de chanvre soumis tous deux à un essai de flexion trois points.

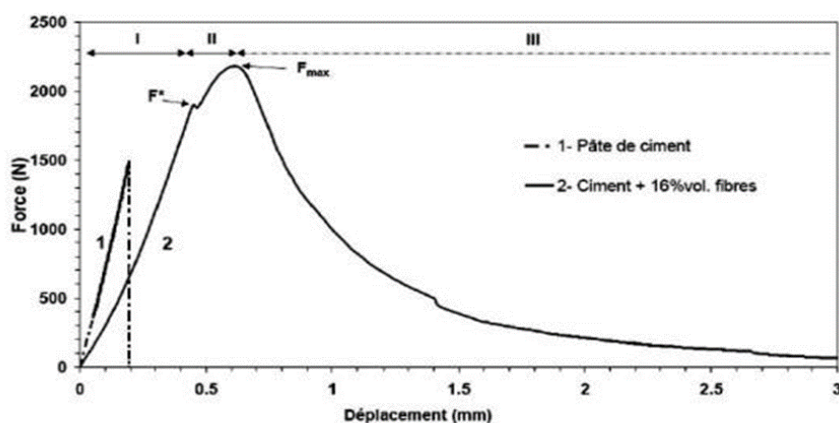


Figure 31 : Comportement mécanique d'un matériau composite fibré (Sedan D., 2007)

L'auteur distingue trois phases dans le comportement du composite fibré :

- Phase I : comportement quasi-linéaire proche de celui de la pâte de ciment seule, dans cette phase les efforts sont majoritairement repris par la matrice ;
- Phase II : à partir de F^* , apparition de la première fissure de la matrice, puis reprise de la charge par les fibres, qui, d'après l'auteur, limitent la propagation de la fissure par un effet de pontage F^* ;
- Phase III : au-delà de F_{max} , diminution contrôlée de la charge contrairement à la pâte de ciment seule qui casse brutalement.

L'auteur associe cette phase à une rupture progressive des interfaces fibres/matrice suivie d'un déchaussement des fibres F_{max} .

Le passage d'une matrice fragile à un composite ductile est souligné pratiquement par tous les auteurs. Mais il ne va pas forcément de pair avec l'amélioration des résistances à la flexion, à la traction ou à la compression : celles-ci dépendent de plusieurs paramètres notamment le dosage et la longueur des fibres.

Abdullah et al., ont observé l'évolution de quelques caractéristiques physiques du mortier renforcé de fibres de coco en fonction de la quantité de fibres présente dans le mélange (E. Chabi, 2014). Les

résultats révèlent que les fibres contribuent à la baisse de la densité du matériau final. Cette conclusion s'explique par le fait que la masse volumique des fibres est moins importante que celle des autres granulats. Il en est de même pour l'absorption d'eau par le matériau ; plus il y a de fibres, plus la capacité hydrique est élevée.

Djoudi et al., aboutissent aux mêmes conclusions en se servant de fibres de palmier dattier dont la quantité est variée dans le plâtre. Ils expliquent la baisse de la densité par une augmentation du volume des vides suite à l'incorporation des fibres. Quant à l'absorption, les auteurs estiment que son augmentation est due au caractère hydrophile des fibre (D. Amina et al., 2009).

BANI, en faisant l'étude des caractéristiques physiques de ces matériaux laisse entrevoir une nette variation du taux d'humidité, de la masse volumique et du taux d'absorption à différent âge. On remarque une diminution du taux d'humidité et de la masse volumique de 7 jours à 28 jours d'âges. Ces recherches montrent que le composite gousse de mil-ciment reste le moins absorbant et plus dense. Ce qui montre que la présence des fibres et du sable a permis d'avoir plus de vide dans le matériau ce qui le rend moins dense et très absorbant. Les tableaux suivants présentent ces résultats.

Tableau 19 : Caractéristiques physiques des composites à 7 jours d'âges

Nomenclatures	FORMULATION				RESULTATS PHYSIQUES		
	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité (%)	Masse volumique (g/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0,25	350	4,6	0,25		15,16±0,51	1,457±0,14	33,40±1,24
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43	2,5	7,29±0,26	1,340±0,08	37,98±1,32

Tableau 20: Caractéristiques physiques des composites à 14 jours d'âges

Nomenclatures	FORMULATION				RESULTATS PHYSIQUES		
	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité (%)	Masse volumique (g/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0,25	350	4,6	0,25		12,74±0,58	1,426±0,08	37,69±0,61
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43	2,5	6,56±0,24	1,324±0,04	41,46±0,72

Tableau 21 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges

Nomenclatures	FORMULATION				RESULTATS PHYSIQUES		
	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Taux d'humidité (%)	Masse volumique (g/cm ³)	Absorption (%)
MGC-D350-E0,25	350	4,6	0,25		10,32±0,34	1,406±0,06	39,78±0,60
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43	2,5	7,40±0,27	1,316±0,04	42,86±0,62

L'auteur, montre également que la résistance des mélanges est fonction de l'âge et de la sollicitation. A 14 jours le composite ciment sable-gousse de mil offre une résistance en traction élevée qui chute considérable à 28 jours d'âge et une faible résistance en compression qui dégringole en fonction de l'âge. Par contre, le mélange ciment-gousse de mil offre une faible résistance en traction et une bonne résistance en compression qui s'accroît avec l'âge (BANI, 2016). C'est ce que présentent les tableaux ci-après.

Tableau 22 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges

Nomenclatures	FORMULATION				Caractéristiques mécaniques		
	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Masse volumique (g/cm ³)	Résistance en traction (MPa)	Résistance en compression (MPa)
MGC-D350-E0,25	350	4,6	0,25		1,426±0,08	3,13±0,78	2,33±0,22
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43	2,5	1,324±0,04	6,18±0,82	2,16±0,14

Tableau 23 : Caractéristiques physiques des composites à 28 jours d'âges

Nomenclatures	FORMULATION				Caractéristiques mécaniques		
	DOSAGE (kg/m ³)	$\frac{C}{G}$	$\frac{E}{C}$	$\frac{S}{G}$	Masse volumique (g/cm ³)	Résistance en traction (MPa)	Résistance en compression (MPa)
MGC-D350-E0,25	350	4,6	0,25		1,406±0,06	3,75±0,53	3,06±0,43
MGCS-D250-E0,43	250	1,6	0,43	2,5	1,316±0,04	4,5±0,26	1,625±0,23

Les résultats obtenus avec le mélange de ciment sable – gousse de mil confirme ceux de **Mougel et Neville**. Selon, Mougel et al., l'incorporation de sable pouvait réduire le nombre de microfissures engendrées lors du retrait, tout en améliorant les performances mécaniques des composites. En fait, l'incorporation de granulats possédant un module d'élasticité supérieur à celui de la pâte de ciment, limite la propagation des microfissures et améliore la stabilité dimensionnelle (Neville, 1981).

HOUNDEDJI M. A. Céphas dans son travail de recherche, s'est intéressé aux déchets de gousse de mil, balle de riz et de polystyrène en vue d'en faire un matériau composite qui pourra être utilisé pour les ouvrages en bois dans le bâtiment. Il a utilisé de l'essence pour fondre le polystyrène afin d'obtenir une colle qui a servi de matrice pour le composite. Cette colle est ensuite renforcée par l'ensemble gousse de mil-balle de riz et le mélange obtenu permet de fabriquer des plaques de dimensions (314x76x11) mm³. Ces plaques ont été compressé avec une presse mécanique. A l'issu des différents essais nous avons remarqué que les propriétés physiques et mécaniques varient en fonction de la granulométrie (C. HOUNDEDJI, 2021).

Chapitre 2 : Matériaux, matériels et méthodes

Ce chapitre présente les différents constituants du béton léger à base de fibres de gousse de mil, l'ensemble des techniques et les méthodes mises en œuvre pour la caractérisation de ces différents constituants enfin, les composites élaborés.

1. Matériaux

1.1. La terre

La terre que nous avons utilisée est la terre de barre. Elle a été prélevée en creusant à une profondeur d'un mètre (1m) environ dans la commune d'Abomey – Calavi. Elle est utilisée en tant que matériau principal dans la confection des BTCS. La terre prélevée est mise à l'étuve pour une durée de 24h puis passée au tamis 5mm avant d'être soumise aux essais.

1.2. Le ciment

Le ciment utilisé est de type CPJ 35 provenant de la cimenterie SCB Lafarge d'Onigbolo. La connaissance des caractéristiques du ciment utilisé s'avère importante pour pouvoir bien caractériser les composites en étude.

Les tableaux 24 et 25 ci-dessous présentent donc les caractéristiques physique et mécanique de ce ciment.

Tableau 24:Caractéristiques physiques du ciment

Densité apparente	1,073
Masse volumique	3,01
Début de prise	3h05
Fin de prise	4h39
Surface spécifique	3155
Expansion	1,50
Refus sur tamis 0,08	10,92
Refus sur tamis 0,16	0,80

Tableau 25:Caractéristiques mécaniques du ciment

Nombre de jours	Résistance à la compression (MPa)
-----------------	-----------------------------------

2 jours	13,2
7 jours	24,2
28 jours	33,0

1.3. Les fibres de gousse de mil

Les gousses de mil dans notre étude proviennent du Nord Bénin dans le département de l'Alibori comme de Sègbana où le mil est utilisé pour la fabrication de boisson locale beaucoup prisée (Tchoukoutou).



Photo 2: Texture en fibres de gousses de mil

1.4. Caractéristiques de l'eau de gâchage

Les caractéristiques de l'eau de gâchage sont inscrites dans le tableau 26.

Tableau 26:Caractéristiques de l'eau de gâchage

Paramètres	Unités	Précision	Valeurs	Méthodes d'analyse
Température	°C	± 0,1	28,8	Electrochimique NF T 90-106 avec l'oxymètre Oxi 730 WTW inilab
Oxygène dissous	mg/L	± 0,1	3,6	
Potentiel d'Hydrogène (pH)	-	± 0,01	4,79	Electrochimique (NFT 90-008) avec le pH 3110 SET 3 (WTW)
Potentiel redox (eH)	Mv	± 0,1	125,2	

Conductivité	$\mu\text{s/cm}$	± 1	463	Electrochimique NF EN 27888 avec le conductimètre pH/EC/TDS waterproof Family
Scls totaux dissous	mg/L	± 1	231	
Turbidité	NTU	$\pm 0,01$	0,11	Néphélométrie NF T 90-033 grâce au turbidimètre TURBIQUANT 110 IR MERCK
Paramètres	Unités	Précision	Valeurs	Méthodes d'analyse
Matières en suspension (MES)	mg/L	$\pm 0,1$	0,0	Par filtration EN 872
Carbone organique total (COT)	mg/L	$\pm 0,1$	13,5	Spectrophotométrie par l'emploi de kits
Ammonium	mg/L	$\pm 0,1$	0,0	
Chlorure	mg/L	$\pm 0,01$	1,08	
Magnésium	mg/L	$\pm 0,1$	24,3	
Sulfate	mg/L	$\pm 0,1$	9,3	

L'eau de gâchage est un constituant indispensable à la confection des mortiers de béton à base de liants hydrauliques parce que nécessaire à l'hydratation du ciment et à l'ouvrabilité de ces derniers. Elle doit être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis, etc) car, elle agit non seulement pour conduire à la prise de ces matériaux, par réaction entre les constituants anhydres des ciments, mais aussi pour leur conférer certaines caractéristiques à l'état frais et à l'état durci. Cependant le respect du rapport Eau/Ciment ne suffit pas pour garantir au béton, une meilleure performance des caractéristiques recherchées. En effet, la qualité de l'eau y participe aussi.

2. Matériel et méthodes

2.1 Caractérisation des fibres de gousse de mil

Cet objectif est pris en compte afin de faire des essais qui permettront d'identifier les fibres de gousse de mil.

2.1.1 Analyse granulométrique sur les fibres de gousse de mil (Phoumavong, 2012)

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm et supérieure à 0,08 mm

- Appareillage

- Une série normalisée de tamis du Système International. La série comprend les modules suivants : 38 – 35 – 32 – 29 – 26 – 23 – 20 correspondants respectivement aux tamis de diamètres en millimètres : 5 – 2,5 – 1,25 – 0,63 – 0,315 – 0,160 – 0,08.
 - Une étuve avec thermostat ;
 - Des balances de portées allant jusqu'à 12 kg ;
 - Des plateaux ;
 - Des brosses métalliques
 - Un fond de tamis
- Mode opératoire
- Déterminer le diamètre D du plus gros élément ;
 - prélever une masse M d'échantillon telle que $M=0,2D$ (M en kg et D en mm) ; en pratique on choisit M telle que **$0,2D \leq M \leq 0,6D$**
 - Sécher le matériau à l'étuve avec une température maximale de 105°C ;
 - Placer l'échantillon sur la passoire de plus grand diamètre ;
 - Tenir le tamis d'une main, légèrement inclinée, et l'agiter de long en large en la frappant à chaque oscillation contre l'autre main à la cadence de 125 coups environ par minute. Tous les 25 coups environ tourner le tamis horizontalement d'un angle de 90° ; frapper quelques coups secs contre la monture au besoin pour faire sauter 2 ou 3 fois les gravillons avant de continuer l'agitation horizontale ;
 - Arrêter le tamisage lorsqu'aucun grain ne traverse plus le tamis pendant une période de 25 secousses ;
 - Recueillir le tamisât sur la passoire immédiatement inférieure et recommencer l'opération et ainsi de suite...
 - Peser les refus sur chaque tamis et le tamisât sur le fond ; on appelle refus sur un tamis le poids de matériau retenu sur ce tamis et tamisât le poids de matériau passant à travers le même tamis ; vérifier que la somme des poids obtenus (refus cumulés plus dernier tamisât) ne diffère de plus de 2% du poids initial de l'échantillon.

Le résultat de cette analyse granulométrique est traduit par la figure 32 :

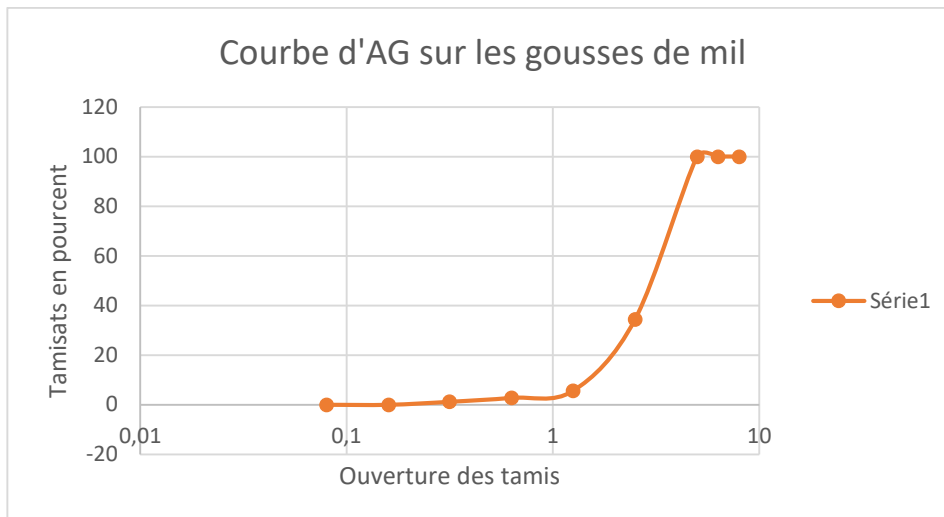


Figure 32 : Courbe d'analyse granulométrique sur les gousses de mil

2.1.2 Détermination de la masse volumique absolue

Cet essai permet de déterminer la densité absolue du matériau qui est le poids par unité de volume sans tenir compte des vides entre les granulats.

- Matériaux utilisés
 - Un bocal ;
 - Une étuve ;
 - Une balance de précision 1g ;
- Mode opératoire
 - Sécher les fibres à l'étuve à une température de $105 \pm 5^\circ\text{C}$ jusqu'à masse constante et les laisser refroidir à l'air libre.
 - Peser le bocal vide ; soit m_1 sa masse ;
 - Remplir ensuite le bocal d'eau, peser et ensuite vider. Soit m_2 cette masse.
 - Prélever une masse sèche m ($m=70\text{g}$) de fibres sèches et l'introduire dans le bocal,
 - Compléter de l'eau jusqu'au remplissage du bocal et secouer suffisamment afin que l'eau puisse remplir tous les pores de l'échantillon ;
 - Peser l'ensemble bocal + échantillon ; soit m_3 cette masse
- Résultats

La masse volumique pour une prise d'essai est donnée par la formule :

$$\rho = \frac{m}{m_2 - m_3 + m}$$

2.1.3 Détermination de la densité apparente (NF EN 197-3)

Le but est de déterminer le poids par unité de volume du matériau non tassé c'est-à-dire y compris les vides entre les grains.

- Matériels nécessaires
 - Un container ;
 - Une plaque de verre ;
 - Une balance ;
 - Une règle.
- Mode opératoire
 - Remplir le container de matériau.
 - Araser avec une règle et couvrir avec une plaque de verre ;
 - Déterminer le poids P1 de matériau + plaque + container ;
 - Remplir ensuite le container d'eau et peser avec la plaque, soit P2.
 - Peser le container vide + plaque, soit P0.

La densité apparente est donnée par la formule :

$$\text{Densité apparente} = \frac{\text{Masse d'agregat}}{\text{Masse d'eau}} = \frac{P_1 - P_0}{P_2 - P_0}$$

Les résultats de la caractérisation physique des gousses de mil sont présentés dans le tableau ci-dessous

Tableau 27:Caractérisation physique des gousses de mil

Echantillon considéré	Densité absolue Kg/m ³	Densité apparente (Kg/m ³)
Gousses de Mil	344,8	30,1

2.2. Caractérisation de la terre de barre

Les essais réalisés au cours de l'étude peuvent être classés en deux (02) groupes à savoir :

- **Les essais d'identification ou de nature** : L'analyse granulométrique par tamisage, les limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène
- **Les essais d'état** : Proctor Normal

Le programme expérimental que nous avons suivi pourrait se résumer comme suit :

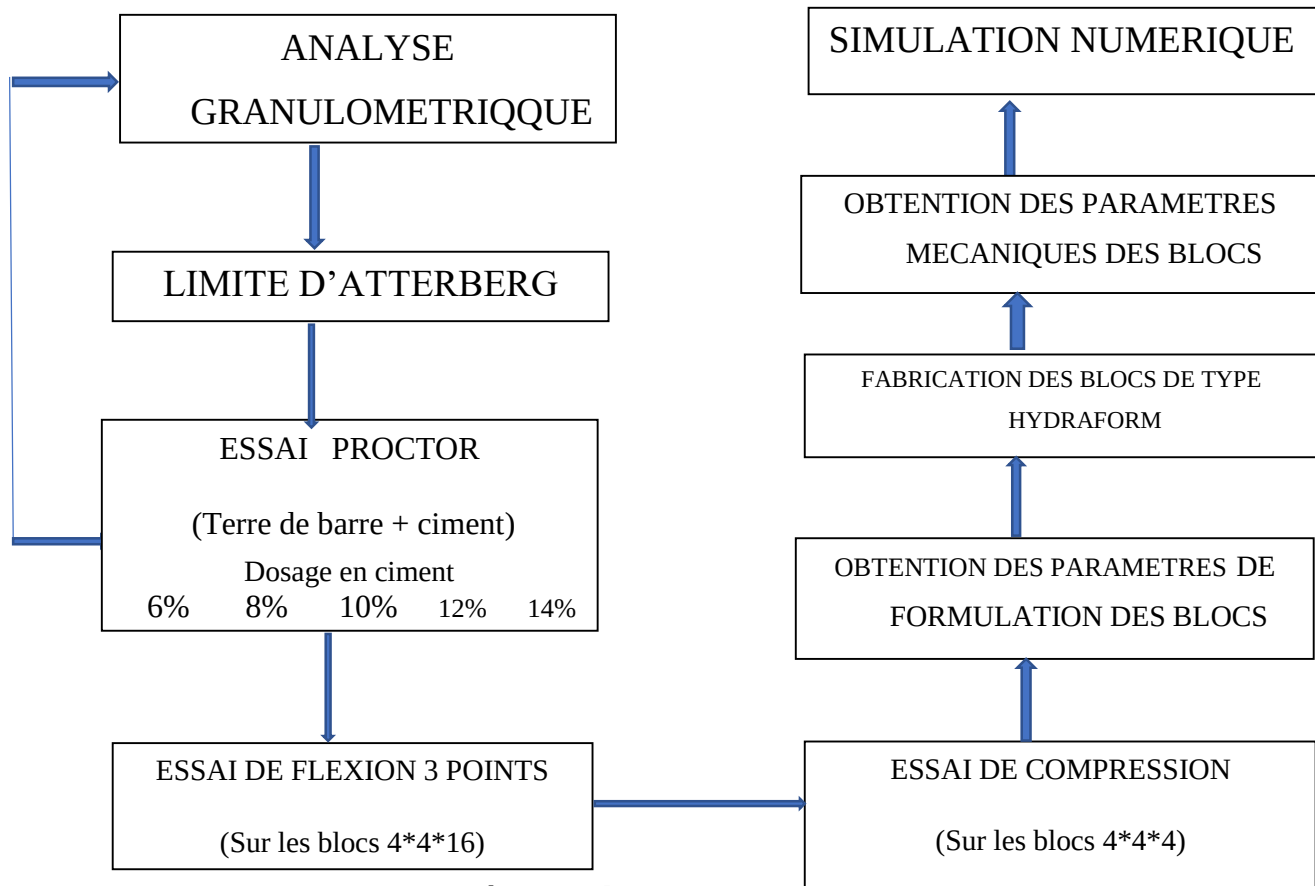


Figure 33: programme expérimental

2.2.1. . L'essais d'identification ou de nature

2.2.1.1. L'analyse granulométrique par tamisage Norme : NF P 94-056

But de l'essai : L'analyse granulométrique a pour but de déterminer la grosseur et le pourcentage pondéral respectif des différents grains consistants l'échantillon.

Principe de l'essai : L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaire de tailles décroissantes. Les masses des différents refus cumulés R_i , sont rapportés à la masse totale calculée de l'échantillon pour essai sec (M_s). La courbe granulométrique est obtenue en portant les divers pourcentages des tamisats cumulés sur une feuille semi-logarithmique.

- **En abscisse** : les dimensions des mailles, échelle logarithmique ;
- **En ordonnée** : les pourcentages sur une échelle arithmétique.

Appareillage

- Un dispositif de lavage avec arroseur et éventuellement de malaxage ;
- Un jeu de tamis emboîtables à mailles carrées conforme à la Norme NF ISO 565 ;
- Des récipients en matériau non altérable, brosses et pinceaux ;
- Des balances dont les portées maximales et minimales sont compatibles avec les masses à peser et telles que les pesées sont effectuées avec une incertitude de 1/1000 de la valeur mesurée ;
- Une étuve.



Photo 3: Quelques matériels pour l'analyse granulométrique

Mode opératoire

Après échantillonnage du sol et homogénéisation, une masse de matériau est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante pendant 24 h. Cette masse m , exprimée en grammes, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol appréciée visuellement et exprimée en millimètres. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis $80\ \mu\text{m}$, l'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation d'au moins 12 h, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt ni sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire du bac est siphonnée sans entrainer de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas $50\ ^\circ\text{C}$.

L'opération de séchage du matériau (refus du tamis $80\ \mu\text{m}$) après lavage se fait à une température de $105\ ^\circ\text{C}$. De la nature des matériaux, de leur état et de l'objectif fixé à l'analyse granulométrique découle

le choix de la plus grande maille de tamis à utiliser, du nombre et de la dimension des mailles des autres tamis. Étant donné que la terre de barre est constituée de particules fines, les dimensions de nos tamis sont comprises entre 0,063 mm et 5 mm. L'essai se déroule comme suit :

- Verser la totalité du matériau lavé et séché au sommet d'une colonne de tamis de maille décroissante du haut vers le bas partant de d_m et ayant à sa base un fond de tamis ;
- Agiter manuellement ou mécaniquement la colonne de tamis ;
- Terminer le tamisage en remuant soigneusement le matériau à la main jusqu'à ce que plus aucun élément ne passe à travers les mailles de chaque tamis ;
- Verser dans un récipient le refus du premier tamis d'ouverture de maille inférieure à d_m utilisé en ayant soin de récupérer les particules accrochées au fond du tamis puis peser ;
- Ajouter le tamisât recueilli dans le fond de tamis au contenu du tamis de taille immédiatement inférieure, tamiser et verser dans un récipient ;
- Poursuivre le processus de tamisage successivement sur chaque tamis constituant la colonne ;
- Peser les refus cumulés successifs.

Granularité pour les BTC.

La granularité de la terre sera de préférence inscrite dans le fuseau du diagramme de texture qui suit et dont elle épousera l'allure générale. Les limites du fuseau recommandé sont approximatives. Les terres dont la texture est inscrite dans le fuseau recommandé donne dans la plupart des cas des résultats satisfaisants. Les terres dont la texture n'est pas inscrite dans le fuseau peuvent quand même donner des résultats acceptables, mais il est recommandé de les soumettre à un ensemble d'essais permettant de vérifier leur convenance.

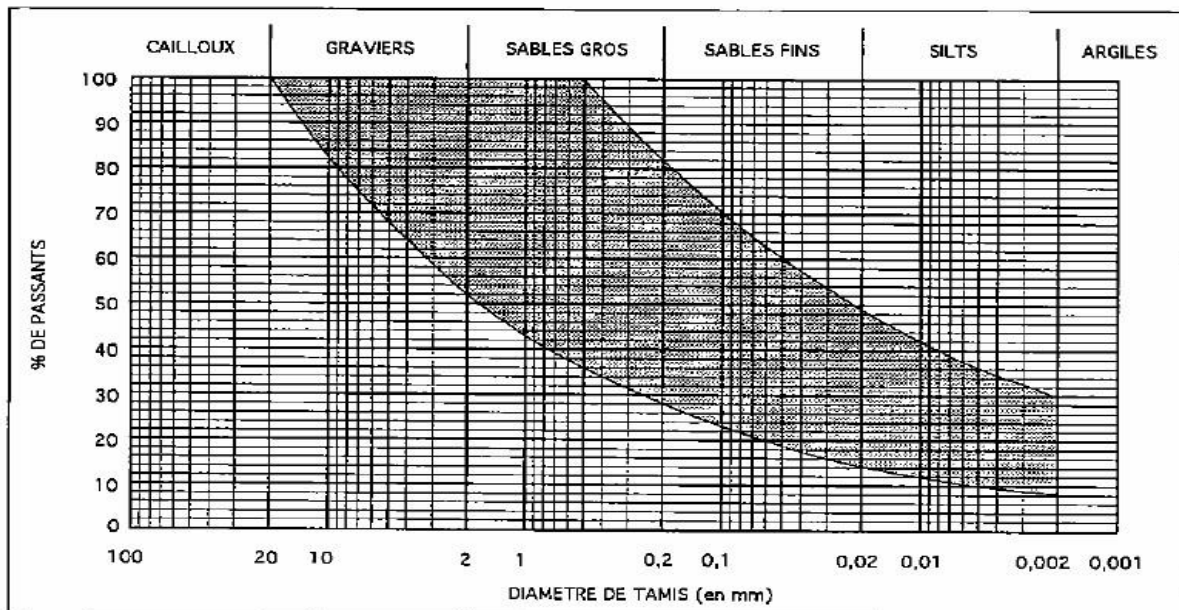


Figure 34 : Diagramme de texture (NOR_CRATerre P :88)

Les limites d'Atterberg Norme : NFP 94-051

But de l'essai : identifier un sol et caractériser son état grâce à un indice de consistance.

Principe de l'essai : cet essai consiste à mesurer les points à partir desquels le sol passe de l'état liquide à un état plastique (limite de liquidité) et d'un état plastique à un état solide (limite de plasticité), permettant ainsi de caractériser la plasticité du sol.

Appareillage pour la détermination de la limite de liquidité :

Un (01) appareil de CASAGRANDE constitué d'une coupelle d'une dizaine de centimètres de diamètre, d'un socle de rigidité fixé et d'un système cranté permettant de soulever et de laisser retomber la coupelle d'une hauteur constante (10 mm) à raison d'un coup par seconde, une (01) plaque de verre ou de marbre, un (01) outil à rainurer, un (01) récipient d'eau et une mousse, deux (02) spatules dont un à bout large pour le malaxage et l'autre à bout mince pour le prélèvement, une (01) étuve, quatre (04) tares, un (01) tamis 0,40 mm, une (01) balance électronique, une (01) pissette.

Appareillage pour la détermination de la limite de plasticité

Il faut :

Une (01) plaque de verre ou de marbre, un récipient d'eau, deux (02) spatules dont un à bout large pour le malaxage et l'autre à bout mince pour le prélèvement, une (01) étuve, deux (02) tares, un (01) tamis 0,40 mm, une (01) balance électronique, une (01) pissette, une (01) coupelle lisse.

But de l'essai : identifier le sol et caractériser son état grâce à un indice de consistance

Mode opératoire

1- Préparation du sol

Après échantillonnage du sol et homogénéisation, une masse de matériau est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante pendant 24 h. Cette masse m , exprimée en grammes, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol appréciée visuellement et exprimée en millimètres. De même, elle doit être telle que le tamisât au tamis 400 μm donne au moins 200 g de particules solides. Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis 400 μm , l'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation d'au moins 12 h, sans aucun additif destiné à accélérer le dépôt ni sans utilisation d'un procédé quelconque de centrifugation, l'eau claire du bac est siphonnée sans entrainer de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50 °C

2- Détermination de la limite de liquidité.

Le sol, préparé ayant une teneur en eau fixée (malaxer l'échantillon en y ajoutant de l'eau), est étalé dans la coupelle puis entaillé avec une spatule normalisée. Le sillon est réalisé en un seul trait en passant par le centre de la coupelle. Ensuite, actionner la manivelle de l'appareil à raison de deux (02) coups par seconde. Compter le nombre de coups pour lequel les lèvres de l'entaille se rapprochent sur un centimètre (le nombre de coups doit être supérieur ou égal à 15).



Photo 4: Appareil de Casagrande, tamis d'ouverture 400 μ et autres outillage d'essai de LA

Prélever une petite partie de l'échantillon dans une tare et la mettre à l'étuve. L'opération est renouvelée trois autres fois pour différentes teneurs en eau de façon à ce que le nombre de coups à chaque essai

soit supérieur au précédent de 6 coups. Peser les échantillons secs après 24 heures pour déterminer les teneurs en eau. On réalise le tracé de la courbe dans un repère orthonormé portant en abscisse le nombre de coups et en ordonnée les valeurs de la teneur en eau. À partir de la courbe tracée, on détermine la limite de liquidité qui représente l'ordonnée correspondant à la valeur 25 coups de l'axe des abscisses.

La teneur en eau est déterminée par la formule suivante : $\%w = \frac{Mh - Ms}{Ms} * 100$

3- Détermination de la limite de plasticité

On procède comme suit :

- Former une boulette à partir de la pâte préparée.
- Rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre.
- La cadence du mouvement doit être régulière.
- L'amincissement du rouleau se fait de manière continue et sans effectuer de coupure dans le sens de sa longueur.
- Le rouleau au moment où il atteint un diamètre de $3 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$ doit avoir environ 10 cm de longueur et ne pas être creux ;
- La limite de plasticité est obtenue, lorsque, simultanément le rouleau se fissure et que son diamètre atteint $3 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$;
- Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau est intégré à la boulette. La pâte est malaxée tout en étant séchée légèrement, éventuellement sous un flux d'air chaud à une température inférieure à 50°C ;
- Reformuler un nouveau rouleau ;
- Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule ou une boîte de pétri, de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau ;
- Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.

4- Expression des résultats

4-1- Détermination de la limite de liquidité

La limite de liquidité W_L est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales ($\log N, w$). Cette droite moyenne ne peut être déterminée sans un minimum de quatre points. La relation n'est acceptable que si l'écart de teneur en eau entre la valeur mesurée et la valeur calculée pour le même nombre de coups n'excède pas 3%. S'il n'en est pas ainsi, refaire une mesure. La limite de liquidité est obtenue pour une valeur N égale à 25 et est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche : l'intervalle d'arrondissement est de 1.

4-2- Détermination de la limite de plasticité

La limite de plasticité W_P est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint $3,0 \text{ mm} \pm 0,5 \text{ mm}$. W_P est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de deux essais. La valeur de la limite est exprimée en pourcentage et l'intervalle d'arrondi est de 1. Si les valeurs s'écartent de plus de 2% de la valeur moyenne, un nouvel essai est à effectuer.

4-3- Détermination de l'indice de plasticité

I_p est la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. L'indice de plasticité est en relation avec la quantité d'argile que comporte le sol. Les sols argileux ont un indice de plasticité élevé et assurent la cohésion du sol. ATTERBERG classe les sols en fonction de leur plasticité de la manière suivante :

- $I_p < 7$, Faible plasticité ;
- $7 < I_p < 17$, Plasticité moyenne ;
- $I_p > 17$, Plasticité élevée.

Plasticité recommandée pour les BTC

La plasticité de la terre sera de préférence inscrite dans le fuseau du diagramme de plasticité qui suit. Les limites du fuseau recommandé sont approximatives. Les terres dont la plasticité est inscrite dans le fuseau recommandé donne dans la plupart des cas des résultats satisfaisants. Les terres dont la plasticité n'est pas inscrite dans le fuseau peuvent quand même donner des

résultats acceptables, mais il est recommandé de les soumettre à un ensemble d'essais permettant de vérifier leur convenance.

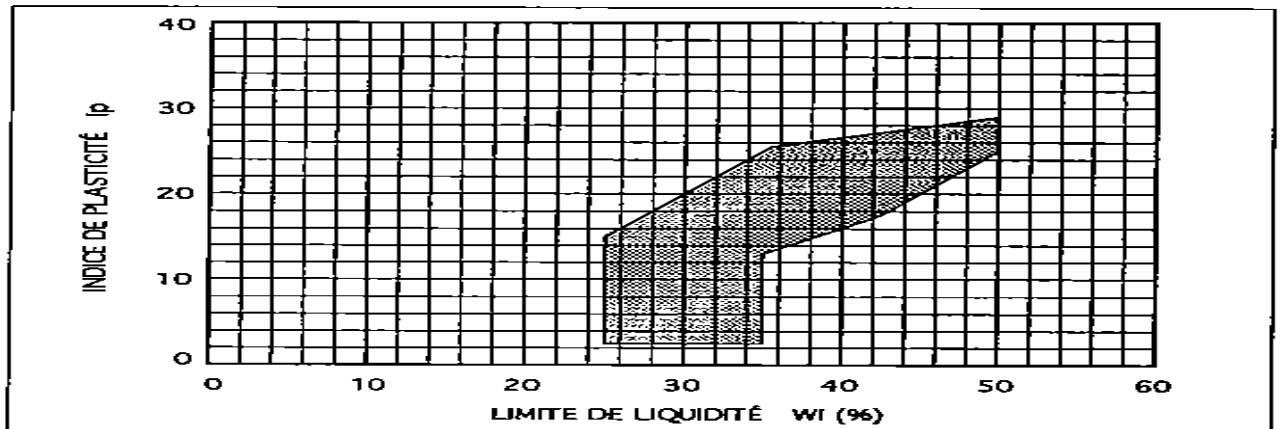


Figure 35 : Diagramme de plasticité (NOR_CRATerre P :88)

2.2.1.2. L'essais d'état

Un seul essai d'état a été réalisé. Il s'agit notamment de l'essai Proctor. Il faudrait souligner que l'essai Proctor a été réalisé sur le matériau composite (terre de barre + ciment). Il a été réalisé sur ce matériau afin d'identifier ces caractéristiques de compactage. L'essai a été effectué pour des teneurs en eau allant de 0 à 12% (par bond de 2%) afin d'en déduire la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale correspondante.

2.2.1.2.1. Essais Proctor Normal Norme : NFP 94-093

But de l'essai : déterminer les optimums Proctor (La teneur en eau optimale, la densité sèche maximum correspondante).

Appareillage

L'appareillage spécifique comporte :

Un (01) modèle de moule Proctor constitué d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse, un (01) modèle de dame de compactage manuelle (dame Proctor normal), une règle à araser, des plateaux, une (01) balance, des tares, une (01) étuve.



Photo 5: Règle à raser Tamis d'ouverture 20mm et autre outillage d'essai

On procède comme suit :

- Le matériau humide est pesé puis étuvé à 105 °C pendant généralement 24 h jusqu'à poids constant. Sa teneur en eau est déduite.
- Le matériau sec est pulvérisé pour la destruction des mottes. L'essai sera réalisé sur l'échantillon du sol ayant traversé le tamis de mailles d'ouverture 5 mm.
- Six échantillons de 2 kg sont constitués. Dans le cas d'amélioration au ciment, les échantillons sont complétés par la quantité de ciment correspondant au pourcentage défini ; pourcentage de ciment variant de 0 à 12 de la masse de terre
- Peser le moule Proctor vide sans la hausse.
- Ajouter au premier échantillon un pourcentage d'eau de *mouillage* (*nos essais ont été réalisés pour des pourcentages d'eau de 2%, 4%, 6%, 8%, 10%*). L'eau est répandue progressivement et en pluie de façon à obtenir une humidification uniforme.
- Le compactage s'est fait sur trois (03) couches dans le moule Proctor muni de sa hausse, par couches successives d'égale hauteur, chacune recevant vingt-cinq (25) coups de dame. La dernière couche doit affleurer dans le collier légèrement au-dessus du niveau supérieur du moule.
- Une fois le compactage achevé, la hausse est enlevée, on arase correctement la terre juste au bord supérieur du moule. Après nettoyage des parois et de la base du moule, l'ensemble est pesé.
- Après démoulage, on le fendit en deux et on prélève une partie représentative de l'échantillon (en bas, au milieu et en haut) sur chacune des deux parties dans deux (02) tares afin de déterminer la teneur en eau moyenne.
- L'essai sera arrêté lorsqu'on observera une chute de masse de l'échantillon, l'optimum Proctor est atteint.

Expression des résultats

- On calcule le volume de l'échantillon démoulé en mesurant ses dimensions.
- On calcule la densité humide de l'échantillon qui n'est rien d'autre que le rapport entre la masse humide de l'échantillon et son volume : $\gamma_h = m_h / v$

- On calcule alors la densité sèche du matériau : $\gamma_d = \gamma_h / (1+w)$

- Les résultats obtenus sont consignés sur la feuille d'essai. Enfin sur un graphique, on repère les points représentatifs de l'essai en portant en abscisse les teneurs en eau et en ordonnées les densités sèches. On trace ensuite la courbe la plus probable qui passe par les cinq (5) points expérimentaux. En général, on obtient une courbe convexe vers le haut. Cette courbe nous renseigne sur l'optimum Proctor et la densité sèche maximale. La densité est maximale pour une humidité dite Optimum Proctor.

2.3. Formulation du matériau composite :

Pour atteindre cet objectif spécifique nous utiliserons deux méthodes de formulations. Il s'agit de la méthode des volumes absolus et celle des volumes réels.

- **Méthode des volumes absolus**

Cette méthode consiste à :

- Fixer le dosage en ciment
- Choisir des rapports eau de gâchage sur dosage en ciment adapté en fonction de l'ouvrabilité au mélange frais par un essai de maniabilité des composites
- Définir la masse des granulats (fibre de gousse de mil et la terre de barre) nécessaire pour la mise en œuvre de 1m³ de gâchée
- Déterminer la masse de fibre en substituant partiellement la masse de la terre de barre par de 5%, 10 %, 15%, 20%, 25% de fibres de gousse de mil dans le mélange témoin pour avoir les mortiers fibrés.

2.4. Mise en œuvre du composite :

2.4.1. Préparation des gousses de mil

Les gousses de mil préalablement pesées sont d'abord prés mouillées pendant une durée de 24h. Elles sont ensuite étalées sur un tamis afin de les débarrasser du surplus d'eau. Ainsi, nous évitons que l'eau nécessaire à l'hydratation du ciment ne soit absorbée par ce matériau.



Photo 6:Pré-mouillage des gousses de mil



Photo 7:Etalement des fibres de gousses de mil

2.4.2. Malaxage.

L'étape du malaxage est assez importante et a pour but, lorsqu'elle est bien réussie d'assurer une bonne homogénéité des mélanges.

La procédure de malaxage ainsi que les différentes étapes sont les suivantes :

- introduire l'eau en premier dans la cuve du malaxeur y verser ensuite le ciment ; mettre le malaxeur en marche à vitesse lente ;

- après 30 secondes de malaxage, introduire régulièrement les gousses de mil et la terre de barre ; pendant 30 secondes. Mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide et continuer le malaxage pendant 30s supplémentaires ;
- arrêter le malaxeur pendant 1 min 30s. Pendant les 15 premières secondes enlever au moyen d'une raclette en caoutchouc tout le mortier adhérent aux parois et au fond du récipient en le repoussant vers le milieu de celui-ci ;
- reprendre ensuite le malaxage à grande vitesse pendant 60 secondes.

2.4.3. Mise en œuvre des éprouvettes.

Pour la confection des éprouvettes, des moules ayant de dimension $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ ont été utilisée. Les moules sont menus des hausses. Une fois le mélange est fait, on pose le moule avec sa hausse et on les remplit de mélange. On pose le matériel que nous avons fabriqué ayant de mâle pour le moule. Cet ensemble (moule- hausse rempli du mélange surmonté de matériel avec mâle) est posé sur le plateau de la presse manuel de compression. On pompe la presse jusqu'à environ **10 bars** de pression ce qui permet au mâle de compacter le mélange sous l'effet de la pression reçue de la machine. On retire l'ensemble de la presse. On enlève le mâle et la hausse par glissement puis à l'aide d'une règle à raser, on arrange la surface supérieure du moule qu'on laisse pendant 24 heures et on démoule en dévissant les vis. Les éprouvettes ainsi fabriquées sont conservées au laboratoire à l'aire libre sans aucune disposition spéciale de contrôle de température.



Photo 8 : Moule parallélépipédique, hausse et matériel mâle (A. Servais,2022)

2.4.4. Conservation des éprouvettes.

Après 24heures, les éprouvettes sont démoulées et entreposées à l'air ambiant du laboratoire pendant 7 jours avant écrasement. (Photo 9)



Photo 9: Entreposage des éprouvettes

2.5. Essais de caractérisation physique, et mécanique des composites.

2.5.1. Essais de caractérisation physique.

2.5.1.1. Mesure de la masse volumique

- **Définition**

C'est le rapport de la masse de l'éprouvette sur son volume. L'essai consiste à déterminer le poids par unité de volume des éprouvettes.

- **Principe**

L'essai consiste à déterminer la masse des différentes éprouvettes confectionnées pour déterminer la masse volumique puisque le volume des éprouvettes est connu à différentes dates d'écrasement.

- **Matériel**

- Balance électronique

- **Mode opératoire.**

- Démouler les éprouvettes 24h après leur confection
- Peser à l'aide d'une balance les éprouvettes à différentes dates d'écrasement. Soit P

Connaissant le volume V des éprouvettes, la masse volumique est obtenue par la formule :

$$\rho = \frac{P}{V}$$

2.5.1.2. Mesure du taux d'absorption d'eau des composites.

- **Principe.**

L'essai consiste à déterminer le gain de poids du matériau dans le temps.

- **Matériels**

- Une balance ;
- Un bac à eau.

- **Mode opératoire.**

- Mettre les composites à l'étuve à une température de 105°C jusqu'à poids constant puis peser, soit m_0 ;
- Immerger les composites dans l'eau ;
- A différents âges, sortir les échantillons les nettoyer et les peser, soit m_i

Le taux d'absorption est donné par l'expression :

$$\text{Taux.d'absorption} = \frac{m_i - m_0}{m_0}$$

2.5.1.3. Mesure de la perte de masse des composites (Désorption)

- **Principe**

Cet essai consiste à suivre l'évolution de la perte de masse due à l'évaporation d'eau du composite suivant le temps.

- **Matériels utilisés**

- Balance

- **Méthodologie**

La masse de différentes éprouvettes est régulièrement mesurée afin de suivre son évolution dans le temps.

Soient m_0 , la masse initiale et m_T la masse mesurée à l'instant T. La perte de masse est donnée par :

$$\Delta m = \frac{m_0 - m_T}{m_0}$$

2.5.1.4. Mesure du taux d'humidité des éprouvettes.

- **Définition**

Le taux d'humidité est la quantité d'eau contenu dans une unité de masse de matériaux. Le but de cet essai est de déterminer la masse d'eau contenue dans une unité de masse de fibres.

▪ **Matériels utilisés :**

- Etuve ;
- Balance électronique.

▪ **Méthodologie :**

- Peser l'échantillon ; soit m_1 cette masse ;
- Mettre ensuite l'échantillon à l'étuve à une température de 105°C et pendant une durée de 24 heures ; soit m_2 cette masse ;

Le taux d'humidité est alors donné par la relation :

$$H\% = \frac{m_1 - m_2}{m_1} \cdot 100$$

2.6. Essais de caractérisation mécanique.

2.6.1. Essai de compression et de traction par flexion

L'essai selon la norme EN 196-1 a pour but de connaître les résistances à la traction et à la compression du composite durci. Ils sont effectués sur les éprouvettes prismatiques de dimensions 4x4x16 cm³. Les éprouvettes sont chargées en compression et en flexion à l'aide d'une presse jusqu'à la rupture. La force provoquant la rupture dans chaque cas est exploitée pour déterminer les résistances mécaniques du mortier.

▪ **Equipements nécessaires**

- Presse hydraulique ;
- Un comparateur de déplacement permettant de lire des déformations de l'éprouvette ;
- Un dispositif d'acquisition numérique permettant de lire les charges appliquées.

▪ **Mode opératoire**

Au jour prévu, les éprouvettes sont rompues en flexion. Les demi – prismes obtenus sont rompus en compression. Le comparateur, placé de manière adéquate, permet de relever pour les charges appliquées les déformations correspondantes

2.6.1.1. Détermination de la résistance en traction par flexion.

Si F_f est la charge de rupture de l'éprouvette en flexion, le moment de rupture vaut $F_f \cdot l/4$ et la contrainte de traction correspondante sur la face inférieure de l'éprouvette est :

$$R_f = \frac{1.5F_f l}{b^3}$$

Les essais de traction par flexion sont réalisés sur 3 prismes ; on fait la moyenne des résultats obtenus sur chacun des prismes. Si l'un des trois résultats diffère de $\pm 10\%$ de la moyenne, ce résultat est écarté et on refait la moyenne des deux restants. Si deux résultats diffèrent de $\pm 10\%$ de la moyenne, les trois résultats sont tous écartés.

2.6.1.2. Détermination de la résistance en compression.

Si F_c est la charge de rupture, la contrainte de rupture vaudra :

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

Les essais de compression sont réalisés sur 6 démis prismes. La moyenne des résultats obtenus sur chacun des prismes est la résistance à la compression. Si l'un des 6 résultats diffère de $\pm 10\%$ de la moyenne, il est écarté et la moyenne est calculée à partir des 5 restants. Si à nouveau un des 5 résultats s'écarte de $\pm 10\%$ de la nouvelle moyenne, toute la série des 6 mesures est écartée. Auquel cas il convient de rechercher les raisons de cette dispersion : malaxage, mis en place, conservation.

Lorsque le résultat est satisfaisant, la moyenne ainsi obtenue est la résistance du matériau à l'âge considéré.

2.6.1.3. Comportement mécanique des éprouvettes et détermination des modules de YOUNG des matériaux.

Le comportement en compression et en flexion du béton à base de Gousses de mil a été étudié. Pour ce faire une presse universelle muni d'un dispositif d'acquisition des données numérique permettant d'avoir la force maximale de rupture et le déplacement (Photo 10,11 et 12). La courbe contrainte – déformation est ainsi tracée et peut être imprimée directement de l'ordinateur de la machine.

Le module de Young a été calculé par la pente de la tangente à l'origine de la courbe contrainte–déformation limitée à 30% de la force de rupture [2]



Photo 12: essai de compression



Photo 11: Presse universelle d'essai mécanique



Photo 10: essai de flexion 3 points

2.7. Étude numérique du comportement mécanique des BTCS

2.7.1. Principes de la méthode des éléments finis

La M.E.F est une procédure générale partant d'un problème physique pour aboutir à la description du comportement mécanique d'un modèle, c'est un ensemble d'approximations consécutives de la géométrie, des variables physiques et de l'intégration mathématique sur le domaine. L'approximation géométrique consistant en la discrétisation du domaine en des éléments plus petits de géométrie bien définie.

- L'approximation de la variable physique (approximation nodale) dans l'élément par les valeurs de cette variable dans les nœuds de l'élément.
- L'approximation mathématique en considérant que l'intégration sur le domaine est égale à la somme des intégrales sur les éléments.

L'ensemble de ces approximations peut être résumé dans les étapes suivantes :

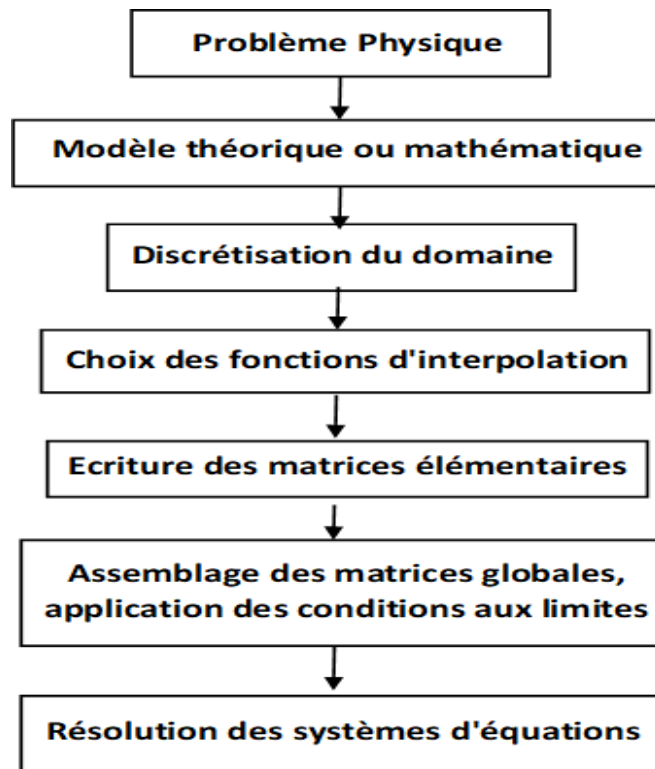


Figure 36: principe de la MEF

Étape 1 : Modélisation du problème physique

Elle consiste en la représentation de la géométrie du modèle, des charges agissantes et des différentes conditions aux limites.

Étape 2 : Division du domaine en des sous-domaines

Elle consiste à discrétiser le modèle en des éléments de plus petite taille pouvant être triangulaire ou rectangulaire afin d'obtenir une approximation du modèle qui soit plus facilement calculable et de calculer les connectivités de chacun de ses éléments ainsi que les coordonnées de ses nœuds. C'est la phase de préparation des données géométriques.

Étape 3 : Approximation sur un élément

Dans chaque élément, les variables telles que le déplacement et la pression sont approximées par une fonction linéaire ou polynomiale. Le degré du polynôme d'interpolation étant lié au nombre de nœuds de l'élément, l'approximation nodale est plus appropriée. C'est à cette étape que les matrices élémentaires sont construites.

Étape 4 : Assemblage des matrices globales et application des conditions aux limites

Les propriétés de chacun des éléments finis (masse, rigidité, etc.) sont assemblées pour former un grand système d'équations aboutissant à la détermination des valeurs des variables au niveau de chaque nœud. À ce niveau, les connectivités calculées à l'étape 2 sont utilisées pour construire les matrices globales à partir des matrices élémentaires.

Étape 5 : Résolution du système global

Le système d'équations formé à partir des matrices globales est résolu à partir des techniques d'itération afin d'obtenir les contraintes, déformations et déplacements du modèle. La puissance de la méthode des éléments finis réside dans sa capacité à résoudre un grand nombre de problèmes physiques dans le sens où la géométrie du domaine d'étude, les charges s'appliquant et les conditions aux limites peuvent être quelconques. Le maillage peut combiner autant de types d'éléments que l'on souhaite. Son avantage principal réside dans le fait que le modèle qui est établi est très proche de la structure réelle.

2.7.2. Présentation du logiciel utilisé

Pour la simulation de notre modèle, nous avons choisi d'opter pour le logiciel de simulation SolidWorks. L'interface SolidWorks nous a permis de réaliser le montage de notre modèle et le complément SolidWorks Simulation d'effectuer la simulation de notre mur. SolidWorks est également connu sous le nom de « DSS SolidWorks ». DSS désigne Dassault Systems, qui est le développeur de ce logiciel de CAO. Il s'agit d'un logiciel de conception assistée par ordinateur (CAO) qui permet de créer des modèles solides 2D ou 3D sans aucune complexité, plus rapidement et de manière rentable. L'avantage principal du modélisateur solide est qu'il est très facile à utiliser, l'interface utilisateur graphique est simple et beaucoup plus amicale par rapport à d'autres logiciels de modélisation solide CAO. SolidWorks Simulation est un portefeuille d'outils d'analyse structurelle facile à analyser et faisant appel à la méthode par éléments finis pour prédire le comportement physique réel d'un modèle CAO développé dans SolidWorks. Partant de ce modèle, il intègre des études de différentes natures (Statique-Thermique-Dynamique-Fatigue-Flambement-Fréquentielle-Test de chute) dans chacune desquelles sont définis les matériaux, les chargements, les conditions aux limites ainsi que les paramètres de maillage et d'analyse. Une fois, les paramètres introduits, le logiciel suit intégralement et successivement les étapes.

De la méthode des éléments finis pour aboutir à la solution en termes de répartition des contraintes nodales, des déplacements, des déformations, de la déformée et un aperçu du contrôle de conception.

L'étude effectuée, les résultats sont présentés sous forme numérique et sous graphique. La forme des résultats étant difficilement exploitable, nous avons passé ces résultats sur Microsoft Excel pour avoir des courbes plus habituelles et faciles à analyser. Microsoft Excel est un logiciel d'édition et de présentation de tableaux de la suite bureautique Microsoft Office qui est écrite et distribuée par l'éditeur Microsoft destiné à manipuler des feuilles de calcul pour effectuer des tâches variées allant de la gestion des données à la génération automatisée de graphiques. Il est disponible pour divers systèmes d'exploitation (Windows, Unix, Solaris, etc.) et tourne aussi bien en monoposte qu'en réseau.

2.7.3. Hypothèses simplificatrices

Dans le but de nous rapprocher le plus près possible de la réalité tout en tenant compte des possibilités limitées de notre ordinateur, on a travaillé sur des murets de 2.4 m sur 1.3 m de hauteur, ce qui correspond à un mur d'allège par exemple.

Pour le choix des caractéristiques mécaniques à considérer, nous nous sommes basés sur les travaux de Jean Baptiste COLLIAT (2002). Des campagnes d'essais effectuées sur les maçonneries au laboratoire ont permis d'obtenir : Pour les maçonneries en blocs de terre comprimée :

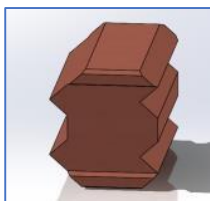
- Module de Young ou d'Élasticité longitudinale : $E = 2500 \text{ MN/m}^2$
- Module de Coulomb : $G = 1000 \text{ MN/m}^2$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.25$
- Masse volumique : $\rho = 2100 \text{ kg/m}^3$
- Limite élastique : $E_0 = 0.0003 \text{ MN}$
- Limite de traction : $f_t = 0.35 \text{ MPa}$
- Limite de compression : $f_c = 4 \text{ MPa}$

On suppose que le muret est parfaitement encastré à sa base. Le muret est chargé dans son plan par une pression surfacique variable.

2.7.4. Étapes à suivre pour la simulation

✓ Conception des pièces du modèle

Il s'agit de représenter à l'échelle choisie, tous les éléments composant le modèle et qui seront utilisés dans l'assemblage, ceci dans le respect de la géométrie des blocs en terre comprimée composant le nouveau modèle de mur.



Les murs que nous aurons à concevoir seront réalisés à partir de l'assemblage des **blocs de terre comprimée stabilisée autobloquants à base de terre de barre** de différentes tailles comme présentés ci-dessus afin d'avoir un muret comme ci-dessous.

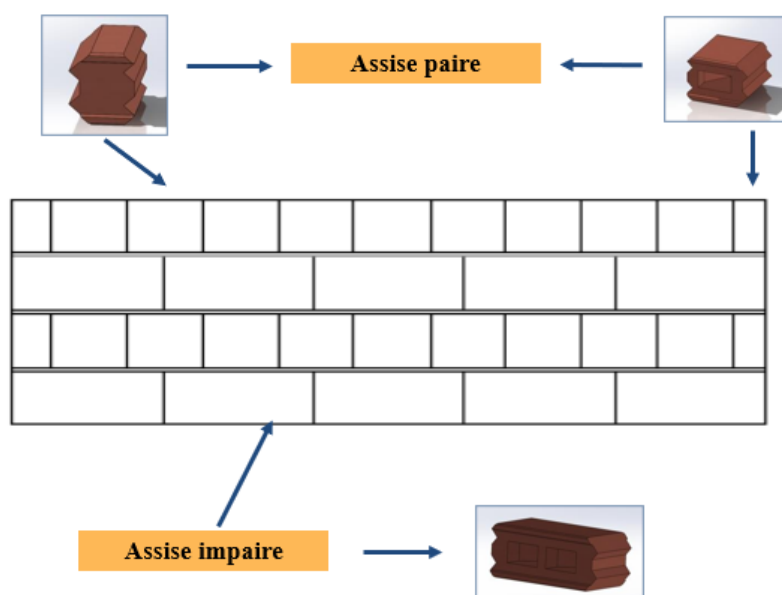


Figure 37: principe de montage des BTCS

✓ Définition des propriétés et caractéristiques mécaniques des matériaux

Il s'agit de définir les matériaux qui seront utilisés dans le modèle et d'affecter à chaque pièce géométrique, le matériau correspondant.

✓ **Utilisation du module Assembly de SolidWorks pour effectuer l'assemblage du modèle**

Les pièces sont assemblées par l'intermédiaire de contraintes de contacts permettant de les lier convenablement afin d'aboutir au modèle désiré. Ces contraintes sont deux types : les contraintes de contact surface à surface et les contraintes de contact nœuds à surfaces. Dans le cas d'une contrainte de contact surface à surface, il ne peut avoir d'interpénétration entre les nœuds. Tandis que dans le cas d'une contrainte nœud à surface, les nœuds d'une surface maîtresse peuvent pénétrer dans une surface esclave, mais le contraire n'est pas possible.

Notre assemblage sera effectué en utilisant que des contraintes surface à surface.

✓ **Définition d'une étude statique**

Une étude statique permet d'étudier le comportement mécanique (contraintes, déformations, déplacements) d'un modèle numérique auquel sont appliquées des charges.

✓ **Définition des interactions**

Il est question ici de présenter le type d'interaction existant entre les éléments de notre modèle. Dans notre cas, il s'agit d'une interaction solidaire avec une plage de discontinuités de 0.01 % soit 0.30 mm.

✓ **Définition des conditions de chargement et des déplacements imposés**

À cette étape, il a été défini différentes conditions de chargement et des déplacements imposés afin de mieux appréhender le comportement mécanique de notre mur de maçonnerie

✓ **Définition d'un tracé de qualité de maillage**

Dans notre cas, le maillage est volumique et à trois nœuds ; afin d'améliorer la précision de notre modèle, on choisit un maillage fin d'une taille globale de 46.364 mm et une tolérance de 2.318 mm. Il est nécessaire d'ajouter que la précision augmente avec la finesse du maillage.

✓ **Exécution de l'étude**

À cette étape, l'ordinateur établit le système d'équations de résolution, résout ce système et aboutit à l'établissement de la grande matrice de rigidité. Une fois obtenue, en partant de cette matrice, il calcule les contraintes selon les critères de **VON MISES**.

✓ Résultats obtenus

Ils sont alors présentés sous forme graphique et sous forme numérique. Nous nous servons ensuite des résultats numériques afin d'élaborer un rapport établissant les relations entre : Les efforts appliqués et les contraintes maximales selon les critères de VON MISES ; Les efforts appliqués et le déplacement résultant maximal ; Les efforts appliqués et la déformation équivalente maximale. Enfin le rapport est passé dans Microsoft Excel afin de tracer les courbes puis de les analyser.

2.7.5. SIMULATION DES MURS SOUS CHARGEMENT STATIQUE (EFFORT NORMAL)

Dans le but de mieux appréhender le comportement de notre modèle de murs de maçonneries, nous avons effectué une étude comparative entre notre nouveau modèle de murs et le modèle traditionnel en appliquant différentes combinaisons de chargement correspondant aux cas possibles de sollicitations des murs de maçonneries.

2.7.5.1. Simulation des murs sous chargement normal

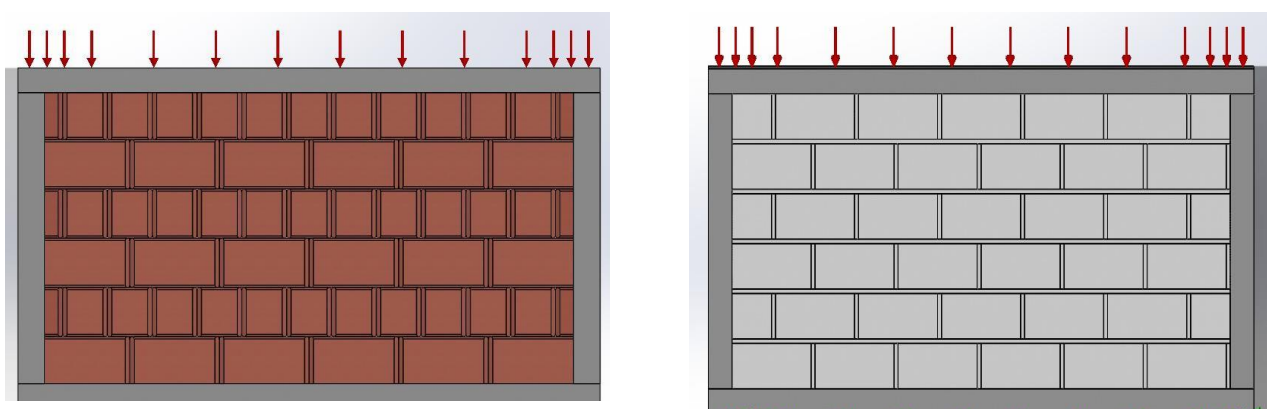


Figure 38: cas d'étude (mur en BTCS et mur traditionnel)

La sollicitation principale à laquelle les murs d'habitation sont soumis est la compression. Nous avons donc jugé bon de mettre en place un modèle numérique capable de nous permettre d'appréhender le comportement mécanique de nos deux types de murs sous l'action d'un effort normal (compression).

2.8. La presse manuelle à joint sec

2.8.1. Mode opératoire de la presse manuelle à joints secs

L'utilisation de la presse manuelle pour l'obtention d'une bonne qualité de blocs à joints secs se traduit par ces quelques points :

- ➡ Ouvrir le couvercle de la presse manuelle ;
- ➡ S'assurer que le piston est complètement en bas. S'il est partiellement remonté, il ne sera pas possible d'avoir la quantité correcte de mélange dans la boîte ;
- ➡ Verser la quantité convenable du mélange terre-ciment dans la boîte. Le surveillant doit déterminer la quantité correcte de mélange pour chaque bloc ; on peut utiliser une boîte graduée pour s'assurer qu'on utilise toujours la même quantité. L'uniformité dans le chargement est absolument nécessaire pour produire des blocs uniformes ;
- ➡ Remplir les coins de la boîte jusqu'au bord de telle sorte que les angles d'un bloc fini sont bien pressés ;
- ➡ Appuyer un peu dans les angles avec les doigts ;



Figure 39 : Remplissage de la boîte par le mélange.

- ➡ Rabattre le couvercle de la presse de la verticale à l'horizontale ;
- ➡ Mettre le levier en position verticale en laissant les cylindres inférieurs tomber en place ;

- ➡ Dégager le crocher du levier ;



Figure 40 : Relèvement du levier de la presse.

- ➡ Mettre le levier en position horizontale sur le côté opposé aux cylindres inférieurs (cycle de compression,). Si la quantité correcte du mélange est utilisée, un homme de poids moyen doit être capable d'abaisser le levier seul de 1, 2 ou 3 poussées. Le levier doit être abaissé complètement ; autrement, le bloc sera trop épais, de la matière sera gaspillée ou un bloc trop épais ne pourra être utilisé ;

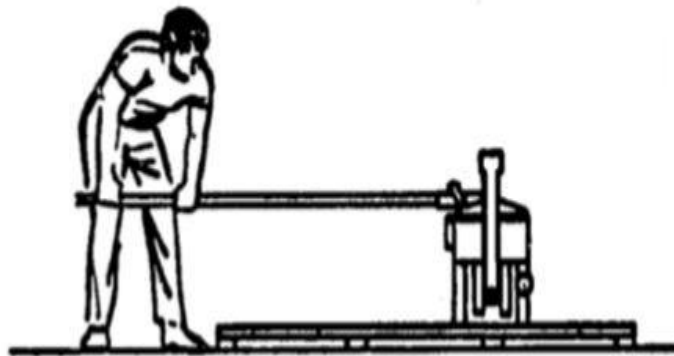


Figure 41: Abaissement du levier de la presse.

- ➡ Mettre le levier en position verticale, engager le crocher du levier et remettre le levier à sa position d'arrêt sur les cylindres inférieurs ;

- ➡ Ouvrir le couvercle de la presse ;

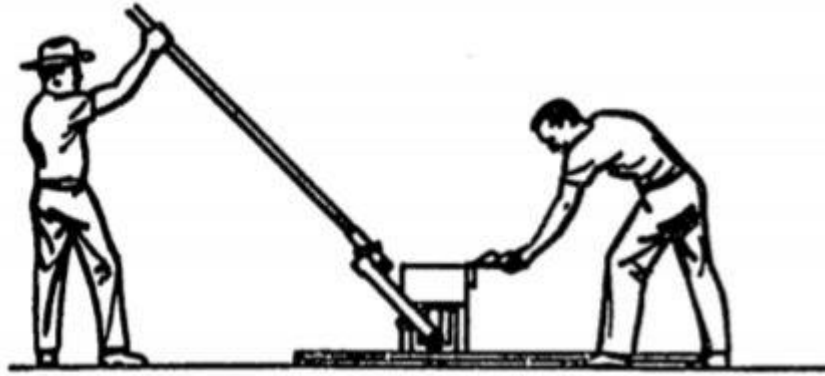


Figure 42: Remise du levier en position de repos et ouverture de la boîte moule

- ➡ Abaisser le levier avec force pour éjecter le bloc. Si le bloc est fendu ou déformé on ne doit pas l'utiliser car il constitue une source d'usure pour leur utilisation dans l'élévation des murs ;

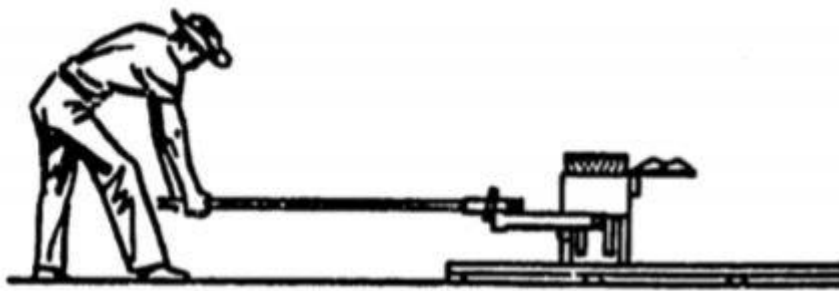


Figure 43 : Ejection du bloc

- ➡ Si les blocs sont enlevés de la machine et transportés convenablement et avec soin, si le mélange est correct et si la machine est bien réglée, les blocs ne se casseront pas facilement ;
- ➡ Appuyer sur les extrémités opposées du bloc avec les doigts fermés, les pouces tout près des doigts, et en utilisant une partie des paumes ;

► Poser la brique en la mettant sur le côté.



Figure 44: Enlèvement du bloc

NB : pour faire marcher bien la machine, essayer d'avoir au moins deux (02) hommes car il faut beaucoup de temps à un seul homme pour passer d'un côté à l'autre de la machine pour presser et éjecter. Mais cela peut être fait par un seul homme s'il n'y en a qu'un de disponible. Quatre (04) personnes forment une équipe idéale pour la presse : le premier remplit, la deuxième presse, le troisième éjecte et le quatrième enlève. Une équipe de quatre (04) peut produire facilement deux (02) blocs à la minute si le mélange est préparé et disposé tout près.

2.8.2. Entretien et réparations

L'entretien et la réparation de la presse se traduisent en ces quelques points :

- ❖ La lubrification. Toutes les parties mobiles et les parties sujettes à l'usure (cylindre, la plaque de pression, le couvercle, le cylindre à piston, la bielle) doivent être bien lubrifiées toutes les 4 à 8 heures avec de l'huile lourde ou de la graisse pour assurer un fonctionnement facile et une diminution de l'usure ;
- ❖ Surfaces nettes. L'intérieur de la boîte et la face intérieure du couvercle doivent être maintenus propres et moulés d'huile ;
- ❖ Viscosité. Certains sols collent plus que d'autres. Un nettoyage occasionnel des coins de la boîte à presse avec un grattoir en métal peut être nécessaire. Les blocs peuvent sortir de la presse avec des déformations au niveau des angles. On peut éviter le collage en mouillant légèrement les points de contact.

2.8.3. Présentation de la presse

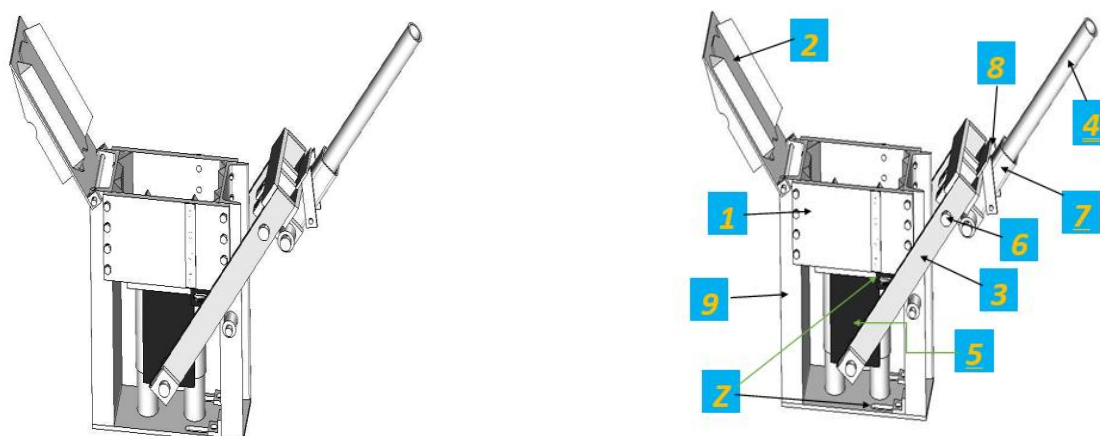


Figure 45: Aspect naturel d'une Presse

Tableau 28:Description des différentes parties de la Presse.

<i>Numéros (n°)</i>	<i>Désignations</i>	<i>Matières</i>
1	CAISSE	ACIER
2	COUVERCLE	ACIER
3	BIELLES	ACIER
4	LEVIER	ACIER
5	PISTON	ACIER
6	ARBRE D'APPUI BIELLE	ACIER
7	PIECE-CHARNIERE	ACIER
8	CROCHET	ACIER
9	PIEDS	ACIER
Z	TROUS OBLONGS	ACIER

2.8.3.1. Fonctionnement de la presse mise au point

Le fonctionnement de la presse ainsi modélisée est assuré par une seule personne avec une simple compression. Le couvercle rabattable assure néanmoins un léger pré-compactage du matériau foisonné. Le système de compactage est constitué d'un levier qui, en prenant appui sur la pièce charnière liée aux deux bielles par l'arbre d'appui bielle, compacte le matériau à travers un piston dont la commande est assurée par le système bielle-levier.

Il faut noter qu'avant d'effectuer le compactage du matériau, on doit toujours effectuer au préalable un détachement du crochet des bielles. La caisse de la presse manuelle repose sur deux (02) cornières en U (pied) intercalées d'une tôle d'acier servant de stabilisateur.

Grâce au deuxième opérateur, l'ouverture du couvercle rabattable peut entraîner automatiquement le démoulage du parpaing par une seconde compression dans le même sens assurée toujours par le premier opérateur qui actionnait le levier pour la compression du mélange.

L'interchangeabilité du moule s'effectue par le déboulonnage et au déplacement du second pied (cornière en U) vers le premier portant le couvercle rabattable du piston 22 qui a été changé par le couvercle rabattable. Le piston 42 laisse place au piston 22 qui est ensuite fixé dans le système (presse).

La position exacte de la cornière en U (pied) déplacée est obtenue par le biais des trous oblongs soudés en bas de la caisse. Le système bielle-levier est enfin relié au piston 22 de la presse et l'on passe à la fabrication des parpaings de 15x20x20 cm en suivant le mode opératoire de la presse.

2.8.3.2. Description des éléments essentiels de la presse manuelle à blocs secs

a- La caisse

La caisse est un moule métallique rectangulaire formé de quatre tôles dont deux (02) de 15 mm d'épaisseur et de deux (02) de 8 mm d'épaisseur, monté sur deux pieds. Elle constitue l'armature de tout le mécanisme et elle est fixée sur un socle qui lui assure sa stabilité.

b- Le couvercle

Le couvercle dans notre cas est un élément métallique qui pivote autour d'un axe situé à côté du moule. Ce modèle de couvercle a été conçu surtout pour tasser la terre initialement introduite dans le moule ce qui augmente ainsi la résistance des parpaings produits.

c- Le levier

Il se place dans deux encoches sur le couvercle. Il transmet son mouvement au piston par deux bielles. En position verticale, deux crochets se verrouillent sur une traverse, ce qui rend solidaire l'ensemble levier-bielle.

d- Le piston

C'est un cylindre surmonté d'un plateau rectangulaire. Il est guidé par un cylindre qui réduit les sources d'usures. La réduction de ce dernier entraîne une bonne homogénéité des parpaings ce qui offre une bonne qualité aux parpaings produits.

2.9. Étude économique

2.9.1. Introduction

L'étude comparative des prix entre les maçonneries comprimées autobloquantes et les maçonneries courantes en agglos de ciment revêt une importance capitale dans le domaine de la construction. Cette analyse vise à évaluer les avantages économiques offerts par les maçonneries comprimées autobloquantes par rapport aux maçonneries courantes en termes de coûts de matériaux, de main-d'œuvre et d'efficacité de construction. Les maçonneries comprimées autobloquantes se distinguent par leur fabrication à partir de matériaux locaux, leur faible coût en matières premières et leur empreinte environnementale réduite. En revanche, les maçonneries courantes en agglos de ciment bénéficient de leur disponibilité sur le marché et de leur familiarité pour les professionnels du bâtiment.

Cette étude comparative permettra de déterminer quel type de maçonnerie offre le meilleur rapport qualité-prix, fournissant ainsi des informations précieuses pour les acteurs de l'industrie de la construction dans leur processus de prise de décision.

2.9.2. Étude économique-comparative

Cette étude permettra d'évaluer de manière concrète les implications financières de l'utilisation de ces matériaux dans la construction. D'une part, nous avons les agglomérés de ciment de dimension

$(40 \times 20 \times 15) \text{ cm}^3$ disposé sur une surface 1 m^2 et d'une autre part, nous avons les blocs de terre stabilisée à joints secs autobloquants de dimensions $(40 \times 20 \times 15) \text{ cm}^3$, $(20 \times 20 \times 15)$ et $(10 \times 20 \times 15)$ disposées et réparties sur une surface de 1 m^2 .

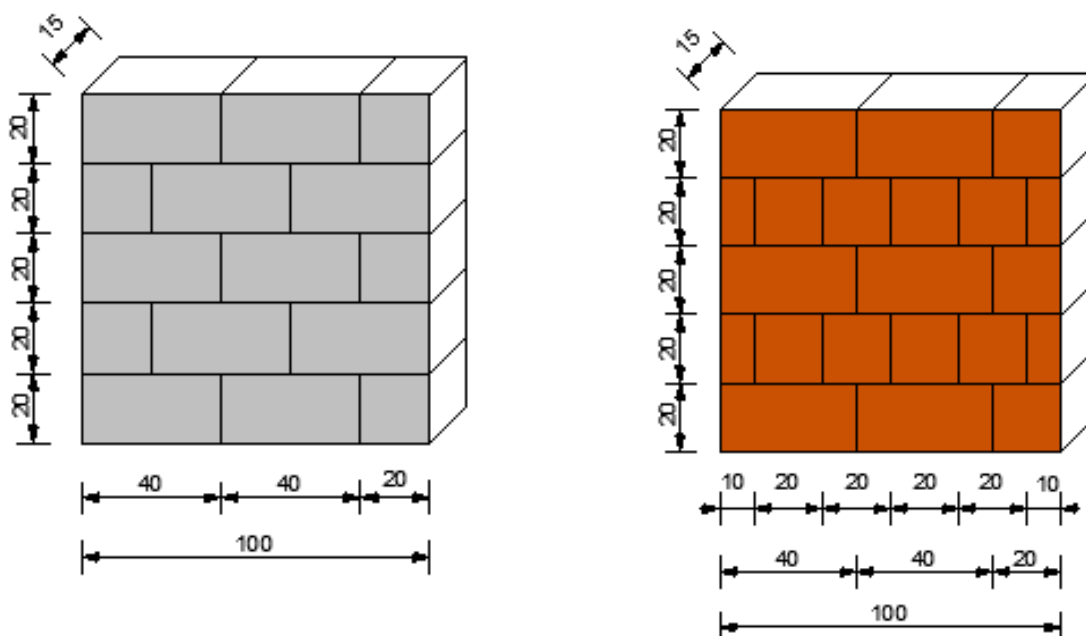


Figure 46: montage d'un mètre carré de mur

Agglomérés de ciment

Désignation			Sable (m3)	Gravier (m3)	Ciment (kg)	Eau (l)	Bois	Pointe	Acier		Déboursé sec des matériaux (DSM)	Déboursé sec main- d'œuvre (0.2DSM)	TOTAL
									HA6	HA8			
Prix unitaire en CFA	Maçonnerie par m²	Agglomérés traditionnels	311,85		1134	4,24375	0	0	0	0	1450,09375	289,87875	1739,9725
		Jointoiement	40,425		147	0,459375	0	0	0	0	187,884375	37,576875	225,46125
		TOTAL _Maçonnerie	352,275	0	1281	4,703125	0	0	0	0	1637,978125	327,455625	1965,43375
	Chaînage par unité d'élément	Coffrage					315	1260			1575	315	1890
		Ferrailage							1093,75	1871,905	2965,655	593,201	3558,856
		Bétonnage	770	5040	9800	30,625					15640,625	3128,125	18768,75
		TOTAL_ Chaînage	770	5040	9800	30,625	315	1260	1093,75	1871,905	20181,28	4036,326	24217,606
TOTAL_GENERAL													26183,04

En considérant une perte de 2% du déboursé sec total, nous pouvons donc constater que le prix d'exécution d'un mètre carre de mur en agglomérés de ciment classique correspond à un total de **26707 FCFA**.

Bloc de terre stabilisée

Désignation			Sable (m3)	Gravier (m3)	Ciment (kg)	Eau (l)	Bois	Pointe	Acier		Déboursé sec des matériaux (DSM)	Déboursé sec main- d'œuvre (0.2DSM)	TOTAL
									HA6	HA8			
Prix unitaire en CFA	Maçonnerie par m2	Agglomérés traditionnels	231		1134	4,24375	0	0	0	0	1369,24375	273,84875	1643,0925
		TOTAL_Maçonnerie	231	0	1134	4,24375	0	0	0	0	1369,24375	273,84875	1643,0925
	Chaînage par unité d'élément	Coffrage	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Ferrailage	0	0	0	0	0	0	76,872635	132,71003	209,58266	41,916532	251,499192
		Bétonnage	770	5040	9800	30,625	0	0	0	0	15640,625	3128,125	18768,75
		TOTAL_Chaînage	770	5040	9800	30,625	0	0	76,872635	132,71003	15850,20766	3170,041532	19020,24919
TOTAL_GENERAL												20663,34	

En considérant une perte de **2%** du déboursé sec total, nous pouvons donc constater que le prix d'exécution d'un mètre carre de mur en bloc de type hydrafom correspond à un total de **21077 FCFA**.

CHAPITRE 3 : RESULTATS ET DISCUSSIONS

INTRODUCTION

Après l'exposé des méthodes et matériels utilisés dans le cadre dudit travail, nous présentons dans ce chapitre, les principaux résultats obtenus. Ceux-ci se répartissent en trois groupes :

- les résultats des essais ;
- les résultats d'étude de la simulation numérique du composite sous chargement statique ;
- les résultats de l'étude économique.

1. Les résultats des essais

1.1. Les essais d'identification du composite

1.1.1. Analyse granulométrique

Les résultats obtenus se présentent comme suit :

Tableau 29: analyse granulométrique

Tamis (mm)	Refus partiels	Refus cumules	% Refus cumules	% Passants
4	0	0	0	100
2,5	0,3	0,3	0,012173348	99,9878267
1,25	28,2	28,5	1,156468106	98,8435319
1	58,8	87,3	3,542444408	96,4575556
0,8	134,2	221,5	8,987988963	91,012011
0,63	201,3	422,8	17,15630579	82,8436942
0,5	266,9	689,7	27,98652816	72,0134718
0,4	163	852,7	34,60071417	65,3992858
0,315	228,2	1080,9	43,86057458	56,1394254
0,25	100,5	1181,4	47,93864632	52,0613537
0,2	153,9	1335,3	54,1835741	45,8164259
0,16	65,7	1401	56,84953741	43,1504626
0,125	80	1481	60,09576367	39,9042363
0,1	50,7	1531,7	62,15305957	37,8469404
0,08	33,3	1565	63,50430125	36,4956988
0,063	11,6	1576,6	63,97500406	36,0249959
Fond	887,8	2464,4	100	0

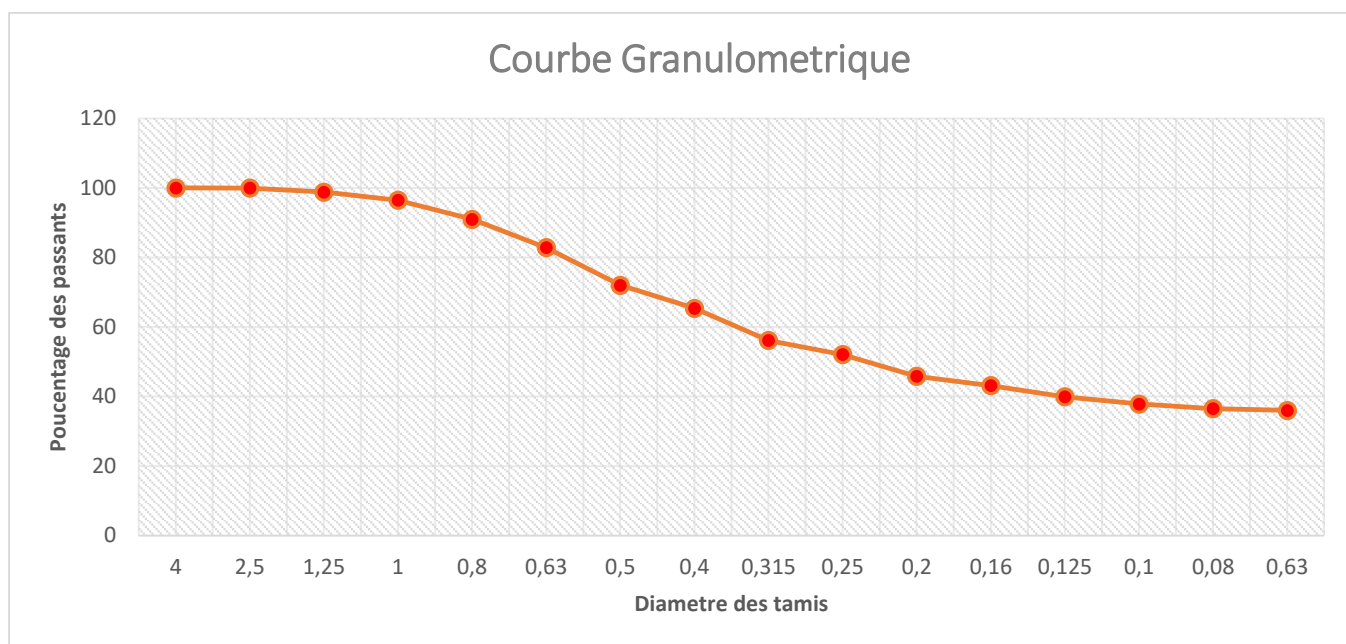


Figure 47: résultat de l'analyse granulométrique par tamisage

Passants au tamis **0.08mm** = **36.49%**, ce taux obtenu est compris entre 25% et 70% de passant donc ayant une texture inscrite dans le fuseau de granulométrie recommandé de la norme CRATerre.

En résumé, ce taux de passant au tamis 0.08 mm indique que la terre de barre en étude présente des propriétés granulométriques favorables à la fabrication des blocs de terre comprimée.

1.1.2. Les limites d'Atterberg

Tableau 30: rapport d'essai de détermination des limites d'Atterberg

RAPPORT D'ESSAI DE DÉTERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG (NF P 94-051)	
Nature : TERRE DE BARRE	Date de prélèvement :
Chantier : commune Abomey Calavi	
Lieu de prélèvement : Abomey Calavi	Date de l'essai : 01/06/2023
Hauteur de chute de la coupelle h=10mm	Diamètre de l'empreinte de la cavité 8 mm
Largeur de la ponte de l'outil à rainurer b1=2mm	Distance entre la pâte et l'extrémité de la coupelle d=3cm

Masse introduite dans la coupelle			Masse remplissant la coupelle			
m1=270,9 g			m2=200,5			
Épaisseur requise de la pâte f=16mm						
	Liquidité				Plasticité	
Nombre de coups	16	22	28	34		
Tare n°	1	2	3	4	5	6
Masse de la tare (g)	60,468	54,218	61,3	59,637	51,732	58,407
Masse humide totale (g)	72,241	66,559	73,692	72,038	53,593	59,695
Masse totale sèche (g)	68,243	62,45	69,627	68,024	53,183	59,424
Masse de l'eau (g)	3,998	4,109	4,065	4,014	0,41	0,271
Masse du sol sec (g)	7,775	8,232	8,327	8,387	1,451	1,017
Teneur en eau (%)	51,42	49,91	48,82	47,86	28,26	26,65
Limite de liquidité (%)	49				27	

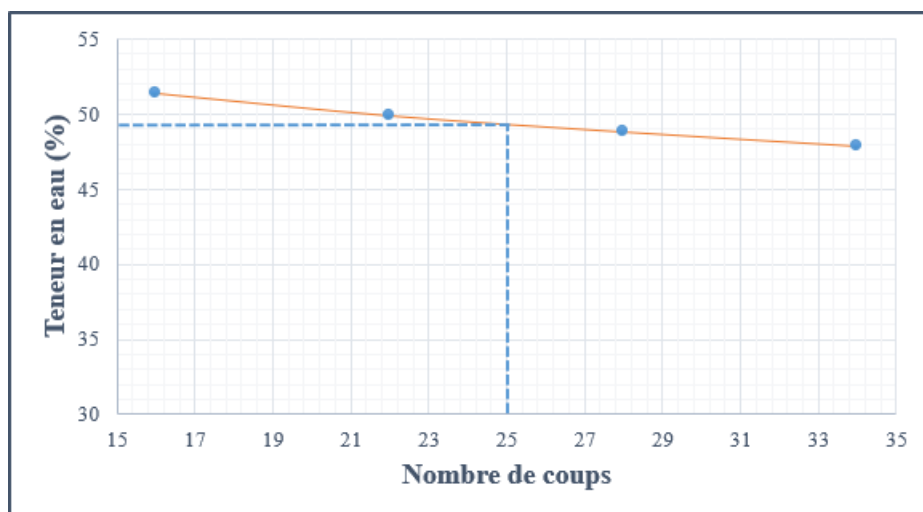


Figure 48: limites d'Atterberg

ANALYSE ET COMMENTAIRE

De cet essai, nous retenons comme valeurs : $W_L = 49\%$ et $W_P = 27\%$

Soit I_p l'indice de plasticité de ce matériau.

$$I_p = W_L - W_P$$

$$I_p = 22$$

A travers ces résultats, nous avons le couple (W_L ; I_p) = (49% ; 22) inscrit dans le fuseau du diagramme de plasticité recommandé de la norme CRATERre alors la terre de barre a une plasticité favorable à la fabrication des blocs de terre comprimée.

L'avantage que présente ce sol est sa capacité à retenir l'eau. L'argile contenue dans la terre de barre est un matériau qui d'un point de vue macroscopique est cohérent, mais d'un point de vue microscopique est pulvérulent et donc poreux. Les espaces entre les particules de ce sol agissent donc comme des réservoirs d'eau.

Par ailleurs, l'inconvénient d'un sol très plastique est sa tendance à subir des variations de volumes importants en fonction de l'humidité, ce qui peut entraîner des déformations et des fissures dans les blocs de terre, compromettant leur intégrité structurelle. Cependant, il est possible de maîtriser ce facteur grâce à l'ajout d'adjuvants comme le ciment.

1.2. Les essais d'état

1.2.1. Essai Proctor

Le but de l'essai est de déterminer les paramètres de compactages. Les essais ont été réalisés sur le matériau composite à différents pourcentages de ciment et à différentes teneurs en eau.

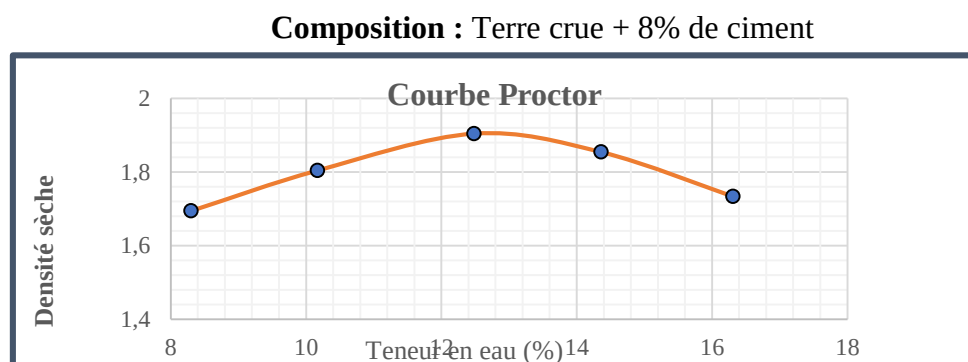


Figure 49: courbe Proctor (terre crue + 8% de ciment)

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 31: tableau récapitulatif des résultats de l'essai Proctor (Terre + ciment)

Wop (%)	Ymax	Pciment (%)
13,8	1,87	0
14,2	1,88	4
14,2	1,88	6
12,4	1,92	8
12,4	1,88	10

Tableau 322: tableau récapitulatif des résultats de l'essai Proctor(Terre + ciment + gousse de mil)

Wop (%)	Ymax	Pciment (%)	Pgousse de mil (%)
13	1,82	8	5
12,38	1,83		10
13,1	1,81		15
15,67	1,74		20
14,8	1,73		25

ANALYSE ET COMENTAIRE

De tous ces résultats, nous retenons que pour un échantillon de terre de barre dose à 8% de ciment, nous obtenions une densité sèche élevée (masse volumique maximale que peut atteindre le sol lorsqu'il est compacté de manière optimale) correspondant à une teneur en eau optimale de 12.4%.

Une densité sèche élevée pourrait avoir plusieurs implications positives dans la mise en œuvre des blocs de terre notamment l'obtention d'une meilleure résistance mécanique des blocs.

2. Résultat de l'étude numérique des blocs de terre stabilisée

Notre étude numérique s'est faite sur deux (02) types de murets : un muret en BTCS et un muret en agglos de ciment. Ces murets sont tous les deux (02) soumis à la même sollicitation, et ce dans les mêmes conditions.

➤ **Chargement sous effort normal**

Il s'agit d'un type de chargement courant sur les maçonneries porteuses (charges permanentes et d'exploitation) ou non porteuses (poids propre). Ici, nous avons retenu une plage de chargement correspondant à des charges ayant un impact sensible sur le muret.

➤ **Contraintes maximales**

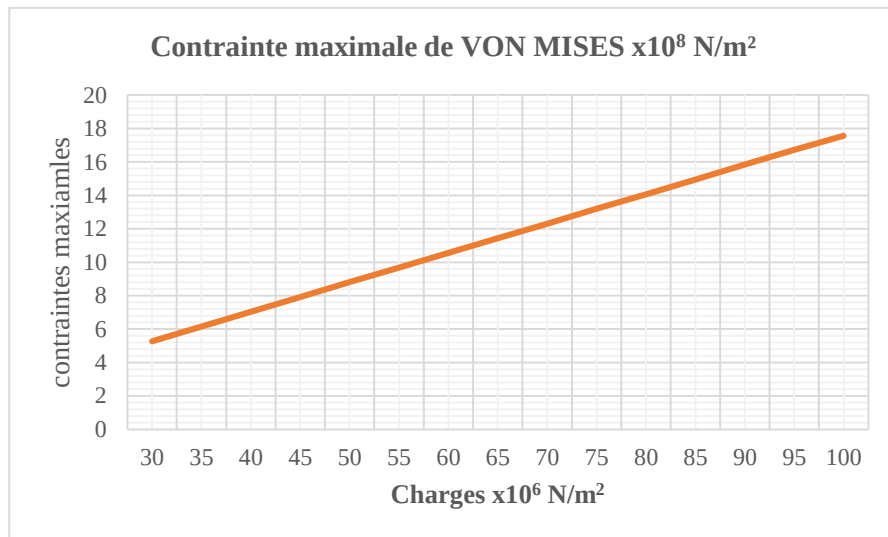


Figure 50: variation de la contrainte maximale sous effort normal pour le composite en BTCS

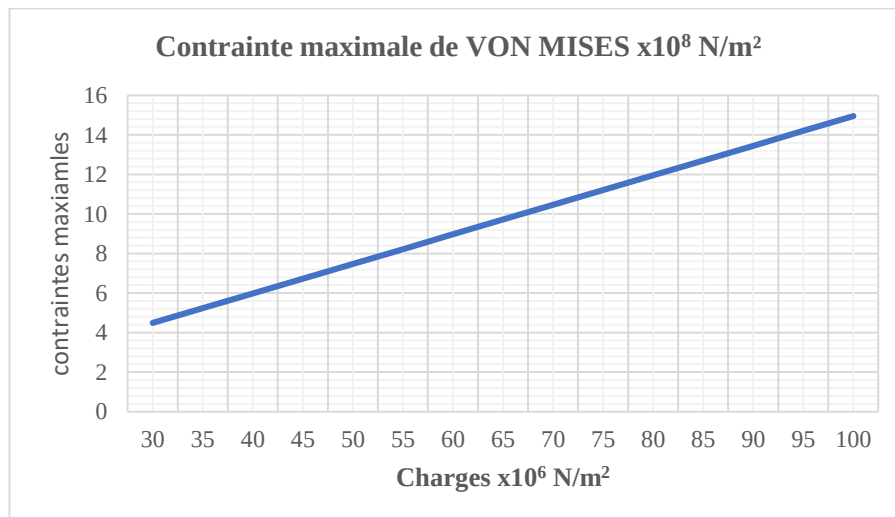


Figure 51: variation de la contrainte maximale sous effort normal pour le mur en agglos de ciment

De ces deux graphes, nous remarquons que dans les mêmes conditions de sollicitation, notre composite développe de plus grandes contraintes sous l'action de l'effort normal contrairement au mur en agglos de ciment.

➤ Déplacement maximale

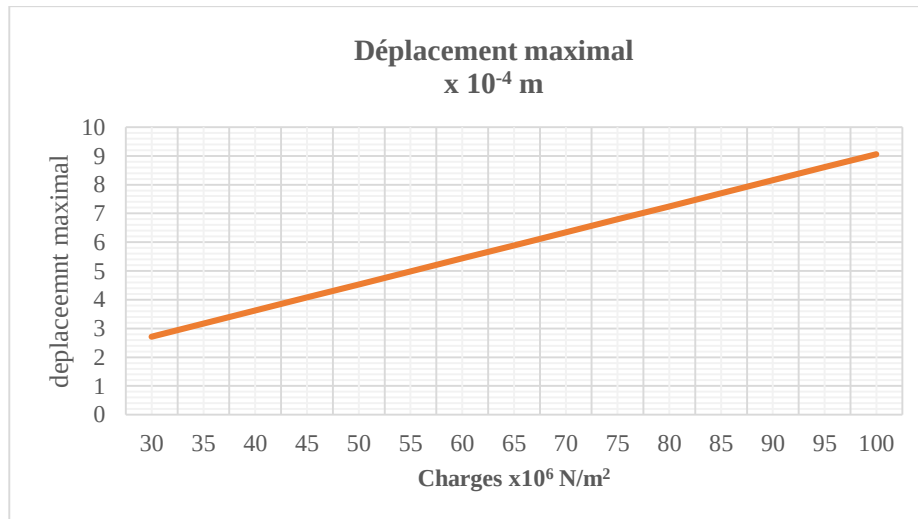


Figure 52: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le composite en BTCS

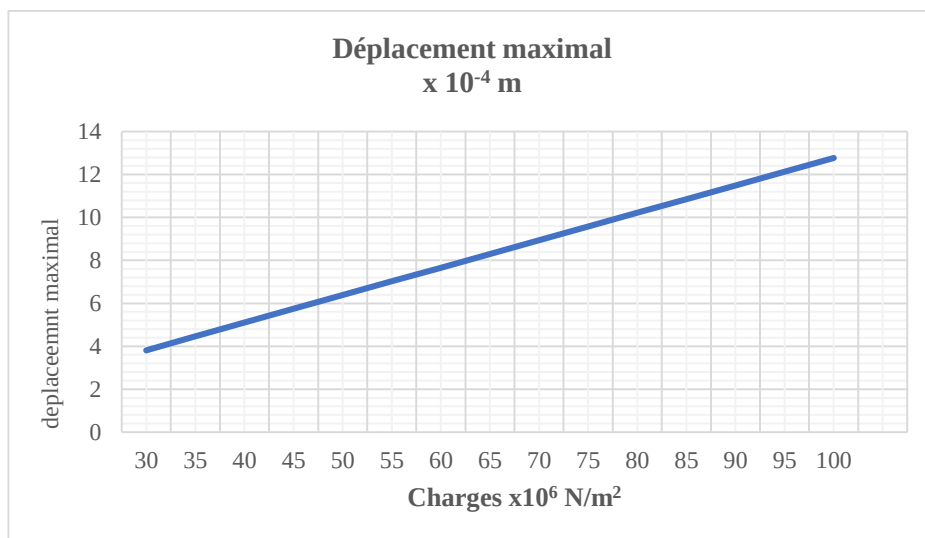


Figure 53: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le mur en agglos de ciment

De ces deux graphes, nous remarquons que dans les mêmes conditions de sollicitation, les murs en agglos de ciment présentent un déplacement résultant qui croît jusqu'à atteindre $12,77 \times 10^{-4} \text{ m}$ tandis que notre composite présente un déplacement résultant qui croît moins atteignant une valeur maximale de $9,061 \times 10^{-4} \text{ m}$. Il est donc évident que le déplacement maximal croît moins rapidement dans le cas de notre composite en BTCS que dans le cas d'un mur en agglos de ciment.

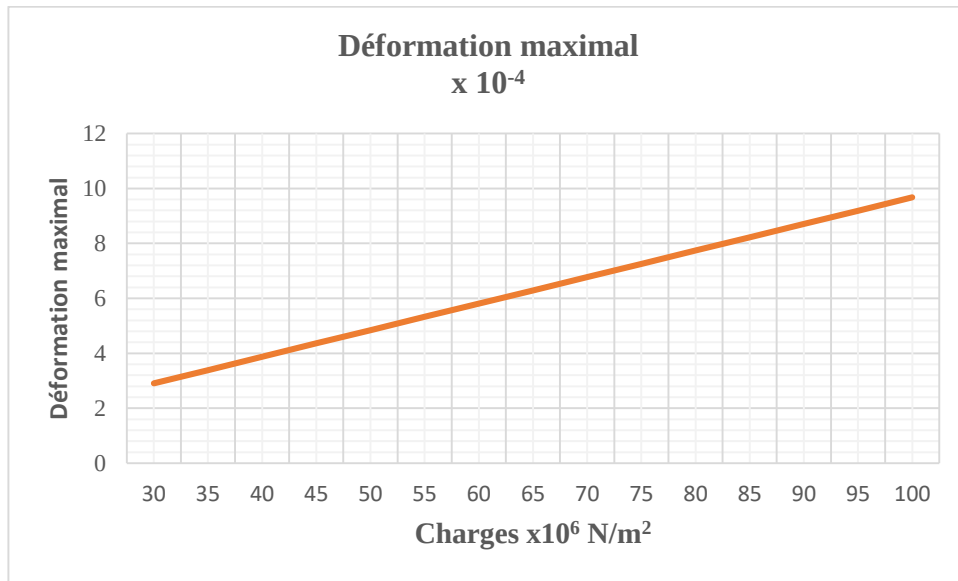


Figure 54: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le composite

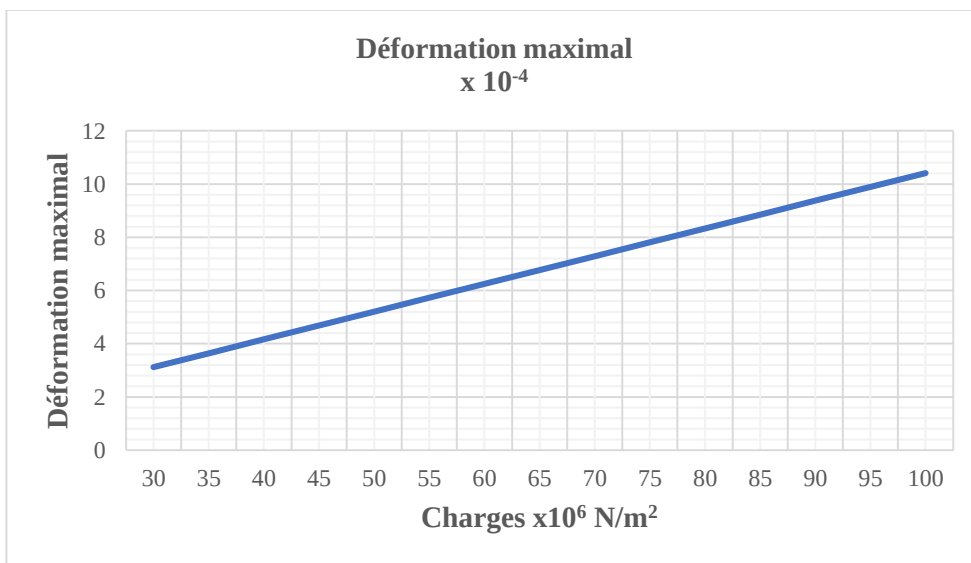


Figure 55: variation du déplacement maximal sous effort normal pour le mur en agglos de ciment

De ces deux graphes, nous remarquons que dans les mêmes conditions de sollicitation, les murs en agglos de ciment présentent une déformation maximale qui croît jusqu'à atteindre $10,41 \times 10^{-4}$ tandis que notre présente un déplacement résultant qui croît moins atteignant une valeur maximale de $9,65 \times 10^{-4}$. Il est donc évident que le mur en agglos subit plus de déformation que le composite en BTCS.

ANALYSE ET COMMENTAIRE

À travers ces études, nous remarquons que le modèle Du composite en BTCS développe des contraintes les plus élevées, mais génère des déplacements et déformations plus faibles que le modèle de mur en agglos de ciment. Cela pourrait s'expliquer par le fait que les joints verticaux secs du nouveau modèle constituent des zones de dissipation de l'énergie de déformation.

Le phénomène de dissipation d'énergie se produit lorsqu'une structure est soumise à des charges ou à des contraintes qui provoquent des déformations. Dans le cas de nos murs en blocs de terre, les blocs individuels sont liés entre eux par des joints. Lorsqu'une charge est appliquée sur le mur, les contraintes sont transférées des blocs aux joints. Au niveau des joints, il peut y avoir un certain niveau de déformation et de mouvement relatif entre les blocs. Ce mouvement relatif permet aux joints de jouer un rôle d'amortissement, ce qui signifie qu'ils absorbent une partie de l'énergie générée par la déformation du mur.

La dissipation d'énergie se produit principalement à deux niveaux. Premièrement, au niveau des interfaces entre les blocs et les joints, il y a une friction interne qui dissipe l'énergie lors du glissement relatif entre les surfaces. Deuxièmement, les déformations locales des joints provoquent une redistribution des contraintes, ce qui réduit les contraintes globales dans le mur.

L'effet combiné de ces mécanismes permet de réduire l'amplitude des déformations globales du mur en blocs de terre, car une partie de l'énergie est convertie en chaleur ou dissipée dans les déformations locales des joints. Ainsi, la dissipation d'énergie contribue à limiter la déformation du mur et à maintenir sa stabilité et sa résistance face aux charges appliquées.

Par contre, les murs en agglos de ciment ont tendance à se déformer davantage par rapport à notre composite en blocs de terre + mil pour plusieurs raisons. Tout d'abord, les agglos de ciment sont généralement plus rigides que nos blocs de terre + mil, ce qui signifie qu'ils ont une résistance intrinsèque à la déformation plus faible. Lorsqu'une charge est appliquée sur le mur en agglos de ciment, il y a moins de capacité à absorber et dissiper l'énergie de déformation, ce qui conduit à une plus grande amplitude de déformation.

De plus, les joints entre les agglos de ciment ont tendance à être plus rigides et moins déformables que les joints des blocs de terre. Cela signifie qu'ils ont moins de capacité à absorber les

déformations et à redistribuer les contraintes. Par conséquent, les contraintes générées par la charge sont plus concentrées dans les agglos individuelles, ce qui entraîne une déformation plus importante du mur dans son ensemble.

En outre, la nature plus homogène et monolithique des murs en agglos de ciment peut rendre difficile la dissipation de l'énergie de déformation. Les contraintes peuvent se propager plus facilement à travers les agglos sans être dissipées ou absorbées par des mécanismes d'amortissement, ce qui conduit à une plus grande déformation globale du mur.

3. Variation des résistances mécanique en fonction du dosage en ciment

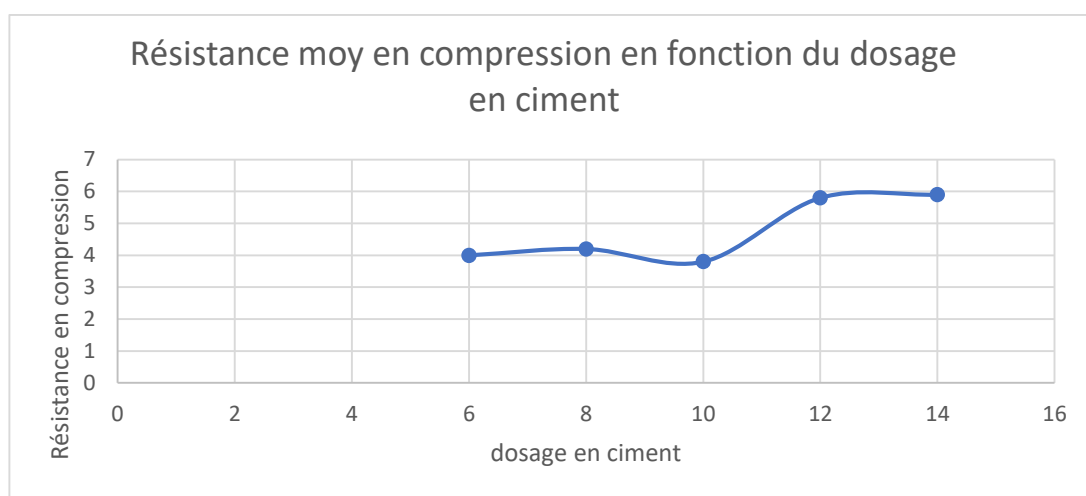


Figure 56: Résistance moyenne en compression en fonction du dosage en ciment

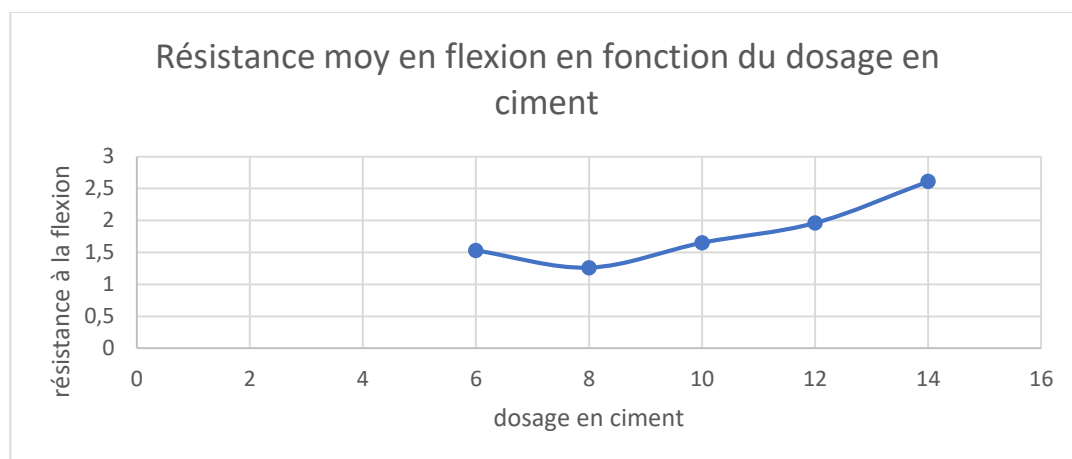


Figure 57: Résistance moyenne en flexion en fonction du dosage en ciment

À travers ces graphes nous constatons que plus la quantité du ciment est grande plus la résistance en compression est grande. Le ciment améliore donc la qualité de la terre de barre. La résistance à

la compression de 8% de ciment donne une valeur moyenne de 4.2MPa et 1.26MPa à la traction par flexion, donc une faible flèche d'où le choix des 8%.

4. Variation des résistances mécanique en fonction du dosage en mil

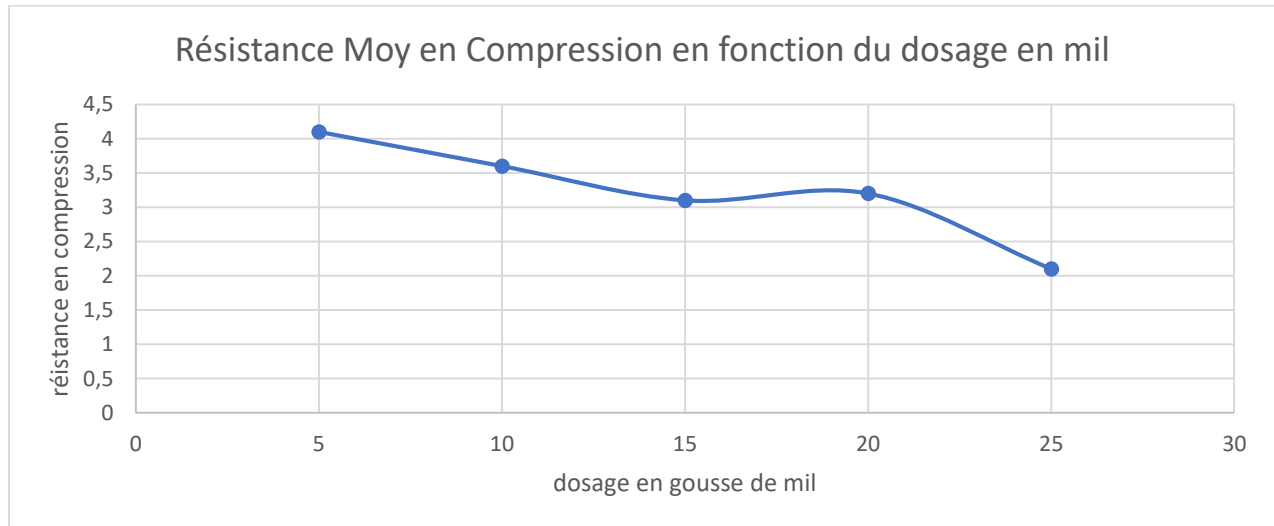


Figure 58: Résistance moyenne en compression en fonction du dosage en mil

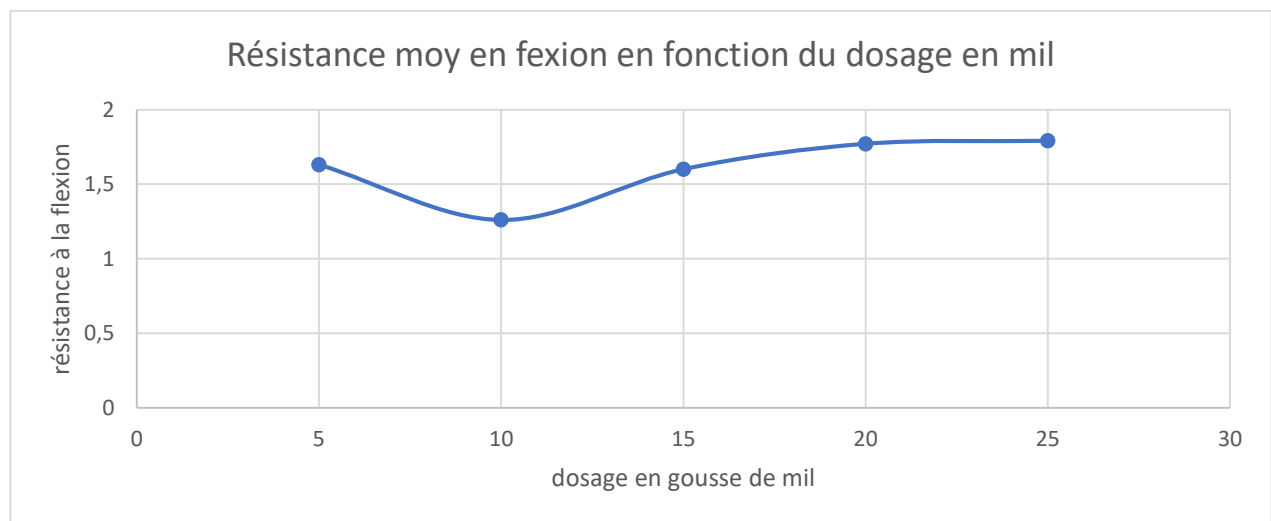


Figure 59: Résistance moyenne en flexion en fonction du dosage en mil

Les résultats obtenus des graphes ci-dessus montrent que la présence de la gousse de mil dans le mélange induit une diminution de sa résistance en compression allant de 4 MPa à 2.1MPa et un accroissement de sa résistance en flexion allant de 1.26 MPa à 1.79 MPa. Ceci est dû au fait que le mil vient renforcer la résistance à la traction du matériau. Nous proposons un dosage optimal de 5% de la gousse de mil.

5. Analyse de l'étude économico- comparative

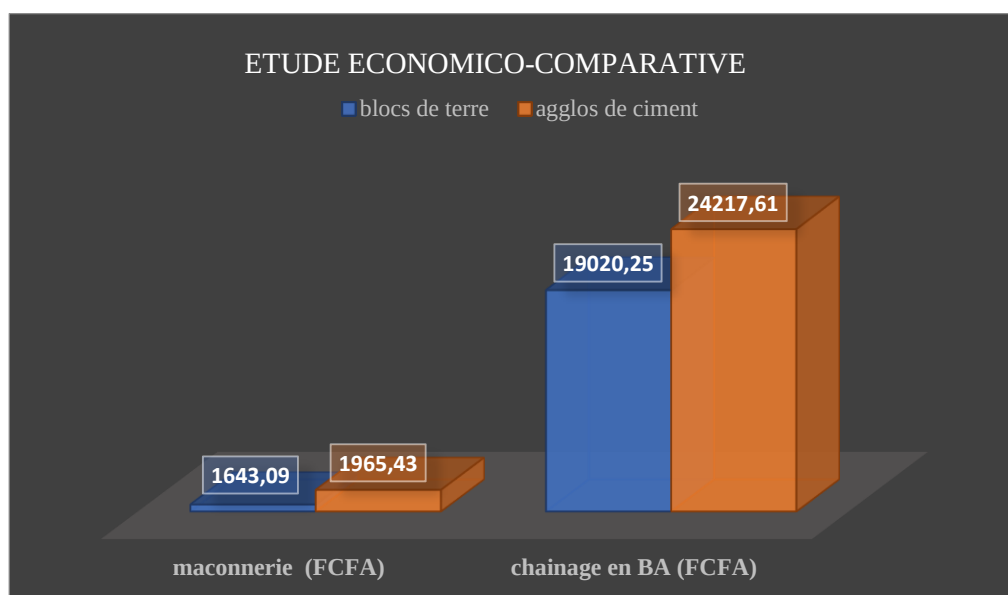


Figure 60: étude économico-comparative

ANALYSE ET COMMENTAIRE

L'étude comparative faite sur chacun des murs d'un mètre carré de surface, révèle que le mur conçu en blocs de terre stabilisés autobloquants à joints secs est beaucoup plus économique que le mur réalisé en agglos de ciment. Ce résultat confirme notre hypothèse de base selon laquelle, les constructions en blocs de terre stabilisée sont à court, à moyen et à long terme économiquement plus avantageux que les constructions en agglos de ciment.

Conclusion

En conclusion, l'utilisation des blocs de terre stabilisée offre plusieurs avantages dans la construction. La composition de la terre, notamment dans le cas de la terre de barre, avec sa forte proportion de particules fines, permet une bonne compaction lors de la production des blocs. Cela se traduit par des blocs solides et stables qui peuvent être facilement assemblés pour former des murs.

De plus, la structure granulaire fine des blocs contribue à leurs propriétés d'isolation thermique. Les pores microscopiques et les vides d'air présents dans les blocs créent une barrière qui réduit le transfert de chaleur, les rendant ainsi d'excellents isolants. Cette caractéristique permet des économies d'énergie et crée un environnement intérieur confortable.

De plus, la structure autobloquante unique des blocs de terre stabilisée permet une meilleure répartition des forces et une dissipation des contraintes au sein du mur. En conséquence, les murs subissent moins de déformations par rapport aux blocs de ciment dans des conditions de charge similaires. Cela contribue à leur stabilité générale et à leur intégrité structurelle.

En résumé, l'utilisation des blocs de terre stabilisée présente une alternative durable et viable dans la construction, combinant de bonnes propriétés de compaction, des avantages d'isolation thermique, de meilleures performances structurales et beaucoup d'avantages économiques. Adopter cette approche traditionnelle, mais innovante peut contribuer à des pratiques de construction durables et respectueuses de l'environnement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude, est une contribution à la formulation et l'optimisation des propriétés physique et mécaniques des blocs de terres renforcée par des biomasses végétales : cas des gousses de mil. L'objectif visé par cette étude de recherche est de produire des matériaux de construction entrant dans la réalisation de mur constitué de blocs de terre et de gousse de mil.

La compatibilité des blocs de terres avec le ciment CPJ 35 sans que celle-ci n'ont subi aucun traitement étant déjà établir par d'autres chercheurs, nous avons recensé les paramètres susceptibles de déterminer l'état des propriétés physiques et mécanique des matériaux.

L'objectif étant d'élaborer un matériau composé de blocs de terre et de gousse de mil pour une utilisation contribuant à la sauvegarde de l'environnement. Les propriétés des blocs de terre confèrent aux murs une stabilité structurelle accrue, réduisant ainsi les risques de déformation, de fissuration et de détérioration à long terme. Les murs en blocs de terre autobloquants se distinguent par leur résistance aux sollicitations mécaniques, offrant ainsi une solution durable et fiable.

Outre leurs qualités techniques, les blocs de terre stabilisée autobloquants présentent des avantages économiques indéniables. La terre de barre, en tant que matériau naturel abondant et local, est généralement peu coûteuse, ce qui permet de réduire les coûts de production des blocs. De plus, le processus de fabrication des blocs de terre est relativement simple et peut être réalisé avec des équipements et des ressources accessibles.

En résumé, les blocs de terre stabilisée autobloquants offrent une solution innovante et prometteuse pour la construction durable. En exploitant leur propriété et en combinant les propriétés des gousses de mil nous tirons parti de la cohérence et de l'efficacité du système autobloquant, ces nouveaux blocs ainsi obtenus ouvrent de nouvelles perspectives pour des constructions écologiques, économiques et résistantes. Ils sont donc une alternative intéressante aux matériaux de construction conventionnels et contribuent ainsi à une approche plus durable et respectueuse de l'environnement dans le secteur de la construction.

1 Bibliographie

- [1] A. S., *Development and investigation of a new dry-stacked wall system.*, luxembourg, luxembourg, 2015.
- [2] A. W. C. Farah, « PROPERTIES OF CONCRETE BLOCK CONTAINING RICE HUSK ASH SUBJECTED TO GIRHA,» [Journal]. - Nibong Tebal: [s.n.], , 2011.
- [3] E. O. V. K. D. J. A. e. E. W. A. P. HOUNKPATIN, *Formulation et caractérisation physique et mécanique d'un composite de grave latéritique amélioré au ciment et de gousse de mil.* Abomey, d'Abomey-Calavi,, Atlantique, 2017.
- [4] O. A. e. B. J. Adjovi E., *Maçonnerie d'agglomérés spéciaux creux de ciment de 15 cm d'épaisseur : conception et estimation du coût sec total*, Abomey calavi, Atlantique, 2010.
- [5] G. C. Amoussou Y.I.K., *Contribution à la valorisation des matériaux locaux: utilisation des blocs autobloquants en terre stabilisée de type HYDRAFORM dans les constructions au Bénin,,* Abomey Calavi, Atlantique, 2005.
- [6] M. P., *Valorisation des Briques de Terre Stabilisées en vue de l'isolation thermique des bâtiments*, Université de Cergy-Pontoise, Yaoundé, 2004.
- [7] K. M.S.L., *Mortier et béton de terre: Recherche des caractéristiques physico-mécaniques des performances et des limites d'utilisation; Application aux poutres de béton armé,,* Abomey calavi, Atlantique, 1996.
- [8] D. K. Lanmandjekpogni M., « Mise au point d'un mur à joints verticaux secs,» 2004.
- [9] E. O. M. G. V. K. D. A. H. e. P. A. G. R. R. GANDAHO, « Caractérisation physique et mécanique d'un composite à matrice cimentaire amélioré à la pouzzolane de la bagasse de canne à sucre et renforcé par des fibres de bagasse de canne à sucre,» 2019.
- [10] S. MESSAAD, « Effet du sable sur les caractéristiques mécaniques du béton de terre stabilisée,» 6 juillet 2019.
- [11] B. R. K. O. e. T. F. N. Karka, « Étude comparative des Caractéristiques mécaniques des Briques en Mortiers de Sable et de Latérite comprimée stabilisée au Ciment,» p. Tchad, 2020.
- [12] N. Chafi, « « Matrice cimentaire renforcée de fibres. Valorisation des sous produits (Polystyrène, copeaux d'acier et copeaux de bois) »,» 2005.
- [13] N. Makhoulf, « *Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton armé de fibres en copeaux*, 2010.
- [14] S. TAMBA, « *Betons légers a base de déchets cellullosiques* », Rennes, INSA, 2001.
- [15] C. KOUKOUBOU, « *Le développement d'un matériau composite par incorporation de gousse de mil dans le mortier de sable ciment.*, Université d'Abomey-Calavi/ Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi., , 2015.
- [16] A. R. BANI, « *Mise en oeuvre d'un béton de gousse mil pour la production des entrevous: etude des caractéristiques physiques et mécaniques.* », VERECHAGUINE A.K. Ecole Supérieur de Génie Civil, Cotonou, Littoral, 2016.
- [17] A. B. e. A. B. O. Bahloul, « *Utilisation des fibres végétales dans le renforcement de mortiers de ciment,*» 2009.
- [18] K. M. M. e. B. A. D. Amina, «*Etude d'un nouveau composite en plâtre renforcé avec des fibres végétales du palmier dattier,*» 2009.

- [19] K. V. Doko, « *FOMULATION ET ETUDE COMPARATIVE DES PROPRIETES PHYSIQUES, MECANNIQUES ET THERMIQUES DE COMPOSITES A MATRICE CIMENTAIRE RENFORCEE PAR DES BIOMASSES VEGETALES* », Abomey calavi, Atlantique, 2013.
- [20] B. H. B. M. A. M. J. e. R. P. J. F. Chik, «, « Properties of concrete block containing rice husk ash subjected to GIRHA »,», 2011.
- [21] D. Sedan, , « *Etude des interactions physico-chimiques aux interfaces fibres de chanvre/ciment : influence sur les propriétés mécaniques du composite*, Limoges, 2007.
- [22] E. Chabi, , « *FORMULATION DU BETON DE BALLES DE RIZ POUR LA PRODUCTION DES ENTREVOUS* »:, *ETUDE DU COMPORTEMENT AU CISAILLEMENT ET AU POINÇONNEMENT-FLEXION DES ENTREVOUS*, Abomey calavi, Atlantique, 2014.
- [23] V. e. P. V. T.A. DATCHOSSA, *Caractérisation physique et mécanique d'un composite à matrice cimentaire améliorée à la pouzzolane de balle de riz et renforcer par des fibres de bagasse de canne à sucre*, Abomey calavi, Atlantique, 2019.
- [24] DDDDD
- [25] H. H. D. S. BOUBEKEUR S., GUIDE BTC, PARI: CRATerre-EAG, 1998.

ANNEXES

Annexe 1: Donnée recueilli des essais mécaniques dosage ciment

Age :28jours

N° Eprouvette AD-C28-	% Ciment	Résistance à la compression			Résistance à la flexion		
		F_c max	Rc	MRc	F_f max	Rf	MRf
6%							
6-1-A	6%	5,467	3,4	4,0			
6-1-B		6,17	3,9				
6-2-A		6,405	4,0				
6-2-B		7,726	4,8				
6-3-A		6,555	4,1				
6-3-B		6,004	3,8				
F28-6-1					0,704	1,65	1.53
F28-6-2					0,68	1,59	
F28-6-3					0,583	1,36	
8%							
8-1-A	8	7,498	4,7	4.2			
8-1-B		7,485	4,7				
8-2-A		7,152	4,5				
8-2-B		7,843	4,9				
8-3-A		5,715	3,6				
8-3-B		4,838	3,0				
F28-8-1					0,674	1,58	1.26
F28-8-2					0,493	1,15	
F28-8-3					0,446	1,04	
10%							
10-1-A		6,002	3,8	3.8			
10-1-B		7,068	4,4				
10-2-A		5,014	3,1				
10-2-B		5,948	3,7				
10-2-C		6,159	3,8				
10-3-A		6,642	4,2				
10-3-B		5,17					
F28-10-1					0,675	1,58	1.65
F28-10-2					0,671	1,57	
F28-10-3					0,775	1,81	
12%							
12-1-A		11,426	7,1	5.8			
12-1-B		9,922	6,2				
12-2-A		9,348	5,8				
12-2-B		8,984	5,6				
12-3-A		8,629	5,4				
12-3-B		7,822	4,9				

N° Eprouvette AD-C28-	% Ciment	Résistance à la compression			Résistance à la flexion		
		F_c max	Rc	MRc	F_f max	Rf	MRf
12%							
F28-12-1					0,781	1,83	1.96
F28-12-2					0,999	2,34	
F28-12-3					0,732	1,71	
14%							
14-1-A		9,549	6,0	5.9			
14-1-B		9,709	6,1				
14-2-A		8,494	5,3				
14-2-B		8,204	5,1				
14-3-A		11,552	7,2				
14-3-B		9,556	6,0				
F28-14-1					1,008	2,36	2.61
F28-14-2					1,21	2,83	
F28-14-3					1,133	2,65	

Annexe 2 : Donnée recueilli des essais mécaniques dosage gousse de mil

Age :28jours

N° Eprouvette AD-C28-	% gousse de mil	Résistance à la compression			Résistance à la flexion		
		F_c max	Rc	MRc	F_f max	Rf	MRf
5 %							
	5						
5-1-A		7,038	4,4	4,1			
5-1-B		6,088	3,8				
5-2-A		7,428	4,6				
5-2-B		6,332	4,0				
5-3-A		5,533	3,5				
5-3-B		6,558	4,1				
F28-5-1					0,756	1,77	1,63
F28-5-2					0,543	1,27	
F28-5-3					0,793	1,86	
10%							
10-1-A	10	6,307	3,9	3,6			
10-1-B		5,145	3,2				
10-2-A		4,951	3,1				
10-2-B		4,927	3,1				
10-3-A		6,213	3,9				
10-3-B		7,193	4,5				
F28-10-1					0,511	1,20	1,26
F28-10-2					0,573	1,34	
F28-10-3					0,537	1,26	
15%							
15-1-A	15	6,305	3,9	3,1			
15-1-B		5,939	3,7				
15-2-A		5,87	3,7				
15-2-B		3,697	2,3				
15-2-C		3,701	2,3				
15-3-A		4,33	2,7				
15-3-B							
F28-15-1					0,717	1,68	1,60
F28-15-2					0,7	1,64	
F28-15-3					0,631	1,48	
20%							
20-1-A	20	5,499	3,4	3,2			
20-1-B		4,826	3,0				
20-2-A		6,099	3,8				

20-2-B		4,921	3,1				
20-3-A		4,274	2,7				
20-3-B		4,621	2,9				
F28-20-1					0,892	2,09	1,77
F28-20-2					0,713	1,67	
F28-20-3					0,659	1,54	
25%							
25-1-A	25	2,976	1,9	2,1			
25-1-B		3,544	2,2				
25-2-A		3,199	2,0				
25-2-B		3,9	2,4				
25-3-A		3,838	2,4				
25-3-B		3,171	2,0				
F28-25-1					0,74	1,73	1,79
F28-25-2					0,825	1,93	
F28-25-3					0,731	1,71	

Annexe 3 : une courbe contrainte -déformation sortie directement de la machine

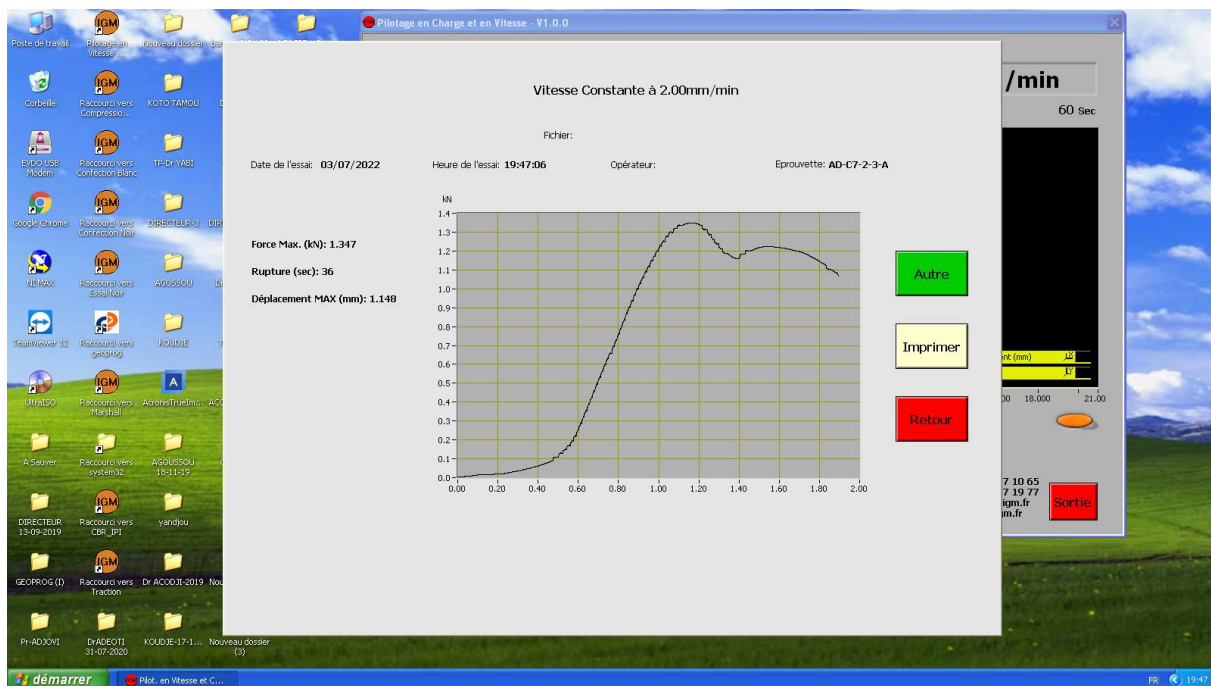


TABLE DES MATIERES

DEDICACES	II
REMERCIEMENTS	III
RESUME	IV
ABSTRACT	V
SOMMAIRE	VI
LISTE DES FIGURES	VII
LISTE DES TABLEAUX	IX
LISTE DES PHOTOS	X
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS	XI
INTRODUCTION GENERALE.....	12
INTRODUCTION	13
CONTEXTE ET JUSTIFICATION DE L'ETUDE	13
OBJECTIFS DE L'ETUDE	13
OBJECTIF GENERAL	13
OBJECTIFS SPECIFIQUES.....	13
RESULTATS ATTENDUS.....	14
METHODOLOGIE.....	14
CHAPITRE 1 : GENERALITES ET REVUE DE LITTERATURE.....	15
1. GENERALITES SUR LES BLOCS EN TERRE COMPRIMEE ET SUR LES BLOCS DE TYPE HYDRAFORM.....	16
1.1 Les principales techniques de constructions en terre	16
1.2. Les différents types de blocs de terre comprimée	17
1.3. Eléments constitutifs des blocs de terre comprimée	19
1.4. Procédés de stabilisation de la terre de barre	22
1.5. Avantages et inconvénients de l'utilisation des blocs de terre comprimée dans la construction.....	24
1.6. Processus de confection des blocs de terre	25
1.7. Présentation du système de murs a joints secs en blocs autobloquants de terre comprimée et stabilisée	26
2. GENERALITES SUR LE MIL.....	42
3.0. APPROCHES DE MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES MACONNERIES	45

3.0.1.	Approches d'analyse des structures de maçonneries	45
3.0.2.	Techniques numériques de modélisation des maçonneries.....	48
3.0.3.	Modèles réglementaires	51
4.	REVUE DE LITTERATURE SUR LES MATERIAUX COMPOSITES CIMENTAIRES A BASE DE BIOMASSE VEGETALE :	53
	CHAPITRE 2 : MATERIAUX, MATERIELS ET METHODES	67
1.	MATERIAUX	68
1.1.	La terre	68
1.2.	Le ciment.....	68
1.3.	Les fibres de gousse de mil	69
1.4.	Caractéristiques de l'eau de gâchage	69
2.	MATERIEL ET METHODES	70
2.1	Caractérisation des fibres de gousse de mil	70
2.3.	Formulation du matériau composite :	83
2.4.	Mise en œuvre du composite :	83
2.4.1.	Préparation des gousses de mil	83
2.4.2.	Malaxage.....	84
2.4.3.	Mise en œuvre des éprouvettes.	85
2.4.4.	Conservation des éprouvettes.....	85
2.5.	Essais de caractérisation physique, et mécanique des composites.....	86
2.5.1.	Essais de caractérisation physique.	86
2.6.	Essais de caractérisation mécanique.	88
2.6.1.	Essai de compression et de traction par flexion.....	88
2.7.	Étude numérique du comportement mécanique des BTCS	90
2.7.1.	Principes de la méthode des éléments finis.....	90
2.9.	Étude économique.....	103
	CHAPITRE 3 : RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	107
	INTRODUCTION	108
1.	LES RESULTATS DES ESSAIS	108
1.1.	Les essais d'identification du composite	108

1.2.	Les essais d'état	111
1.2.1.	Essai Proctor	111
2.	RESULTAT DE L'ETUDE NUMERIQUE DES BLOCS DE TERRE STABILISEE.....	113
5.	ANALYSE DE L'ETUDE ECONOMICO- COMPARATIVE	120
	CONCLUSION GÉNÉRALE	122
1	BIBLIOGRAPHIE	124
	ANNEXES	125