



Étude de la mise en œuvre du rotin et du rônier comme armature des nervures et armatures de paille de la table de compression en béton de latérite

Yémalin Agossou

► To cite this version:

Yémalin Agossou. Étude de la mise en œuvre du rotin et du rônier comme armature des nervures et armatures de paille de la table de compression en béton de latérite. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université de Lorraine; Université d'Abomey-Calavi (Bénin), 2021. Français. NNT : 2021LORR0350 . tel-03719709

HAL Id: tel-03719709

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-03719709>

Submitted on 11 Jul 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



Université d'Abomey-Calavi
Ecole Doctorale des Sciences de
L'ingénieur (SDI)



Université de Lorraine
Ecole Doctorale Chimie,
Mécanique Matériaux et Procédés

THÈSE DE DOCTORAT

Présentée et soutenue publiquement pour l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE LORRAINE

Mention : Mécanique des Matériaux

Par

Yémalin Daniel AGOSSOU

Sous la direction de

Abdelouahab KHELIL & Edmond C. ADJOVI

Etude de la mise en œuvre du rotin et du rônier comme armature des nervures et armatures de paille de la table de compression en béton de latérite.

Soutenue le 17 décembre 2021

Membre du jury :

Président (Rapporteur)	Abdelhamid BOUCHAR,	Professeur des universités, Université de Clermont Auvergne (France)
Rapporteur :	Adamah MESSAN,	Maitre de conférences (CAMES), 2iE, Ouagadougou (Burkina-Faso)
Examineurs :	Yvette TANKPINOU-K,	Maitre de conférences (CAMES), UNSTIM-Abomey (Bénin)
Directeurs de thèse :	Abdelouahab KHELIL,	Professeur des universités, Université de Lorraine (France)
	Edmond C. ADJOVI,	Professeur titulaire (CAMES), Université d'Abomey Calavi (Bénin)
Co-Directeurs de thèse :	Rémi BOISSIERE,	Maitre de conférences, Université de Lorraine (France)
	Emmanuel OLODO,	Professeur titulaire (CAMES), Université d'Abomey Calavi (Bénin)
Invités	Cécile DILIBERTO	Maitre de Conférences, HDR, Université de Lorraine (France)
	André LECOMTE	Professeur des universités, Université de Lorraine (France)

DEDICACE

*Je dédie ce travail de thèse à ma fille Maëlys,
à mon fils Maël,
à mon épouse Sonia
et à mes parents.*

REMERCIEMENTS

Gloire à Dieu de l'Univers, le principe de vie en nous et maître de toutes choses, pour ses bienfaits indénombrables, ...

Cette thèse a été financée par le ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique du Bénin et l'institut Jean Lamour de l'Université de Lorraine. Elle a été réalisée au Laboratoire de Caractérisation Thermo-physique des Matériaux et Appropriation Energétique (CTMAE) de l'Ecole doctorale Science de l'Ingénieur de l'Université d'Abomey Calavi (Bénin) et l'Institut Jean Lamour (IJL) de l'Ecole doctorale Chimie - Mécanique - Matériaux - Physique (C2MP) de l'université de Lorraine (France).

En premier lieu, je tiens à exprimer toute ma gratitude aux professeurs Edmond C. ADJOVI et Abdelouahab KHELIL, mes directeurs de thèse pour leur encadrement efficace.

J'exprime mes sincères remerciements Dr (MC) Rémi BOISSIERE pour avoir encadré efficacement cette thèse. Merci pour votre entière disponibilité et savoir-faire.

J'adresse mes remerciements aux professeurs Adamah MESSAN et Abdelhamid BOUCHAIR pour avoir accepté supporter la lourde tâche de rapporteurs de cette thèse. Merci de votre disponibilité et accompagnement. Je remercie également les membres de jury, en leurs différents rangs et grades pour leur disponibilité et leur accompagnement dans l'évaluation de cette thèse

Mes sincères remerciements vont aussi à l'endroit des membres de l'équipe 207 de l'institut Jean Lamour basés à l'IUT Nancy Brabois, avec qui nous ont accueilli sans faille pendant nos différents séjours et avec qui nous avons commencé les premiers essais de laboratoire à l'IUT Nancy-Brabois.

Je remercie les docteurs Valéry K. DOKO et le professeur Emmanuel OLODO pour tous les conseils, l'assistance et l'entière disponibilité.

Je tiens à remercier le professeur Antoine VIANOU, directeur de l'ED Sciences de l'ingénieur, le professeur Dominique DALOZ, directeur de l'ED C2MP et le professeur Thierry BELMONTE, directeur de l'IJL et tout leur personnel en l'occurrence Christine SARTORI, Georges BILLANT.

Je remercie aussi tous les étudiants qui ont participé à cette recherche à travers leur différent projet de fin d'étude notamment ceux de la Faculté de Sciences et Techniques de Nancy, de

l'Ecole Supérieure de l'Ingénierie des Travaux de la Construction de Metz, de l'Ecole Polytechnique d'Abomey Calavi.

Je remercie les responsables à divers niveaux de l'Université Nationale des Sciences, Technologie, Ingénierie et Mathématique d'Abomey, ceux de l'Université d'Abomey Calavi et ceux de l'Université de Lorraine en leur rang, grade pour leur accompagnement durant cette période.

Cette occasion est particulièrement importante pour témoigner toute ma reconnaissance et gratitude au Professeur André LECOMTE et Edmond C. ADJOVI. Mes seuls mots ne pourront pas suffire pour vous remercier. Que le seigneur vous accorde santé et longue vie.

Je ne finirai pas sans dire un sincère Merci à vous monsieur les membre du Jury international de thèse. Grace à vous, ce travail sera une réalité en face du monde.

Je profite de cette occasion pour remercier mes collègues amis avec qui nous avons commencé ce parcours très enrichissant.

RESUME

Chacun s'accorde aujourd'hui sur l'impact de la production des matériaux industriels sur le changement climatique. Le secteur de la construction est l'un des principaux responsables de cette situation car c'est le premier consommateur d'énergie et le deuxième émetteur de CO₂ dans le monde. L'épuisement de certains gisements de matériaux est aussi l'un des problèmes que connaît l'humanité. Il importe par conséquent de réaliser des bâtiments éco-respectueux, qui consomment peu d'énergie et émettent moins de gaz à effet de serre sur l'ensemble de leur cycle de vie. La présente étude s'intègre dans une problématique générale de développement de matériaux de construction innovants à faible impact environnemental. Elle propose à cet effet un béton à base de granulat latéritique avec substitution des armatures en acier par celles en bois de rônier (*Borassus Aethiopum*) et rotin (*Calamus Dearatus*) pour la réalisation des parties d'ouvrages en béton armé plus spécifiquement les planchers.

Cette étude a été conduite sur la latérite de la carrière de ATOTINGO dans la commune de ALLADA au Bénin où nous avons fait sa caractérisation physique et mécanique et proposé une méthode de formulation de béton structural à base de cette latérite. Aussi avons-nous caractérisé les différents matériaux d'origine végétale (rônier et rotin) pour une maîtrise de leur performance mécanique. La formulation du béton de latérite nous a permis d'élaborer trois types de béton latériques. L'utilisation de la latérite brute (non lavé) nous a conduit à un béton dont la résistance en compression à 28 jours est de $21,23 \pm 1,24$ MPa. Cependant, le lavage par élimination des particules fine de dimensions inférieures à $63\mu\text{m}$ a permis de rehausser cette résistance jusqu'à $27,52 \pm 0,32$ MPa avec un module d'élasticité de 17920 ± 324 MPa.

Les armatures végétales proposées ont développé respectivement une contrainte de rupture en traction directe parallèle aux fibres du bois de rônier et des lianes de rotin de 156MPa et 22MPa. L'adhérence mesurée entre le béton de latérite et les armatures en rônier de diverses manières a montré que cette adhérence pouvait atteindre 4MPa. Ces performances ont validé notre approche d'élaboration d'un plancher en éco matériaux en sauvegarde de l'environnement. Il ressort que le plancher ainsi élaboré peut avoir des portées allant jusqu'à 3,50m. Le dimensionnement de la poutrelle de ce dernier suivant la norme BAEL 91 modifié 99 révèle qu'une section d'armature de diamètre 25mm pourrait efficacement être une solution à la réalisation d'un plancher. Cependant, l'étude analytique de la poutrelle ainsi dimensionnée comparée à la simulation numérique à l'aide du logiciel

ABAQUS a permis de comprendre l'état de déformation et de montrer l'efficacité structural et l'efficiencia d'un plancher à corps creux en béton de latérite armé d'armature de rônier et de rotin dans la réalisation des planchers modernes des logement sociaux de portée jusqu'à 3,5 mètres.

Mots clés : Latérites, granulats, bétons, formulation, propriétés mécaniques, rônier, rotin

ABSTRACT

The construction sector is one of the main responsible for the impact of the production of industrial materials on climate change since it is the largest consumer of energy and the second emitter of CO₂ in the world. The depletion of certain material deposits is also one of the problems facing humanity. It is therefore important to create eco-friendly buildings, which consume little energy and emit less greenhouse gases over their entire life cycle. This study is part of a general issue of developing innovative construction materials with low environmental impact. For this purpose, it offers concrete based on laterite aggregate with substitution of the steel reinforcements by those made of palmwood (*Borassus Aethiopum*) and rattan (*Calamus Dearatus*) for the realization of parts of reinforced concrete structures, more specifically the floors.

This study was carried out on the laterite from the ATOTINGA quarry in the commune of ALLADA in Benin where we carried out its physical and mechanical characterization and proposed a method for strength to 27.52 ± 0.32 MPa with modulus of elasticity of 17920 ± 324 MPa.

The proposed plant reinforcements have respectively developed a tensile strength in tension parallel to the fibers of palmwood and rattan lianas of 156 MPa and 22 MPa. The adhesion measured between the laterite concrete and the palmwood reinforcement in various ways has shown that this adhesion can reach 4 MPa. These performances validated our approach of developing a floor made with eco-friendly materials. It appears that the floor thus developed to have spans greater than 3.50 m. The dimensioning of the beam of this latter, according to the BAEL 91 modified 99 standard, reveals that a 25 mm diameter reinforcement section could effectively be a solution to the realization of a floor. However, the analytical study of the beam thus dimensioned compared to the numerical simulation using the ABAQUS software made it possible to understand the deformation state. It also shows the structural effectiveness and efficiency of a hollow body floor in laterite concrete reinforced with palmwood and rattan in the realization of modern social housing floors with spans up to 3.5 meters

Key words: Laterites, aggregates, concrete, formulation, mechanical properties, palm tree, rattan

Table des matières

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iv
ABSTRACT.....	vi
Table des matières	vii
Liste des figures	xiv
Listes des tableaux.....	xix
Liste des photos	xxii
Introduction Générale.....	1
Chapitre 1 : Etat de l'art	4
Introduction	4
1.1 La latérite	4
1.1.1. Généralités sur la latérite	4
1.1.1.1. Définition.....	4
1.1.1.2. Répartition géographique	6
1.1.1.3. Formation	8
1.1.1.4. Caractéristiques morphologiques des sols latéritiques.....	9
1.1.2. Usage des sols latéritiques comme matériau de construction	10
1.1.2.1. Dans le secteur routier	10
1.1.2.2. Dans le secteur du bâtiment	12
1.2 Le rônier (Borassus aethiopum Mart)	13
1.2.1 Généralité sur le rônier.....	13
1.2.1.1 Taxonomie du rônier	13
1.2.1.2 Description du borassus aethiopum mart	14
1.2.2 Ecologie et caractéristiques botaniques	15
1.2.2.1 Ecologie du rônier	15

1.2.2.2	Caractéristiques botaniques	15
1.2.2.3	Choix et qualité du borassus à utiliser.....	16
1.2.3	Caractéristiques structurales.....	17
1.2.4	Principaux peuplements du rônier au Bénin	20
1.2.5	Usage du borassus aethiopum comme bois d'œuvre	23
1.2.6	Travaux de caractérisation physiques et mécaniques réalisés sur le rônier	25
1.3	Le rotin	28
1.3.1	Généralités sur le rotin	28
1.3.1.1	Taxonomie du rotin	28
1.3.1.2	Biologie et écologie du rotin	29
1.3.1.3	Description du rotin.....	30
1.3.2	Usage des lianes de rotin dans le secteur de la construction	31
1.3.3	Les propriétés mécaniques des faisceaux vasculaires et du parenchyme du bois rotin en compression	33
1.4	Le béton.....	35
1.4.1	Généralités sur le béton.....	35
1.4.1.1	Les différents types de béton en fonction de la masse volumique	35
1.4.1.2	Méthodes de composition des bétons	36
1.4.2	Caractérisation des bétons.....	41
1.4.2.1	Paramètres influençant la résistance en compression d'un béton	41
1.5	Synthèse bibliographique sur le béton de latérite et l'association des matériaux béton-bois.....	44
1.5.1	Caractéristiques physiques des latérites africaines.....	44
1.5.2	Sur le béton de latérite.....	44
1.5.3	Sur le béton armé d'armatures végétales	53
1.5.3.1	Le béton armé de bambou.....	53
1.5.3.2	Le béton armé de rotin.....	57

1.5.3.3	Le béton armé de rônier	62
1.5.4	Etude de l'adhérence entre le béton et le bois	64
Conclusion		67
Chapitre 2 : Etude de la formulation du béton de latérite.....		69
Introduction		69
2.1.	Provenance du matériau latérite	69
2.2	Caractérisation physique et chimique de la latérite	71
2.2.1	Analyse granulométrique par tamisage par voie humide (NF EN ISO 17892-4) [126]	71
2.2.2	Analyse granulométrique par sédimentation (NF EN ISO 17892-4) [126]	72
2.2.3	Limites d'Atterberg (NF P 94-051) [127].....	72
2.2.4	Essai au bleu de méthylène[128]	72
2.2.5	Essai d'Equivalent de sable (NF P 18-598)[129]	72
2.2.6	Mesure de masse volumique apparente (NF EN 1097-3)[130]	73
2.2.7	Détermination de la masse volumique absolue et du coefficient d'absorption d'eau (NF EN 1097-6/NF EN 1097-6/A1)[131].....	73
2.2.7.1	Méthode du pycnomètre à eau pour la détermination des masses volumiques réelle et absolue et du coefficient d'absorption	73
2.2.7.2	Méthode du pycnomètre à hélium pour la détermination de la masse volumique absolue des particules fines ($d < 63\mu\text{m}$)	76
2.2.7.3	Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses (NF EN 932-2 et NF EN 1097-6).....	76
2.2.8	Essai Los ANGELES (NF EN 1097-2) [132]	77
2.2.9	Analyse chimique par fluorescence X du sable et des nodules latéritiques	77
2.3	Synthèse des caractéristiques physiques et chimiques de la latérite	77
2.3.1	Granulométrie de la latérite	78
2.3.2	Masse volumique absolue, réelle, apparente, absorption et perte de masse et compacité.....	78

2.3.3	Synthèse de l'analyse chimique par fluorescence X du sable et des gravillons latéritiques.....	83
2.4	Formulation du béton de latérite.....	84
2.4.1	Ciment et eau	84
2.4.2	Granulats : Etude des propriétés physiques	85
2.4.3	Méthodes de formulation	85
2.4.4	Fabrication du béton.....	88
2.4.5	Caractérisation mécanique du béton formulé.....	89
2.5	Analyse et discussion des résultats	91
2.5.1	Influence de la condition de cure du béton de granulats non lavés (latérite brute) 91	
2.5.2	Caractéristiques physiques et mécaniques du béton de latérite	92
2.5.2.1	Etude de l'ouvrabilité en fonction du rapport E/C	92
2.5.2.2	Etude de la densité en fonction du rapport E/C.....	92
2.5.2.3	Etude de la résistance en compression	93
2.5.2.4	Etude de la résistance en traction par fendage	96
2.5.3	Analyse de la caractéristique mécanique avec les latérites lavées.....	98
2.5.4	Approche comparative des performances mécanique selon les faciès (Latérites lavées et triées)	98
2.5.5	Analyse du comportement mécanique du béton de latérite formulé	99
2.6	Bilan	100
	Conclusion	102
	Chapitre 3 : Etude des performances mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier	104
	Introduction	104
3.1	Etude des propriétés physiques des lianes de rotin et du bois de rônier.....	104
3.1.1	Matériaux	104
3.1.2	Essais physiques	105

3.1.2.1	Détermination du taux d'humidité (Norme NF B 51-004)[140]	105
3.1.2.2	Etude du Retrait – Gonflement (NF B 51-006)[141]	105
3.1.2.3	Détermination la masse volumique basale (NF B 51-005)[142]	108
3.1.2.4	Détermination de la masse volumique [143]	109
3.2	Essais mécaniques.....	111
3.2.1.1	La traction axiale [144], [145]	111
3.2.1.2	Essai de compression axiale [148]	115
3.2.1.3	Essai de flexion 3 points [149]	116
3.2.2	Analyse et interprétation des résultats	117
3.2.2.1	Rétractibilité totale.....	118
3.2.2.2	La cinétique d'absorption d'eau.....	121
3.2.2.3	La masse volumique.....	124
3.2.2.4	Caractéristiques mécaniques en compression	127
3.2.2.5	Caractéristiques mécaniques en traction	134
3.2.2.6	Caractéristiques mécaniques en flexion 3 points	136
	Conclusion	137
Chapitre 4 : Etude des paramètres d'ingénierie du béton de latérite armé de rônier et de rotin		138
Introduction		138
4.1	Géométrie des armatures en bois de rônier	138
4.2	Mesure de l'adhérence par l'essai de traction par flexion.....	140
4.2.1	Préparation des échantillons d'essais et déroulement de l'essai.....	140
4.2.2	Expression des résultats	142
4.3	Mesure de l'adhérence par l'essai de l'arrachement (NF EN 14488-4)	143
4.3.1	Configuration des éprouvettes	143
4.3.2	Préparation des éprouvettes d'essai et déroulement de l'essai	144
4.3.3	Expression et analyse des résultats	145

4.3.3.1	Propagation des fissures longitudinales.....	146
4.3.3.2	Plastification ou rupture de l'armature	147
4.3.3.3	Glissement de l'armature.....	148
4.4	Etude en flexion trois points des poutres en béton de latérite armé de rônier	148
4.4.1	Confection des éprouvettes de poutre en béton de latérite armé de rônier et réalisation des essais.....	148
4.4.2	Expression des résultats	149
4.4.2.1	Détermination des contraintes de rupture.....	151
4.4.2.2	Détermination du module de déformation.....	152
4.5	Synthèse.....	155
Chapitre 5 : Applications		157
5.1	Problématique	157
5.2	Etude des nervures	158
5.2.1	Descente de charges.....	158
5.2.2	Charges linéaires et sollicitations sur la nervure.....	159
5.2.2.1	Détermination des charges linéiques sur la nervure en béton armé de rônier et de rotin	159
5.2.2.2	Charges linéiques permanentes G sur les nervures	161
5.2.2.3	Charges linéiques d'exploitations du plancher	162
5.2.3	Détermination des Sollicitations	162
5.2.4	Dimensionnement des nervures.....	163
5.2.5	Détermination de la section tendue théorique.....	165
5.2.6	Calcul des armatures longitudinales en rônier et transversales en rotin	169
5.2.6.1	Déterminons caractéristiques du béton et des bois.....	170
5.2.6.2	Déterminons la section d'armatures longitudinales	171
5.3	Cas d'un plancher inaccessible.	176
5.3	Etude analytique de l'état de déformation de la poutrelle étudiée	183

5.3.1	Homogénéisation de la poutrelle	183
5.3.1.1	Calcul des fractions volumiques	183
5.3.1.2	Calcul des caractéristiques équivalentes	184
5.3.2	Modélisation de la déformée de la poutrelle.....	185
5.4	Modélisation et simulation numérique avec le Logiciel ABAQUS	186
•	<i>Conditions aux limites</i>	187
•	<i>Chargement</i>	188
•	<i>Comparaison des résultats</i>	188
	Conclusion	190
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	191
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	193
	Annexe A : Diagramme suivant la méthode Dreux Gorrisse, de modélisation des proportions des granulats pour la formulation du béton	204
	Annexe B : Analyse des résultats de flexion trois points sur le bois.....	204
	Annexe C: Quelques données relatives aux essais physiques du rônier	206
	Annexes D : Méthodes d'analyse statistique des résultats	210

Liste des figures

Figure 0-1 Schéma type du plancher à réaliser	2
Figure 1-1 : Profil latérite typique (Antseleve, 1999)[13]	5
Figure 1-2 : Répartition des latérites dans le monde [14].....	6
Figure 1-3: latérite jaune (a) ; montagne en latérite (b) (Wikipédia, 2017)	10
Figure 1-4 : carrière de latérite rouge (a) ; mont en latérite rose (b) (Wikipédia, 2017)	10
Figure 1-5 : Brique en géobéton [23]	12
Figure 1-6 : Position systématique de borassus aethiopum mart [27].....	14
Figure 1-7 : Illustration de la morphologie du stipe chez le mâle et la femelle : Coupes longitudinale et transversale [29]	17
Figure 1-8 : Distribution du borassus Aethiopum mart dans zone écologique du Bénin [34]	21
Figure 1-9 : Distribution spatiale du Borassus au centre du Bénin [35]	22
Figure 1-10: Distribution et abondance par région du B. aethiopum dans les départements du Bénin [36].	23
Figure 1-11 : Différents modes d'utilisation du bois de borassus au Bénin [25].....	25
Figure 1-12 : Tige de rotin enveloppée d'épine et en coupe transversales [49]	30
Figure 1-13 : Coupe transversale de la tige de rotin[54].....	31
Figure 1-14: Pont en rotin du Cameroun [55]	32
Figure 1-15: Pont en rotin au Gabon [57].....	33
Figure 1-16 : Les différents types d'éprouvettes [58]	34
Figure 1-17: Vue agrandie des vides dans le béton cellulaire [63]	36
Figure 1-18 : Pourcentage de résistance à la compression latérite pour le mélange 1:1:2 [84]	46
Figure 1-19 : Variation de l'affaissement de la résistance à la compression et du facteur de compactage avec les rapports eau/ciment (1 :1 :2) [86]	47
Figure 1-20 : Résistance à la compression suivant les pourcentage de Granite fin incorporé pour les mélanges: (à gauche 1 :1,5 :3 ; à droite 1 :1 :2) [88]	49
Figure 1-21: Résistance à la compression suivant les pourcentage de Granite fin incorporé pour les mélanges (à gauche 1 :1,5 :3 ; à droite 1 :1 :2) [88]	49
Figure 1-22 : Force de compression du béton latérite comparée à la résistance du béton de normal [90].....	50
Figure 1-23 : Relation entre les forces de flexion et les forces de compression de LATCON	51

Figure 1-24 : Variation de la résistance à la compression avec l'âge de durcissement des échantillons (toutes tailles de particules de granit) à 0%, 25% et 50% de contenus en latérales [96]	53
Figure 1-25 : Géométrie des poutrelles armées de bambou [101]	56
Figure 1-26: Mur armé de bambou [103]	57
Figure 1-27: Courbe charge-déformation pour poutre en béton armé rotin en flexion [105]	58
Figure 1-28: Armatures des poutres en flexion [106]	58
Figure 1-29 : Rotin (Zali) comme armature transversale dans les poutres en béton armé [106]	59
Figure 1-30 : Schéma de modélisation du système [107]	59
Figure 1-31 : Courbe effort- raccourcissement des éprouvettes de rotin reconstituées [107]	60
Figure 1-32 : Courbe charge-déflexion pour poutre en béton armée d'acier (SB), poutre béton armé de bambou (BB) et poutre béton armé de rotin (RB)[108]	61
Figure 1-33 : Courbe charge-déflexion pour poutre en béton armé doublement [109]	61
Figure 1-34 : Courbe charge-déformation pour le béton de ciment armé de canne de rotin (CRCC) [109]	62
Figure 1-35 : Courbe charge-déformation pour CRCC pour une orientation aléatoire de la canne [109]	62
Figure 1-36 : Histogramme montrant les charges de rupture [110]	63
Figure 1-37 : Epreuve de béton armé d'une tige de rotin [54]	66
Figure 1-38 : Structure périodique de confinement [54]	66
Figure 1-39 : Epreuve pour l'essai d'arrachement sur le bambou [98]	67
Figure 1-40 : Lanière de bambou crénelée [115]	67
Figure 2-1 : Localisation de la zone d'étude au Bénin	70
Figure 2-2: Vue d'ensemble des grains des différentes classes granulaires après leur numérotation	75
Figure 2-3 : (a) Sable consolidé, (b) argile consolidée	75
Figure 2-4 : Dépôt de particules sur les papiers nettoyants	75
Figure 2-5: (a) nodules de latérites dures, (b) argile consolidée et sable consolidé	76
Figure 2-6: Granulométrie des granulats	78
Figure 2-7 : Amplitude et étendue de la masse volumique réelle et de l'absorption d'eau des grains du gravillon latéritique.	80

Figure 2-8 : Variation de la masse des nodules en fonction du temps en présence de l'eau	82
Figure 2-9 : Variation de la masse volumique apparente, réelle, absorption et compacité des granulats en fonction des différentes classes granulaires	82
Figure 2-10: Courbes granulométriques du sable latéritique, des nodules latéritiques et des différents mélanges granulaires utilisées dans la formulation des bétons latéritiques	87
Figure 2-11: Affaissement au cône d'Abrams des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.....	92
Figure 2-12: Densité des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.....	93
Figure 2-13: Variation de la résistance en compression en fonction du dosage et du rapport E_{eff}/C	94
Figure 2-14: Evolution des résistances dans le temps (à J jours d'âge).....	95
Figure 2-15: Résistance à la compression des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.....	96
Figure 2-16 : Résistance en traction par fendage des bétons de latérite brute en fonction du rapport E/C pour les différent rapports CA/FA	97
Figure 2-17 : Aspect du béton de latérites lavées, avant (a) et après (b) écrasement en compression	98
Figure 2-18 : Courbe contrainte déformation du béton : Chargement-Déchargement	99
Figure 2-19 : Courbe contrainte déformation du béton	99
Figure 2-20 : Texture des bétons formulés, (a) : Nodule dure de latérite (Gris foncé), (b) : Conglomérat de sable et argile consolidé (Jaune)	101
Figure 2-21 : Mode de rupture des éprouvettes en compression	102
Figure 3-1 : Machine d'essai et le dispositif d'application de la charge de traction (Ex ESTBR Abomey).....	111
Figure 3-2 : Les différents types d'échantillons d'essai de rotin en traction	112
Figure 3-3 : Différents types d'éprouvettes de rônier essayées en traction.....	113
Figure 3-4: Quelques échantillons des éprouvettes de rônier pour la compression axiale.	115
Figure 3-5 : Vue montrant le principe de l'essai de flexion trois points sur les échantillons de bois de rônier.....	117
Figure 3-6 : Schématisation des trois directions du rônier [146]	118

Figure 3-7 : Variation du retrait et gonflement du rônier	119
Figure 3-8 : Variation des coefficients du retrait et du gonflement du rônier	119
Figure 3-9: Variation du retrait et gonflement du rotin	119
Figure 3-10 : Variation des coefficients du retrait et du gonflement du rotin	119
Figure 3-11 : Cinétique d'absorption des éprouvettes du rônier	122
Figure 3-12: Cinétique d'absorption des éprouvettes du rotin	122
Figure 3-13 : Coupe longitudinale du bois en étude observé au MEB : (a) Rônier, (b) Rotin	124
Figure 3-14: Variation de la masse volumique en fonction d'humidité	125
Figure 3-15 : Comportement typique du bois de rônier en compression axiale.	129
Figure 3-16 : Comportement typique du bois de rônier en compression axiale	130
Figure 3-17 : Détermination du module élastique en compression axiale du rotin.	131
Figure 3-18 : Détermination du module élastique en compression axiale du rônier	132
Figure 3-19 : Courbe contrainte déformation du rotin	135
Figure 3-20 : Courbe contrainte déformation du rônier	135
Figure 3-21 : Tracé de la courbe de la charge appliquée en fonction de la déformée de la poutre	137
Figure 4-1 : Typologie des armatures de rônier	139
Figure 4-2 : Schéma de principe pour l'essai de traction par arrachement.....	140
Figure 4-3 : Dispositif montrant le principe de l'essai d'arrachement	143
Figure 4-4 : Courbe force déplacement de échantillons référents par type d'armature	145
Figure 4-5 : Configuration des différentes poutres avec les différents types d'armatures ..	149
Figure 4-6: Courbe force déplacement des échantillons de poutre en béton de latérite armé ((BLA) d'armature de bois de rônier.....	150
Figure 4-7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	151
Figure 4-8 : Déformée statique en flexion 3 points et diagramme du moment fléchissant	153
Figure 5-1 : Vue en plan coté et une coupe du bâtiment.....	157
Figure 5-2: Plan de poutraison du bâtiment et coupe représentative du plancher accessible	158
Figure 5-3: Décomposition de la section en T	166
Figure 5-4 : Organigramme de calcul du moment limite ultime [153].....	167
Figure 5-5 : Organigramme de dimensionnement d'une poutre en T à l'E.L.U. [153]	168
Figure 5-6 : Schéma de calcul de la nervure.....	170
Figure 5-7 : Coupe représentative du plancher inaccessible.....	176

Figure 5-8: Courbe des efforts tranchants et courbe enveloppe des efforts tranchants	179
Figure 5-9 : Coupe de principe montrant la disposition des armatures.....	182
Figure 5-10 : vue 3D montrant les nervures à armatures de rônier et de rotin dans la dalle du bâtiment.....	182
Figure 5-11 : Modèle simplifié de calcul de la nervure mixte.....	185
Figure 5-12 : Assemblage des éléments de la nervure dans Abaqus	187
Figure 5-13: Maillage des différents matériaux.....	187
Figure 5-14 : Conditions aux limites de la nervure dans Abaqus	188
Figure 5-15 : Chargement de la nervure dans Abaqus	188
Figure 5-16: Cartographie des déformations	188
Figure 5-17 : Courbe de comparaison de la déformation de la poutrelle par la méthode analytique et celle numériques	189
Figure 0-1: diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant	204
Figure 0-2 : Déformée statique en flexion 3 points et diagramme du moment fléchissant	205

Listes des tableaux

Tableau 1-1 : Sites prospectés et leurs réserves.....	7
Tableau 1-2 : Classification du genre <i>Borassus</i> [2,25]	13
Tableau 1-3 : Nombre d'arbres de <i>borassus</i> par zone écologique du Bénin [34].....	20
Tableau 1-4: Fréquence relative du <i>Borassus aethiopum</i> par district phytogéographique ...	22
Tableau 1-5 : Récapitulatif des caractéristiques déterminées pour le bois de rônier [42].....	26
Tableau 1-6 : Quelques caractéristiques mécaniques du rônier (<i>borassus aethiopum</i>) [45] .	27
Tableau 1-7 : Taxonomie du rotin [46].....	28
Tableau 1-8 : Valeurs optimales d'après ABRAMS du module de finesse des compositions granulaire des bétons courants.[66]	39
Tableau 1-9 : Résistance moyenne des éprouvettes (N/mm ²) [84]	45
Tableau 1-10: Résultats des tests d'ouvrabilité et de résistance à la compression. [86]	47
Tableau 2-1: Caractéristiques physique des différentes classes granulaires du sable latéritique	79
Tableau 2-2: Caractéristiques physique des différentes classes granulaires des nodules latéritiques	79
Tableau 2-3: Caractéristiques physique des nodules suivant la couleur.....	80
Tableau 2-4 : Autres paramètres physiques étudiés	83
Tableau 2-5: Analyse chimique par fluorescence X du sable et des gravillons latéritiques...	83
Tableau 2-6. Caractéristiques du ciment et des fillers calcaires.	85
Tableau 2-7: Programme des essais réalisés.....	87
Tableau 2-8: Programme des essais réalisés.....	88
Tableau 2-9: valeurs prévisionnelles de la résistance à la compression des différentes formules, selon la relation de Bolomey	91
Tableau 2-10 : Masses volumiques et résistance moyenne à la compression des éprouvettes à 28 jours.....	91
Tableau 2-11: Evolution des résistances dans le temps (à J jours d'âge).....	94
Tableau 2-12:Tableau de comparaison des résistances théoriques et expérimentales en traction par fendage des bétons de latérite brute en fonction du rapport E/C pour les différents rapports CA/FA.....	97
Tableau 2-13: Quelques paramètres d'ingénierie du béton de latérite selon la formulation optimale.....	100
Tableau 2-14 : caractéristiques mécaniques des bétons à base de différents types de granulats latéritiques	101

Tableau 3-1: dimensions des éprouvettes de rônier pour l'essai de flexion 3 points.....	116
Tableau 3-2 :Qualification des rétractibilités [146]	120
Tableau 3-3: Qualification des coefficients de rétractibilités [146].....	121
Tableau 3-4 : Masse volumique du rônier à l'humidité H et à 12% d'humidité.....	124
Tableau 3-5 : Masse volumique anhydre et masse volumique basale du rônier	125
Tableau 3-6 : Récapitulatif des masses volumiques des échantillons de rotin étudié	126
Tableau 3-7 : Catégorie des masses volumiques des bois à 12 % d'humidité [26].....	126
Tableau 3-8 : Contrainte de rupture en compression axiale du rônier à l'humidité H et à 12%	127
Tableau 3-9 : Contrainte de rupture en compression axiale du rotin à l'humidité H et à 12%	128
Tableau 3-10 : Récapitulatif des modules des différents échantillons de rônier en compression axiale.....	133
Tableau 3-11 : Récapitulatif des modules des différents échantillons de rotin en compression axiale	134
Tableau 3-12 : Caractéristiques mécaniques du rônier et du rotin en traction axiale	134
Tableau 3-13 : Caractéristiques mécaniques des éprouvettes de rônier pour l'essai de flexion 3 points.....	136
Tableau 4-1 : Contrainte ultime d'adhérence entre armature et béton mesurée en traction par flexion.....	142
Tableau 4-2 : Contrainte d'adhérence selon le type d'armature.....	145
Tableau 4-3 : Récapitulatif des charges de rupture et des déplacements maximaux pour les différents types de poutres	149
Tableau 4-4 : Contrainte de rupture et module de déformation de la poutre non armée (Témoins).....	154
Tableau 4-5 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres à armature de section circulaire (Type I).....	154
Tableau 4-6 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres armée d'armature de section circulaire avec crénelure (Type II).....	154
Tableau 4-7 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres armée d'armature de section octogonale (Type III)	154
Tableau 5-1: Résumé des différentes étapes des calculs	177
Tableau 5-2 : Répartition des cadres en rotin en fonction de la courbe enveloppe de l'effort tranchant	179

Tableau 5-3: Caractéristiques mécaniques des éléments constitutifs de la nervure	185
Tableau 5-4: caractéristiques équivalentes des éléments structurels du plancher.....	185
Tableau 5-5: Comparaison des résultats analytique et numérique.....	189
Tableau A-0-1 : Données pour la rétractibilité totale.....	206
Tableau A-0-2 : Tableau de l'évolution de la masse du rônier en fonction du temps	208
Tableau A-0-3 : Données relatives à la masse volumique.....	209
Tableau A-0-4 : Tableau de calcul des volumes	209

Liste des photos

Photo 1-1 : Le borassus aethiopum mart [25]	15
Photo 1-2: Structure du bois de rônier [31]	18
Photo 1-3 : Coupe transversale d'un tronc de rônier [25]	18
Photo 1-4: Photographie montrant les fibres et les parenchymes : (a) : vue transversale, (b) : vue longitudinale des fibres [31].....	19
Photo 1-5: Lattes obtenues après découpe des grumes de rônier [37]	24
Photo 2-1 : Carrière de latérite de Attotinga, commune d'Allada	71
Photo 2-2: à gauche : matériau non lavé ; à droite : matériau lavé	71
Photo 2-3: Conservation des éprouvettes	89
Photo 2-4: Essai de compression sur les éprouvettes, (a): éprouvette en cours d'essai, (b) : éprouvette après rupture.....	90
Photo 2-5: Essai de traction par fendage sur les éprouvettes, (a): éprouvette en cours d'essai, (b) : éprouvette après rupture	90
Photo 3-1: De l'arbre rônier au latte en bois de rônier.....	104
Photo 3-2: Les phases d'obtention des lianes comme bois de construction	105
Photo 3-3: éprouvettes pour essai de retrait-gonflement (a) liane de rotin, (b) bois de rônier	106
Photo 3-4 : Dispositif d'acquisition des données pour l'essai de traction sur (a) rônier et (b)rotin	114
Photo 4-1 : Echantillons des différents types d'armatures	139
Photo 4-2 : Dispositif d'essai d'adhérence par la méthode de traction par flexion	140
Photo 4-3 : Echantillon après démoulage	141
Photo 4-4 : Echantillon de poutre avec le dispositif d'essai permettant la rotation	141
Photo 4-5 : Disposition des capteurs de déplacement pendant l'essai	141
Photo 4-6 : Rupture de l'adhérence après sollicitation en flexion par traction	142
Photo 4-7 : Configuration les tiges pour le Pull Out Test (a) tige à section circulaire avec crénélure, (b) tige à section circulaire sans crénélure.....	144
Photo 4-8 : Système d'acquisition des données pendant l'essai d'arrachement (PULL OUT TEST).....	144
Photo 4-9: (a) Propagation de la fissure le long du bois ; (b) Aspect final de la fissure à la rupture d'adhérence.....	147
Photo 4-10 : Ruine par rupture de l'armature	147
Photo 4-11 : Glissement de l'armature du bloc de béton de latérite.....	148

Photo 4-12 : Vue montant : (a) mise en place de la poutre pour l'essai, (b) échantillon montrant le mode de rupture.....	149
Photo 5-1: Répartition des armatures en rotin sur celles en rônier.....	180
Photo 5-2 : Assemblage des armatures en rotin sur celles en rônier	181
Photo 5-3 : Disposition des armatures en rotin sur celles en rônier.....	181

Introduction Générale

Au cours des trois dernières décennies, l'histoire de l'humanité est marquée par des problèmes environnementaux dont les conséquences sur la population mondiale sont d'une sévérité sans précédent. La crise de l'énergie provoquée par la croissance de l'industrie suscite de plus en plus de questionnement quant à la préservation de l'environnement et les changements climatiques observés ces dernières années. S'en est suivi alors une prise de conscience collective qui se manifeste notamment par une quête de solutions à moyen et à long terme. Les grands colloques tels que le Sommet de la Terre de Rio en 1992, la Conférence de Kyoto en 1997 et la Conférence de Copenhague en 2009 organisés à cet effet s'accordent à dire que les changements climatiques amorcés ne pourront pas être inversés sans une réduction rapide des gaz à effet de serre. Cette mesure devra être prise dans tous les secteurs susceptibles d'en produire et d'en libérer dans la nature.

Depuis les années de l'indépendance au Bénin, on s'est beaucoup plus penché sur l'utilisation des matériaux industrialisés pour la construction, tant privée qu'étatique en raison du fait que la caractérisation de ces matériaux comme le fer à béton est entièrement éprouvée. Pourtant dans la pratique traditionnelle de construction des populations africaines, l'utilisation des matériaux locaux de construction avait toujours été de mise. Même le colonisateur, à son arrivée, avait eu recours aux matériaux locaux de construction pour ériger ses premières infrastructures

. De nos jours les chercheurs sont intéressés par la mise au point de matériaux de technologie non polluante qui consomment moins d'énergie lors de leur production. De plus en plus, leur attention se tourne progressivement vers des matériaux non-industriels, tels les fibres végétales, la latérite, l'argile et le bois.

Au Bénin, les matériaux locaux de construction ont fait l'objet de peu de travaux de recherche avec la vulgarisation des résultats. Cette non-disponibilité d'information a conduit la population à l'utilisation des matériaux industriels éprouvés comme l'acier pour lesquels l'information technique est abondante. Les matériaux locaux de construction comme la latérite et le bois et plus particulièrement, les lianes de rotin et le bois de rônier représentent un potentiel économique immense d'une part parce qu'ils développent une forte résistance mécanique en traction par flexion, et se retrouvent en abondance sur tout le territoire national [1,2]. Actuellement, la liane de rotin est surtout utilisée dans l'artisanat pour la réalisation des mobiliers et en milieu rural [3] et pour la réalisation d'ossature de plancher en association avec la terre latéritique. De même, les pratiques traditionnelles montrent que les lianes de rotin sont tissées pour servir de tablier de ponts traditionnel pour la traversée des cours d'eau.

Des études ont montré qu'il est possible d'utiliser le bambou comme armature dans le béton [4–6]. Compte tenu des similarités d'utilisation endogène dans la construction et des présumées

performances des lianes de rotin et du rônier avec le bambou comme armature dans le béton [7], n'est-il pas donc possible d'envisager l'utilisation des lianes du rotin et du bois de rônier comme armature dans le béton et plus particulièrement dans le béton de latérite ? C'est ce questionnement qui nous amène à nous intéresser au thème de la présente recherche, intitulé « *étude de la mise en œuvre du rotin comme armature transversale des nervures et armatures de paillasse de la table de compression en béton de graveleux latéritiques* ». Cette étude se fera à travers l'élaboration d'un plancher à corps creux faisant intervenir l'utilisation d'autre éco-matériaux (Figure 0-1).

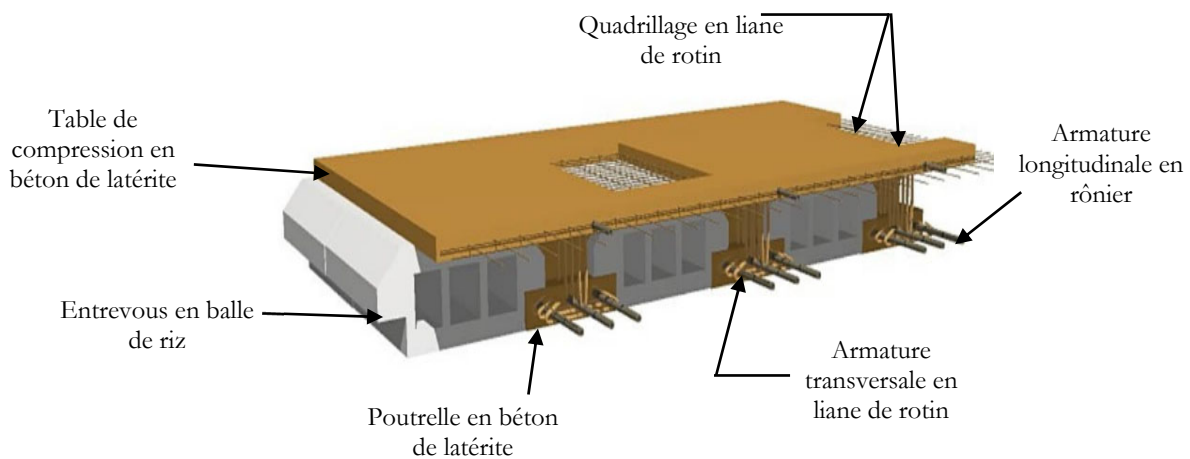


Figure 0-1 Schéma type du plancher à réaliser

Le marché des produits écologiques est en plein essor, offrant de nouvelles occasions de promouvoir les lianes de rotin et le bois de rônier, matériau largement répandu au Bénin, qui s'adaptent à différents climats, faciles d'utilisation, accessibles et ayant des vertus écologiques comme substitut à des matériaux industriels comme l'acier. Leur utilisation comme armature dans le béton demeure une possibilité inexploitée et non explorée avec des conclusions éprouvées. Ces biomasses végétales constituent des réserves forestières et agricoles disponibles en abondance.

L'objectif de développement visé par cette thèse est de produire des matériaux de construction légers entrant dans la réalisation des planchers à corps creux à poutrelle, afin de valoriser les acquis de la recherche sur les matériaux composites. Cette valorisation conduira au développement des écoconstructions en sauvegarde de l'environnement afin d'offrir à toutes nos populations rurales ou citadines, une habitation décente à des conditions pratiquement sociales et à moindre coût. Plus spécifiquement, il s'agira :

- d'étudier la formulation du béton à base de la latérite

- d'étudier les caractéristiques physiques et les performances mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier
- d'étudier les performances mécaniques de l'association bois/béton de latérite
- dimensionner et modéliser un plancher à corps creux à entrevous de balle de riz.

Le présent manuscrit de thèse aborde dans son premier chapitre, l'état des connaissances sur les différents matériaux en étude notamment la latérite, le béton de latérite, le bois de rônier et les lianes de rotin utilisés comme matériaux de construction. Dans le deuxième chapitre, nous abordons la caractérisation physique de la latérite en vue de la formulation de béton de structure et dans le troisième, nous nous intéressons à la maîtrise des paramètres physiques et les performances mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier. Le quatrième chapitre aborde les performances mécaniques de l'association béton/bois. Nous allons finir ce manuscrit par l'étude analytique et numérique du plancher élaboré avec les différents matériaux.

Chapitre 1 : Etat de l'art

Introduction

Face au changement climatique, la valorisation des matériaux locaux de construction devient une préoccupation majeure des chercheurs. Cette valorisation passe par la mise en place de nouveaux types de matériaux de construction tels que les géobétons, le bois dont la production utilise des technologies moins polluantes. Les matériaux classiques de constructions à savoir, le fer à béton, le béton ordinaire engendrent pendant leur production une consommation énergétique très importante qui participe au déséquilibre écologique.

Dans ce chapitre nous ferons le point des travaux de recherches sur l'utilisation des matériaux locaux de construction notamment le geobéton de latérite, le bois de rotin et de rônier comme matériaux de construction sans oublier de faire une présentation sommaire desdits matériaux.

1.1 La latérite

1.1.1. Généralités sur la latérite

1.1.1.1. Définition

Le terme « latérite » a fait son apparition dans la littérature scientifique au début du 19^{ème} siècle pour désigner un matériau servant dans la construction dans la région de Malabar (Inde) [8]. Ce terme vient du latin « Later » et n'est que la traduction latine d'une terminologie vernaculaire qui signifie brique, par référence à l'utilisation des blocs [9,10]. Il a été employé pour la première fois par Buchanan en 1807 pour désigner les dépôts ferrugineux recouvrant de vastes surfaces dans les régions montagneuses de Malabar [10]. Buchanan en 1807 décrit la latérite comme étant un matériau qui présente l'aspect d'un dépôt ferrugineux, avec une morphologie vésiculaire. Il est non stratifié et se situe à faible profondeur dans les sols. Lorsqu'elle est fraîche, elle peut être découpée en blocs réguliers à l'aide d'un instrument tranchant. Exposée à l'air, elle durcit rapidement et résiste remarquablement aux agents météorologiques. Dans les dialectes locaux ces formations sont dénommées « terre à briques »

Plusieurs théories exposent l'origine et de la formation des latérites [11,12]. Ces théories ont conduit à une multitude de définitions ou concepts de la latérite, qui créent une certaine confusion sur le sens réel et la définition de ces sols. Autret P.(1983) [9] a recensé un nombre important d'ouvrages consacré à la formation des latérites. Il ressort de cette étude, plusieurs types de latérites classifiées comme suit :

- les sols fins ferralitiques (ou latérite) ;

- les graveleux latéritiques, utilisés le plus souvent en construction routière comme couche de forme, couche de fondation ou de base ;
- la carapace (ou horizon) latéritique, très dure mais pouvant être détruite par un engin de terrassement ou à la pioche, etc. ;
- La cuirasse latéritique, qui est une couche très dure de matériau aggloméré avec une ressemblance à des scories, difficilement destructible par des engins possédant de lame, parfois naturellement fragmenté.

La Figure 1-1 montre le profil d'altération typique des massifs latéritiques avec les grands ensembles suivants :

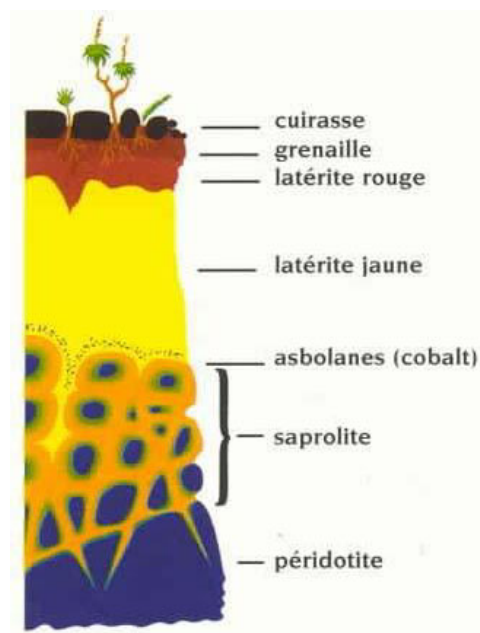


Figure 1-1 : Profil latérite typique (Antselele, 1999)[13]

Du haut vers le bas du profil d'altération, nous distinguons :

- Cuirasse et carapace : formation massive à oxydes de fer et d'aluminium, quartz, kaolinite
- Formation tachetée : formation nodulaire à oxydes de fer et d'aluminium, quartz, kaolinite
- Saprolithe fine ou lithomarge : zone saturée d'eau à quartz, marquée par la dominance des minéraux secondaires d'altération
- Saprolithe grossière ou arène : formation dominée par la nature de la roche mère, possédant des fragments de roche et des minéraux primaires en grains séparés
- Roche mère silico-alumineuse

1.1.1.2. Répartition géographique

1.1.1.2.1. Dans le monde

Les latérites sont largement répandues à travers le monde, mais plus particulièrement dans les régions intertropicales d'Afrique, d'Australie, de l'Inde du sud-est asiatique et d'Amérique du Sud [14]. Il faut noter que la répartition de ces sols ne correspond pas nécessairement aux conditions actuelles de genèse car même en région intertropicale, ces formations sont des fossiles.

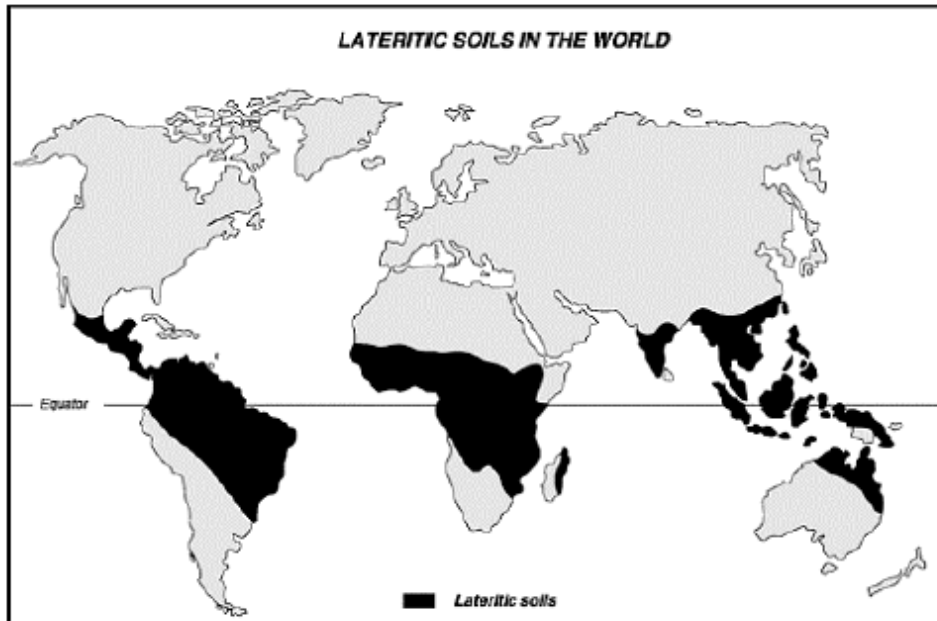


Figure 1-2 : Répartition des latérites dans le monde [14]

1.1.1.2.2. Au Bénin

Le sous-sol du Bénin dispose de la matière première aussi bien sur les plateaux au niveau du bassin sédimentaire côtier que sur le socle magmatique et gneissique précambrien. Les recherches ont permis d'identifier quinze (15) sites favorables au niveau du socle dans les grandes agglomérations en tenant compte des entités géologiques. Les réserves minima évaluées s'élèvent à 724806,247 m³ au niveau des zones du socle, des unités structurales de l'Atacora, du Buem et du bassin sédimentaire de Kandi (département des collines, du Borgou, de l'Alibori, de l'Atacora et de la Donga).

Le Tableau 1-1 présente les différents sites explorés, leurs superficies, la profondeur des puits de recherche, les réserves minima prouvées :

Tableau 1-1 : Sites prospectés et leurs réserves

Communes	Sites	Superficie (m ²)	Epaisseur mise en évidence par les puits (m)	Réserves minima prouvées (m ³)
Dassa-Zoumè	Tchaouunka	41804,422075	1,3	54345,745
Glazoué	Gomè	7137,215268	1,5	10705,882
Savalou	Lama	9240,594404	1,2	11088,712
Savè	Ata	47640,247451	1,2	57168,296
Ouèssè	Kemon	19524	1,7	33190,8
Tchaourou	Tchaourou	38848,98	2,2	85467,756
Parakou	Quartier Ganou	1442,62	2,7	3895,074
Nikki	Koni	5552,74	2,2	12216,028
Kandi	Pédé	13994,22	2,2	30787,284
Banikoara	Banikoara	45465,69	3,2	145490,208
Bassila	Sortie Nord	25097,48	2,85	71527,818
Djougou	Founga	27356,09	1,60	43769,744
Natitingou	Bérécingou	32604,65	1,60	52167,44
Kouandé	Voie de Guilmaro	50652,69	1,60	81044,304
Tanguieta	Tiéle	17745,12	1,80	31941,216

Le problème de l'utilisation des latérites a été souvent traité sous son aspect agronomique. Cependant, à l'origine, le développement des études chimiques et minéralogiques a été associé à des recherches minières (fer et aluminium). Ces spéculations ont pris une grande importance au cours des dernières décennies pour la recherche de gisement de bauxite, de fer, de manganèse. Le côté génie civil a aussi fait l'objet de nombreuses études en liaison avec la construction de routes et l'aménagement de réservoirs.

1.1.1.3. Formation

La formation de la latérite peut se faire à partir de n'importe quel type de roche, dans les régions à climat chaud et humide sur une période prolongée. Il existe autant de types de latérites qu'il y a de roches mères. Le processus d'obtention de la latérite résulte de l'altération chimique qui se traduit par la mise en solution de certains éléments de la roche mère, la disparition de la silice par lessivage et l'enrichissement en fer et en alumine du matériau, sous forme d'oxydes. Pour apprécier le degré de latérisation des sols latéritiques, Autret P.(1983) [9] recommande de déterminer le rapport S/R qui est défini en fonction des teneurs SiO_2 , Al_2O_3 et Fe_2O_3 . Ce rapport est défini par la relation de l'équation suivante.

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{60}}{\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{160}} \quad (1-1)$$

Ainsi, en fonction du degré de latérisation, la classification suivante est faite :

- pour $S/R < 1,33$: latérites vraies ;
- pour $1,33 < S/R < 2$: roches latéritiques ;
- pour $S/R > 2$: matériaux non latéritiques.

Cependant, lors des journées africaines de géotechnique, tenues à Yamoussoukro (Côte d'Ivoire) du 3 au 7 octobre 1988, il a été déclaré qu'il n'est pas souhaitable de distinguer les latérites et les sols résiduels car les latérites font partie intégrante des sols résiduels. Ainsi, il propose d'utiliser généralement l'appellation de sols résiduels d'altération pour les sols profonds et superficiels et par la suite, de limiter l'utilisation du mot latérite à son emploi comme adjectif dans des expressions sans ambiguïté telles que :

- Graveleux latéritiques ;
- Argiles latéritiques ;
- Carapace ou cuirasse latéritique.

L'altération des roches et la formation des sols latéritiques qui en résultent, provient de l'influence de certains facteurs tels que :

- le climat (pluviométrie, température, bilan hydrique) ;
- la topographie (érosion et drainage) ;
- la végétation (matières organiques, bactéries, acides humiques) et
- la roche mère.

Il existe autant de types de latérites qu'il y a de roches mères. Lyon Associates en 1971, rapporte que les sols ferrugineux se trouvent dans des régions arides où la saison sèche est marquée

tandis que les sols ferralitiques sont généralement rencontrés dans des parties plus humides et dans des zones couvertes d'une végétation dense [15]. Les ferrisols sont, pour leur part, rencontrés dans des zones de pluviométrie moyenne et forte. Autret en 1983 [9], a recensé un nombre important d'ouvrages consacré à la formation des latérites. Ce dernier distingue :

- Les sols fins ferralitiques (ou latérite) ;

Les graveleux latéritiques, utilisés le plus souvent en construction routière comme couche de forme, couche de fondation ou de base [16] ;

- La carapace (ou horizon) latéritique, très dure mais pouvant être détruite par un engin de terrassement ou à la pioche, etc. ;
- La cuirasse latéritique, qui est une couche très dure de matériau aggloméré avec une ressemblance avec des scories parfois naturellement fragmenté, difficilement destructible par des engins possédant de lame.

1.1.1.4. Caractéristiques morphologiques des sols latéritiques

Les caractéristiques morphologiques les plus étudiées pour les sols en particulier pour les sols latéritiques sont la structure, l'induration, la couleur, et la densité. On distingue une grande variété de caractéristiques morphologiques à cause des conditions dans lesquelles les sols latéritiques se sont formés et à la nature de la roche mère.

La structure des latérites est extrêmement variée. On distingue les formes suivantes :

- des structures homogènes ou continues.
- des structures hétérogènes ou discontinues,

L'appréciation de l'induration est empirique, car aucune caractéristique liée à la mécanique du matériau ne peut être chiffrée. On considère généralement qu'il y a induration quand le milieu a une consistance dure et fragile qui se conserve à l'humidité. On peut distinguer plusieurs degrés d'induration suivant que le matériau se casse ou non facilement à la main, se coupe ou non à la bêche, éclate ou non sous le choc du marteau [17].

L'appréciation des couleurs ne donne qu'une idée très peu concluante de la composition des latérites. Il est généralement admis que la couleur du sol est due, dans une large mesure, à la présence de fer, comme c'est le cas pour certains sédiments. Les sols latéritiques sont de couleurs très variées. Les teintes les plus courantes sont le rose, l'ocre, le rouge, le jaune et le brun. Les couleurs vives, rouges ou jaunes, sont dues aux oxydes ou hydroxydes ferriques. La couleur rouge est provoquée par la présence d'hématite et la couleur jaune par la goethite [18]. Les *Figure 1-3* et *Figure 1-4* montrent quelques couleurs de ces latérites.



a



b

Figure 1-3: latérite jaune (a) ; montagne en latérite (b) (Wikipédia, 2017)



a



b

Figure 1-4 : carrière de latérite rouge (a) ; mont en latérite rose (b) (Wikipédia, 2017)

La densité réelle des particules des sols latéritiques dépend de leur composition chimique. Elle varie entre les proportions 2,5 à 3,6 et augmente avec les teneurs en fer et diminue avec les teneurs en alumine. Les formes oxydées sont plus denses que les formes hydratées. La valeur de densité peut renseigner sur les dynamiques d'altération subies par les formations latéritiques [11]. Ainsi, la densité apparente est toujours plus élevée en surface qu'en profondeur, les cuirasses anciennes sont plus denses que les récentes. Les formations cimentées sont plus denses que celles à structures scoriacées et celles-ci, que celles à structures alvéolaires [17].

1.1.2. Usage des sols latéritiques comme matériau de construction

Plusieurs spectres de la vie exploitent la latérite à diverses fins. Nous nous intéresserons dans cette partie essentiellement aux divers usages de la latérite en tant que matériau de construction.

1.1.2.1. Dans le secteur routier

Le graveleux latéritique est essentiellement utilisé dans le corps des chaussées des routes en terre et des routes revêtues. Lorsque les sols latéritiques sont abondants, ils sont mis en remblai. Ils sont réservés pour la partie supérieure des terrassements, pour la couche de forme. Les sols latéritiques ayant de meilleures qualités comme sols support sont utilisés pour la réalisation des assises de chaussée (couche de fondation et couche de base) [19]. Les graveleux latéritiques, pris à l'état naturel, n'ont pas souvent des caractéristiques physiques et mécaniques recommandés dans les cahiers des clauses techniques particulières (CCTP) dans le secteur de la construction des bâtiments et de la route. Il est donc important avant leur utilisation, de procéder à une amélioration de la caractéristique mécanique et physiques de ces matériaux. Ces améliorations sont faites soit à la chaux, soit au ciment ou aux concassés granitiques.

Pour une amélioration à la chaux et selon les recommandations de Lyon Associates, (1971) et CEBTP, (1984), le matériau doit avoir une plasticité supérieure à 10, et un pourcentage de mortier (passant à 0,425 mm) supérieur à 15. Le CBR minimal de 60 doit être obtenu pour 95% du poids volumique maximal à l'OPM après 3 jours de cure à l'air et 4 jours d'immersion. Les pourcentages de chaux utilisés pour l'amélioration des performances mécaniques sont le plus souvent compris entre 4 et 7% [19].

La technique d'amélioration des couches de chaussée en graveleux latéritiques améliorés par l'ajout de ciment a fait l'objet de nombreuses études dans plusieurs pays se situant en zones tropicales et intertropicales d'Afrique. Le pourcentage de ciment ajouté varie dans de larges proportions en fonction des caractéristiques géotechniques du sol latéritique à améliorer et des performances mécaniques escomptées [9,20].

L'évaluation de la dureté des nodules sur les sols résiduels utilisés en construction routière est une notion qui pendant longtemps a fait l'objet de recherche. Mais jusqu'à l'époque contemporaine, la question sur l'impact réel de ces nodules sur le sol latéritique compacté n'est pas résolue. Aucun procédé universel n'est utilisé pour l'évaluer [21].

En Côte d'Ivoire, il a été adopté l'utilisation de l'essai Los Angeles standard pour évaluer la dureté des nodules. Un coefficient Los Angeles inférieur à 50 a été retenu comme critère de validité de l'aptitude des matériaux en utilisation routière.

Afin de mieux se rapprocher de la réalité, on a tendance de plus en plus à utiliser l'essai de compactage pour évaluer la dureté des nodules [21,22]. Le même principe que l'essai de Novais-Ferreira & Correia est appliqué pour déterminer l'indice de dureté, mais cette fois-ci en considérant les granulométries avant et après compactage. La plupart des études portant sur les sols latéritiques « lithostabilisés » ont été entreprises dans le but d'évaluer leurs performances mécaniques et

géotechniques. Peu ont été consacrées à une recherche fine et poussée sur les modifications microstructurales du graveleux latéritique contenant un fort taux de nodules après compactage.

1.1.2.2. Dans le secteur du bâtiment

Dans le secteur du bâtiment, ce sont les sols ferrallitiques (latérite) qui sont les plus utilisés pour confectionner des briques en terre stabilisée. La technique du géobéton est très répandue en Afrique car elle utilise la terre (latérite) comme principal ingrédient. Additionnée à une part de ciment (+/- 5 à 10%) la brique de géobéton est généralement produite avec des petites presses manuelles. C'est un matériau de construction local très écologique. La maçonnerie en brique de géobéton (Figure 1-5) est un mode de construction idéal et parfaitement adapté au climat africain (zone subsaharienne). La fabrication de ces briques nécessite très peu de ciment. Ce sont des matériaux qui ont déjà fait leurs preuves en ce qui concerne le domaine de l'imperméabilité, de la durabilité, de la fiabilité, de l'esthétique et de la rentabilité [23].



Figure 1-5 : Brique en géobéton [23]

Ce mode d'usage du matériau latérite montre à suffisance son utilisation dans la construction des édifices. Mais au-delà du modèle parpaings, les granulats latéritiques sont aussi convoités pour la production d'un nouveau type de béton. En effet, depuis quelques années, des recherches sont en cours pour étudier la possibilité de remplacer le gravier et le sable conventionnels par respectivement les nodules latéritiques et le sable latéritique pour confectionner du géobéton structural.

1.2 Le rônier (*Borassus aethiopum* Mart)

1.2.1 Généralité sur le rônier

1.2.1.1 Taxonomie du rônier

Le rônier est un arbre des zones guinéo-congolaise, de transition guinéo soudanienne et du sahel. Cette espèce est originaire des plateaux éthiopiens et fut découvert par le botaniste ADAMSON vers 1750 au Sénégal qui la baptisa « ron » comme les Ouolofs, mot qui ultérieurement fut transformé en « rônier » [24]. Le rônier est cultivé en Afrique soudanienne et soudano-sahélienne, du Sénégal à la Gambie jusqu'à l'Afrique Orientale et Australe.

Le Tableau 1-2 présente la classification du genre *Borassus*.

Tableau 1-2 : Classification du genre *Borassus* [2,25]

CLASSIFICATION DU BORASSUS	
Règne	Végétal
Sous-règne	Eucaryotes
Super-Embranchement	Cormophytes
Embranchement	Spermaphytes
Sous-embranchement	Angiospermes
Classe	Monocotylédones
Ordre	Spadiciflores ou Spathiflorales
Familles	Arécacées ou Palmiers
Sous-Famille	borassoïdées
Tribu	Borassées
Genre	<i>Borassus</i>
Espèces	<i>Borassus aethiopum</i> Mart.
	<i>Borassus deleb</i> Becc.
	<i>Borassus dichotomus</i> White.
	<i>Borassus heineana</i> Becc.
	<i>Borassus flabellifer</i> L.
	<i>Borassus madagascariensis</i> Bojer & Becc.
	<i>Borassus sambiranensis</i> Jumelle & Perrier.
	<i>Borassus sundaica</i> Becc.
	<i>Borassus tunicata</i> Lour.
	<i>Borassus akeassii</i> Bayton.

Du nom scientifique *Borassus aethiopum* mart, le rônier est un arbre ligneux qu'on retrouve dans les régions tropicales de l'Afrique sahélienne [26]. Il appartient à la famille des Arecaceae et au genre *Borassus* (Figure 1-6).

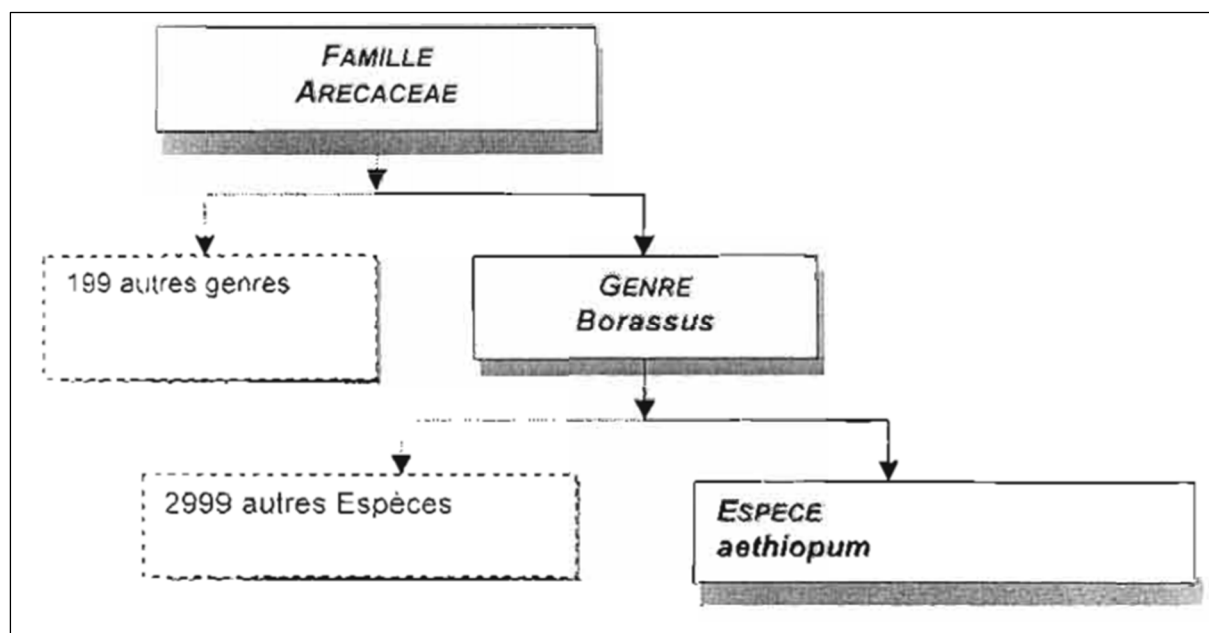


Figure 1-6 : Position systématique de *borassus aethiopum* mart [27].

Au Bénin, l'espèce la plus répandue est le *borassus aethiopum* mart connue sous le nom de « agontin » en langue fon. Il est également connu sous le nom de palmier à sucre (français), Aghon oludu (yoruba), Sébé (mina).

1.2.1.2 Description du *borassus aethiopum* mart

Le *borassus aethiopum* mart est l'un des palmiers les plus remarquables d'Afrique. Les critères d'identification de l'espèce sont les feuilles, les fruits, le tronc et un stipe lisse et gris pouvant atteindre 30 m de hauteur. À l'âge adulte, ce stipe peut présenter jusqu'à trois renflements en fonction de son âge. Le rônier peut posséder plus d'un seul tronc. Les feuilles longues, pouvant mesurer jusqu'à deux ou trois mètres de long, sont en éventail et flabelliformes. La floraison se passe sur des sujets séparés donnant lieu à des fruits de forme ovoïde, lisse et de couleur jaune marron ou orange comestibles sous forme de grappe.



Photo 1-1 : *Le borassus aethiopum mart* [25]

1.2.2 Ecologie et caractéristiques botaniques

1.2.2.1 Ecologie du rônier

D'après les études de Lubeit cité par Douffi, (2020), le *borassus aethiopum mart* est un arbre d'une grande plasticité capable de résister à la sécheresse comme à l'humidité et à l'inondation, de s'adapter à tous les types de sol et de résister aux violentes intempéries [28]. On trouve le rônier sur les sols sablo-limoneux ou sur les sols alluvionnaires dont la nappe phréatique n'est pas très profonde et sous la pluviométrie annuelle de l'ordre de 400 à 600 mm. Il tient indéfiniment dans les dépressions inondées, dans des terrains marécageux, au bord des fleuves et des rivières. C'est un arbre qui indique la présence d'eau mais craint l'inondation prolongée. Le rônier supporte une température de 25 à 35°C. Le développement du rônier nécessite une lumière intense, il forme parfois la lisière des forêts denses [24].

Selon Giffard (1967) [24], les conditions d'une croissance optimale de l'arbre de borassus lui imposent d'avoir accès à de l'eau de surface ou en faible profondeur ainsi qu'un bon éclaircissement (ensoleillement). Ces conditions font que l'arbre de borassus connaît une croissance optimale dans des climats tels que celui de la zone soudanienne qui est caractérisé par une saison sèche de 6 à 8 mois et des températures moyennes comprises entre 25 et 35 °C. Les climats tel que le climat subéquatorial sont donc favorables au développement de l'arbre de borassus.

1.2.2.2 Caractéristiques botaniques

Le rônier est une plante dont les racines sont nombreuses, cylindriques, minces. Elles sont fasciculées, entremêlées et situées à une très faible profondeur. Elles sont groupées près du stipe. Le rônier possède un système racinaire très développé ce qui lui permet d'aspirer une grande quantité d'eau destinée à être stockée dans le stipe [29].

Le tronc de l'arbre, celui d'un sujet adulte mesure 15 à 20 m et un diamètre qui atteint 30 à 40 cm à hauteur d'homme. Ce diamètre diminue progressivement vers le premier tiers du tronc puis augmente brutalement sur 3 à 4 m de la longueur et décroît ensuite (1^{er} renflement). On observe un second renflement et parfois même un troisième chez les palmiers âgés. On estime que, quelle que soit la taille de l'arbre, le premier renflement commence vers 25 ans, le second a lieu vers 90 ans, le troisième apparaît vers 120 ans [24].

Les feuilles ressemblent à de grands éventails de 3 à 4 m d'envergure, d'où le nom de *flabellifer* donné à l'espèce présente en zone Asiatique. Elles sont réparties tout au long de la tige chez le jeune rônier tandis qu'elles sont groupées en un bouquet plus ou moins développés selon l'état végétatif du palmier au sommet du stipe chez les adultes [24].

Particularités de l'espèce mâle et femelle

Le borassus mâle se caractérise par une absence de production de fruits ; la production du vin de palme, un stipe épais et résistant tandis que la femelle se caractérise par la production de fruit, la production de vin de palme et une structure de stipe peu résistant. Les rôniers femelles sont en général plus gros que les mâles [24].

1.2.2.3 Choix et qualité du borassus à utiliser

Pour des fins de construction, l'on ne peut choisir n'importe quel arbre ni utiliser n'importe quelle partie. Les pieds de rônier que l'on doit choisir, doivent avoir au moins un renflement. Ensuite, ils doivent être des mâles ; car la femelle ayant un diamètre plus grand, renferme plus de bois mou (moelle) au centre ; ce qui fait que, malgré qu'elle soit plus grosse, sa partie externe qu'on devrait utiliser est très petite. Cependant, le mâle, de faible diamètre, a sa partie externe non seulement plus résistante que celle de la femelle, mais aussi plus grande. Il est aussi reconnaissable par les fleurs qu'il donne à l'âge adulte. La femelle, quant à elle, donne plutôt des fruits.

Une fois les pieds de rônier choisis, nous enlèverons toute la partie située au-dessus du premier renflement, car cette partie n'a aucun intérêt ; ce n'est pas du bon bois. Le bois réellement utilisable, se trouve à quelques centimètres en dessous du renflement et s'arrête à quelque cm au-dessus du sol. La partie du tronc utilisable a une longueur moyenne de 7 à 8 mètres [29] avec une couronne d'épaisseur variant en 4 et 8 cm comme le montre la Figure 1-7 ci-dessous.

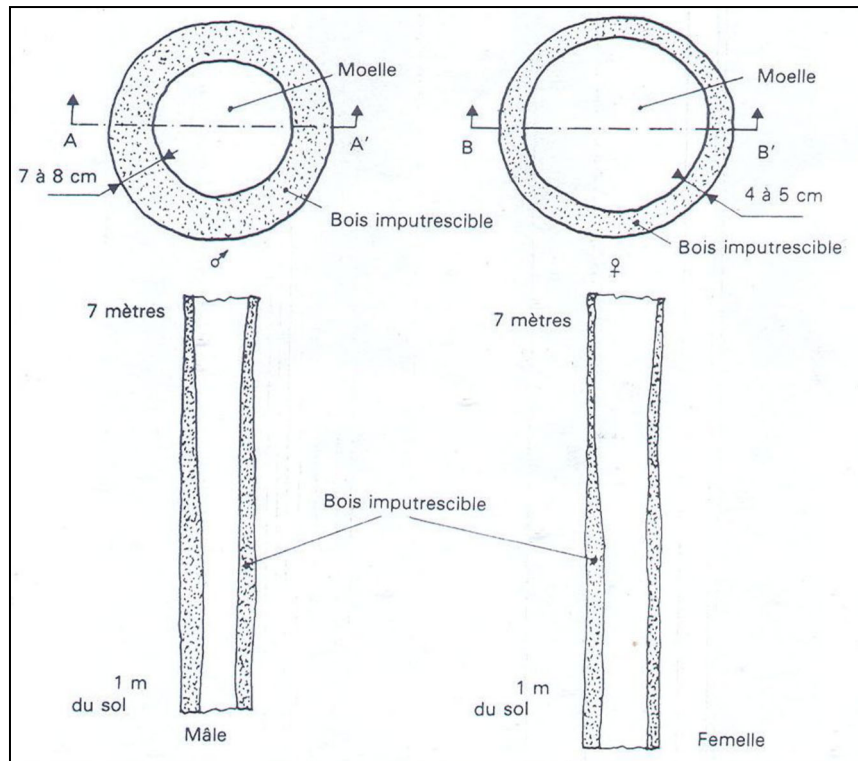


Figure 1-7 : Illustration de la morphologie du stipe chez le mâle et la femelle : Coupes longitudinale et transversale [29]

La partie centrale du bois de rônier ne possède aucune qualité particulière, spongieuse, elle pourrit rapidement et est de faible densité ce qui fait qu'on l'enlève. C'est la couronne extérieure d'une épaisseur de 7 à 8 cm chez les mâles et de 4 à 5 cm chez les femelles qui est le bois utilisable. Elle se caractérise par une forte densité et son bois imputrescible, présente de bonnes caractéristiques mécaniques, il résiste bien aux attaques des termites, des champignons et les xylophages marins [24].

1.2.3 Caractéristiques structurales

Le rônier est un matériau biopolymère assimilable à un matériau composite naturel. Sa structure tissulaire est organisée [30]. Son stipe est constitué de nombreux faisceaux cribro-vasculaires (tissus conducteurs) entourés d'une gaine de sclérenchyme (tissu de soutien), noyés dans le parenchyme fondamental. C'est cet ensemble qui confère la consistance dure au bois de rônier. De l'extérieur vers l'intérieur, le stipe (Photo 1-2 et Photo 1-3) est composé :

- ✓ d'une écorce constituée des cellules mortes ;
- ✓ du duramen : la partie correspondant aux zones d'accroissement les plus anciennement formées, qui ne comportent plus de cellules vivantes appelé généralement "bois parfait". Il

s'agit d'un bois dur, compact, dense, sec et imputrescible. Il est le plus souvent sombre et occupe les couches externes sous l'écorce ;

- ✓ de l'aubier : la partie généralement moins dur que le duramen et de couleur blanchâtre qui correspond aux zones d'accroissement les plus récemment formées. Il contient des cellules vivantes ;
- ✓ du cœur ou moelle : la partie centrale spongieuse qui est très riche en eau et en hydrate de carbone.

Le duramen et l'aubier constituent le bois proprement dit ayant une forme de couronne

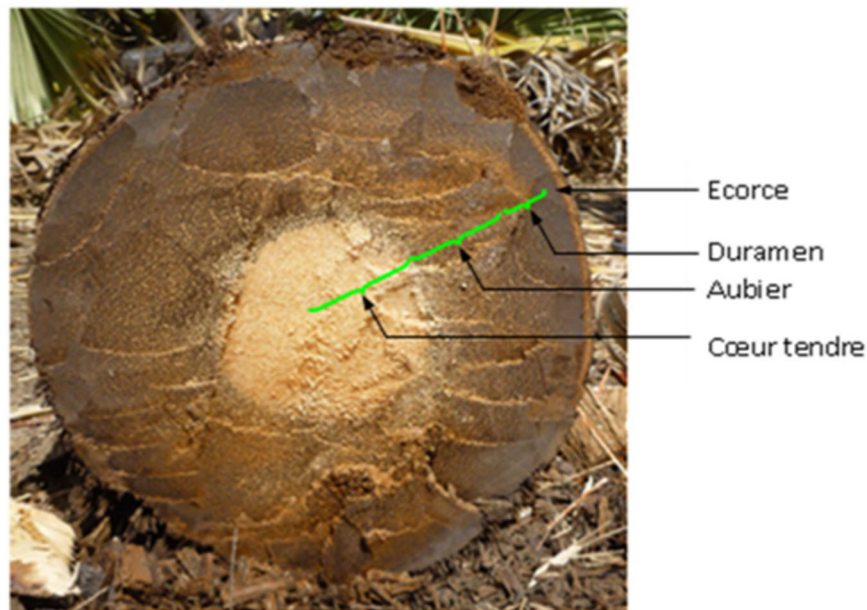


Photo 1-2: Structure du bois de rônier [31]



Photo 1-3 : Coupe transversale d'un tronc de rônier [25]

L'observation microscopique du bois (duramen + aubier) révèle que le bois de rônier présente une structure de cellules régulièrement arrangées. Matériau composite naturel, le rônier est formé :

- ✓ des fibres ou cellules allongées (trachéides) disposées dans le sens longitudinal du tronc, visibles à l'œil nu ; leurs longueurs sont variables et peuvent atteindre une cinquantaine de centimètre. En général, les fibres assurent le rôle de soutien mais dans une moindre mesure de conduction de sève brute. Elles constituent les renforts reliés entre eux par l'hémicellulose. Elles sont imprégnées de lignine [32] ;
- ✓ des parenchymes formés des cellules généralement appelées rayons médullaires dans laquelle sont noyées les fibres du bois rônier ; plus mous que les tissus fibreux, ils permettent leur adhésion et assure la forme du bois. Une vue microscopique dans la direction transversale et longitudinale des fibres est donnée par la Photo 1-4.

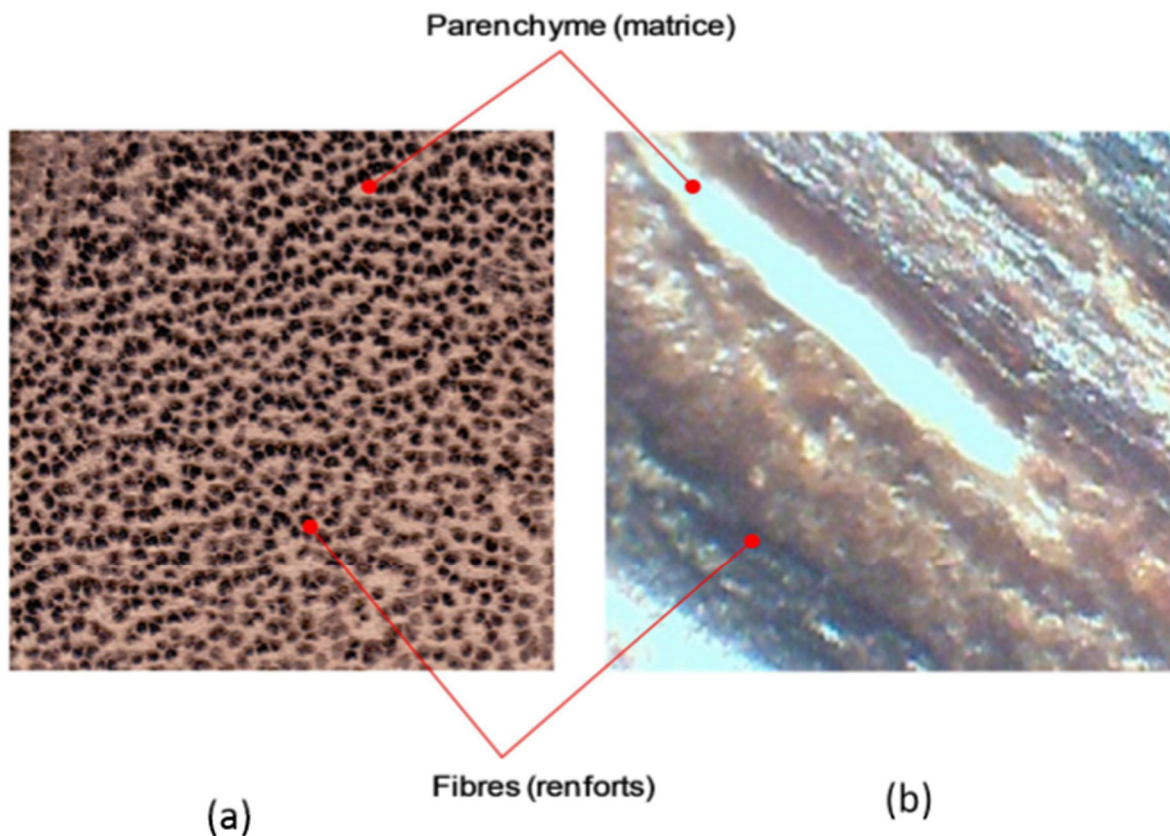


Photo 1-4: Photographie montrant les fibres et les parenchymes : (a) : vue transversale, (b) : vue longitudinale des fibres [31]

Selon Ngargueudedjim et al., (2016) [31], le duramen comporte 124 fibres entières au centimètre carré de section, contre 77 pour l'aubier. Les fibres du duramen apparaissent ainsi plus denses que celles de l'aubier. La dureté du duramen est non seulement due aux fibres ligneuses

mais aussi à la structure du sclérenchyme (tissu de soutien) qui est aussi lignifié [32]. Cependant, l'aubier renferme aussi des fibres, mais à parois pectocellulosique moins rigides. Ce qui est d'ailleurs confirmé par les caractéristiques dimensionnelles qui sont différentes.

1.2.4 Principaux peuplements du rônier au Bénin

Des études menées précédemment, Agossou et al (2008), [25] ont établi la présence du borassus au Bénin et que le genre borassus possède dans le sud du Bénin un seul taxon : le *borassus aethiopum mart* de dénomination française Rônier. Houankoun, (2004)[33] dans son étude menée en 2004 a situé les principaux peuplements de rônier au Bénin, on peut les présenter comme suit :

- ✓ ceux de Goroubi, Loumbou-Loumbou, de Pékinga, de Monsey, dans la commune de Karimama (département de l'Alibori) ;
- ✓ ceux de Matéri dans l'Atacora ;
- ✓ ceux bordant le cours d'eau de Kérou dans l'Atacora et de Sinendé dans le Borgou ;
- ✓ ceux situés le long du fleuve Ouémé, le long de la limite entre Savè et glazoué et dans les villages environnants du fleuve dans les départements des collines ;
- ✓ ceux de Sè et d'Adjaha dans le Mono ;
- ✓ ceux de Cocodji – Pahou dans l'Atlantique.

Plus tard, Ouinsavi et al., (2011) [34] se sont penchés sur l'évaluation du nombre d'arbres de *borassus aethiopum mart* par population et par zone écologique identifiées. Il ressort de ces travaux, les résultats présentés dans le Tableau 1-3 ci-dessous :

Tableau 1-3 : Nombre d'arbres de borassus par zone écologique du Bénin [34]

Zones Ecologiques	Populations de <i>B. aethiopum</i>	Sampled area (m ²)	Nombre d'arbres	Nombre d'arbres par ha	Number of trees per ecological zones (trees/ha)
Sudanian zone	Goroubi	1000	3	30	155
	Lombou-loumbou	1000	21	210	
	Niaro	1000	21	210	
	Kongourou	1000	17	170	
Sudano-Guinean	Akomiah	2000	30	150	150
Transition zone	Ouorgha	2000	30	150	

	Se	1000	20	200	
Zone	Pahou	1000	18	180	
Guinéenne	Grand Popo	2000	22	110	162
	Ouidah	1000	21	210	
	Total	13,000	203	-	

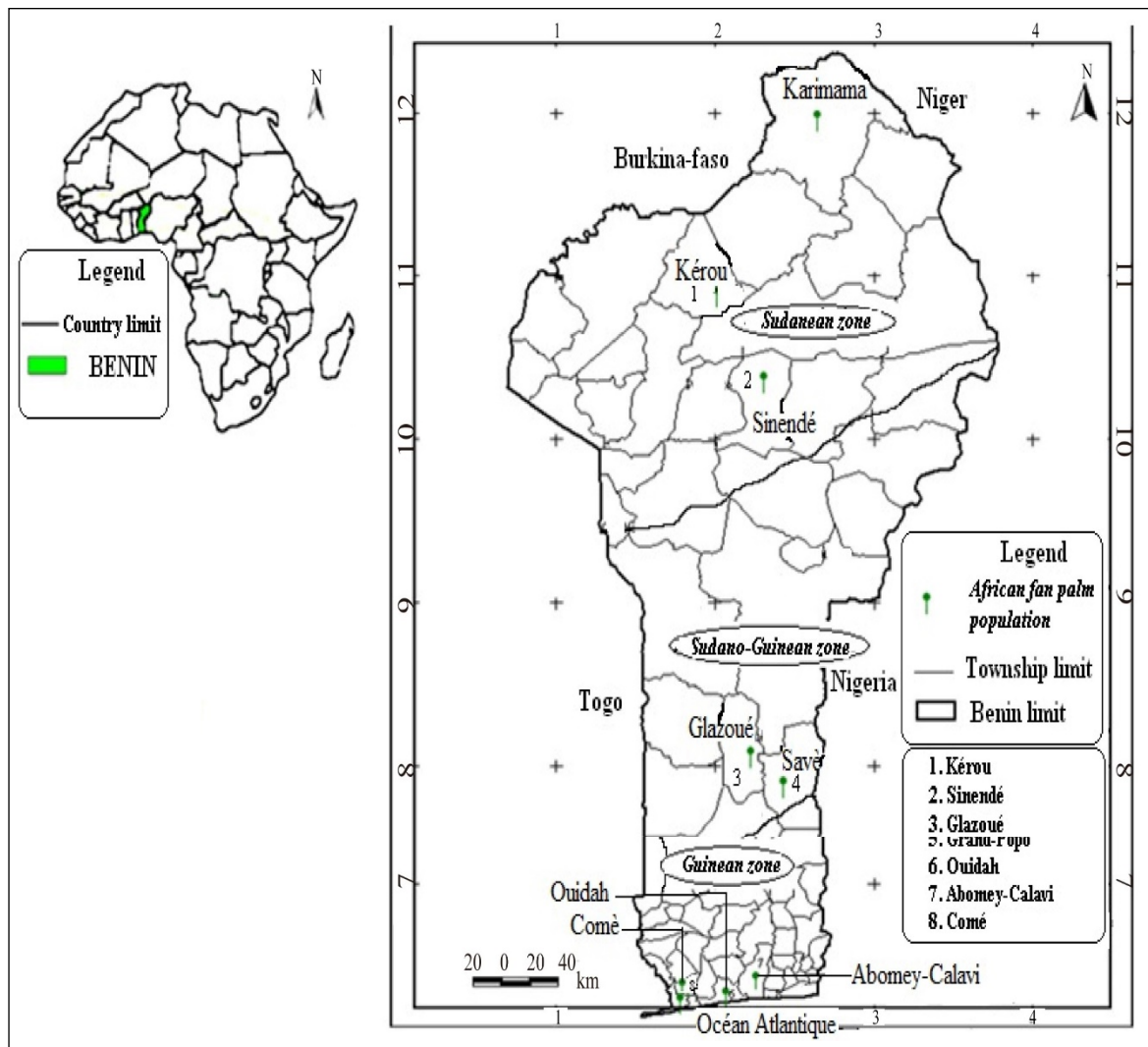
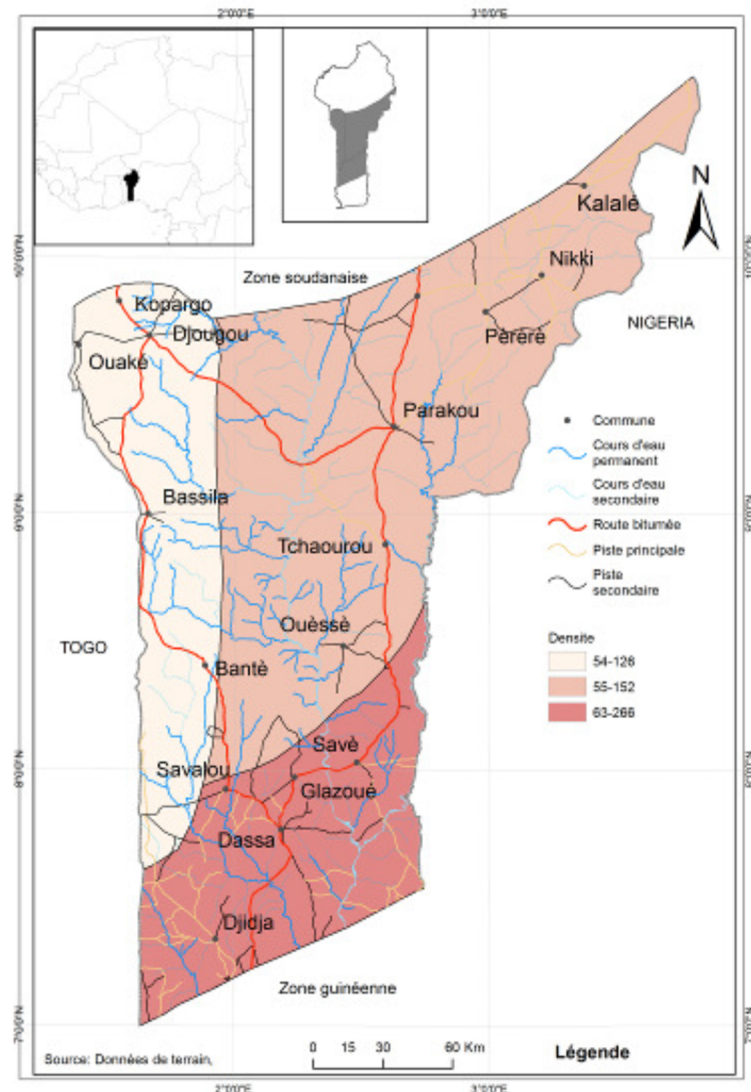


Figure 1-8 : Distribution du borassus *Aethiopum mart* dans zone écologique du Bénin [34]

Gbesso et al. (2014) [35], ont aussi fait des études sur la disponibilité du *Borassus aethiopum* Mart au Bénin plus précisément dans la zone de transition soudano-guinéenne selon le découpage de Adomou, 2005 comportant trois districts (Bassila, Borgou-Sud et Zou) (Figure 1-8). Ils rapportent que les localités de Savè et Glazoué sont des zones à forte prédominance de rônier (Tableau 1-4). De l'analyse du tableau et de façon générale, le *Borassus aethiopum* est plus abondante dans le phytodistrict du Zou que dans les deux autres de la zone de transition soudano-guinéenne.

Tableau 1-4: Fréquence relative du *Borassus aethiopum* par district phytogéographique

District phytogéographique	Bassila	Borgou-sud	Zou
Densité	54-126	55-152	63-266

Figure 1-9 : Distribution spatiale du *Borassus* au centre du Bénin [35]

Salako et al., (2015) [36] à travers une étude plus large ont présenté la distribution et l'abondance des individus adultes de *B. aethiopum* de toutes les régions du Bénin. De ces travaux, nous retenons que le rônier est présent dans les douze départements du pays, mais avec une large variation en abondance (Figure 1-9). En général, la quantité de *B. aethiopum* adulte par région, accroît vers le nord (Figure 1-10). En moyenne, la population est de 3 à 15 et de 2 à 10 fois plus grande respectivement dans les zones soudanaises et soudano-guinéenne que dans la zone guinéo-congolaise. Comparativement aux autres régions, le *B. aethiopum* est vraiment rare dans la localité de Pobè ($1,8 \pm 0,4$ adultes. ha^{-1}) et dans l'est du plateau ($1,9 \pm 0,4$ adultes. ha^{-1}). La plus grande quantité

est observée dans la chaîne de l'Atacora ($29,4 \pm 5,2$ adultes. ha^{-1}), Mékrou ($26,8 \pm 4,2$ adultes. ha^{-1}) et Pendjari ($26,3 \pm 2,8$ adultes. ha^{-1}) qui sont des régions de la zone soudanaise.

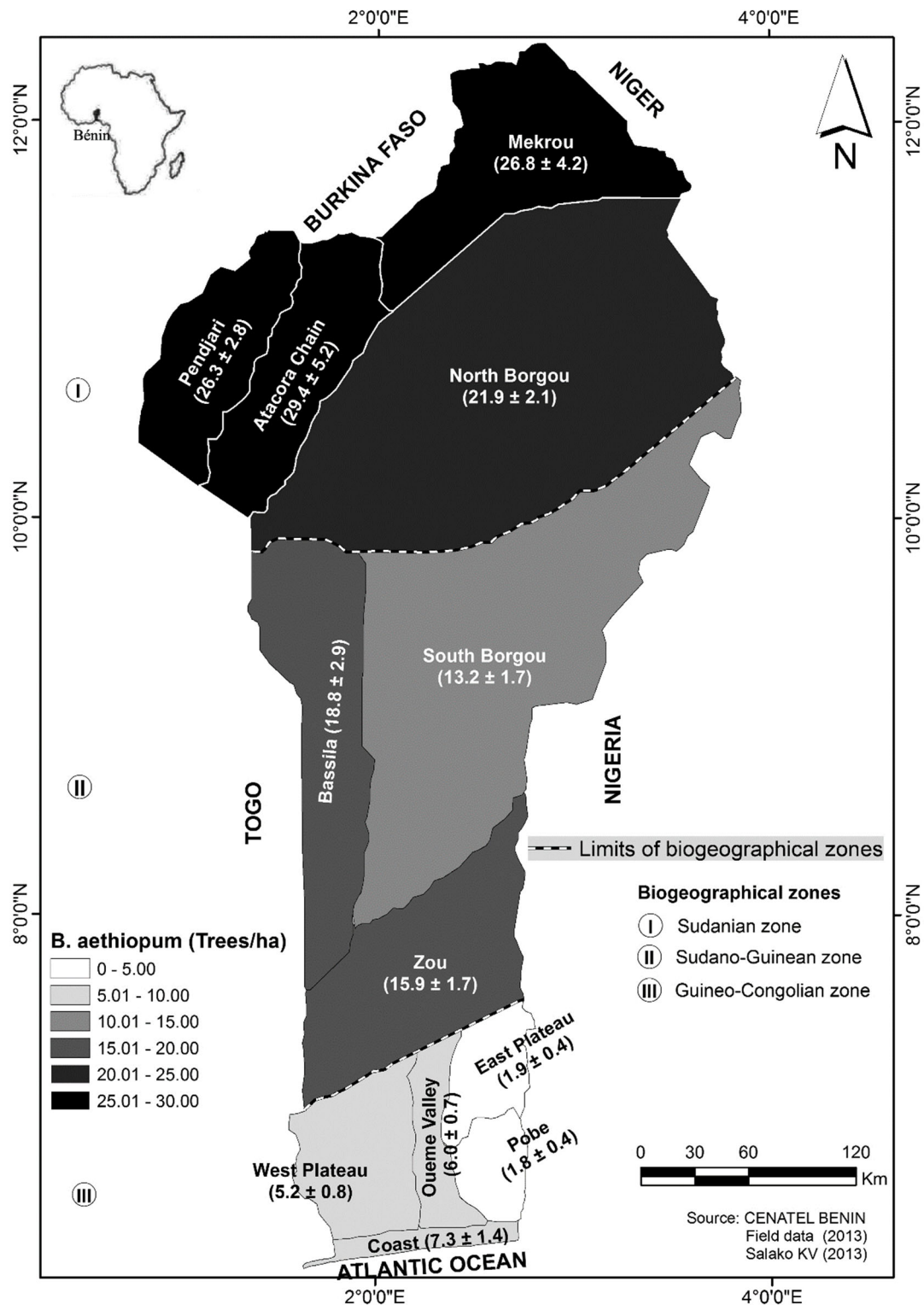


Figure 1-10: Distribution et abondance par région du *B. aethiopum* dans les départements du Bénin [36].

1.2.5 Usage du borassus aethiopum comme bois d'œuvre

Le bois d'œuvre de rônier est constitué par la couronne extérieure du stipe de l'arbre et présente de bonnes caractéristiques mécaniques et physiques. Il est obtenu par abattage, tronçonnage, et fendage de ce dernier. La production des lattes (Photo 1-5) par la couronne extérieure du stipe présente une valeur mécanique donc commerciale



Photo 1-5: Lattes obtenues après découpe des grumes de rônier [37]

Notons que le rônier fait partie des espèces protégées au Bénin par la loi N° 93-009 du 02 Juillet 1993 portant régime des forêts en République du Bénin et son décret d'application N° 96-271 du 02 Juillet 1996 portant modalités d'application de ladite loi. De ce fait, le droit d'usage est octroyé par les agents forestiers sur demande des exploitants [25].

L'usage du bois de rônier comme matériau de construction est d'une tradition très ancienne et remonte même au néolithique [30]. La partie la plus utilisée comme bois d'œuvre est celle en dessous du premier renflement qui présente une meilleure performance mécanique. Il est impossible de scier et très difficile de raboter ou de poncer le bois des borassus à l'état sec. Cependant, il est aisé de le fendre sur toute la longueur en quatre, en huit et même en seize morceaux [31]. Leurs utilisations varient suivant les régions et les peuples [38]. Particulièrement le stipe (tronc) au-dessous du renflement sert à la construction des toits des maisons et cases, de charpente, des portes et fenêtres, de piliers et traverses de ponts, à la construction de hangar, poteaux de clôture, à la construction des pistes pour les parties inondées, de support des murs, à la fabrication de pirogues et les meubles, de bois de feu, de ruches d'abeilles pour les troncs creux, de sièges dans les places publiques, d'abri pour les animaux domestiques. [2,25]. La Figure 1-11 ci-dessous donne le récapitulatif des modes d'utilisation du bois de rônier dans la construction au Bénin. A travers cette figure, on remarque que le bois de rônier est utilisé comme poutres de plancher en bois et beaucoup plus comme éléments de charpente (fermes) pour les toitures légères.

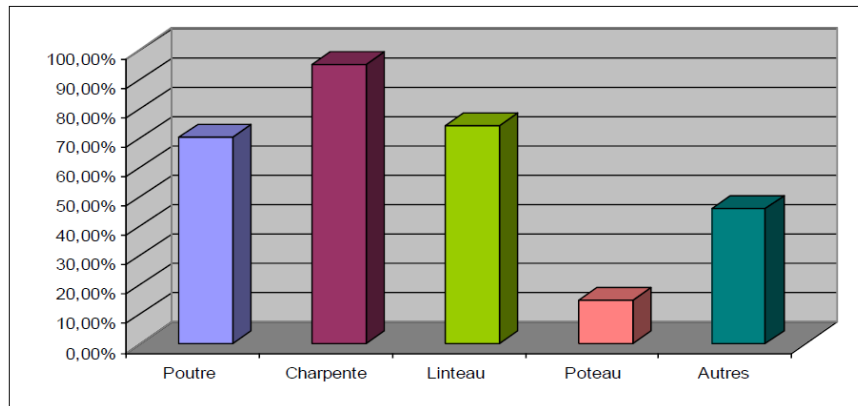


Figure 1-11 : Différents modes d'utilisation du bois de borassus au Bénin [25]

1.2.6 Travaux de caractérisation physiques et mécaniques réalisés sur le rônier

Depuis des années, à l'image du bambou, le bois de rônier est devenu un bois très précieux dans le monde de la recherche par ses performances mécaniques et physiques très connues empiriquement. De nombreux chercheurs se sont donc penchés sur sa caractérisation physique et mécanique en vue d'une exploitation plus judicieuse dans le secteur de la construction à travers la maîtrise de ses propriétés. Beaucoup de chercheurs se sont intéressés à la caractérisation mécanique du *Borassus Aethiopum* Mart provenant de divers pays (du Togo, du Bénin et du Tchad).

Samah *et al.* en (2015) [39], ont caractérisé le *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Togolaise du point de vue de la résistance à la compression, à la traction, à la flexion et au cisaillement et la résistance au feu. De ces travaux, il ressort que la résistance à la traction parallèle aux fibres est de 105,0 MPa, celle à la compression parallèle aux fibres est de 92,5 MPa et perpendiculaire aux fibres de 26,0 MPa. Cependant, les résistances à la flexion et au cisaillement sont respectivement de 91,4 MPa et de 6,5 MPa. Le module d'élasticité E est évalué à 1590 daN/mm². Nous constatons que la résistance à la compression dans le sens parallèle aux fibres est 3,5 fois plus importante que celle dans le sens perpendiculaire aux fibres. Ainsi, ces résistances obtenues permettraient l'utilisation du rônier comme armature dans le béton ordinaire [1]. Une autre caractéristique du *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Togolaise déterminée par Samah et al. (2015) [39] est sa résistance au feu qui est faible. En effet l'éprouvette de rônier a enregistré une forte perte de son poids (environ 78,54% > 20% norme) lors de la réalisation de l'essai de résistance au feu avec une humidité initiale de 8,17%.

Bianpambe H. et al. en (2015), [40] par le biais de la méthode des six éprouvettes prélevées dans les directions d'orthotropie du *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Tchadienne ont déterminé ses modules d'élasticité et de cisaillement, ainsi que ses coefficients de Poisson suivant les différentes directions et plans principaux. Ils ont observé que la valeur du module d'élasticité dans le sens

longitudinal ($E_L = 5005,68$ MPa) est plus élevée par rapport aux valeurs mesurées dans les sens radial et tangentiel ($E_T = 1630$ MPa et $E_R = 1918,17$ MPa). Ceci montre le caractère anisotrope du bois rônier à l'image d'autre bois comme bambou etc. La valeur du coefficient de Poisson dans le plan radial-tangentiel (0,55) est plus élevée que celles des autres plans ($LT = 0,43$; $LR = 0,16$). Le module de cisaillement dans le plan longitudinal –tangentiel (834,51 MPa) est supérieur aux autres valeurs. Ils ont conclu que la déformation du rônier varie en fonction de l'orientation de fibres et du taux d'humidité [41]

Au Bénin, Gbaguidi. et al. en (2009, 2010) [1,42], ont travaillé à déterminer quelques caractéristiques du *Borassus Aethiopum* Mart notamment sa contrainte de rupture en traction, en compression et en cisaillement dans les directions parallèle et perpendiculaire aux fibres. Ils ont également déterminé son module de Young avec un taux d'humidité de 12%. La valeur moyenne de la contrainte de rupture par traction à l'humidité de 12% est de 303 MPa. Les valeurs moyennes des contraintes de rupture en compression parallèle au fil et perpendiculaire au fil du bois rônier sont respectivement 82 MPa et 22 MPa. Ces résultats montrent que la contrainte en compression parallèle au fil est quatre fois supérieure à celle perpendiculaire au fil. Ce qui va dans le même sens que les travaux de Samah et al, (2015) [39] sur le *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Togolaise où un rapport de 3,5 avait été trouvé entre la contrainte de rupture en compression parallèle au fil et perpendiculaire au fil. Gbaguidi et al (2010) [42], poursuivent en montrant que le bois de rônier a donc une contrainte élevée en compression car la valeur de sa contrainte suivant le fil est supérieure à 75 MPa. En faisant une comparaison avec d'autres essences de bois, ils font remarquer que cette contrainte reste supérieure à celle de l'*Azizelia africana*, un bois très résistant dont la contrainte moyenne de rupture par compression à 12% est de 72 MPa [43]. Les valeurs des contraintes de rupture obtenues aux cisaillements parallèle et perpendiculaire aux fils du bois rônier sont respectivement de 0,88 MPa et de 13,59 MPa. Ces valeurs montrent que le bois de rônier est bien résistant au cisaillement perpendiculaire au fil et résiste deux fois mieux que l'*Azizelia africana* dont la contrainte est de 7 MPa [43] ; par contre il a une contrainte au cisaillement parallèle au fil faible. Le module de Young en flexion quatre points à 12 % d'humidité est de 17196 MPa en moyenne avec une contrainte de rupture de 186 MPa. Ceci leur a permis de montrer que le rônier a donc une contrainte de rupture et un module d'élasticité élevés. Nous faisons remarquer à partir de ces résultats que le *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Béninoise a un module d'élasticité longitudinal plus élevé que celui du *Borassus Aethiopum* Mart d'origine Togolaise.

. Le Tableau 1-5 présente les caractéristiques physiques et mécaniques du rônier (*Borassus Aethiopum* Mart) obtenues par Gbaguidi et al. (2010) [42].

Tableau 1-5 : Récapitulatif des caractéristiques déterminées pour le bois de rônier [42]

Densité basale ou infra densité	0,69 ± 0,07
Densité à 12% d'humidité	0,89 ± 0,03
Taux de retrait longitudinal total (%)	Nul
Taux de retrait tangentiel total (%)	5,92 ± 0,71
Taux de retrait radial total (%)	5,77 ± 0,93
Taux de retrait volumique total (%)	9,61 ± 2,57
Contrainte limite élastique en traction parallèle aux fibres (MPa)	201,34 ± 12,28
Contrainte de rupture en traction parallèle aux fibres (MPa)	303,04 ± 37,39
Contrainte de rupture en compression parallèle aux fibres (MPa)	82,17 ± 27,29
Contrainte de rupture en compression perpendiculaire aux fibres (MPa)	22,56 ± 2,10
Contrainte de rupture en flexion 4 points parallèle aux fibres (MPa)	186,34 ± 19,85
Module d'Young en flexion 4 points parallèle aux fibres (MPa)	17196,86 ± 1145,19
Contrainte de cisaillement perpendiculaire aux fibres (MPa)	13,59 ± 1,02
Contrainte de cisaillement parallèle aux fibres (MPa)	0,88 ± 0,22

Il ressort de cette étude que le rônier présente des caractéristiques satisfaisantes permettant d'envisager son utilisation dans la construction comme armature dans le béton armé en remplacement de l'acier [42]

D'autres, tels que Guitard cité par Boussari, 2008 [44], ont réussi à déterminer quelques caractéristiques du borassus à un taux d'humidité d'environ 16%, les résultats sont présentés dans le Tableau 1-6

Tableau 1-6 : *Quelques caractéristiques mécaniques du rônier (borassus aethiopum)* [45]

Caractéristiques mécaniques Déterminées		Dimensions d'éprouvette de borassus utilisé	Valeurs
Infra densité		10 x 10 x 20x cm ³	0,69 g/ cm ³
Coefficient de gonflement	Radial	20 x 20 x 20 cm ³	2,45%
	Tangentiel		2,37%
Coefficient de Rétractabilité	Radial	20 x 20 x 340 cm ³	5,16%
	Tangentiel		6,16%
Flexion en trois (03) points	Module de Young	20 x 20 x 340 cm ³	14689,91 ± 2487,8 MPa
	Cote de raideur		46,50 ± 12,69%
	Résistance à la rupture		112,15 ± 13,62 MPa
	Module de Young		16739,07 ± 1145,19 MPa
Flexion en quatre (04) points	Cote de raideur	20 x 20 x 340 cm ³	46,50 ± 12,69%
	Résistance à la rupture		62,40 ± 4,74 MPa
	Limite d'élasticité		224 ± 38 MPa
	Résistance à la Rupture		303 ± 37 MPa

La variabilité des résultats de caractérisation mécaniques du bois de rônier démontre la complexité de l'étude sur les matériaux naturels à l'état brute qui est tributaire de la composition chimique (cellulose, hémicellulose, lignine,) et les différentes proportions du composant également basées sur des genres, des conditions climatiques, l'âge d'usinage et autres.

1.3 Le rotin

1.3.1 Généralités sur le rotin

1.3.1.1 Taxonomie du rotin

Le rotin est une plante grimpante de la grande sous-famille des Calamoideae, qui fait partie de la famille des palmiers (Palmae ou Arecaceae). Il existe environ 600 espèces différentes de rotins appartenant à 13 genres (*Tableau 1-7*), exclusivement concentrées dans les régions tropicales de l'ancien monde. En effet il n'y a pas de vrais rotins dans le Nouveau Monde [46]

De son nom scientifique « Calamus », le rotin est un palmier à lianes épineuses provenant de la famille des *Arecaceae*. Le mot « rotin » vient du malais *rotan*, qui veut dire palmier grimpant. C'est un nom justifié car il possède au bout de ses feuilles un flagelle appelé cirre (ou vrille) dont les crochets lui permettent de ramper sur les arbres. Les rotins sont donc des palmiers grimpants épineux qui poussent dans les régions tropicales et semi-tropicales du vieux monde, notamment en Asie du Sud-Est et en Afrique et sont exploités pour leurs tiges flexibles [46]. Le *Tableau 1-7* présente la taxonomie du rotin quelque décrite par Dransfield

Tableau 1-7 : Taxonomie du rotin [46]

Genre	Nombre d'espèces	Distribution
Calamus	370-400	Afrique tropicale, Inde, Sri Lanka, Chine, Vanuatu et Australie orientale
Calospatha	1	Endémique à la péninsule de Malaisie
Ceratolobus	6	Péninsule de Malaisie, Indonésie (Sumatra, Bornéo, Java)
Daemonorops	115	Inde et Chine jusqu'à l'extrémité occidentale de la Nouvelle-Guinée
Eremospatha	10	Afrique tropicale humide
Korthalsia	26	Indochine jusqu'en Nouvelle-Guinée
Laccosperma	5	Afrique tropicale humide

<i>Myrialepis</i>	1	Indochine, Thaïlande, Myanmar, péninsule de Malaisie et Sumatra
<i>Oncocalamus</i>	4	Afrique tropicale humide
<i>Plectocomia</i> et les Philippines	16	Himalaya et sud de la Chine jusqu'à la péninsule de Malaisie, Singapour, Sumatra, Java, Bornéo
<i>Plectocomiopsis</i>	5	République démocratique populaire lao, Thaïlande, péninsule de Malaisie, Bornéo, Sumatra
<i>Pogonotium</i> et à Bornéo	3	Deux espèces endémiques à Bornéo, une espèce présente à la fois dans la péninsule de Malaisie
<i>Retispatha</i>	1	Endémique à Bornéo

En effet, le rotin présente une diversité de forme et de croissance. Cette diversité a permis de regrouper les 13 genres en 5 sous-tribus : Ancistrophyllinae, Metroxylinae, Calaminae, Plectocomiinae et Oncocalaminae [47].

Parmi cette multitude, quatre (04) genres sont endémiques en Afrique : Calamus, Eremospatha, Laccosperma et Oncocalamus. Le diamètre de leurs tiges varie de 3mm à plus de 20mm, leur longueur allant de quelques mètres à plus de 200m. On distingue deux groupes de rotin, en rapport avec les usages et le diamètre de la liane : les rotins à gros diamètres telle l'espèce *Laccosperma secundiflorum* et ceux à petit diamètre encore appelés lianes, tels que *Eremospatha macrocarpa*. Le rotin peut se récolter et se cultiver de façon durable grâce à sa croissance rapide, à sa capacité d'adaptation et à ses conditions écologiques très variées.

1.3.1.2 Biologie et écologie du rotin

Les rotins poussent groupés (en bouquets) ou solitaires ; quelques espèces, comme Calamus subinermis se trouvent sous les deux formes. D'autres ont des tiges courtes ou souterraines. Les espèces en bouquets possèdent parfois plus de 50 tiges d'âges différents dans chaque bouquet et produisent des rejets qui remplacent les tiges à mesure qu'elles meurent ou qu'elles sont récoltées. Certains bouquets peuvent être récoltés plusieurs fois au cours d'un même cycle si les conditions de lumière sont suffisantes pour que les rejets restants puissent se développer et s'allonger. La clé de la durabilité des rotins est de ne pas enlever trop de tiges lors d'une récolte pour qu'elles puissent être remplacées. Il est encore plus important pour la durabilité de suivre l'exploitation des espèces solitaires. Calamus manan, l'une des espèces les plus couramment récoltées, n'a qu'une seule tige, de sorte que la récolte a un impact beaucoup plus fort que pour les rotins qui poussent en bouquets. La durabilité de ces espèces repose sur le repeuplement par voie sexuée plutôt que végétative. [46]

Dans toute leur aire de répartition naturelle, les espèces de rotin se trouvent dans les types de forêts et les sols les plus divers. Certaines espèces sont communes en sous-bois, alors que d'autres ont besoin de beaucoup de lumière pour se développer ; c'est pourquoi certaines espèces prolifèrent dans les clairières et réagissent parfois bien à un aménagement du couvert. Certaines se développent dans les marécages et dans les forêts inondables, alors que d'autres sont plus communes sur les crêtes arides des côtes.

Des essais de culture pratiqués sur de nombreuses espèces de l'Asie du Sud-Est, et de récentes expériences de germination des taxons africains montrent que les semences germent dans des conditions de lumière très différentes. Les semis qui en résultent restent pendant de longues périodes sur le tapis forestier jusqu'à ce que l'éclairage soit suffisant pour qu'ils puissent se développer, ce qui est par exemple le cas lorsque des arbres tombent. Cette banque de semis est une caractéristique commune de la régénération de la plupart des espèces et un élément bien connu des forêts où croissent des rotins. [46,48].

1.3.1.3 Description du rotin

Les quatre genres endémiques de l'Afrique regroupent une vingtaine d'espèces qui sont facilement différenciables. Ces palmiers qui appartiennent à la sous-famille des Calamoidae grimpent à l'aide de l'un des deux organes que sont le flagelle et le cirre.

Le principal produit de ce palmier est la liane de rotin appelée encore canne épineuse (Figure 1-12), qui est une tige robuste dépouillée de ses gaines foliaires. Contrairement au bambou (utilisé aussi beaucoup en construction) les tiges de rotin sont toujours pleines.

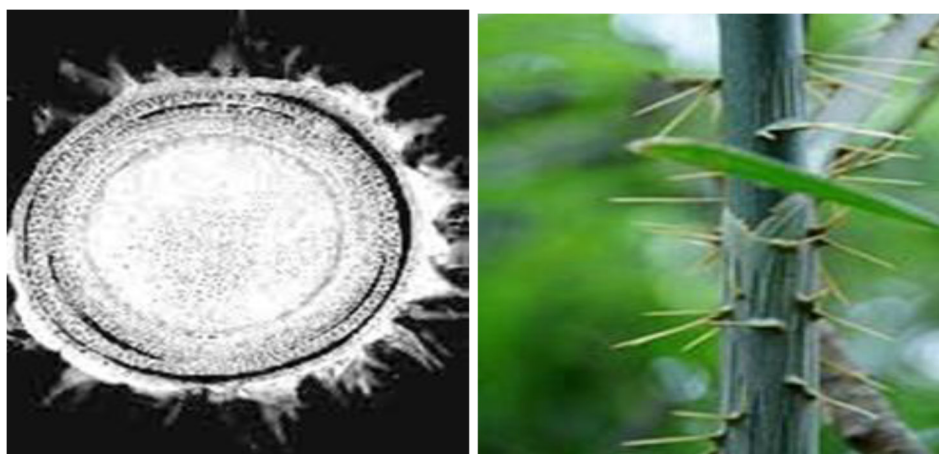


Figure 1-12 : Tige de rotin enveloppée d'épine et en coupe transversales [49]

Les feuilles servent à confectionner des toitures de chaume et les pétioles (tiges foliaires) et les rachis (axes centraux des feuilles) de certaines espèces robustes à tiges courtes peuvent même servir de cannes à pêche.

Les facteurs déterminants pour la qualité du rotin présentent des différences marquées au niveau de chaque genre africain [50]. Ces facteurs déterminants sont entre autres l'épaisseur des parois fibreuses, le pourcentage de tissu fibreux et le diamètre du vaisseau du méta-xylème.

En effet, les cannes des espèces de *Calamus deerratus* et d'*Eremospatha* ont un pourcentage de fibres minces majeur et un diamètre des vaisseaux de méta-xylème plus large, ce qui accroît les espaces vides à l'intérieur des tiges tout en diminuant la densité et la résistance.

Les cannes des espèces *Oncocalamus* sont particulièrement très faibles et fragiles [51–53]. Elles ont des parois fibreuses très minces et les vaisseaux du méta-xylème sont d'un très grand diamètre (Figure 1-13). Sa densité et sa résistance font de l'*Oncocalamus*, le genre le moins recherché de tous les genres africains.

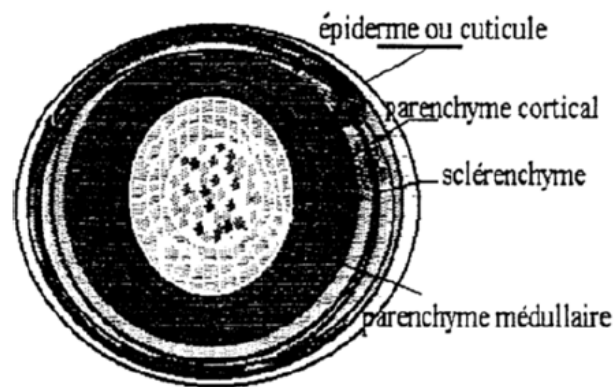


Figure 1-13 : Coupe transversale de la tige de rotin[54]

1.3.2 Usage des lianes de rotin dans le secteur de la construction

En commun avec leurs proches asiatiques, les lianes de rotin dans la zone de la forêt tropicale de l'Afrique de l'Ouest et de l'Afrique centrale jouent un rôle essentiel dans les moyens de subsistance des populations locales. Dans la région Takamanda du Sud-Ouest Cameroun, le rotin est utilisé pour une large gamme de produits locaux. Le plus impressionnant est l'utilisation de la liane de rotin pour la construction de ponts pour la traversée d'un cours d'eau dans la vallée de Cross River dans un village du Camérout. Pour éviter que leurs communautés ne soient séparées du monde extérieur pendant la saison des pluies, les populations locales ont conçu des techniques de construction de ponts de liane temporaire à grande largeur qui fournissent souvent le seul moyen d'accès à la zone (Figure 1-14) [55].



Figure 1-14: Pont en rotin du Cameroun [55]

La construction de ces ponts de liane repose sur deux méthodes de construction principales : les systèmes "serpent" et "araignée". La construction de ces ponts a lieu au début de la saison des pluies, lorsque les rivières ne sont pas encore trop pleines et donc trop dangereuses pour nager. Les travaux d'entretien de routine sont réalisés tous les quatre mois. Cela consiste à remplacer les brins de rotin pourris ou brisés, tout en renforçant les nœuds et les articulations affaiblis. L'un des inconvénients de l'utilisation de la liane comme matière première pour la construction, c'est une durée de vie relativement courte ; habituellement environ 2-3 ans. Pour contourner cela, dans certaines régions plus isolées, comme le village d'Ekong-Anaku à Cross River State, au Nigéria, la liane elle-même a été remplacée par des brins de fil galvanisé.

Le pont de liane dans le jardin botanique de Limbe reste une exposition populaire pour les visiteurs du jardin et, accompagné d'informations interprétatives, fournit une ressource pédagogique unique soulignant l'importance de la liane en rotin dans les communautés locales au Cameroun [56].

En dehors du Cameroun, les lianes ont été aussi exploitées pour construire un pont fonctionnel vieux de 72 ans au Gabon. Le pont de lianes de Poubara (Figure 1-15) traverse l'Ogooué à proximité des chutes de Poubara au sud de Franceville dans l'est gabonais.



Figure 1-15: Pont en rotin au Gabon [57]

Le pont de lianes a été construit en 1915 par l'architecte Moussikoué Mvouzangoye pour éviter les traversées en pirogue dans les eaux tumultueuses de l'Ogooué au droit du village de Poubara [Gabon News, 2012]. Le pont de Poubara est constitué de deux mille quatre cents lianes tissées entièrement en matériaux naturels. L'ouvrage mesure actuellement cinquante-deux mètres (52 m) de long contre cent vingt mètres à l'origine [BDP Gabon, 2012].

Il s'agit d'une attraction touristique de la région. Le pont est entretenu par le descendant du concepteur qui assure le financement de sa maintenance par les droits de passage perçus [Gabon News, 2012].

1.3.3 Les propriétés mécaniques des faisceaux vasculaires et du parenchyme du bois rotin en compression

Tian et al, (2014) [58] ont étudié les propriétés mécaniques des faisceaux vasculaires et du parenchyme du bois rotin en compression. Les essais de compression ont été effectués sur des échantillons de rotin prélevés à différents niveaux de la section transversale. A cet effet, ils ont défini trois familles d'échantillons à étudier :

- ✓ **Echantillons type a** : Des échantillons auxquels la bague extérieure n'a pas été enlevée, d'un diamètre de $42,3 \pm 4,4$ mm avec un rapport hauteur/diamètre est égal à 2 pour éviter tous risques de flambage. Les surfaces supérieure et inférieure de chaque échantillon devaient être parallèles et verticales par rapport à la ligne médiane de l'échantillon. La vitesse d'essai était de 6 mm min^{-1} et la durée de l'expérience était de $60 \text{ s} \pm 30 \text{ s}$.
- ✓ **Echantillons type b** : Des échantillons du noyau avec des dimensions de $54,5 \pm 7,3 \text{ mm}^2 \times 9,5 \pm 1,1 \text{ mm}$ (section transversale \times hauteur, $S \times h$).

- ✓ **Echantillons type c** : Pour ces échantillons, une partie du noyau de la tige contenant des parenchymes a été coupée pour pouvoir mesurer la résistance à la compression des parenchymes avec les dimensions suivantes : $1,67 \pm 0,22 \text{ mm}^2 \times 2,14 \pm 0,32 \text{ mm}$ (section transversale \times hauteur).

Ces essais ont été effectués conformément à la norme nationale de la République populaire de Chine (GB 1935-2009), car il n'existait pas de norme de test spécialisée pour le rotin.

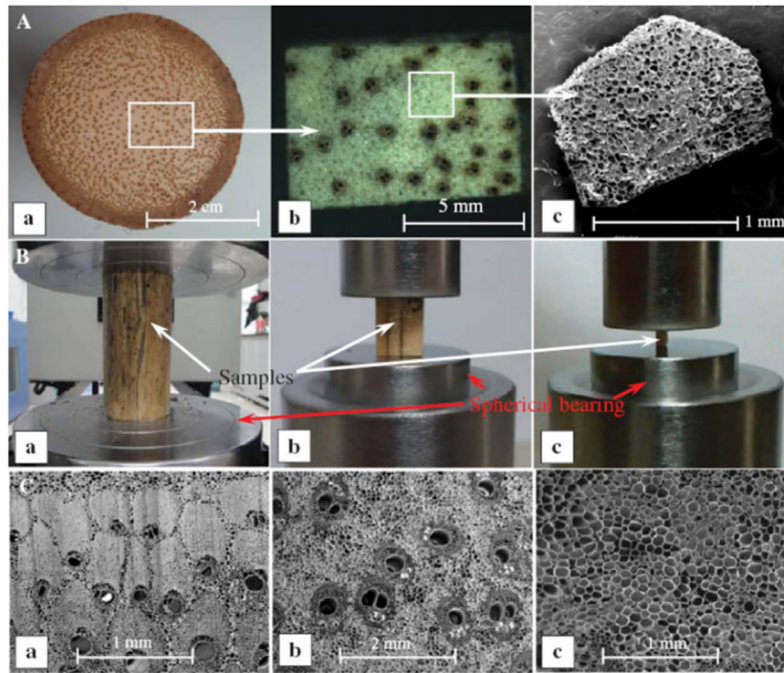


Figure 1-16 : Les différents types d'éprouvettes [58]

- ✓ **Échantillon type a** : module le plus élevé apparent de 1,08 GPa avec une résistance à la compression la plus élevée de 17,6 MPa.
- ✓ **Échantillon type b** : module de Young apparent de 0,11 GPa et une résistance à la compression de 3,7 MPa.
- ✓ **Échantillon type c** : module d'Young de 0,25 GPa et une résistance à la compression de 1,8 MPa.

L'étude a montré que la résistance à la compression du bois de rotin dépendait de la distribution des faisceaux vasculaires. On remarque que leur dense distribution dans la région externe rendait le rotin plus résistant, tandis que les échantillons C ont prouvé que la présence de parenchymes dans le noyau et la décroissance de la quantité de faisceaux vasculaires lui donnaient une plus faible densité.

La densité du matériau joue un rôle dans la résistance à la compression comme pour tous les types de bois, plus le matériau est dense et plus il résiste (densité du noyau : 210 kg/m^3 , densité de l'anneau extérieur : de 650 kg/m^3).

On peut en conclure que les faisceaux vasculaires fournissent les principaux éléments de renforcement du bois rotin.

1.4 Le béton

1.4.1 Généralités sur le béton

Le béton, est matériau de construction moderne, simple d'emploi et extrêmement répandu. Il se compose d'une matrice cimentaire (pâte de ciment hydraté) qui amalgame les inclusions rigides (graviers et sable). Un béton contient environ (en volume) :

- ✓ eau : entre 14 et 21 %
- ✓ ciment : entre 7 et 15 %
- ✓ granulats (dont sable) : entre 60 et 80 %. [59,60]

On le définit en trois grandes classes en fonction de leur masse volumique après séchage à l'étuve. Ainsi nous avons le béton lourd, le béton normal et le béton léger.

1.4.1.1 Les différents types de béton en fonction de la masse volumique

Le béton lourd est un béton de masse volumique supérieure à 2600 kg/m^3 pouvant atteindre parfois 6000 kg/m^3 [61]. Le béton normal encore appelé béton ordinaire est un béton dont la masse volumique est comprise entre 2000 et 2600 kg/m^3 [61]. C'est le béton fait à partir des granulats dits courants. Ces derniers sont obtenus par exploitation de gisement de sable et de gravier d'origines diverses (alluvionnaire, terrestre, marine) ou en concassant des roches massives (calcaires ou éruptives). En opposition au béton lourd, nous distinguons le béton léger. D'après la norme SN EN 206-1, le béton léger est un béton dont la masse volumique est comprise entre 800 et 2000 kg/m^3 .

On diminue la masse volumique du béton en remplaçant une certaine quantité de matériau solide par de l'air. Cet air peut être incorporé dans trois endroits dans le béton notamment dans la matrice (béton cellulaire), entre les gros granulats (béton caverneux ou sans fines, c'est-à-dire sans sable) et dans les granulats (bétons de granulats légers) [62].

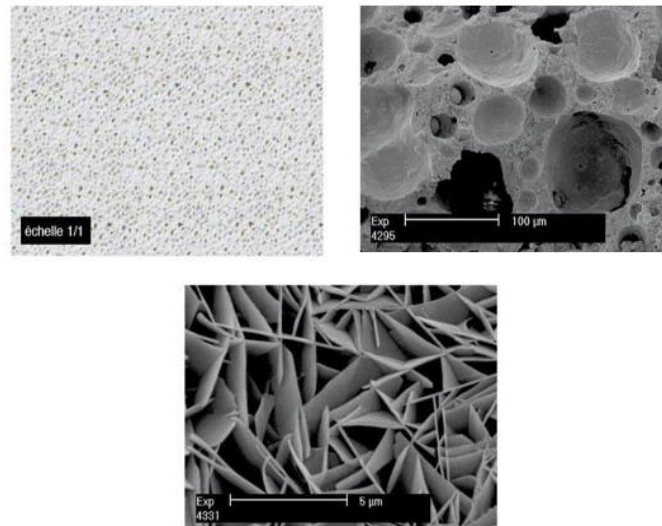


Figure 1-17: Vue agrandie des vides dans le béton cellulaire [63]

1.4.1.2 Méthodes de composition des bétons

L'étude de la composition du béton amène à rechercher les quantités optimales des différents granulats dont on dispose ainsi que le dosage en ciment et en eau, afin d'avoir un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction d'ouvrage ou de partie d'ouvrage. Les différentes méthodes de composition se subdivisent en deux groupes :

- ❖ Les méthodes à « granularité continue », si la courbe granulométrique s'élevant d'une façon continue ; autrement dit du plus petit grain de ciment de dimension $d_c = 6,3 \mu m$ au plus gros grain D des graviers. Toutes les grosseurs intermédiaires sont représentées.

Ex : béton constitué d'un sable 0/5 mm et deux graviers 5/20 mm et 20/50 mm.

- ❖ Les méthodes à « granularité discontinue », lorsque la courbe granulométrique correspondante présente un palier qui équivaut à un manque d'élément intermédiaire.

Ex : béton constitué d'un sable 0/5 mm et d'un gravier 20/50.

La granularité continue permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité ; cependant la granularité discontinue conduit à des bétons présentant en général, des résistances en compression un peu supérieures mais au détriment de l'ouvrabilité.

1.4.1.2.1 Méthode de Bolomey

La méthode de Bolomey a le mérite d'avoir ouvert la voie aux études de béton. Toutefois, elle ne peut être appliquée qu'aux granulats dont la masse volumique absolue est comprise entre 2500 et 2700 kg/m³ ; ce sont d'ailleurs les granulats les plus courants [64].

Par une formule appropriée, on trace une courbe granulométrique de référence et on s'efforce de réaliser avec des granulats dont on dispose une composition granulaire totale (ciment

compris), dont la courbe soit aussi proche que possible de la courbe de référence théorique. La formule de base est la suivante.

$$P = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}} \quad (1-2)$$

P : est le pourcentage de grains passant au tamis de diamètre D

D : est le diamètre des plus gros grains.

A : la valeur de A dépendra de la consistance souhaitée de béton et de la provenance des granulats.

Cette méthode aboutit théoriquement à une granularité continue [65].

1.4.1.2.2 Méthode de Faury

Cette méthode est venue en 1941 compléter la méthode de Bolomey. La méthode de Faury donne des bétons comportant moins de sable et plus de gravier. Ces bétons sont plus raides et conviendront à des travaux pour lesquels une très bonne maniabilité n'est pas indispensable. Les bétons Faury auront souvent une résistance mécanique supérieure aux bétons Bolomey correspondants[64].

La particularité de cette méthode est qu'elle est applicable à tous les granulats, qu'elle que soit la masse volumique. Faury a distingué des grains fins et moyens des celles gros et la pente de la droite n'est pas la même pour chacune de ces deux courbes, il adopta aussi une échelle des abscisses graduée en $\sqrt[5]{d}$.

L'abscisse du point de rencontre de ces deux droites est fixée D/2 et son ordonnée par la formule

$$Y = A + 17 \sqrt[5]{D} \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75} \quad (1-3)$$

A : constante, traduisant la maniabilité du béton

B : constant traduisant l'importance du serrage du béton.

D : plus grande dimension de tamis.

R : rayon moyen démoule.

1.4.1.2.3 Méthode d'Abrams

Cette méthode, à partir d'une série de graphiques, permet de trouver rapidement les quantités d'eau de gâchage et les résistances probables des bétons en fonction du module de

finesse du ballast en tenant compte de la nature du ballast (roulé ou concassé), du dosage et de la qualité du liant, de la consistance du béton.

C'est une règle de mélange basée sur l'obtention du module de finesse global du béton à partir de la connaissance des modules de finesse partiels des granulats et du ciment à employer. Ces modules partiels n'ont pas de signification par eux-mêmes, mais ils permettent de calculer rapidement celui du béton, le seul qui a un sens précis parce que seul il correspond à une quantité d'eau de gâchage déterminée[66].

Le module de finesse du mélange est choisi de manière que les vides dans ce mélange soient en principe, réduits au minimum ; les modules optimaux pour béton de granulat roulés, déterminés expérimentalement par Abrams, sont indiqués dans le tableau I. en fonction du dosage en ciment et de la dimension D du granulat le plus gros (*Tableau 1-8*).

Cependant, le module de finesse étant choisi d'avance, il y aura souvent une infinité de solutions, toutefois seules entreranno en considération celles qui correspondent à des bétons de chantier ayant des teneurs en particules fines et en sable suffisantes pour qu'ils soient compacts, plastiques, sans tendance au démoulage [66].

Tableau 1-8 : Valeurs optimales d'après ABRAMS du module de finesse des compositions granulaire des bétons courants.[66]

Dosage en ciment kg/m ³	Dimension maximale D des granulats						
	10	15	20	25	30	40	60
275	4,05	4,45	4,85	5,25	5,6	5,8	6
300	4,2	4,6	5	5,4	5,65	5,85	6,2
350	4,3	4,7	4,1	5,5	5,73	5,88	6,3
400	4,4	4,8	5,2	5,6	5,8	5,9	6,4

1.4.1.2.4 Méthode de Valette

Valette a mis au point une méthode essentiellement expérimentale. Mais cette méthode nécessite cependant un certain nombre de calcul préparatoire dans les cas les plus courants, on partira en général de deux granulats (béton binaire) : un sable 0/5mm et un gravier présentant le plus souvent une certaine discontinuité avec le sable. On calcule d'abord le dosage de sable et ciment devant donner en principe le mortier plein à minimum de ciment, ce dosage s'obtient en mesurant les vides du sable mouillé et ou en calculant le dosage en ciment permettant de remplir le volume des vides du sable par un volume égal de pâte pure de ciment. On ajoute ensuite le maximum de gravier mouillé compatible avec une ouvrabilité permettant un moulage correct et une mise en œuvre facile dans les conditions du chantier.

On obtient alors le béton plein à minimum de sable et le moins dosé (en ciment). Les dosages en ciment auxquels on aboutit ainsi sont presque toujours très nettement au-dessous des dosages nécessaires pour obtenir les résistances souhaitées et la plasticité nécessaire ainsi que l'étanchéité ou autres qualités. Pour déterminer la composition du béton de dosage en ciment suffisant pour la résistance à obtenir, on fixe à priori dans certains cas où on évalue par un calcul approprié, le volume de pâte pure compensatrice à substituer à un égal volume plein mouillé de sable.

1.4.1.2.5 Méthode de Joisel

S'inspirant comme Faury de la théorie de Caquot mais en la généralisant, Joisel propose de considérer que la loi de granulation conduisant à la compacité maximale est fonction de $m\sqrt{d}$, m dépendant de la compacité avec laquelle se serre un granulat de dimension uniforme selon les moyens de serrage, m peut alors varier de 3 à 10. Comme dans la théorie de Faury, on aboutit

donc en principe à une granularité continue sauf, bien entendu, si les granulats dont on dispose en pratique présentent une discontinuité.

Comme pour les méthodes de Faury et Valette, le dosage en ciment déterminé par cette méthode est le dosage minimal correspondant théoriquement sur le plan granulométrique, à la compacité maximale, ce dosage est, en général, nettement inférieur (150 à 200Kg/m³) au dosage nécessaire ou exigé (250 à 400Kg/m³ dans la plupart des cas). Une correction doit être apportée dans ce sens.

1.4.1.2.6 Méthode des volumes absolus

Comme le propose la norme ACI, un mètre cube de béton obtenu par la méthode des volumes absolus correspond à la somme totale des volumes déplacés ou absolus de chaque constituant plus le volume de l'air entraîné et de l'air piégé. Ainsi, il est possible d'écrire l'équation suivante :

$$V_g + V_c + V_s + V_E + V_V = 1 \quad (1-4)$$

Avec

V_g : volume absolu de gravier

V_c : volume absolu de ciment

V_s : volume absolu de sable

V_E : volume absolu d'eau

V_V : volume absolu des vides entraînés et/ou des vides piégés dans le béton

1.4.1.2.7 Méthode de Dreux Gorisse

Les abaques de Dreux, permettent une approche pratique d'une composition de béton répondant à des objectifs déterminés, moyennant quelques hypothèses facilitant la démarche. Il est bien évident qu'une fois déterminée cette composition, elle devra, ainsi qu'il a été souligné, être soumise à l'expérimentation afin d'affiner les dosages indiqués.

En général, les données suivantes sont déterminées par le cahier des charges du projet, les conditions du chantier ou la disponibilité des matériaux.

❖ Nature de l'ouvrage

La connaissance de la nature de l'ouvrage est nécessaire : ouvrage massif ou au contraire élancé et de faible épaisseur, faiblement ou très ferraillé. Il sera nécessaire de connaître l'épaisseur minimale et les dispositions des armatures dans les zones les plus ferraillées : distance minimale entre elles et couvertures par rapport au coffrage.

❖ Résistance souhaitée

On demandera en général, une résistance nominale σ_n à la compression à 28 jours et compte tenu des dispersions et de l'écart quadratique, il faudra viser une résistance moyenne à 28 jours

$$\sigma'_{28} = G\sigma'_C \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (1-5)$$

❖ Ouvrabilité désirée :

Elle est en fonction de la nature de l'ouvrage (plus ou moins massifs ou plus ou moins ferrailé), de la difficulté du bétonnage, des moyens de serrage, etc., elle peut se définir en général par la plasticité désirée mesurée par affaissement au cône[67].

1.4.1.2.8 Méthode BetonLab (modèle d'empilement compressible)

Cette méthode est mise au point par De Larrard et Sedran (2002) [68,69], et repose principalement sur le modèle d'empilement compressible. Le modèle d'empilement compressible est un outil théorique permettant de prédire le volume de particules dans un contenant, en fonction de la méthode de mise en place choisie. Il prend en compte la forme et la taille des grains, ainsi que leurs interactions entre eux et avec la paroi du moule, l'utilisation ou non d'adjuvant et l'énergie de la mise en place du béton dans le moule, pour optimiser le mélange granulaire en minimisant la porosité du mélange.

L'objectif de la méthode est donc de diminuer le volume de pâte cimentaire en le remplaçant par des granulats. Pour cela, elle repose sur des calculs scientifiques et théoriques permettant de déterminer le mélange granulaire dont l'arrangement (ou compacité) est maximal : ce résultat est obtenu à l'aide du modèle d'empilement compressible.

Alors, la méthode repose sur le principe de compacité : le béton est constitué d'un mélange granulaire et d'une pâte qui vient se répartir dans les vides intergranulaires. Le volume de cette pâte doit au minimum correspondre à ce vide puis son augmentation améliore la maniabilité du béton.

1.4.2 Caractérisation des bétons

Pour la fabrication d'un béton de performance souhaitée, le granulat à utiliser doit être très résistant à l'écrasement. Son module d'élasticité doit de préférence être voisin de celui de la pâte afin de minimiser les déformations différentielles au niveau de l'interface pâte/granulat selon Aïtcin en 1986, mentionné par Vincent, en 1999 [70]. L'eau utilisée pour la fabrication des mélanges de béton doit être de l'eau potable dépourvue de toutes impuretés et odeurs car, la présence d'éléments nuisibles dans l'eau peut nuire aux propriétés du béton :

1.4.2.1 Paramètres influençant la résistance en compression d'un béton

La résistance du béton est généralement considérée comme sa propriété la plus précieuse [71] [59], bien que, dans de nombreux cas pratiques, d'autres caractéristiques telles que la durabilité et la conductivité thermique, peuvent en fait être plus importantes. Néanmoins, la résistance donne généralement une image globale de la qualité du béton car elle est directement liée à la structure de la pâte de ciment hydratée. De plus, la résistance du béton est presque invariablement un élément essentiel de la conception structurelle et est spécifiée aux fins de conformité [72]. Cette résistance est généralement caractérisée par la valeur mesurée à vingt-huit jours. Elle dépend d'un certain nombre de paramètres, en particulier le type et le dosage du ciment, la porosité du béton, le facteur E/C, le facteur G/S et la qualité des granulats.

1.4.2.1.1 Le rapport E/C

Le dosage en eau est un facteur très important de la composition du béton. On ressent bien l'influence qu'il a sur la porosité du béton par les vides créés, lorsque l'eau s'élimine pour différentes raisons (évaporation, combinaison chimique, absorption par les granulats).

Un bon béton doit avoir un faible rapport E/C $< 0,45$ [73]. Un béton étanche doit avoir un rapport E/C $\leq 0,5$ [73]. Un rapport E/C élevé entraîne des vides dans le béton durci ce qui entraîne la diminution de ses résistances mécaniques et la détérioration de sa durabilité car plus le béton est poreux plus il est accessible aux agents extérieurs agressifs. Dans la plupart des cas, la quantité d'eau ajoutée est toujours supérieure à la quantité nécessaire à l'hydratation du ciment ce qui est mauvais pour le béton. Cependant, il faut que le rapport E/C soit $> 0,4$ pour permettre une bonne mise en œuvre [73]. Dans le cas contraire on pourrait faire l'option de l'utilisation des fluidifiants.

Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ses performances : résistance mécanique à la compression, durabilité [59].

1.4.2.1.2 Le type et le dosage en ciment

Plusieurs recherches se sont intéressées à l'influence des constituants du béton sur son comportement mécanique, telle que l'influence des dosages en ciments où la résistance à la compression du béton augmente avec l'augmentation du dosage [72]. Les ciments n'ont pas tous la même résistance face aux agressions chimiques liées à l'environnement marin ; l'emploi de ciments présentant des caractéristiques adaptées de résistance à ces agressions est donc nécessaire. Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfate en présence d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement [60]. Le dosage en ciment a une influence directe sur les résistances mécaniques du béton. Toutes autres conditions égales par ailleurs, on peut dire que dans

une certaine plage (300 à 400 kg/m³ de béton) la résistance est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment[59]. D'autant que les ciments n'ont pas les mêmes caractéristiques intrinsèques, le type de ciment influent sur la résistance en compression du béton. Il s'avère donc nécessaire de choisir le type de ciment convenable en fonction de la destination de l'ouvrage à fabriquer.

1.4.2.1.3 La qualité des granulats et le facteur G/S

Les caractéristiques des granulats exercent une grande influence sur celles des bétons. La résistance à la compression des bétons avec des granulats propres (lavés) est élevée par rapport aux bétons avec des granulats non lavés. Ceci s'explique par le fait de la présence des éléments fins et leur collage sur la surface des gravillons qui peuvent empêcher une bonne adhérence. Le rapport gravier/sable (G/S) est un indicateur qui rentre directement dans la formulation du béton. Mais les études récentes ont fait apparaître comme moins importante qu'on ne le pensait auparavant, dans la mesure où ce facteur reste inférieur à 2 [59]. C'est dans la lignée de ces recherches que Drissi M. et al., (2015) ont étudié l'influence des paramètres de composition d'un béton à base des matériaux locaux de la région de Biskra sur sa résistance à la compression. Ils ont conclu que :

- La résistance à la compression augmente proportionnellement avec le rapport G/S.
- La meilleure résistance à la compression est obtenue avec G/S= 2,5. Donc, la présence d'une quantité importante du gravier, offre au béton une résistance très remarquable.

Ces résultats semblent aller dans la même direction que ceux de Bolomey J., (1931) quand il affirme que : « la résistance d'un béton croît en même temps que le module de finesse du ballast qui a servi à sa fabrication. »[66].

D'autres paramètres comme la présence de matières organiques et une forte proportion d'argile influencent aussi la résistance en compression. Les matières organiques sont identifiées comme perturbatrices de la prise des ciments. Ces substances sont introduites par les granulats ou les sols lors de la confection des matériaux cimentaires, ou par le milieu environnant au cours de la formation des granulats.

Les matières organiques provoquent :

- ✓ un retard de la prise. Ce retard traduit une interférence entre ces substances et les réactions chimiques se déroulent au cours de l'hydratation des ciments. Une fois la prise hydraulique effectuée, le durcissement du composite peut ensuite se dérouler normalement ;
- ✓ une inhibition de la prise. Selon les composés organiques, l'interférence avec les réactions d'hydratation des ciments peut stopper ces réactions. Aucun durcissement du ciment ne peut alors se développer [74–76].

1.5 Synthèse bibliographique sur le béton de latérite et l'association des matériaux béton-bois

1.5.1 Caractéristiques physiques des latérites africaines

Van Ganse (1957) [77] est l'un des premiers à avoir étudié les latérites de l'ex Congo Belge. Il décrit ce matériau comme étant une grave argilo-sableuse discontinue ayant une carence en éléments de tailles comprises entre 0,25mm et 1mm.

Laquerbe *et al.* (1995) [78] ont étudié les « graveleux latéritiques » du Sénégal en vue de leur utilisation dans des bétons avec du sable de dunes. Ils montrent qu'ils contiennent de 10 à 35% de fines (passant au tamis de 80 μ m) et de 20 à 60% de grains de tailles supérieures à 2mm. Ces matériaux présentent une masse volumique réelle de 2 680kg/m³, une masse volumique apparente de 1 500kg/m³ et un coefficient d'absorption d'eau de 7,15%.

Ndiaye *et al* (2013) [15,79]a étudié différents « graveleux latéritiques » du Sénégal. Il trouve également que les latérites comportent jusqu'à 35% de fines (< 80 μ m) et de 20 à 60% de particules plus grossières (> 2mm).

Lawane G.(2014) [80] a caractérisé les latérites issues de trois carrières du Burkina Faso, en vue de leur utilisation dans l'habitat sous forme de bloc en terre stabilisée. Il constate que leur masse volumique réelle varie entre 2 720 kg/m³ et 2 840 kg/m³.

Issiakou (2015) [75][67] dans ses travaux sur la caractérisation et la valorisation de latérites utilisées en construction routière au Niger indique que la masse volumique réelle de ces matériaux est comprise entre 2 200 et 2 800 kg/m³. Il propose de les classer en matériaux de bonne portance ou de faible portance, selon que leur teneur en particules fines avoisine 12% ou 25% respectivement.

Takala (2017) [82] dans ses travaux sur la caractérisation géotechnique de latérites du Cameroun (Région de Batoufam) destinées à la construction routière a montré que ces matériaux étaient des « graveleux latéritique » composés pour trois quarts de grains de tailles supérieures à 2mm, le reste étant du sable fin, du limon et des argiles (10% environ).

1.5.2 Sur le béton de latérite

L'idée de remplacer le sable conventionnel et ou le gravier (concassé) par la latérite et ou les nodules latéritiques, a fait déjà l'objet de plusieurs études.

Raju & Ramakrishnan,(1972) [83] ont fait des études expérimentales sur le béton frais et le béton durci formulé avec des granulats de latérite de la côte Sud-Ouest de l'Inde. Ils ont constaté que la proportion massique de 1/5 de latérite par rapport au sable de rivière donnait un béton de maniabilité et de compactibilité satisfaisantes. Ils ont confectionné plusieurs mélanges dont les

rapports eau/ciment allaient de 0,40 à 0,60 et les rapports granulats/ciment de 4 à 6. Les diverses propriétés étudiées sont telles que l'ouvrabilité du béton frais, les résistances en compression, flexion et traction, ainsi que le module d'élasticité du béton durci, sur cubes, cylindres et prismes. Les essais ont montré que la maniabilité du béton à granulats de latérite, exprimée en résultats d'essais d'affaissement diminue avec l'augmentation du rapport granulats/eau. La résistance à la compression, qui va de 5 à 10 MPa s'est révélée beaucoup plus faible que celle du béton à granulats de gravier ou de granite concassé, pour les proportions de granulats et les rapports eau/ciment considérés dans cette étude. La résistance en flexion du béton à granulats de latérite était de 20% de la résistance en compression, tandis que le rapport moyen de résistance en traction par fendage aux résistances en flexion et en compression était respectivement de 0,10 et de 0,47.

Balogun et *al.*, (1982) [84] ont étudié l'effet de variation de la latérite sur le béton. Ils ont découvert que le mélange le plus approprié de béton de latérite à des fins structurales est (1: 1.5: 3), correspondant aux rapports massiques par rapport au ciment du (ciment, sable, gravier) ; en utilisant un dosage en poids avec un rapport eau / ciment de 0,65, à condition que la teneur en latérite soit maintenue en dessous de 50% du contenu total d'agréats fins. Quelques résultats obtenus au cours de leur recherche concernant la compression sont résumés dans le Tableau 1-9 et la Figure 1-18 ci-dessous en fonction du différents rapport E/C, des rapports massiques $\left(\frac{C}{S} : \frac{G}{C}\right)$ et des pourcentages d'incorporation de latérite dans le mélange :

Tableau 1-9 : Résistance moyenne des éprouvettes (N/mm²) [84]

Mélanges		1 : 2 : 4			1 : 1 : 3			1 : 1 : 2		
Percentage Latérite	Age (days)	E/C			E/C			E/C		
		0.55	0.65	0.85	0.55	0.65	0.85	0.55	0.65	0.85
100%	7	2.2	5.2	7.1	7.9	8.8	7.5	19.1	16.5	7.7
	14	3.9	7.5	10.8	9.7	12.7	9.2	22.5	19.7	10.1
	28	5.6	7.7	11.4	10.5	14.2	11.4	24.0	20.2	11.4
	84	12.0	14.2	20.2	19.8	21.0	15.9	27.2	21.9	16.3
75%	7	3.7	14.0	10.9	13.5	17.8	7.5	20.6	14.5	9.4
	14	5.2	16.3	14.8	14.2	20.7	10.7	24.3	16.7	9.9
	28	6.7	20.2	16.1	15.9	24.5	11.6	26.0	17.2	13.3
	84	21.9	28.4	25.6	25.3	28.1	15.0	30.0	21.5	16.7
50%	7	6.5	15.9	7.5	18.5	16.1	10.0	19.7	15.0	10.5
	14	9.5	19.5	9.1	22.5	20.2	12.0	27.2	18.0	11.2
	28	14.0	20.8	11.8	29.0	23.8	14.5	31.2	21.0	14.0
	84	19.3	23.2	21.0	35.6	27.0	15.2	32.2	25.7	16.7
25%	7	21.1	17.6	9.3	19.3	17.4	13.1	24.0	16.0	10.9
	14	24.3	22.1	10.6	24.0	19.0	15.2	32.2	18.5	11.8
	28	28.8	26.0	13.3	28.5	24.5	18.9	35.9	22.5	13.3
	84	30.0	29.2	20.2	31.5	28.1	19.9	37.8	24.0	14.2
	7	20.8	19.5	10.8	21.5	17.4	12.9	24.5	18.2	12.0

0%	14	24.3	22.1	13.8	26.8	20.8	16.3	32.0	21.2	13.7
	28	29.0	22.3	15.5	28.7	25.1	20.9	35.2	26.0	16.5
	84	31.3	25.7	21.9	33.3	26.6	23.4	39.5	28.7	20.7

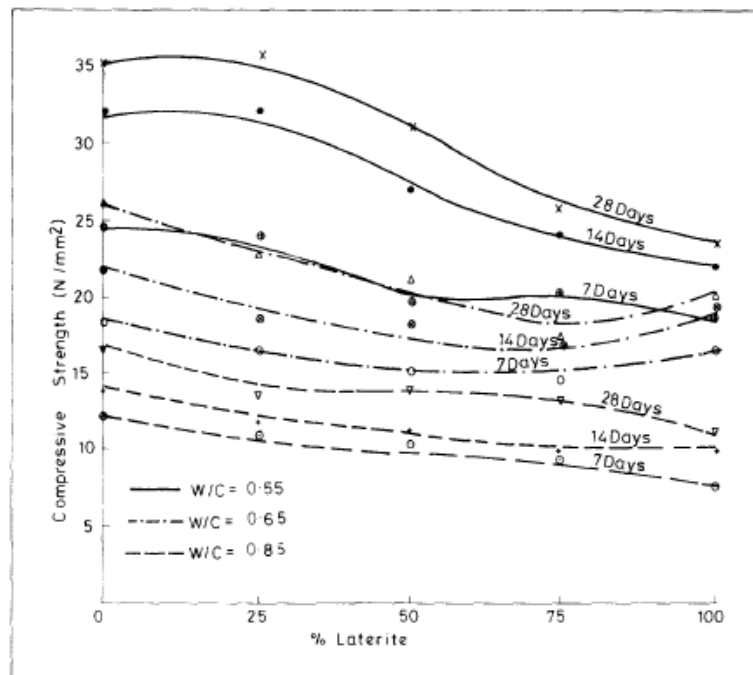


Figure 1-18 : Pourcentage de résistance à la compression latérite pour le mélange 1:1:2 [84]

Akpokodje & Hudec,(1992) [85] à partir des résultats de leurs études ont montré que les graviers latéritiques peuvent être une source bon marché de granulats pour la confection des bétons de structure. En effet, ils ont étudié les caractéristiques de résistance et de gonflement (gonflement dû à l'absorption d'eau par le béton fabriqué avec des graviers durs et modérément durs). La résistance en compression qui varie de 19 à 42 MPa pour la plupart des bétons de latérite est comparable à la résistance moyenne observée sur les bétons de la région fabriqués avec des granulats concassés de granite qui est de 45 MPa. Ainsi, la résistance du béton de latérite dépend principalement de la liaison ciment-granat, les caractéristiques mécaniques de granulats n'ayant qu'une importance secondaire. Le béton de latérite a présenté une contraction nette après immersion dans une solution de soude normale (essai rapide d'alcali-réaction). Ce comportement est attribué aux pourcentages très faibles de silice, d'argile et de chaux dans les granulats.

Faladé, (1994) [86] a étudié l'influence du rapport E/C et du rapport Latérite/ Ciment sur l'ouvrabilité et les caractéristiques mécaniques du béton contenant de la latérite à la place du sable conventionnel. En utilisant quatre différentes formulations (1 :1 :2 ; 1 :1,5 :3 ; 1 :2 :4 et 1 :3 :6) représentant les rapport massiques $\left(\frac{C}{C} : \frac{S}{C} : \frac{G}{C}\right)$ et en faisant varier le rapport E/C de 0,3 à 1,35, ils ont obtenu un affaissement entre 0,00 et 185 mm et une résistance en compression variant de 3,7

à 22,8MPa. L'effet du rapport E/C et du mélange sur l'ouvrabilité et la résistance en compression sur le béton de latérite est résumé sur la Figure 1-19 et dans le Tableau 1-10.

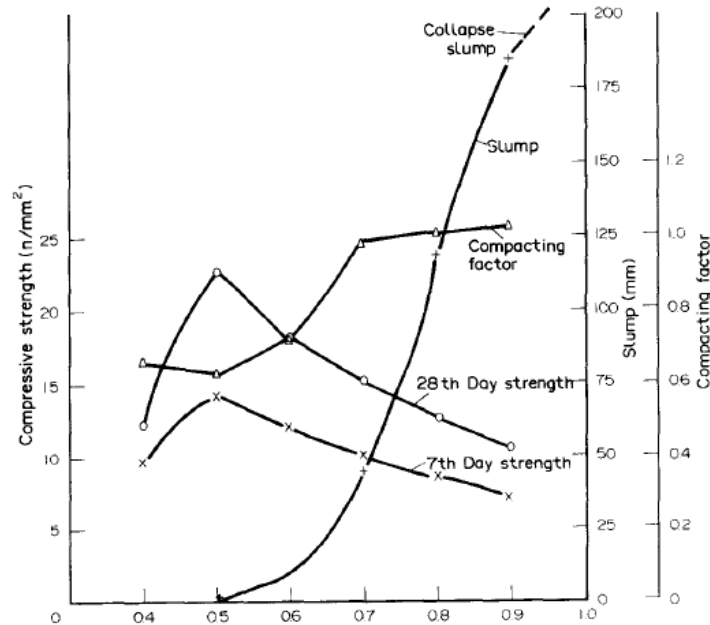


Figure 1-19 : Variation de l'affaissement de la résistance à la compression et du facteur de compactage avec les rapports eau/ciment (1 :1 :2) [86]

Tableau 1-10: Résultats des tests d'ouvrabilité et de résistance à la compression. [86]

Mix Proportions	Water/cement ratio	Slump (mm)	Compacting factor	7 day Strength (N/mm ²)	28 day Strength (N/mm ²)
1 : 1 : 2	0.40	0.00	0.66	9.7	12.3
	0.50*	0.00	0.62	14.2	22.8
	0.60	10.50	0.72	12.0	18.3
	0.7	45.00	0.98	10.2	15.2
	0.8	119.00	0.98	8.7	12.6
	0.9	185.00*	0.99	7.4	10.6
1 : 1 : 3	0.52	0.00	0.66	8.0	11.0
	0.62*	0.00	0.62	11.8	17.4
	0.72	5.50	0.65	10.5	15.6
	0.82	21.00	0.79	9.1	13.9
	0.92	60.00	0.98	7.9	11.8
	1.02	121.00	0.99	6.6	9.8
	1.12	183.00*	0.99	5.5	7.9
1 : 2 : 4	0.65	0.00	0.66	6.5	9.8
	0.75*	0.00	0.59	9.2	15.0
	0.85	4.00	0.60	8.5	12.0
	0.95	15.00	0.68	7.3	10.7
	1.05	13.00	0.80	5.9	9.6
	1.15	70.00	0.95	4.9	7.2
	1.25	129.00	0.97	4.5	6.1
	1.35	184.50*	0.99	3.3	5.6
	0.90	0.00	0.59	4.0	5.9

1 : 3 : 6	1.00 *	0.00	0.56	6.5	8.7
	1.10	1.50	0.58	5.4	7.7
	1.20	6.00	0.64	4.5	6.3
	1.30	13.50	0.76	3.8	5.8
	1.40	30.00	0.86	3.2	5.3
	1.50	54.00	0.93	2.6	4.6
	1.60	93.00	0.97	2.4	4.3
	1.70	141.00	0.98	2.3	4.0
	1.80	185.00*	0.99	2.1	3.7

Le meilleur rapport E/C obtenu pour chaque mélange est :

- ✓ 0,5 pour le mélange 1 :1 :2 ;
- ✓ 0,62 pour le mélange 1 :1,5 :3 ;
- ✓ 0,75 pour le mélange 1 :2 :4 et
- ✓ 1,00 pour le mélange 1 :3 :6.

Il a donc conclu que l'ouvrabilité croît avec l'augmentation du rapport E/C et du rapport Latérite/Ciment, ce qui décroît cependant la résistance en compression. Le mélange donnant de meilleurs résultats est le 1 :1 :2 avec en rapport E/C=0 ,50[86].

Balogun & Oyekan, (1997) cité par [87] ont étudié la résistance à l'impact du béton de latérite. De leurs études, il ressort que les modes de défaillance d'un béton sous un poids de chute à plusieurs reprises dépendent d'un certain nombre de facteurs qui incluent ce qui suit: le type de spécimen de béton, l'état limite de l'essai, la force de liaison de la matrice agrégée, la force totale et la force de la matrice. Ils ont donné les résultats du test d'impact pour différents pourcentages de contenu de la latérite et la matrice de béton à 28 jours. Les résultats ont révélé que, à mesure que la teneur en latérite augmente, la résistance à l'impact diminue avec une réduction de la résistance en compression.

Osunade, (2002) [88] a étudié l'effet de substitution des sols latéritiques par des granites fins sur les résistances en compression et en traction du béton de latérite. De leur étude, il ressort que l'augmentation de la teneur fine de granite fait augmenter la résistance en compression et atteint son maximum à 50%. Ils ont obtenu pour 20% et 100% de granite, une résistance en compression égale à 17,5MPa, alors que pour 50% elle est de 18,3MPa à 21 jours. Les variations de la compression en fonction du pourcentage d'agrégats fin dans le béton de latérite et de l'âge pour chaque mélange se présentent comme l'indiquent la Figure 1-20 et la Figure 1-21.

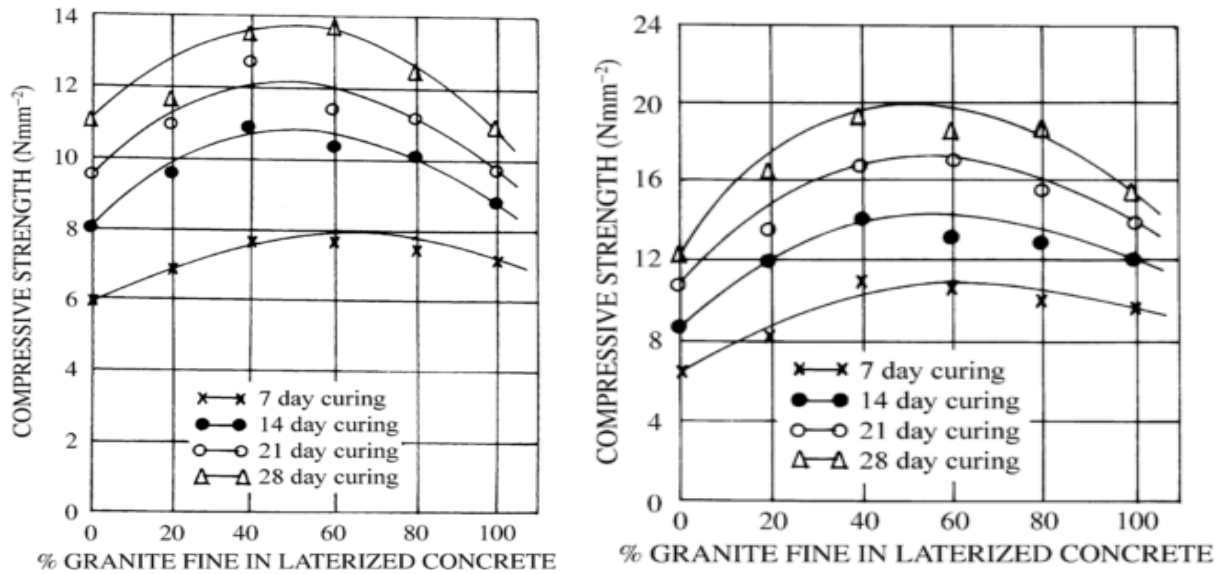


Figure 1-20 : Résistance à la compression suivant les pourcentage de Granite fin incorporé pour les mélanges: (à gauche 1 :1,5 :3 ; à droite 1 :1 :2) [88]

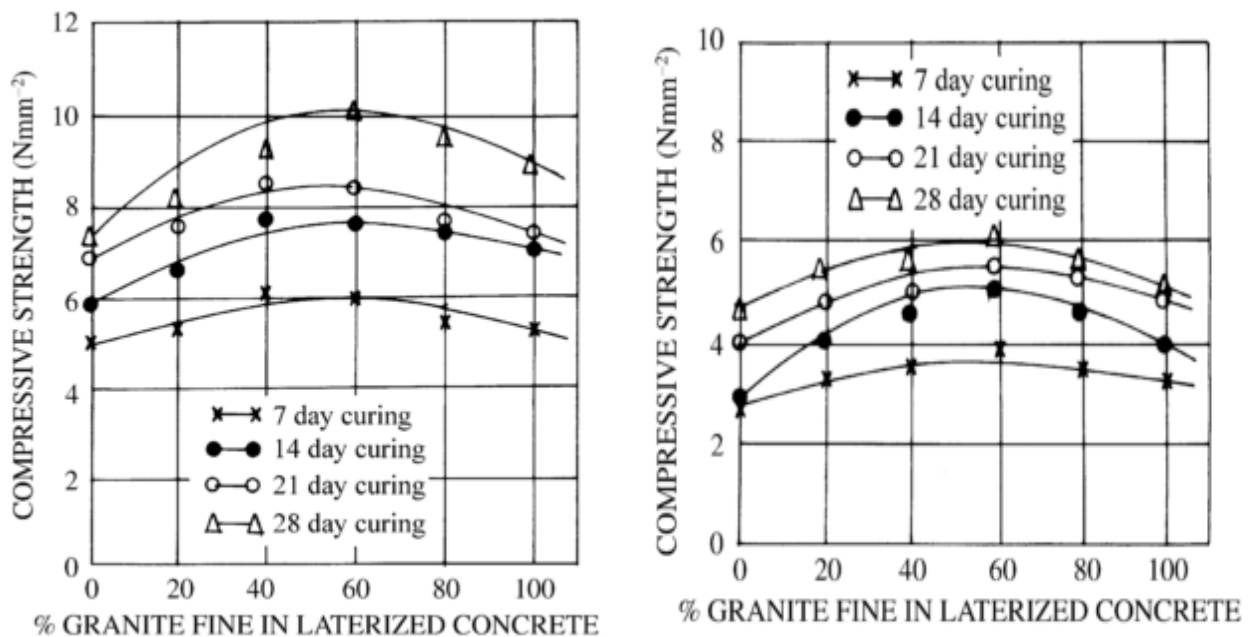


Figure 1-21: Résistance à la compression suivant les pourcentage de Granite fin incorporé pour les mélanges (à gauche 1 :1,5 :3 ; à droite 1 :1 :2) [88]

De même la résistance en traction décroît à mesure que la teneur en granite fine augmente. Cependant elle est d'environ 1,44- 2 MPa. Le béton de latérite contenant 40% de granite fine peut être utilisé pour les fondations en béton de masse sans vibration alors que 20% à 40% de granite fine est recommandé pour les dalles compactées manuellement.

Dans une étude sur les facteurs qui affectent le coefficient de Poisson du béton de latérite, Ata *et al.*, (2005) [89] ont montré que le coefficient de Poisson du béton de latérite s'établit entre 0,25 et 0,35 et augmente avec l'âge à un taux décroissant. Les méthodes de durcissement, la méthode de compactage et le rapport eau / ciment ont peu d'influence sur le rapport de Poisson. Le coefficient de Poisson du béton de latérite augmente à mesure que le mélange devient moins riche en latérite.

Felix et al., (2005) [90] avec un mélange de béton 1 :2 :4 :0,56 (ciment, sable, gravier, rapport E/C) et en remplaçant le sable conventionnel à hauteur de 20% de 0% à 100% ; ont trouvé qu'une substitution à hauteur de 40% donnait la meilleure résistance en compression qui est de l'ordre de 20 MPa. Ils ont constaté que l'ouvrabilité du béton augmente à mesure que le pourcentage de latérite augmentait. Mais, quant à la résistance en compression, à la traction et en flexion, elles diminuaient avec l'augmentation de latérite. Ils ont obtenu pour 40% de latérite une résistance en traction de $3,08 \pm 0,04$ MPa et $5,35 \pm 0,04$ en flexion à 28 jours.

La Figure 1-22 montre le rapport de la résistance en compression du LATCON (LATerit CONcrete) sur le béton témoin en fonction du pourcentage de latérite.

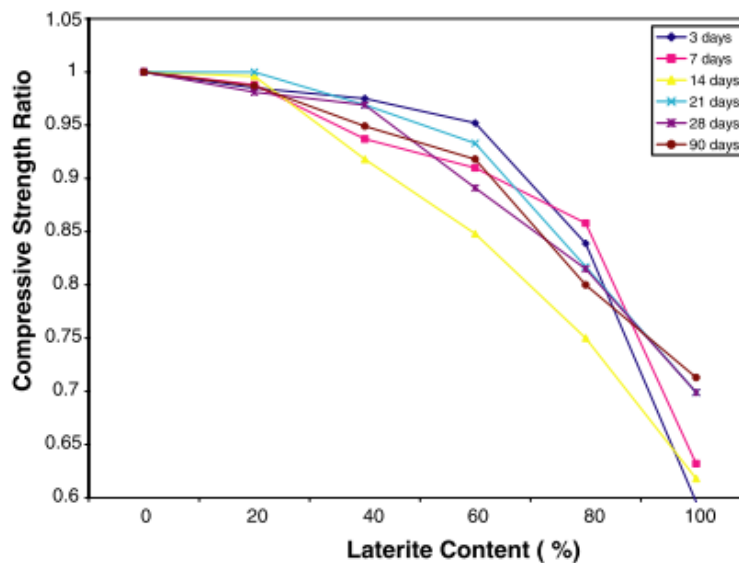


Figure 1-22 : Force de compression du béton latérite comparée à la résistance du béton de normal [90]

Une relation entre la résistance en flexion et la résistance en compression du LATCON à 28 jours a été établie (Figure 1-23). Cette corrélation peut être décrite par l'équation (1-17) suivante :

$$f_f = 0,093([f_{cu}])^2 - 3,217f_{cu} + 32,216 \quad (1-6)$$

Avec f_f = flexural strength and f_{cu} = compressive strength.

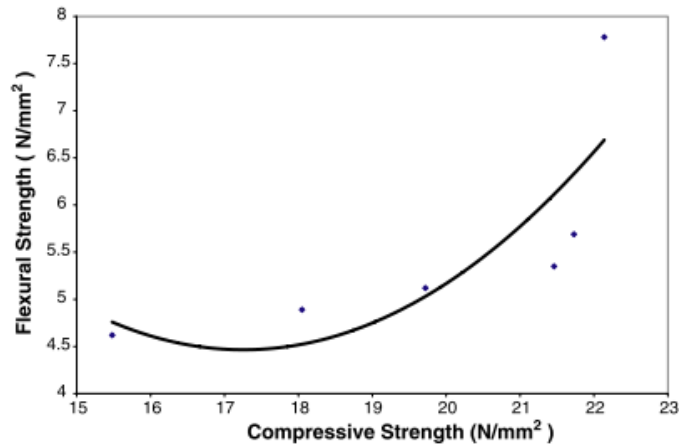


Figure 1-23 : Relation entre les forces de flexion et les forces de compression de LATCON

Olugbenga, (2007) [91] a étudié l'effet de variation de l'âge et du rapport E/C sur les propriétés élastiques du béton de latérite. Trois mélanges de (1: 1½: 3), (1: 2: 4) et (1: 3: 6) ont été utilisés avec comme agrégats fins de la latérite. Les rapports E/C de 0,5, 0,6, 0,7 et 0,75 ont été utilisés pour chacun des mélanges. Le module d'élasticité du béton de latérite se situe entre 7000 et 9500 MPa, tandis que celui de la déformabilité se situe entre 5000 et 6000 MPa. Le module d'élasticité et le module de déformabilité augmentent avec une augmentation de l'âge de durcissement. Tout rapport eau / ciment qui donnera une résistance élevée au béton de latérite augmentera son module d'élasticité et son module de déformabilité a-t-il conclu.

Ukpata et *al.*, (2012) [92] ont étudié les résistances en compression d'un béton utilisant la latérite et la particule fine de carrière de concassage comme agrégats fins et du concassé comme gros agrégat. En faisant varier la quantité de latérite de 0 à 100% et celle de la poussière de carrière inversement à un intervalle de 25% et, en variant le rapport E/C de 0,5 à 0,7 ; ils ont trouvé un béton durci de densité comprise en 2293 et 2447 kg/m³ avec un rapport E/C optimal de 0,60. La résistance en compression est de l'ordre de 17 à 34,2 MPa. Cette résistance diminuait à mesure que la quantité de latérite augmentait. Ils ont donc conclu que la combinaison de la poussière de carrière et de la latérite peut remplacer le sable conventionnel dans le béton de structure pourvu que la quantité de la latérite soit en dessous de 50%.

Joseph et *al.*, (2012) [93] ont étudié les résistances en flexion et en traction du béton utilisant comme agrégats fins la latérite d'un site d'embouchures d'emprunt à Akim-Akim, dans la région du gouvernement local d'Odukpani, dans l'État de Cross River et la poussière des carrières prélevée sur le site d'Akamkpa Quarry. En faisant varier la proportion de la latérite et de la poussière de carrière, avec un rapport E/C=0,65 et un mélange 1 :1,5 :3 ; ils ont noté que les forces de flexion et de traction augmentaient avec l'augmentation de la teneur en latérite. Ainsi, les résistances en

flexion et en traction étaient de 3,28 MPa et 2,91 MPa pour un mélange de 50% de latérite et 50% de la poussière de carrière. Ils ont constaté que les propriétés de résistance à la flexion et à la traction se comparaient étroitement avec celles du béton normal. Par conséquent, le béton avec des mélanges de la latérite et de poussières de carrière peut être utilisé pour la construction structurale à condition que la proportion de sable latéritique soit inférieure à 50% ont-ils conclu.

Kamaruzaman et *al.*, (2012) [94] en utilisant des nodules de latérites de Mempaga situé dans l'état de Pahang et de concassés de Bukit Rangin ont étudié les caractéristiques mécaniques du béton avec une substitution des concassés par les nodules latéritiques. Dans leur étude, ils ont constaté que la résistance en compression, la résistance en flexion et le module d'élasticité de ce béton décroissaient au fur et à mesure que le volume des nodules latéritiques augmentait. Ils ont conclu qu'une substitution de 10% de concassés par les nodules latéritiques peut produire un béton ayant des résistances comparables à celui d'un béton normal. De plus, une substitution jusqu'à 30% était capable de produire un béton pouvant atteindre une résistance en compression de 30 MPa.

Ettu et *al.*, (2013) [95] ont étudié la possibilité d'utiliser la latérite comme agrégats fins dans un béton de structure. En utilisant la latérite issue d'une fosse d'Owerri, des concassés de la carrière de Umichieze dans l'Etat d'Abia, ils ont obtenu une densité moyenne du béton de latérite qui est d'environ 22,81 kN/m³, une valeur en dessous de celle du béton conventionnel (24 kN/m³). De plus la résistance en compression était supérieure à 25 MPa pour la plupart des éprouvettes écrasées. Ils ont conclu que le béton avec pour latérite comme sable peut être utilisé en construction et est bénéfique pour les zones où le sol a une mauvaise portance.

Salau M.& *al.*, (2015) [96] ont étudié l'effet de différentes tailles des gros agrégats sur les caractéristiques et la résistance du béton de latérite. En variant à hauteur de 25% le pourcentage de latérite pour remplacer le sable conventionnel, et en faisant varier les dimensions des granulats ; ils ont obtenu une ouvrabilité de 80mm et 65mm pour les tailles 19,5mm et 12,5mm avec 25% de latérite tandis que l'ouvrabilité était très faible pour 50% de latérite quel que soit la taille des agrégats. En plus, la masse volumique du béton durci était comprise entre 2400 kg/m³ et 2640 kg/m³. Cette masse volumique croit avec l'âge et la taille des granulats. Il a été aussi observé que la résistance en compression augmentait avec le murissement du béton. Cette résistance croit au fur et à mesure que les tailles des granulats évoluaient, mais pour les tailles de 19,5mm et 12,5 mm, les résistances obtenues à 28 jours sont presque les mêmes pour 25% et 50% de latérite. Par exemple la résistance en compression était 22,22MPa pour 19,5mm et 12, 289 MPa pour 2,36 mm à 28 jours pour 25 % de latérite. La Figure 1-24 montre que le béton normal avec des agrégats de toute taille donne les plus grandes valeurs de résistance en compression à 7 jours (16 MPa) et à 28 jours (24,44

MPa) au moment où le béton contenant 50% de latérite donne les valeurs minimales de résistance à 7 jours (14,2 MPa) et à 28 jours (20,00 MPa).

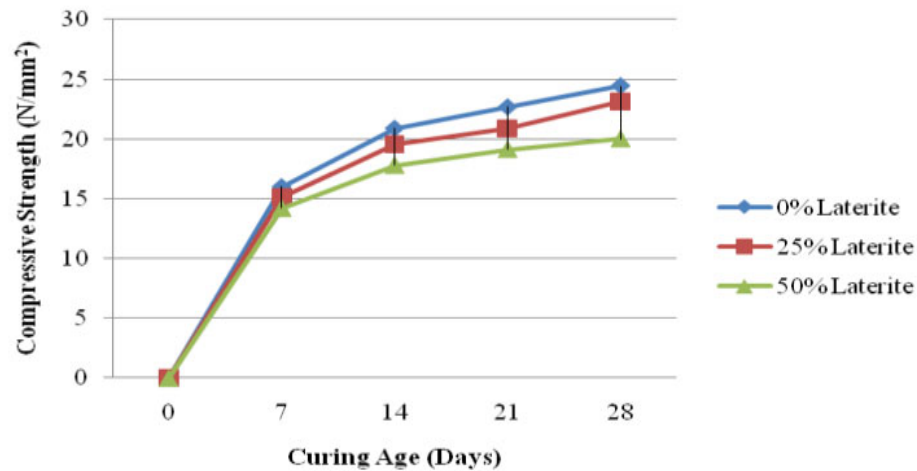


Figure 1-24 : Variation de la résistance à la compression avec l'âge de durcissement des échantillons (toutes tailles de particules de granit) à 0%, 25% et 50% de contenus en latérales [96]

Ils ont donc conclu que pour un mélange 1 :2 :4 et un rapport E/C= 0,6 que la résistance en compression augmente si les tailles des granulats deviennent grandes mais diminuait avec l'augmentation du pourcentage de latérite. Ainsi, le béton de latérite peut être utilisé à condition que le pourcentage de latérite ne dépasse pas 50%.

Ephraïm et al., (2016) [87] ont déterminé les caractéristiques du béton de nodule latéritique dans lequel le gravier est remplacé par les nodules latéritiques en faisant varier la proportion des constituants du béton et du rapport E/C. Ils ont trouvé une résistance en compression de 19,11 MPa pour un mélange de 1-2-4 (respectivement proportion du ciment, sable et gravier) avec un rapport E/C=0,60 et 24,67 MPa pour un mélange de 1-1,5-3 avec un rapport E/C=0,55. La masse volumique de ce béton est entre 2200kg/m³ et 2300kg/m³ ; l'ouvrabilité quant à elle, est comprise entre 5 et 10 cm, ce qui permet de le classer dans la classe des bétons courants de structure. Le module d'élasticité est approximativement égal à 22,72kN/mm² contre 24kN/mm² pour le béton normal. De ces études, ils ont conclu que le béton de nodules latéritique peut être utilisé pour des structures de faibles portés.

1.5.3 Sur le béton armé d'armatures végétales

1.5.3.1 Le béton armé de bambou

Grâce à ses fibres longitudinales qui lui donnent une résistance élevée en traction, le bambou peut être utilisé pour remplacer l'acier comme armature dans les éléments de béton, telles les poutres. Tous les auteurs recensés s'accordent pour dire que les équations et les procédures de fabrication et de dimensionnement pour le béton armé d'acier peuvent être employées de façon

tout à fait sécuritaire pour la conception des poutres de béton armé de bambou. Dans les équations, les valeurs de contrainte rupture en traction et de module d'élasticité de l'acier sont remplacées par celle du bambou.

Massani, (1977) [97] a mené une étude approfondie décrivant les méthodes appropriées pour utiliser le Bambou dans la construction. Une liste des aspects positifs du bambou est donnée, citant des exemples concernant ses propriétés économiques, mécaniques et environnementales. Lorsqu'ils sont utilisés comme renforcement dans le béton, des instructions sont données pour assurer une meilleure performance, y compris des discussions sur l'imperméabilisation, le traitement de la pression, la conception du béton et la conception de poutre. Cette étude a révélé que la zone de renforcement en bambou devrait être 5 fois la zone d'armature d'acier typique et que même lorsque des fissures fines se développent sur la surface du bambou, la capacité de charge de l'élément n'est pas réduite. Les seules propriétés inquiétantes du bambou données sont sa susceptibilité à l'attaque par des insectes, des champignons et des bambous séchés susceptibles de prendre feu.

Quant à la préparation des armatures de bambou, quelques recommandations ont été formulées pour obtenir de meilleures performances. Balagaru, (1985) conclut que la largeur des lanières doit se situer entre 20 et 25 mm et que l'espace entre celles-ci doit être au moins égal à la largeur des armatures plus 7,5 mm ou au diamètre maximal des granulats. De plus, il souligne que le côté concave des lanières doit être orienté vers le haut, de manière à ne pas emprisonner des bulles d'air lors de la coulée, ce qui nuirait à l'adhérence béton-bambou.

Ghavami, (1995) [98] a expérimenté lui aussi l'utilisation de lanières de bambou comme armatures. Dans le cadre de son expérimentation, des poutres de béton de 12 x 30 x 300 cm furent fabriquées. Les résultats démontrent qu'un ratio d'une section transversale du bambou par rapport à la section transversale de la poutre équivalent à 3%, permet d'accroître de 400% la charge admise pour une poutre sans armature. Cependant, Ghavami remarque que les déformations d'une poutre armée de bambou augmentent de façon significative comparativement aux déformations observées sur la poutre armée d'acier. L'auteur attribue ce phénomène au faible module d'élasticité du bambou qui est 15 fois inférieur à celui de l'acier de même qu'à l'adhérence plus faible entre le bambou et le béton. Toutefois, la fissuration semble moins importante sur la poutre armée de bambou que sur la poutre armée d'acier, ce qui serait également dû au faible module élastique du bambou. Quoi qu'il en soit, Balagaru *et al*, (1985) soutiennent que la technologie des bétons armés de bambou devrait se limiter aux bâtiments de petite échelle comme habitation dans les pays en développement.

Janseen, (2000) [99] a mené son étude sur la construction avec le bambou. Ce livre a couvert une grande variété d'aspects du bambou remontant à la structure de la plante et à son

habitat naturel. Il donne des calculs pour montrer pourquoi il est économiquement compétitif, les propriétés mécaniques, ses nombreuses utilisations, sa durabilité naturelle et la préservation du bambou. En plus de détails, il traite des joints et de la construction avec du bambou pur. En ce qui concerne ce projet, son livre touche le bambou utilisé comme renforcement dans le béton. Dans son livre, il y a soulevé plusieurs problèmes. Parmi ceux-ci, le collage entre le bambou et le béton est considéré comme le plus grand problème dû à l'absorption de l'eau et de la paroi lisse du Culm de bambou.

Amada et al., (2001) [100] mentionnent que le bambou est le matériau le plus efficace dans la construction par ses propriétés de résistance et est physiquement puissant, et peu coûteux. Normalement, le culm (la partie de la tige sans nœuds) du bambou avec une couche de surface externe résiste fortement à tout chargement avec une résistance aux fractures plus forte que le nœud. Il suggère que les fibres dans le nœud ne contribuent pas à la résistance à la rupture. La résistance à la traction des fibres de bambou correspond presque à celle de l'acier. La découverte principale est que les propriétés de rupture du bambou dépendent de l'origine de la rupture.

Boucher J., (2006) [101] a étudié la mise au point d'une poutre de béton armé de bambou préfabriquée pour l'habitat urbain de Hanoi. Les tiges de bambou utilisées ont été découpées en lanières de $23 \times 4,5 \text{ mm}^2$ puis traitées pour les rendre imperméables. Les essais de traction ont permis d'estimer les propriétés mécaniques du bambou notamment la limite élastique ($F_e = 150 \text{ MPa}$) et le module d'élasticité longitudinal ($E = 8000 \text{ MPa}$). Le béton utilisé pour la fabrication de poutres est un béton autoplaçant de haute performance avec les propriétés suivantes : $F_{c28} = 80 \text{ MPa}$ et $E = 40000 \text{ MPa}$. Le dimensionnement a conduit au ferrailage représenté sur la Figure 1-25. La section d'armature de bambou est égale à 460 mm^2 .

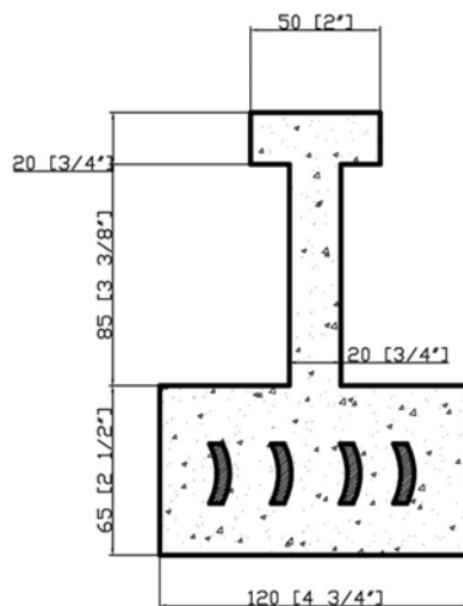


Figure 1-25 : Géométrie des poutrelles armées de bambou [101]

On réalise que le système préfabriqué représente une économie de poids d'au moins 40% par rapport à un plancher conventionnel ce qui est considérable. Les résultats obtenus lors de l'essai de flexion 4 points sur une poutrelle et lors de l'essai de chargement sur une section de plancher en grandeur réelle permettent de dire que le système de plancher proposé constitue une alternative fiable et sécuritaire du point de vue structural a-t-il conclu.

Humberto et al., (2008) [102] ont fait une investigation expérimentale pour évaluer la durabilité du bambou, lors de son utilisation comme renforcement dans le béton. La durabilité du bambou a été établie par les modifications de la résistance à la traction et du module d'élasticité. Cinq cents éprouvettes de bambou ont été extraites de pièces de bambou de l'espèce *Dendrocalamus giganteus* et la moitié d'entre elles ont été recouvertes par des prismes de béton. Un équipement a été développé pour soumettre les éprouvettes à des cycles de mouillage (24 h) et séchage (24 h). Les éprouvettes sans béton ont été mises en solution d'hydroxyde de calcium et les éprouvettes avec du béton, dans l'eau potable. La résistance à la traction et le module d'élasticité ont été obtenus après 7, 15, 30, 45 et 60 cycles. La résistance en traction du bambou est approximativement 280 MPa pour les éprouvettes sans nœuds et 100 MPa pour celles ayant de nœuds. Les résultats n'ont pas montré une différence significative des propriétés mécaniques après ces cycles, attestant ainsi de la durabilité du bambou lors de ces tests agressifs.

Sanjeev & Dr Rajiv, (2016) [103] ont étudié de façon expérimentale la possibilité d'utiliser le bambou comme armature dans les éléments de structure de génie civil. Ils ont noté que la capacité de charge d'une poutre armée de bambou a augmenté d'environ 3 fois que celle de béton non armé ayant les mêmes dimensions. La résistance en traction du bambou peut aller jusqu'à 400 MPa, la résistance d'adhérence du béton-bambou traité est comprise entre 1,2 et 1,35 MPa. De ces résultats, ils ont conclu que le bambou peut être utilisé comme armature des structures pourvu qu'elles soient faiblement chargées. Cependant le taux d'humidité affecte directement les caractéristiques physiques et mécaniques du bambou. La Figure 1-26 montre un mur en béton armé de bambou réalisé comme prototype pendant la phase d'expérimentation. Les armatures sont laissées à dessein visible pour certifier de leur présence dans la paroi réalisée



Figure 1-26: Mur armé de bambou [103]

1.5.3.2 Le béton armé de rotin

NGOUADJEU, (1992) [104] s'est penché sur les possibilités techniques d'utilisation du gros rotin (*Laccosperma secundiflorum*) dans le béton pour les constructions. De ses travaux, il ressort que l'utilisation du rotin comme armature dans les éléments faiblement chargés et les poutres de petite portée est possible. L'approche consiste à utiliser des cadres (armatures principales dont les deux bouts se prolongent dans la partie comprimée de la poutre) pour reprendre le moment fléchissant.

Obilade & Olutoge, (2014) [105] ont étudié les caractéristiques en flexion de quelques poutres armées de lianes de rotin. Afin de déterminer l'apport des lianes de rotin en flexion, des poutres de dimensions 150×150×750 mm ont été confectionnées. Certaines poutres ont été armées de lianes de rotin, d'autres d'acier et le reste non armé. Le béton utilisé a une résistance en compression de 20 MPa à 28 jours, l'acier et le rotin de diamètre 12 mm ont respectivement en traction simple 639,16 MPa et 83,20 MPa en moyenne comme résistance. Ils ont constaté que la capacité de charge des poutres armées de lianes et d'acier a augmenté respectivement d'environ 20% et 230% par rapport à la capacité des poutres non armées. Ils ont conclu que les lianes de rotin améliorent les caractéristiques en flexion du béton.

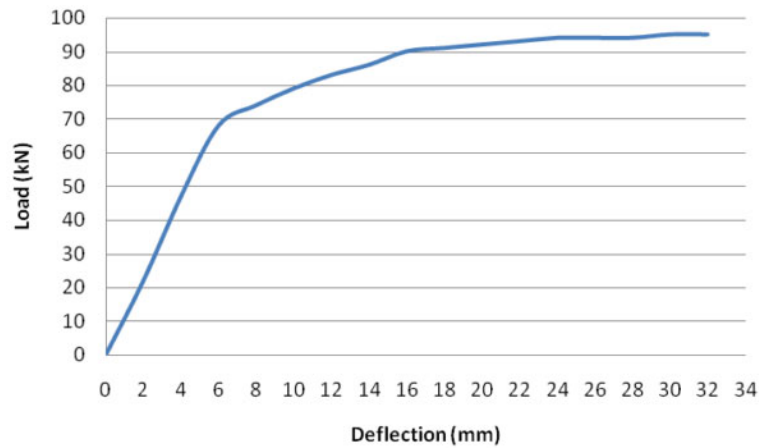


Figure 1-27: Courbe charge-déformation pour poutre en béton armé rotin en flexion [105]

Mahzuz et al., (2014) [106] ont évalué l'efficacité d'utiliser le Zali Bet nom Bangladesh du rotin Calamus guruba comme armature dans une poutre. Le Zali Bet a été utilisé comme armature longitudinale et transversale afin d'avoir son apport physique. La limite d'élasticité et le module d'élasticité sont respectivement 52 MPa et 71 MPa. Ils ont constaté que les barres de rotin prennent environ 23,5% de la charge maximale que peut supporter la poutre. De plus, la diminution de l'espacement des armatures transversales fait augmenter la résistance en cisaillement. Les barres de rotin supportent 63% de la charge maximale. Ils ont donc conclu que le rotin peut être utilisé pour des éléments de structure faiblement chargés.



Figure 1-28: Armatures des poutres en flexion [106]



Figure 1-29 : Rotin (Zali) comme armature transversale dans les poutres en béton armé [106]

Sohounhloué et al., (2014) [107] ont fait une étude de la zone de recouvrement entre deux tiges de rotin du Cameroun afin d'obtenir un ensemble ayant la résistance d'un rotin non sectionné dans la zone de liaison. La modélisation du système est illustrée par la Figure 1-30. Des essais de compression et de cisaillement par compression ont été réalisés pour déterminer les caractéristiques mécaniques du rotin et les caractéristiques mécaniques de l'assemblage et de connaître la résistance au cisaillement de la section mixte métal-rotin ainsi constituée.

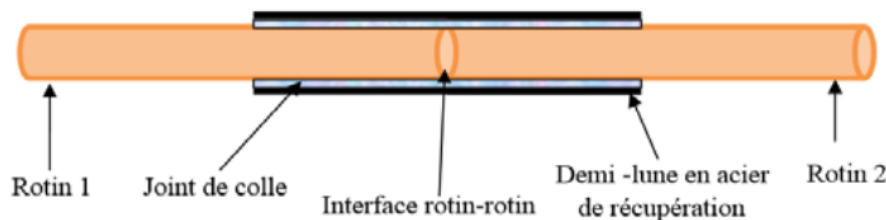


Figure 1-30 : Schéma de modélisation du système [107]

Il en ressort que, le module de Young du rotin en compression est de 1190 MPa avec un écart type de 174 MPa. La contrainte de rupture en compression vaut 26 MPa avec un écart type de 2 MPa. et la limite élastique est de 21 MPa avec un écart type de 2,5 MPa. De l'essai du cisaillement par compression (Figure 1-31) de la section mixte métal - rotin, une longueur de 2,5 d (d diamètre du rotin) garantit une liaison maximale entre le rotin et le métal dans la zone de recouvrement. Ils ont conclu que ce mode de recouvrement peut être avantageusement utilisé dans les poteaux en béton qui travaillent essentiellement en flexion composée avec une grande prépondérance de compression avec une longueur de recouvrement de 2,5 d ; ou alors dans la

partie tendue des poutres en flexion avec un recouvrement de 8 d. Il est aussi à noter que cette section mixte augmente l'adhérence de l'armature de rotin dans le béton à cause du métal utilisé.

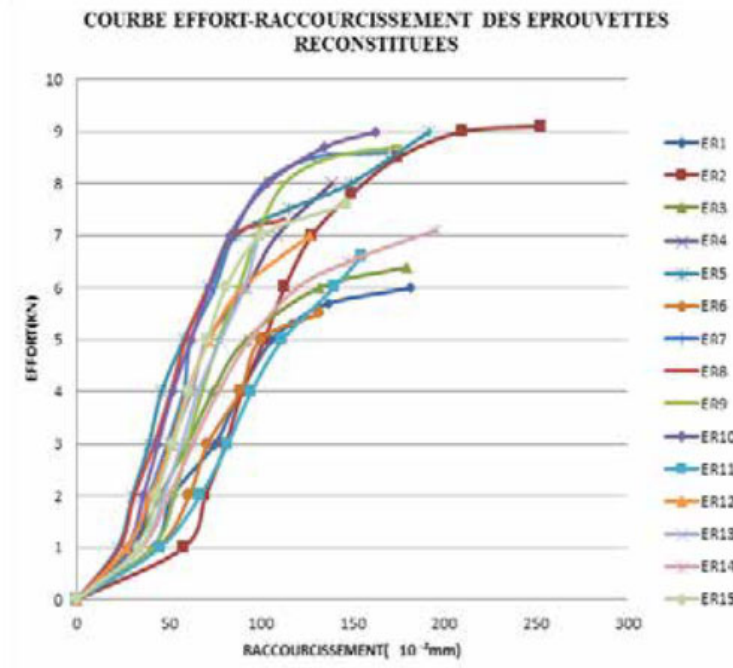


Figure 1-31 : Courbe effort- raccourcissement des éprouvettes de rotin reconstituées [107]

Adewuyi et al., (2015) [108] ont mené une étude comparative des résistances en traction et en flexion de l'acier, du bambou (*Bambusa vulgaris*) et du rotin *Calamus deerratus*), comme armature dans le béton. En utilisant des matériaux du même diamètre (acier et rotin), épaisseur pour bambou 10-12mm, ils ont obtenu une résistance élastique des barres de bambou et de rotin qui étaient respectivement de 13% et 45% de celle de l'acier (442,73 MPa) et une résistance ultime d'environ 16% et 62% de l'acier (540,13 MPa) dans le même ordre. Une poutre de dimensions 150×150×900 mm a été confectionnée avec du béton de densité 2404 kg/m³ ayant une résistance en compression de 20,05MPa et, armée avec 4 barres de 10 pour armatures longitudinales et une barre RL de diamètre=8 comme armature transversale. Les résistances en flexion des poutres armées de bambou, de rotin et d'acier étaient respectivement 6,22 ; 2,56 et 12,22 MPa, ce qui donne en pourcentage, 51% et 21% de la résistance en flexion de la poutre armée d'acier (Figure 1-32). L'écart remarquable entre les résistances en flexion des renforts naturels et celui de l'acier peut être du non seulement à la résistance à la traction, mais aussi à la liaison faible à l'interface barre-béton. Ils ont conclu que les barres de bambou sont des armatures appropriées pour des structures de flexion faiblement chargées, alors qu'un traitement plus renforcé est nécessaire pour le rotin pour améliorer la liaison inter faciale et la capacité de charge.

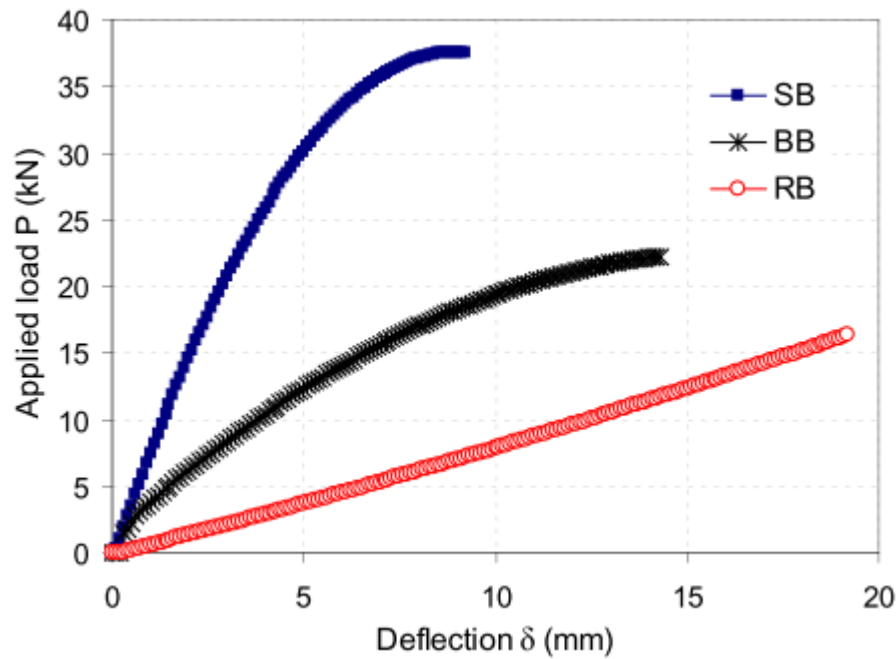


Figure 1-32 : Courbe charge-déflexion pour poutre en béton armée d'acier (SB), poutre béton armé de bambou (BB) et poutre béton armé de rotin (RB)[108]

Priyadarshi et al., (2016) [109] ont mené par une méthode expérimentale, une comparaison entre la résistance en flexion d'une poutre armée de rotin et l'autre d'acier. Le rotin utilisé est de diamètre 16 mm alors que l'acier a 12 mm comme diamètre et une résistance en traction égale 27,95 et 453,88 MPa respectivement pour le rotin et l'acier. Des essais de flexion sur les poutres (figures 1-18,1-19 et 1-20), ils ont constaté que la charge limite de la poutre armée de rotin a augmenté d'environ 73,11% par rapport à celle de poutre non armée, tandis que la charge limite des poutres armées d'acier a progressé d'environ 20,8% par rapport à celle armée de rotin.

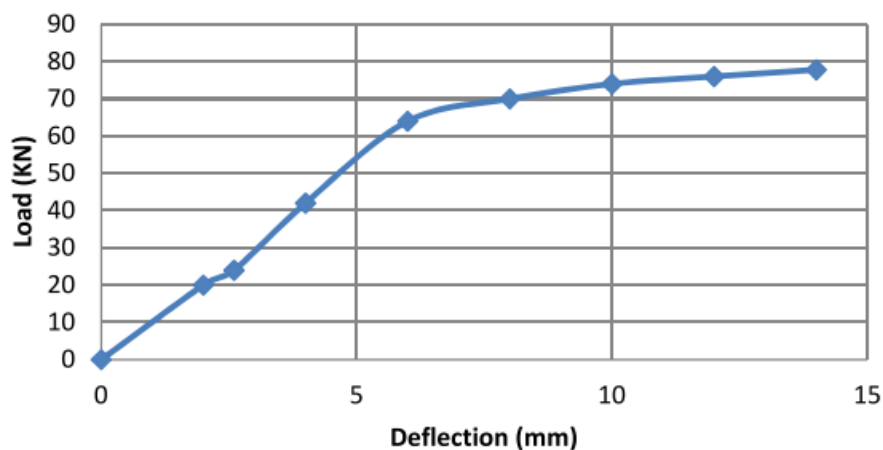


Figure 1-33 : Courbe charge-déflexion pour poutre en béton armé doublement [109]

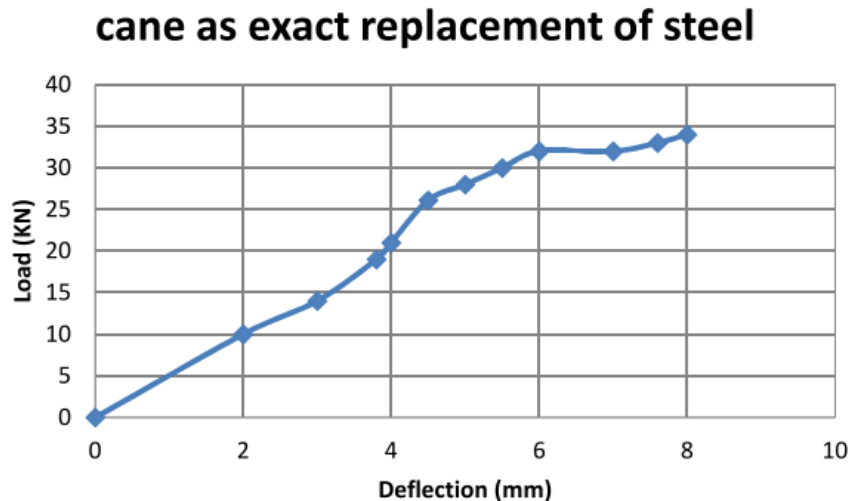


Figure 1-34 : Courbe charge-déformation pour le béton de ciment armé de canne de rotin (CRCC) [109]

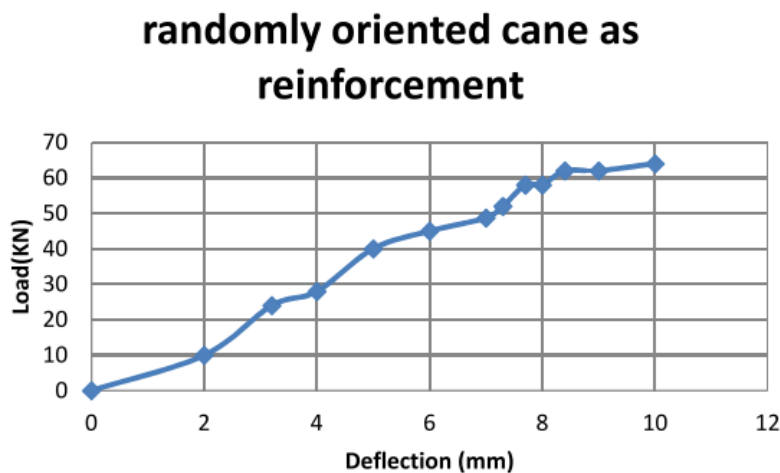


Figure 1-35 : Courbe charge-déformation pour CRCC pour une orientation aléatoire de la canne [109]

1.5.3.3 Le béton armé de rônier

Le bambou et le rotin ne sont pas les seuls bois ayant été associés au béton ces dernières années. En effet, le *Borassus Aethiopum* a été également utilisé comme substitut à l'acier. C'est ainsi que plusieurs travaux se sont orientés sur le béton armé de borassus.

C'est à cet effet que Ahoussinou et al, 2010 [110] dans leurs mémoires d'ingénierie en 2010 ont testé en flexion 4 points vingt-cinq (25) poutres en béton armé de rônier regroupées en cinq (5) différentes catégories de poutres. Ces catégories de poutres sont les suivantes :

- PACRA : Poutre avec armatures crénelées en rainures alternées
- PACEV : Poutre avec armatures crénelées en entailles V 2cmx2cm
- PARA : Poutre avec armatures en recouvrement attaché
- PARP : Poutre avec armatures en recouvrement à pointes

Les charges de rupture des différentes catégories de poutres obtenues sont présentées sur la Figure 1-36.

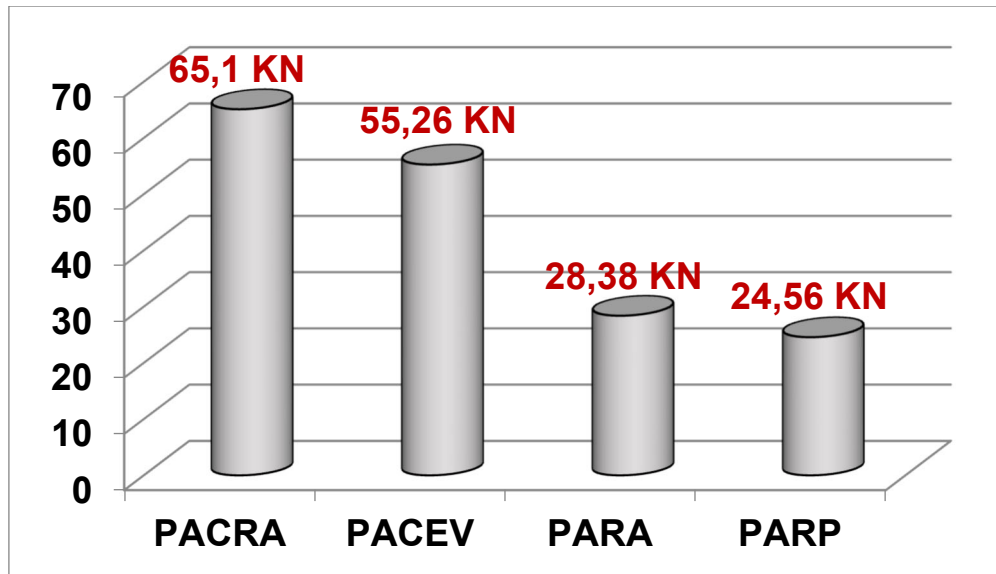


Figure 1-36 : Histogramme montrant les charges de rupture [110]

L'analyse de l'histogramme des valeurs moyennes des charges de rupture après fissuration montre que les poutres avec armatures crénelées en rainures alternées (PACRA) résistent mieux que les poutres avec armatures crénelées en entailles V 2cmx2cm (PACEV). En effet, les poutres PACRA ont une charge moyenne de rupture de 65,10KN supérieure à celle des poutres PACEV 55,26KN soit une amélioration de 17,81%. Cette différence est due au type de crénelure des armatures. Ainsi, les armatures avec crénelures en rainures alternées améliorent l'adhérence béton-bois de rônier par rapport aux armatures avec crénelures en entailles V.

En revanche, les systèmes de connexion des recouvrements des armatures doivent continuer à être explorés car les zones de recouvrements sont des zones de faiblesse des poutres conçues. Aussi les modes de connexion des armatures dans la zone de recouvrement, par attaches et par pointes, ne sont pas très efficaces car nous notons une diminution de charges respectives de 48,64% et 55,56% par rapport aux poutres PACEV.

Cependant, les charges de rupture expérimentales des poutres calculées sont nettement supérieures à celles théoriques avec des rapports de résistances allant de 1,15 à 1,35. Aussi, ils sont arrivés à la conclusion selon laquelle le dimensionnement des poutres armées de rônier peut être basé sur celui des poutres armées d'acier présenté dans le B.A.E.L 91 modifié 99.

Une étude a été également faite sur les poteaux armés de borassus par Sourou, en 2011, pour son mémoire d'ingénierie. Cette étude s'intéresse au dimensionnement des armatures longitudinales en *borassus* dans un poteau faiblement chargé en compression simple. Au cours de l'expérimentation, les poteaux ont été confectionnés et soumis à l'essai de compression simple. Des

deux extrémités de ces poteaux, l'une est encastree à l'aide d'un dispositif approprié et l'autre libre ; ce qui entraîne une valeur de longueur de flambement égale au double de la longueur initiale. À 28 jours, la méthode de dimensionnement appliquée dans ces conditions a offert, pour les armatures longitudinales, un rapport de résistance de 1,34. Par ailleurs, des poteaux en béton non armé et en béton armé d'acier de mêmes dimensions ont été fabriqués et testés au laboratoire dans les mêmes conditions. Il ressort de leur étude que la présence des armatures longitudinales en *borassus* améliore de 19,78% la résistance de ces poteaux. Quant à la comparaison acier-rônier, les poteaux armés avec une section d'armatures en acier résistent cinq fois plus que ceux armés avec cette même section d'armatures en rônier. Les travaux réalisés dans le cadre de la substitution de l'acier par le bois sont pléthores et continuent de fait l'objet de nombreuses recherches dans le monde.

1.5.4 Etude de l'adhérence entre le béton et le bois

L'une des limites du béton armé de bois, est l'appréciation de l'adhérence entre le bois et le béton. Ce paramètre est très important quel que soit l'ouvrage à réaliser en béton armé de bois. En effet, les forces extérieures qui sollicitent les ouvrages en béton armé sont généralement appliquées au béton. Les armatures au sein du béton armé ne peuvent participer que s'il y a transmission des efforts du béton aux armatures. Cette transmission s'effectue par effet d'adhérence entre l'armature et le béton. Pour que le béton et le bois puissent travailler simultanément, il faut que leurs déformations soient identiques sous les sollicitations appliquées. Le bois ne devrait pas glisser dans la gaine de béton qui l'entoure mais y adhérer. L'adhérence permet donc la transmission des efforts et le fonctionnement rationnel des éléments en béton armé.

La qualité de l'adhérence est fonction du type et de l'état de surface du bois, de la dimension de la barre, de la position et de l'inclinaison des armatures lors du bétonnage, de la résistance du béton sans oublier la condition de mise en œuvre. On ne saurait donc substituer le bois à l'acier dans le béton sans étudier l'adhérence entre le béton et le bois. Plusieurs recherches se sont orientées dans l'étude faisant objet de l'utilisation d'armature végétale dans le béton. La grande difficulté de l'utilisation d'armature végétale dans le béton est l'adhérence entre les deux matériaux. L'étude de l'adhérence béton-bois a débuté sur le bambou.

C'est ainsi que Kankam et al., (1989) [111], ont mené une expérimentation afin de mieux comprendre les facteurs et les paramètres influençant l'adhérence béton-bambou. Ils ont tenté de déterminer l'influence du traitement du bambou et de la résistance du béton sur la qualité de l'adhérence entre le béton et les armatures de bambou, en tenant compte de certaines variables que sont : la valeur de la force en compression du béton, la présence de nœuds sur les tiges, la durée de séchage des tiges, le sablage des surfaces de bambou, l'application d'un traitement au bitume avec

et sans sable. Il ressort de leur analyse que l'effet combiné d'une meilleure résistance à la compression du béton (44 MPa au lieu de 35 MPa), d'un séchage de quatre semaines et de la présence de nœuds sur les tiges semble avoir des résultats positifs sur l'adhérence (la valeur d'adhérence béton-bambou est de 1,13MPa pour des tiges sans nœuds et 2,04 MPa pour des tiges avec nœuds). Le séchage prolongé des tiges de bambou augmente également l'adhérence du bambou au béton. En effet, la force ultime d'adhérence des tiges passe de 1,33MPa, sans séchage, à 1,60MPa pour des tiges ayant séchées trois semaines à l'air libre. Cela s'explique par le fait que les tiges sèches ont une meilleure stabilité dimensionnelle ce qui évite les cas de retrait et de gonflement pouvant affecter l'adhérence.

Aussi, les éprouvettes avec des tiges de bambou dont la surface a été sablée ont une meilleure force d'adhérence (1,94 MPa) comparativement aux tiges demeurées intactes (1,65 MPa). Enfin, le recouvrement des tiges par une couche de bitume semble améliorer l'adhérence de 12% tandis que le même traitement plus l'ajout de grains de sable repousse cette valeur à 27%. Ces résultats s'expliquent par le fait que les tiges imperméabilisées n'absorbent pas l'humidité contenue dans le béton frais et ne subissent donc pas le gonflement et le retrait qui occasionne la perte d'adhérence.

La fin du XX^{ème} siècle est vraiment déterminant pour le béton armé de bambou. Concernant les travaux qui convergent vers ceux de Raj, (1991)[112], Foudjet et al., (1995) [113] affirment que ces résultats sont peu satisfaisants en faisant une étude comparative à celle de l'adhérence acier-béton. Pour améliorer ses résultats, ils mettent en place un procédé faisant usage d'une structure de confinement qui consiste à façonner les armatures de rotin ou de bambou en forme de cadres ayant un côté dans la zone comprimée (*Figure 1-38*). La longueur de la tige de rotin pouvant atteindre 150 cm et plus, le problème de recouvrement ne se pose pas dans l'utilisation de cette technique de confinement. Le façonnage des cadres se fait à l'aide d'un bec à gaz, car, en chauffant le rotin aux endroits à plier, il se plastifie aisément et garde la forme imposée après refroidissement. En supposant que l'adhérence limite (τ_e) se produit au moment de la rupture en traction du rotin. Des essais d'arrachement effectués sur des éprouvettes de béton armé de rotin (*Figure 1-37*), l'adhérence apparente varie de 2,8 MPa à 5,4 MPa pour des contraintes de rupture en traction du rotin allant de 52 à 100 MPa.

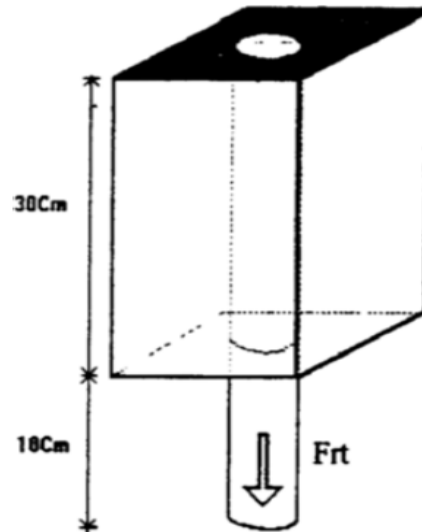


Figure 1-37 : Epreuve de béton armé d'une tige de rotin [54]

Sachant que les contraintes d'adhérence du bambou et de l'acier dans le béton sont supérieures à celles du rotin et que la contrainte de rupture en traction du bambou peut atteindre 400 MPa, les chercheurs avancent que la valeur de τ_e serait d'environ 2,0 MPa si ce procédé était appliqué au bambou. Ceci reviendrait à multiplier par environ 50 les valeurs d'adhérence du bambou atteintes par d'autres procédés. Cette valeur approche celle de 2,5 MPa couramment admise comme contrainte d'adhérence acier-béton.

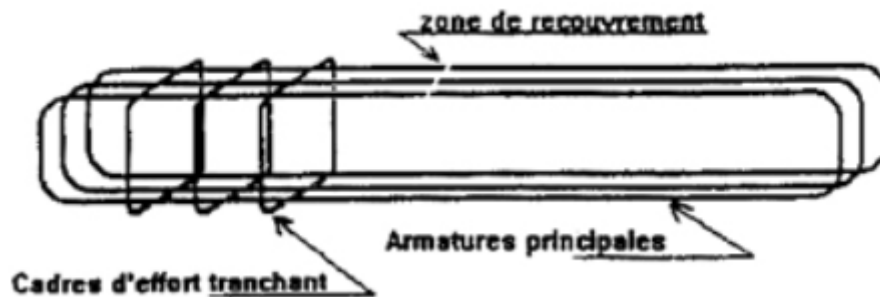


Figure 1-38 : Structure périodique de confinement [54]

Raj, (1991) [112] en se basant sur les travaux de Shui, (1990) [114] avance que l'adhérence moyenne observée entre plusieurs espèces de bambou et le béton est de l'ordre de 0,25 à 0,5 MPa. Cette plage de valeur est voisine de celle obtenue précédemment pour des tiges sans séchage et pour celles ayant séchées trois semaines à l'air libre.

Ghavami, 1995 [98] réalise une série d'essais d'arrachement (Figure 1-39) sur des tiges de bambou ayant été traitées différemment. Les résultats révèlent qu'un séchage du bambou de quelques semaines, la présence de nœuds sur les tiges, le sablage, l'application d'un traitement

hydrofuge, tel le *Négrolin*, mélangé à des grains de sable, le recouvrement des tiges par un grillage métallique ainsi qu'une résistance à la compression accrue du béton sont tous des facteurs qui contribuent à améliorer l'adhérence (jusqu'à 90%) entre le béton et le bambou.

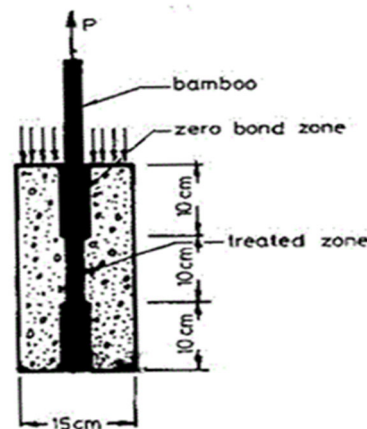


Figure 1-39 : Eprouvette pour l'essai d'arrachement sur le bambou [98]

Des années plus tard, Kawai, (2000) [115] a orienté ses recherches en vue d'améliorer les résultats précédents en taillant autrement les armatures. Il a réalisé des crénelures de 30 mm de longueur par 2 mm de profondeur dans la section longitudinale des lanières de bambou (figure 1-26). Ainsi ces protubérances exercent un meilleur accrochage au béton puisque les résultats obtenus montrent que les armatures de bambou crénelées ont une adhérence de deux à trois fois supérieure à celle des armatures de bambou sans crénelures.

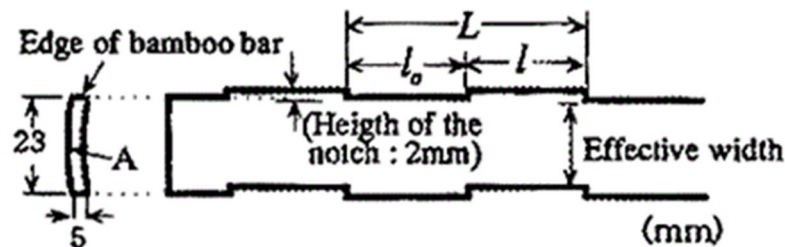


Figure 1-40 : Lanière de bambou crénelée [115]

Conclusion

Il ressort clairement de cette analyse de documentation, que l'usage du bois de rônier et des lianes de rotins comme matériau de construction est d'une tradition très ancienne et remonte même à des siècles. Le rônier, avec ses propriétés telles que sa résistance et sa tenue aux intempéries et surtout grâce à ses fibres longitudinales qui lui confèrent une résistance élevée en traction, serait une alternative comme armature dans les éléments de béton, telles que les poutres, pour des constructions modernes surtout en milieu rural. Cependant, le rotin grâce à ses propriétés a été utilisé comme tirant dans le cadre de la construction de la construction d'un pont en liane (pont

suspendu) de la région de Takamanda, au Cameroun. Pour les fins d'utilisation de ces matériaux envisagés dans la construction des édifices, il ressort clairement que la technologie n'est pas nouvelle mais souffre de disponibilité de résultats éprouvés. Il convient de conclure que ces matériaux ont fait l'objet de plusieurs études pour leur utilisation dans le renforcement des propriétés mécaniques du béton. La latérite quant à elle, a fait ses preuves dans la construction des parois de l'habitat traditionnel et des couches de fondation pour les route bitumineuse et couches de roulement pour les routes en terre.

En effet, l'étude de chacun de ces matériaux afin de maîtriser les propriétés physiques et mécanique est encore à l'état empirique. La plupart des études sur le geobéton latéritique aborde l'utilisation des nodules latériques avec des plages de résistance acceptables pour les éléments de structure. Les rares tentatives de formulation de bétons de latérites recensées ont donné des résultats peu probants. Ces bétons présentent très souvent des difficultés de mise en œuvre à l'état frais (ouvrabilité...) et de faibles performances mécaniques (résistance, élasticité) à l'état durci. Il importe par conséquent de chercher à identifier les causes de ces difficultés et de proposer d'éventuelles solutions technologiques simples pouvant permettre de franchir cet écueil. La valorisation de ses différents matériaux sera donc après la présente étude, une opportunité pour les populations des zones d'abondances de ces derniers.

Chapitre 2 : Etude de la formulation du béton de latérite

Introduction

Dans de nombreuses régions tropicales d'Afrique, d'Australie, d'Inde, d'Asie du Sud-Est et d'Amérique du Sud, les seules ressources minérales granulaires facilement disponibles pour la construction sont les latérites. Ces matériaux résultent de l'altération des diverses roches mères sous-jacentes sous l'effet du climat et de la végétation [116,117]. Le Bénin dispose abondamment de ce type de ressources [116]. Dans le domaine du bâtiment, outre les constructions traditionnelles en terre (latéritiques), elles commencent aussi à être localement utilisées pour la confection de briques ou de blocs stabilisés au ciment destinés à la réalisation de murs de remplissage ou de murs porteurs de maisons individuelles [97–100]. Dans le contexte actuel de raréfaction des ressources granulaires traditionnelles, ce matériau pourrait alors constituer une solution écologique et économique intéressante, à l'échelle locale, pour fabriquer les bétons (armés) destinés aux structures et à l'ossature des bâtiments courants (dallages, linteaux, poteaux, poutres, dalles...).

Quelques tentatives de formulation de bétons de latérites recensées ont donné des résultats peu probants. Ce qui ouvre un vaste champ de recherche non encore exploré sur le matériau. En effet, ces bétons présentent très souvent des difficultés de mise en œuvre à l'état frais notamment leur ouvrabilité et leurs faibles performances mécaniques (résistance, élasticité) à l'état durci. Il importe par conséquent de chercher à identifier les causes de ces difficultés et de proposer d'éventuelles solutions technologiques simples pouvant permettre de franchir cet écueil.

Ce chapitre présente dans un premier temps, une étude qui consiste à caractériser finement les propriétés d'une latérite du Bénin. Dans un second temps, il aborde une étude des méthodes de formulation du béton de latérite pour des fins structurelles avec un accent particulier sur les performances mécaniques de ce nouveau béton. Les résultats ont permis de proposer divers traitements pour améliorer la qualité des granulats issus de cette ressource naturelle, et finalement obtenir des bétons de latérites répondant globalement aux exigences d'un béton de structure de qualité courante.

2.1. Provenance du matériau latérite

L'étude est faite dans la zone Guinéenne du Bénin (entre 6°25' et 7°30' N sur 2° et 2°30' E). Le plateau d'Allada (Figure 2-1) descend vers les vallées de l'Ouémé, du Couffo et de la dépression de la Lama. Ce plateau est couvert en grande partie, des sols ferrugineux tropicaux et sols faiblement ferrallitiques de terre de barre. Plusieurs carrières de latérites sont en exploitation dans la zone et constituent une véritable ressource pour la population. Ces carrières sont exploitées

par les constructeurs routiers et dans une certaine limite par la population pour la construction de l'habitat. Notre étude s'intéresse à la latérite brute de la carrière de Attotinga dans la commune d'Allada, arrondissement de Agbanou

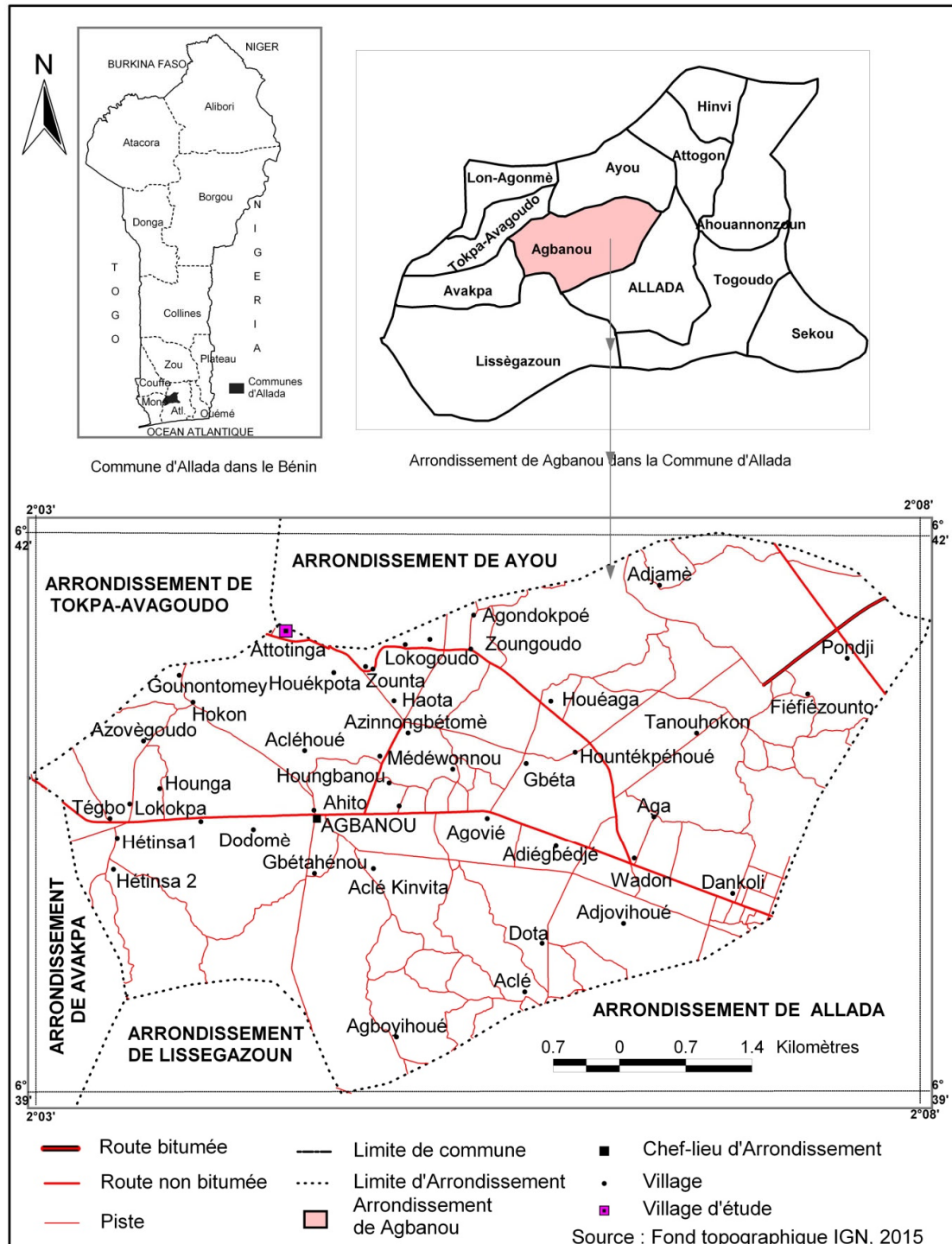


Figure 2-1 : Localisation de la zone d'étude au Bénin

La carrière de latérite de Attotinga est ouverte par la population pour la commercialisation des nodules latéritiques. Ces nodules sont utilisés pour la formulation des bétons en remplacement du gravier roulé ou du concassé par la population locale. La construction de l'habitat moderne est une préoccupation pour les populations locales avec l'utilisation des ressources naturelles locales proches et disponibles en abondance. La Photo 2-1 nous donne un aperçu de cette carrière très exploitée.



Photo 2-1 : Carrière de latérite de Attotinga, commune d'Allada

2.2 Caractérisation physique et chimique de la latérite

2.2.1 Analyse granulométrique par tamisage par voie humide (NF EN ISO 17892-4) [121]

L'analyse granulométrique permet de déterminer la dimension des grains qui constituent un matériau. Elle détermine les proportions rapportées au poids sec du matériau des fractions granulométriques classées par dimension des grains.

L'analyse granulométrique de la latérite brute a été effectuée par voie humide sur un échantillon représentatif, selon la norme NF EN ISO 17892-4[121].. La Photo 2-2 présente le matériau avant et après lavage

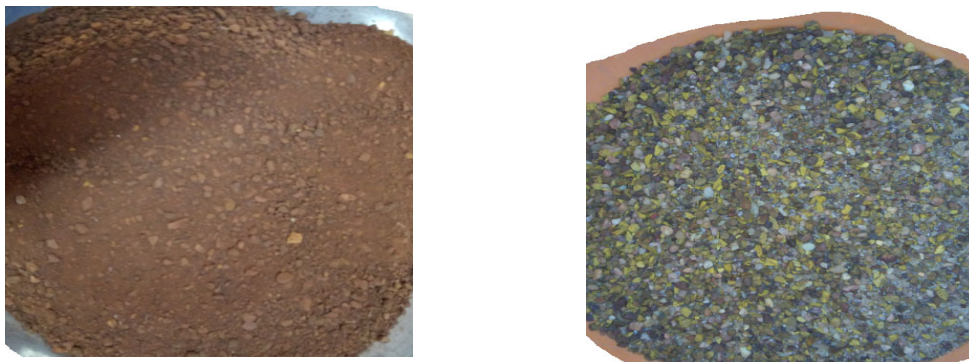


Photo 2-2: à gauche : matériau non lavé ; à droite : matériau lavé

Les pourcentages des refus cumulés, ou ceux des tamisats cumulés, sont représentés sous la forme d'une courbe granulométrique en portant les ouvertures des tamis en abscisse, sur une échelle logarithmique, et les pourcentages en ordonnée, sur une échelle arithmétique (Figure 2-6).

La granulométrie de la fraction fine (passants à 80 μm) a été déterminée par sédimentométrie selon la norme (NF EN ISO 17892-4) [121].

2.2.2 Analyse granulométrique par sédimentation (NF EN ISO 17892-4) [121]

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol et qui peut être nécessaire à sa description et sa classification. Il s'agit de la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules fines d'un sol (de dimensions inférieures à 80 μm).

2.2.3 Limites d'Atterberg (NF P 94-051) [122]

L'essai permet de mesurer les limites de liquidité et de plasticité à partir desquelles on définit l'indice de plasticité. Cet indice permet d'attribuer une nomenclature d'après la classification des sols fins (plastique, moins plastique ou argileux). Le comportement d'un sol fin varie beaucoup avec la quantité d'eau libre existant dans les vides, et aussi de la quantité d'eau absorbée qui enrobe ses particules.

2.2.4 Essai au bleu de méthylène [123]

La valeur de bleu de méthylène d'un sol (VBS) est un paramètre qui permet de caractériser l'argilosité d'un sol. Elle mesure la capacité d'absorption d'un sol ou d'un matériau rocheux. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'absorber à la surface des particules de sol. Cette grandeur est directement liée à la surface spécifique du sol.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbé par matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à fraction 0/50 mm du sol.

2.2.5 Essai d'Equivalent de sable (NF P 18-598) [124]

Il permet de mesurer la propreté d'un sable et rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fins. Il est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 5 mm. L'équivalent de sable est le rapport de la hauteur du sable sur la hauteur totale exprimé en pourcentage. Il est nécessaire de déterminer la teneur en eau naturelle w . Afin d'éviter les pertes de fines et la ségrégation, le sable a été humidifié.

La masse m de l'échantillon pour essai, exprimée en grammes, est déterminée par la relation :

$$m=120\left(1+\frac{w}{100}\right) \quad (2-1)$$

2.2.6 Mesure de masse volumique apparente (NF EN 1097-3)[125]

L'essai vise à déterminer le poids par unité de volume d'un matériau non tassé, c'est-à-dire y compris les vides qui subsistent entre les grains.

Après avoir étuvé l'échantillon à une température de 105°C jusqu'à masse constante, il faut déterminer la masse M_1 du container vide et avec la plaque de verre puis la masse M_2 de l'ensemble container + matériau + plaque de verre après avoir arasé avec une règle.

La masse volumique ρ d'un matériau est le quotient de sa masse (M) par le volume (V) qu'il occupe.

$$\rho = (M_2 - M_1) / V \quad (2-2)$$

2.2.7 Détermination de la masse volumique absolue et du coefficient d'absorption d'eau (NF EN 1097-6/NF EN 1097-6/A1)[126]

La détermination des propriétés physiques telles que la masse volumique réelle ou absolue et le coefficient d'absorption des granulats, est très délicate et il faut beaucoup de précautions et de rigueur pendant l'essai. Compte tenu de la taille des grains de la fraction granulaire du sable, l'obtention de l'état Saturé et Sec en Surface (SSS) des grains plus fins, comme le veut la norme NF EN1097-6 [197], est difficile ; ce qui génère beaucoup d'erreurs dans les calculs. La principale difficulté est que les particules les plus fines sont susceptibles de se disperser pendant la phase de séchage, ce qui occasionne des pertes de matériaux pendant l'essai. La tolérance de 5% de perte est admise pour la validation de l'essai au cas où, il est nécessaire de reprendre le processus.

2.2.7.1 Méthode du pycnomètre à eau pour la détermination des masses volumiques réelle et absolue et du coefficient d'absorption

La masse volumique absolue ρ_a est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains. La masse volumique réelle ρ_r est le rapport entre la masse du matériau et le volume réelle (somme des volumes élémentaires des grains y compris le volume des pores fermés).

Les masses volumiques sont (selon le cas), en mg/cm^3 , conformément aux équations suivantes :

- Masse volumique absolue

$$\rho_a = \rho_w \frac{M_4}{M_4 - (M_2 - M_3)} \quad (2-3)$$

- Coefficient d'absorption d'eau après immersion de 24 h,

$$WA_{24} = \rho_w \frac{100 \times (M_1 - M_4)}{M_4} \quad (2-4)$$

- Masse volumique réelle séchée à l'étuve

$$\rho_{rd} = \rho_w \frac{M_4}{M_1 - (M_2 - M_3)} \quad (2-5)$$

- Masse volumique réelle saturée surface sèche

$$\rho_{ssd} = \rho_w \frac{M_1}{M_1 - (M_2 - M_3)} \quad (2-6)$$

ρ_w est la masse volumique de l'eau à la température d'essai, en mégagrammes par mètre cube;

M_1 est la masse dans l'air des granulats saturés sec en surface, en grammes ;

M_2 est la masse du pycnomètre contenant l'échantillon de granulats saturés et l'eau, en grammes ;

M_3 est la masse du pycnomètre rempli d'eau uniquement, en grammes ;

M_4 est la masse dans l'air de la prise d'essai séchée à l'étuve, en grammes.

Après calcul, il est recommandé d'arrondir les valeurs de la masse volumique réelle au 0,01 g/m³ le plus proche et celles du coefficient d'absorption d'eau à 0,01%.

Les calculs peuvent être vérifiés à l'aide de l'équation suivante :

$$\rho_{ssd} = \rho_{rd} + \rho_w \left(\frac{1 - \rho_{rd}}{\rho_a} \right) \quad (2-7)$$

Les essais se sont déroulés sur chaque fraction granulaire et sur chacun des grains de la fraction granulaire constituée. Ainsi, après l'analyse granulométrique par tamisage, la latérite est séparée en deux classes granulaire 0/4 (sable latéritique) et 4/25 (nodules latéritiques). Ces deux classes ont fait l'objet d'une étude minutieuse pour la maîtrise des caractéristiques physiques. La classe 0/4 a été reconstituée en fraction granulaire 0/0,08, 0,08/0,16, 0,16/1,25, 1,25/4. Quant à la classe 4/25, une étude minutieuse des différentes masses volumiques et de l'absorption a été faite sur chacun des grains de la série granulaire. Cette analyse vise à maîtriser la masse volumique réelle et l'absorption des grains de chaque classe granulaire de nodules latéritiques (gravier). Après l'analyse granulométrique, les différentes fractions granulaires ont été conservées afin de déterminer de

façon minutieuse les paramètres physiques ci-dessus énumérés. Chaque grain de chacune des fractions granulaires a été numéroté et classé dans des bacs (Figure 2-2) après avoir été pesé sec.



Figure 2-2: Vue d'ensemble des grains des différentes classes granulaires après leur numérotation

Après un séjour dans l'eau pendant plus de trois semaines afin de les ramener à l'état saturé, ils ont été pesés grain par grain et suivant leur numéro, à l'état saturé dans l'eau et à l'état saturé à surface sèche dans l'air. A la suite de ces pesées, les masses volumiques réelles et l'absorption ont été déterminées. Pendant cette mesure, on remarque que les papiers utilisés se salissent très vite pendant le nettoyage (figure 2.4) des grains pour l'obtention de l'état 3S. Ce qui nous a conduit à faire une analyse sur la perte de masse des grains sur une durée de 10heures. L'analyse visuelle montre la présence de l'argile consolidé et du sable consolidé (figure 2.3) dans les nodules et qui se ramollissent avec le temps en présence de l'eau.



Figure 2-4 : Dépôt de particules sur les papiers nettoyants



Figure 2-3 : (a) Sable consolidé, (b) argile consolidée

Ce constat a conduit à un tri manuel des granulats par une approche visuelle sur la couleur et de déterminer sur l'ensemble catégorisé en fonction de la couleur, les caractéristiques physiques.



Figure 2-5: (a) nodules de latérites dures, (b) argile consolidée et sable consolidé

2.2.7.2 Méthode du pycnomètre à hélium pour la détermination de la masse volumique absolue des particules fines ($d < 63\mu\text{m}$)

La méthode du pycnomètre à Hélium est une méthode très efficace utilisée pour des matériaux qui ont tendance à réagir avec les liquides (eau, méthanol, toluène, ...) et qui ne convient pas pour l'essai au pycnomètre à liquide. La méthode de pycnomètre à Hélium permet de mesurer le volume de gaz (Hélium) déplacé par une masse connue de poudre, ce qui permet de connaître la densité absolue du matériau. Cette mesure nécessite que l'échantillon soit parfaitement sec.

2.2.7.3 Essai de compacité des fractions granulaires à la table à secousses (NF EN 932-2 et NF EN 1097-6)

L'essai a pour but de mesurer la compacité d'une fraction granulaire de masse déterminée lorsqu'elle est soumise, dans un cylindre, à une sollicitation mécanique définie conventionnellement. Cette caractéristique est notamment utilisée comme paramètre d'entrée de modèles de formulation des mélanges granulaires.

L'essai consiste à placer un échantillon de granulats dans un moule sous la contrainte d'un piston, et à appliquer à l'ensemble des secousses mécaniques provoquant un réarrangement des grains, et un compactage de l'échantillon. La mesure réalisée est alors celle de la masse volumique apparente de l'échantillon, qui permet d'en calculer la compacité.

Pour chaque éprouvette, la compacité est calculée selon la formule :

$$C = \rho_a / \rho_{rd}$$

(2-8)

avec :

ρ_{rd} = masse volumique réelle au sens de la norme NF-EN 1097-6 (g/cm³),

ρ_a = masse volumique apparente du matériau, calculée suivant:

$\rho_a = M / V$ avec M = masse de l'échantillon (g),

V = volume mesuré (cm³).

2.2.8 Essai Los ANGELES (NF EN 1097-2) [127]

Afin de mesurer la résistance des nodules à l'abrasion, nous avons fait l'essai Los Angeles qui est un essai très fiable de très courte durée. L'essai consiste à mesurer la masse m d'éléments inférieurs à 1,6 mm, produits par la fragmentation du matériau testé (diamètres compris entre 4 et 50 mm) et que l'on soumet aux chocs de boulets normalisés, dans le cylindre de la machine Los Angeles en 500 rotations. La granularité du matériau soumis à l'essai est choisie parmi six classes granulaires qui sont 4/6,3 mm ; 6,3/10 mm, 10/14 mm, 10/25 mm, 16/31,5 mm, 25 / 50 mm. La prise d'essai est introduite dans la machine durant une rotation de 500 tours à raison de 30 à 33 tr/min

$$L_A = \frac{m}{M} 100$$

(2-9)

2.2.9 Analyse chimique par fluorescence X du sable et des nodules latéritiques

La caractérisation chimique par la spectrométrie de fluorescence des rayons X est une technique d'analyse chimique qui utilise une propriété physique de la matière, la fluorescence de rayons X. C'est une technique par laquelle l'on bombarde de la matière avec des rayons X, et cette matière réémet de l'énergie sous la forme, entre autres, de rayons X ; c'est la fluorescence X, ou émission secondaire de rayons X.

Le spectre des rayons X émis par la matière permet de caractériser la composition chimique de l'échantillon. En analysant ce spectre, on peut en déduire facilement la composition élémentaire, c'est-à-dire les concentrations massiques en éléments. La maîtrise de la composition chimique permettrait de comprendre les interactions (réaction chimiques) susceptibles de se produire pendant la fabrication du béton latéritique. L'échantillon de sable latéritique et de gravier latéritique sont broyés et transformés en poudre puis introduit au four afin d'éliminer toute la matière organique contenue dans le matériau. A cette étape, on détermine la perte de masse du matériau avant de le soumettre à la spectrométrie de fluorescence des rayons X.

2.3 Synthèse des caractéristiques physiques et chimiques de la latérite

2.3.1 Granulométrie de la latérite

La courbe granulométrique de la latérite brute est présentée *Figure 2-6*. Elle contient environ 45% de particules de dimensions inférieures à 0,2 mm et 40 % de grains de tailles supérieures à 4 mm. C'est donc un matériau de granularité plutôt discontinue puisqu'il existe peu de grains de tailles comprises dans l'intervalle intermédiaire 0,2 – 4mm. On retrouve ici une des caractéristiques récurrentes des latérites africaines, telle que décrite par exemple par Van Ganse [77], Laquerbe et al. [78], Ndiaye [79] et Takala [82]. Le graphe ci-dessous (*Figure 2-6*) présente la courbe granulométrique de la latérite brute assortie de la courbe granulométrique des différentes classes granulaires.

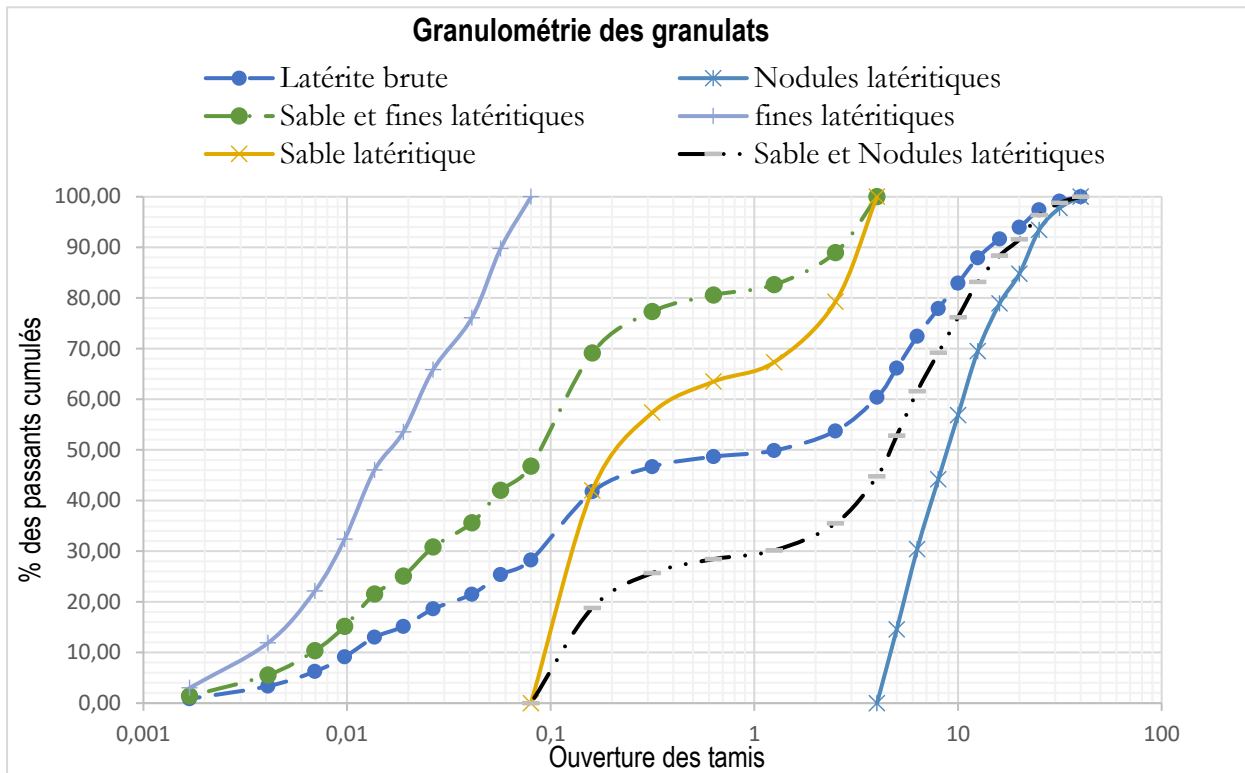


Figure 2-6: Granulométrie des granulats

Il ressort de l'analyse granulométrique, que la latérite brute en étude contient environ 28,26% de particules de dimension inférieures à 80 μ m, 32,12% de particules de diamètre comprise en 80 μ m et 4mm (sable) et 39,62% de nodules (particules de diamètre comprise entre 4mm et 25mm). La courbe présente l'allure d'un gravier argilo-sableux avec plus ou moins un palier entre 0,25mm et 1mm.

2.3.2 Masse volumique absolue, réelle, apparente, absorption et perte de masse et compacité

Le

Tableau 2-1 présente la masse volumique en vrac (MVV), la masse volumique absolue (MVAb), la masse volumique réelle (MVR) et l'absorption des différentes classes granulaires de même que la compacité granulaire du sable latéritique.

Tableau 2-1: Caractéristiques physique des différentes classes granulaires du sable latéritique

Paramètres	Classes granulaires				Moyenne
	25/4	1,25/4	0,16/1,25	0,08/0,16	Pondérale
Diamètre moyen (mm)	14,500	2,625	0,705	0,120	-
MVV (g/cm ³)	1,613	1,577	1,534	1,518	1,560
MVAb (g/cm ³)	2822	2,992	2,813	2,715	2,862
MVR (g/cm ³)	2,575	2,682	2,636	2,620	2,628
Absorption (%)	4,609	3,853	2,375	1,338	3,044
Compacité	0,626	0,588	0,582	0,580	0,594

En ce qui concerne la classe granulaire des nodules (25/4), les résultats de l'étude minutieuse des caractéristiques physiques sur chacun des grains des différentes sous classes granulaires sont présentés au Tableau 2-2

Tableau 2-2: Caractéristiques physique des différentes classes granulaires des nodules latéritiques

Classe	Diamètre moyen	Masse Volumique Réelle (g/cm ³)				Absorption (%)				Perte de masse (%)			
		Min	Moy	Ecart	Max	Min	Moy	Ecart	Max	Min	Moy	Ecart	Max
25/20	22,50	2,103	2,479	0,183	2,635	2,836	5,531	3,171	12,722	0,139	0,280	0,129	0,521
20/16	18,00	2,026	2,393	0,195	2,983	1,806	7,526	3,695	15,882	0,000	0,063	0,089	0,345
16/12,5	14,25	1,992	2,358	0,170	2,790	2,689	7,978	3,126	14,286	0,000	0,123	0,177	1,126
12,5/10	11,25	2,032	2,415	0,182	2,857	2,013	7,778	2,871	15,873	0,000	0,174	0,333	2,237
10/8	9,00	1,929	2,480	0,270	3,148	0,893	6,992	3,119	15,132	0,000	0,247	0,422	1,351
08/6,3	7,15	1,742	2,201	0,223	3,020	0,000	8,833	2,853	15,493	0,000	0,972	0,630	5,000
06,3/5	5,65	1,667	2,659	0,372	3,400	1,754	9,751	4,089	20,000	0,000	1,584	0,725	7,692
MOYENNE		1,927	2,426	0,228	2,976	1,713	7,770	3,275	15,627	0,020	0,492	0,358	2,610

Ces résultats montrent que la masse volumique réelle moyenne des nodules latéritiques oscille entre 2,2 et 2,7 g/cm³ avec une forte concentration sur l'intervalle 2,3 à 2,4 g/cm³ comme le montre la Figure 2-7.

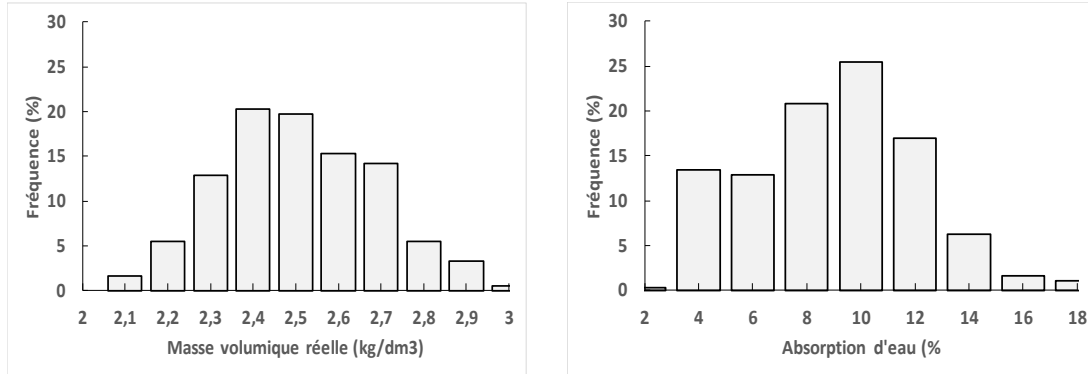


Figure 2-7 : Amplitude et étendue de la masse volumique réelle et de l'absorption d'eau des grains du gravillon latéritique.

Le Tableau 2-3 ci-dessous présente les masses volumiques et l'absorption des grains après le tri.

Tableau 2-3: Caractéristiques physique des nodules suivant la couleur

Identification suivant la couleur	Masse volumique réelle	% d'Absorption	% Perte de masse
Gris foncé	2,408±0,107	6,138±0,187	0,241±0,072
Jaune	2,346±0,091	8,571±0,279	0,443±0,125
Mélange	2,426±0,228	7,770±3,275	0,492±0,358

Les résultats statistiques des mesures de masse volumique réelle et d'absorption d'eau effectuées sur les trois fractions du sable latéritique lavé (0/4) et sur les grains individuels des sept classes élémentaires du gravillon (4/25) sont reportés dans les

Tableau 2-1 et Tableau 2-2. Pour le gravillon, plus de 420 grains ont été retenus pour 600 grains traités, soit plus de 70% de mesures considérées comme fiables. Ces mesures individuelles ont permis également d'étudier la distribution des deux propriétés, toutes classes confondues. Ainsi, la Figure 2-7 présente l'amplitude et la fréquence de ces deux propriétés (masse volumique réelle discrétisée par pas de 0,1 kg/dm³ et absorption d'eau par pas de 2%).

On constate que la masse volumique réelle des trois coupures du sable sont plutôt similaires entre elles, toutefois supérieures à la masse volumique réelle moyenne des gravillons et de la valeur moyenne de chacune de ses classes élémentaires. Inversement, l'absorption d'eau du sable est (bien) plus faible que celle du gravillon. On constate aussi qu'au sein d'une même classe élémentaire du

gravillon, ces deux propriétés présentent des contrastes très importants et de même amplitude relative. Ce contraste apparaît clairement sur la Figure 2-7, où les mesures concernant tous les grains de toutes les classes du gravillon sont confondues et classées. Ainsi, les grains ayant une masse volumique réelle de l'ordre de 2400 kg/m^3 et d'absorption d'eau de l'ordre de 10% sont les plus représentés. Mais de nombreux grains présentent une masse volumique réelle et une absorption d'eau bien plus faible ou plus élevée, allant de 2000 et 3000 kg/m^3 et inversement de 18 et 2%, respectivement. En terme relatif, la masse volumique réelle et l'absorption des grains varient donc de l'ordre de 50% au sein d'un même gravillon de latérite.

Ces différences sont à rapprocher de la présence de grains de différents faciès au sein du gravillon, les uns étant particulièrement indurés et compacts, les autres particulièrement friables et poreux (Figure. 53-55). Par ailleurs, on peut supposer que l'altération des grains les plus poreux et friables a donné (donnera) très majoritairement des particules fines que l'on retrouve (retrouvera) dans la fraction fine du sable ($< 80 \mu\text{m}$), sans production importante de grains de tailles intermédiaires. Cette hypothèse est corroborée par :

- i) la forte proportion de fines dans la latérite brute (Figure 2-6) ;
- ii) l'allure discontinue de la courbe granulométrique (quasi-absence de grains compris entre 0,2 et 2 mm) ;
- iii) une masse volumique réelle moyenne des trois coupures du sable (moins pourvues en grains friables) supérieure à la masse volumique réelle moyenne des différentes classes du gravillon (mieux pourvues en grains friables) ;
- iv) une perte de masse moyenne de 0,3%, pouvant atteindre 6,5% (classe 5/6,3) après imbibition pendant 24 heures dans l'eau distillée (Tableau 2-2).

Par ailleurs, pour la mesure de la masse volumique réelle des nodules, nous observons lors de l'essai, une perte de masse. Ce qui serait dû à une rupture des liaisons au niveau de la couche superficielle des grains. Ce qui n'a été notifié par aucun auteur. Cette perte de masse montre une subjectivité de la masse volumique réelle des nodules quand bien elle se retrouve dans la plage indiquée. Nous avons de ce fait poussé notre curiosité afin de mieux justifier les résultats obtenus. Ainsi, nous nous sommes intéressés particulièrement à l'analyse de ce phénomène qui dépend du temps de séjour dans l'eau du matériau. Sur un échantillon de 1000g trempé dans l'eau nous avons remarqué au bout de 72h, une perte d'environ 46g. La Figure 2-8 montre la perte de masse par les nodules dans le temps. Cependant le Figure 2-9 montre les variations des masses volumiques en fonction des classes granulaires.

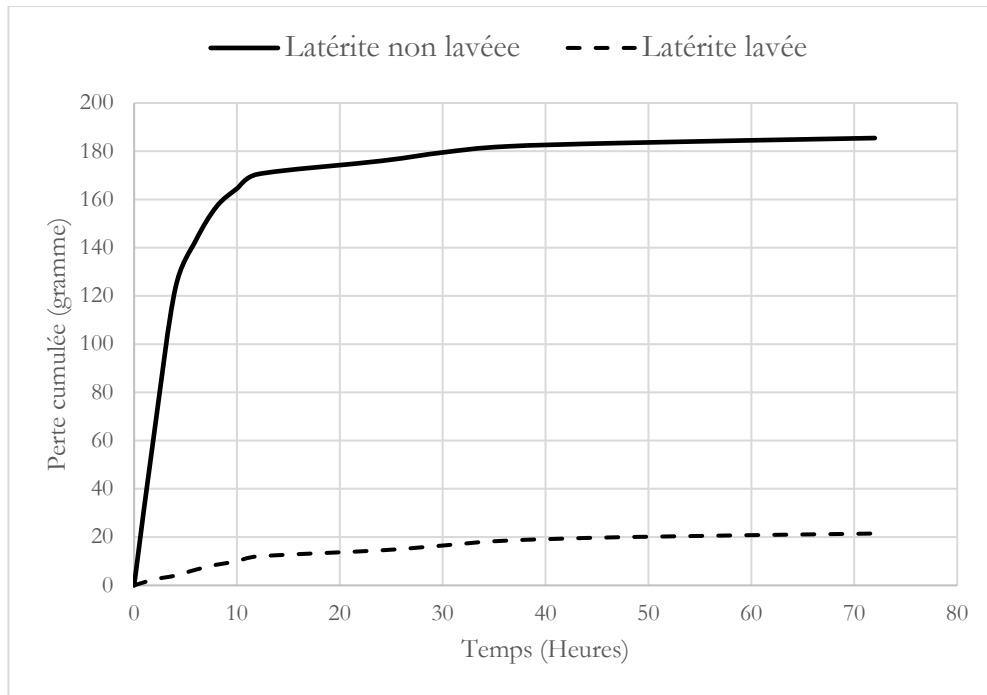


Figure 2-8 : Variation de la masse des nodules en fonction du temps en présence de l'eau

L'analyse de ces courbes montre que la latérite lavée se délite moins dans l'eau que la latérite non lavée. Ceci s'explique par le fait qu'il se forme à la surface des grains, une mince couche de particules fines qui modifient les dimensions réelles des granulats et par suite la courbe granulométrique. Les paramètres initiaux de formulation ne sont plus conservés dans cas.

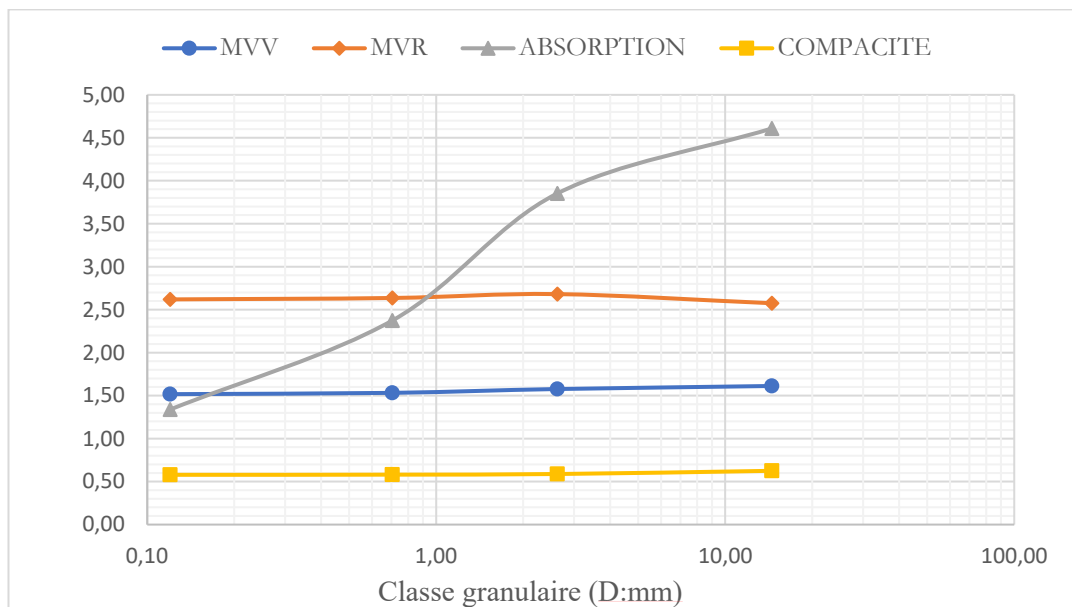


Figure 2-9 : Variation de la masse volumique apparente, réelle, absorption et compacité des granulats en fonction des différentes classes granulaires

La masse volumique absolue des passants au tamis 0,08mm, mesurée au pycnomètre à hélium donne une valeur 2,661g/cm³.

Tableau 2-4 : Autres paramètres physiques étudiés

Paramètres étudiés		Valeurs	Ecart Type
Limite de liquidité W _L		38,50	1,91
Limite de plasticité W _p		20,75	0,50
Indice de plasticité I _p		17,75	1,50
VBS		0,70	0,04
Los Angeles	10/14	67,45	2,33
	06/10	73,28	1,67
Equivalent de Sable		20,96	1,48

La valeur VBS qui permet de caractériser l'argilosité d'un sol est de 0,70. Ce qui montre que le matériau en étude est un sol sablo argileux sensible à l'eau. Cependant, l'équivalent de sable est de 20,96 ± 0,91 qui est largement inférieur à la valeur indicative pour un sable normal (70 ≤ ES < 80) entrant dans la réalisation d'un bon béton. Les limites d'Atterberg mesurée donnent W_L=38,50%, W_p=20,75% et I_p=17,75%.

La mesure du taux d'abrasion sur les nodules révèle que la classe de latérite 6/10 donne un coefficient Los Angeles égal à 73,28 supérieurs à 40, ce qui classe latérite 6/10 comme un granulats médiocre, friable. Le coefficient Los Angeles de la classe 10/14 de latérite est de 67,45, également supérieur à 40. De ces résultats obtenus, on peut dire que les nodules de latérite, objet de notre étude ont une qualité peu acceptable pour la mise en œuvre des bétons classique. Ces résultats laissent entrevoir que le matériau est fortement de mauvaise qualité géotechnique.

2.3.3 Synthèse de l'analyse chimique par fluorescence X du sable et des gravillons latéritiques

L'analyse chimique par fluorescence X du sable et du gravillon est donnée *Tableau 2-5* (teneur en oxydes). Le calcium est absent dans les deux matériaux et des différences significatives apparaissent au niveau de la silice et du fer notamment, le sable étant plus riche en silice et le gravillon plus riche en fer.

Cette différence se retrouve aussi au niveau de la masse volumique absolue, mesurées avec un pycnomètre à Hélium sur des prélèvements finement broyés. En effet, celle du sable est de 2660 kg/m³ en moyenne alors que celle des gravillons est (bien) plus élevée, avec une valeur de 2980 kg/m³ en moyenne pour les grains plutôt poreux et de 3130 kg/m³ en moyenne pour les grains plutôt indurés. Ces mesures confortent le caractère « polyphasique » de la latérite.

Tableau 2-5: Analyse chimique par fluorescence X du sable et des gravillons latéritiques

Paramètres	Fine ($d < 80\mu\text{m}$)	Sable	Gravillon	Teneur pondérales
PAF	14,8	7,61	9,02	10,20
Na_2O	0,1	0,06	0,07	0,08
MgO	0,2	0,00	0,00	0,06
Al_2O_3	27,9	10,13	7,76	14,21
SiO_2	44,8	60,84	40,71	48,33
P_2O_5	0,2	0,27	0,68	0,41
SO_3	0,2	0,27	0,26	0,25
K_2O	0,2	0,07	0,06	0,10
TiO_2	1,4	0,58	0,39	0,74
MnO	0,0	0,02	0,00	0,01
Fe_2O_3	13,5	19,82	40,90	26,38
SrO	0,0	0,01	0,01	0,01

Les résultats de l'analyse chimique nous permettent de calculer le rapport S/R qui permet d'apprécier le degré de latérisation du matériau. Ce rapport calculé est de 2,65 supérieurs à 2, ce qui pourrait nous amener à conclure que le matériau en étude ne serait pas de la latérite. Mais beaucoup d'auteurs estiment que le calcul du rapport S/R n'est pas fiable pour justifier la nature latéritique du matériau. Ceci confirme nulle doute les résultats obtenus.

Au-delà de la détermination du degré de latérisation, ces résultats devraient nous permettre d'étudier et d'analyser les réactions chimiques susceptibles de se produire entre les granulats et le ciment. Ceci permettrait de justifier les éléments chimiques qui inhibent ou ralentissent les réactions chimiques.

2.4 Formulation du béton de latérite

La formulation du béton est une opération qui consiste à rechercher les quantités optimales des différents constituants du béton. Cette activité nécessite une parfaite connaissance des matériaux et il est important de maîtriser les caractéristiques physiques voire mécaniques des différents granulats entrant dans le béton à formuler.

2.4.1 Ciment et eau

Plusieurs littératures consultées préconisent l'utilisation du ciment à fort potentiel de filler calcaire. Ceci nous a conduit vers le choix judicieux du ciment portland composé au calcaire CEM II/B-LL42,5R de classe 42,5 MPa de la cimenterie de NOCIBE. Ce ciment contient jusqu'à 35% de

calcaire. La composition minéralogique de son clinker est : C₃S 63%, C₂S 10%, C₃A 8%, C₄AF 7%. Ses propriétés génériques sont données dans le Tableau.17. Pour les essais qui se sont déroulés à Nancy en France (Laboratoire IJL-207), un CEM II B-M(S-LL) 32,5R fourni par ROMBAS et produit par HEILDENBERG CEMENT Group a été utilisé.

Tableau 2-6. Caractéristiques du ciment et des fillers calcaires.

Ciment	Caractéristiques physiques et mécaniques	Masse volumique (g/cm ³)	3,04
		Finesse Blaine (cm ² /g)	4110
		Diamètre médian (μm)	10,5
		Demande en eau (%)	31%
		Temps de début de prise (min)	230
		Refus tamis 90 μm	3,2 %
		Expansion (mm)	1,0
		Chaleur d'hydratation à 41 h (J/g)	260
		Résistance en compression (MPa) à 2 j	20
		Résistance en compression (MPa) à 7 j	36,5
		Résistance en compression (MPa) à 28 j	46,4
	Composition hors gypse et caractéristiques des constituants	Clinker (%)	72
		Calcaire (%)	35
		Laitier (%)	-
		Constituants secondaires (%)	-2

L'eau utilisé est l'eau potable conforme aux prescriptions de la norme NFP 18-303 [128].

2.4.2 Granulats : Etude des propriétés physiques

La qualité du béton étant tributaire des propriétés physiques et mécaniques des granulats, il est important de maîtriser ces propriétés avant de procéder à la formulation du béton. Les caractéristiques physiques recherchées au niveau des granulats sont la masse volumique absolue, la masse volumique apparente, la masse volumique réelle, l'absorption, l'équivalent de sable et la résistance à l'abrasion sans oublier la granulométrie. Ces différentes propriétés ont été étudiées plus haut.

2.4.3 Méthodes de formulation

Dans cette partie, nous exposons deux méthodes de formulation des bétons de latérite. Il s'agit de la méthode de Dreux-Gorisse et la méthode des volumes absolus. Ces deux méthodes offrent d'explorer quelques facettes de la formulation afin d'en tirer une conclusion efficace.

Dans une première étape, les proportions de sable 0/4 et de gravillons 4/25 (non lavés) formant le squelette granulaire du béton ont été définies selon la méthode Dreux-Gorisse en se basant sur la courbe granulaire de référence (ciment non compris) déterminée à partir de la taille maximale

des granulats et de paramètres tabulés intégrant la consistance, la forme, la vibration, la finesse du sable, le dosage en ciment, etc.

La méthode de volume absolu est utilisée pour la formulation de la latérite brute (non lavée). Partant du principe que la somme des volumes de chacun des constituants du béton (sable, gravier, ciment et eau et air) est égale à l'unité pour un mètre cube de béton. L'équation (2-10) relative à la méthode des volumes absolus, permet d'avoir les quantités massiques de chaque constituant du béton.

$$\frac{C}{\rho_c} + \frac{S}{\rho_s} + \frac{E}{\rho_E} + \frac{N}{\rho_N} + V_v = 1 \quad (2-10)$$

De cette formule, nous pouvons trouver la masse de sable par la formule ci-dessous en posons k_e : le rapport E_{eff}/C et k_b : le rapport N/S .

$$S = \frac{\frac{\rho_E C + k_e \rho_e C + \rho_e \rho_E V_v}{\rho_e \rho_E C}}{1 - \left(\frac{1}{\rho_s C} + \frac{k_b}{\rho_N C} \right)} \quad (2-11)$$

Où :

ρ_c est la masse volumique du ciment en t/m^3 ;

ρ_s est la masse volumique du sable en t/m^3 ;

ρ_N est la masse volumique des nodules en t/m^3 ;

ρ_E est la masse volumique de l'eau en t/m^3 .

C est la masse du ciment en tonne

S est la masse du sable latéritique en tonne

N est la masse des nodules en tonne

E est la masse de l'eau en tonne

Les inconnues de cette équation sont les proportions de granulats, le dosage en ciment, la quantité d'eau et le volume des vides V_v . Les valeurs de k_e , et k_b sont choisies suivant le programme du tableau 14 et étudiées minutieusement. Pour ce qui concerne le volume des vides, nous proposons d'utiliser suivant certains auteurs les rapports $V_v = 15\%$ [129].

Pour la latérite brute et pour une consistance plastique, avec un dosage en ciment de 400 kg/m^3 , le plan expérimental exploratoire avec les matériaux bruts a alors consisté à faire varier les proportions granulaires (2,2 ; 2,5 ; 2,8), la quantité de ciment ($350, 400, 450 \text{ kg/m}^3$) et/ou la quantité

d'eau (rapport W_{eff}/C 0,4 - 0,5 - 0,6 - 0,7) autour de ces valeurs initiales, comme indiqué dans le *Tableau 2-7*.

Tableau 2-7: Programme des essais réalisés

Latérites	K _b =N/S	Différents K _e =E _{eff} /C	C kg/m ³	Essais
Brutes	2,2	0,4 - 0,5 - 0,6 - 0,7	400	Rc-Eb
	2,5		350	
			400	Rc - Eb
			450	Rc
	2,8		400	

L'optimisation a consisté donc à faire varier les valeurs de E_{eff}/C . Ainsi, la formulation du béton nous a conduits à utiliser des plages de valeur de E_{eff}/C allant de 0,4 à 0,7 et celle du dosage en ciment qui varie de 350 à 450 kg pour le mètre cube.

La *Figure 2-10* traduit les courbes des différents mélanges granulaires réalisé pour la valeur de K_b (2,2 ; 2,5 ; 2,8).

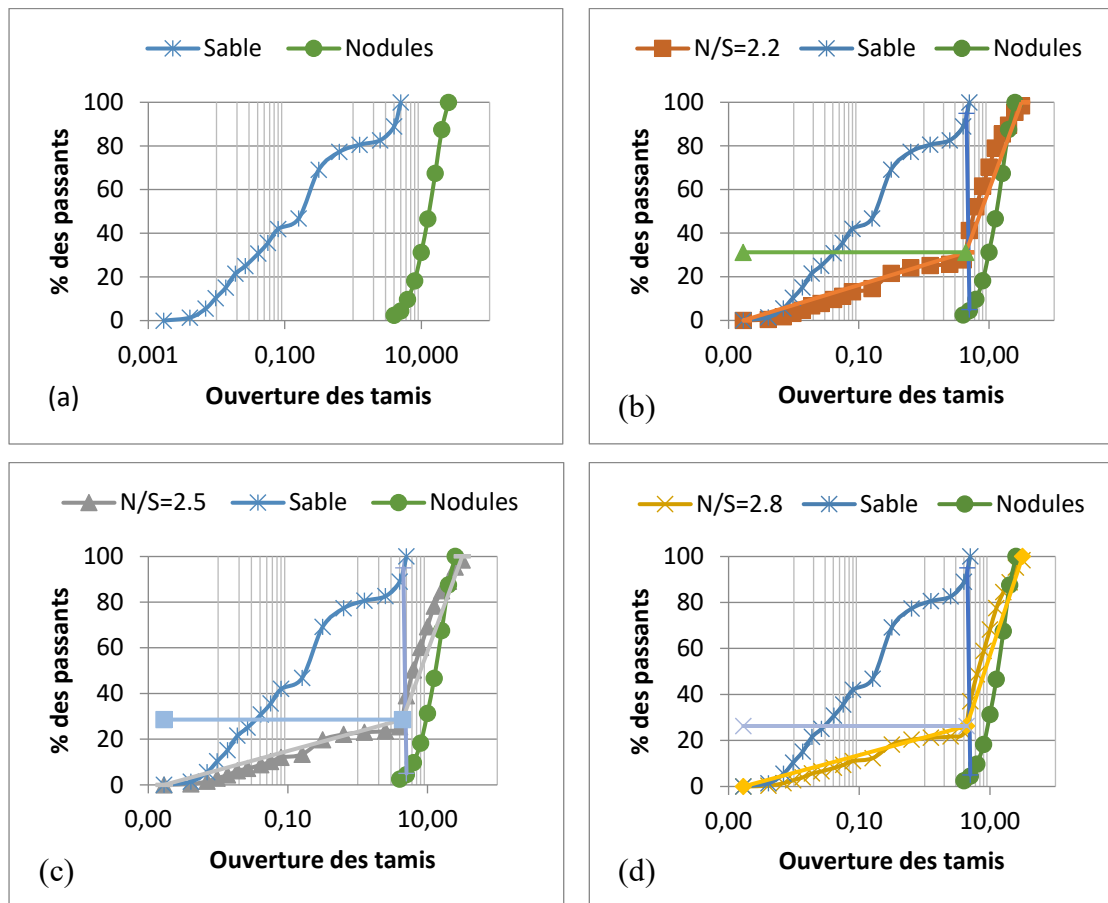


Figure 2-10: Courbes granulométriques du sable latéritique, des nodules latéritiques et des différents mélanges granulaires utilisées dans la formulation des bétons latéritiques

La quantité d'eau E est corrigée en prenant en compte l'absorption des granulats. Cette quantité est corrigée par :

$$E_{cor} = E + (WA_n - w_n) \cdot N + (WA_s - w_s) \cdot S \quad (2-12)$$

Où, « WA » « i » est le coefficient d'absorption du matériau, w_i est la teneur en eau du matériau.

Une deuxième étape est l'utilisation de la latérite lavée pour améliorer les performances mécaniques du béton et aussi l'utilisation des nodules triés afin de voir l'impact des différents facies sur la qualité du béton. Pour ces matériaux lavés, seuls un dosage en ciment de 350 kg/m^3 et un rapport $E_{eff}/C = 0,55$ ont été retenus (Tableau 2-7). Pour établir la composition massique de chaque mélange dans le référentiel du volume unité (1 mètre cube m^3), la masse volumique réelle des composants, l'absorption d'eau des granulats et leur teneur en eau au moment de la fabrication, ainsi qu'une teneur en air forfaitaire de 1,5% ont été pris en compte. En se basant sur ces paramètres, la modélisation des proportions des différents constituants (sable, nodules, ciment et eau) a conduit à l'obtention des coefficients du Tableau 2-8.

Tableau 2-8: Programme des essais réalisés

Latérites	$K_b = N/S$ (%)	$K_e = W_{eff}/C$	C kg/m^3	Essais
Lavées				
Lavées triées beige	1,8	0,55	350	Rc - Eb
Lavées triées grises				

A la suite de ces différentes modélisations de formulation du béton de latérite, nous avons pu déterminer les quantités de chacun des granulats correspondant à chaque dosage en ciment.

2.4.4 Fabrication du béton

Les bétons ont été fabriqués avec un malaxeur de laboratoire (capacité de 50 litres) en introduisant successivement les granulats, le ciment et l'eau. Le malaxage a duré 1,5 minutes. La consistance du béton a été mesurée au cône d'Abrams. Le béton a ensuite été coulé dans des moules cylindriques de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm, en deux couches vibrées avec une aiguille de 25mm. Six (6) éprouvettes ont été coulées pour chaque mélange (Tableau 2-7 et Tableau 2-8). La pesée de ces moules a permis de déterminer la masse volumique du béton. Les éprouvettes ont été démoulées après 24 heures et conservées dans des sacs étanches à 20°C pendant 28 jours.

Rappelons que deux modes de conservation des éprouvettes ont été utilisés et ce conformément aux recommandations de la littérature. Pour les éprouvettes de béton de latérite brute, neuf (9) éprouvettes ont été confectionnées et conservées de trois manières différentes afin de permettre de confirmer ou non les recommandations de la littérature. Il s'agit de :

- 3 éprouvettes conservées à l'air libre ;
- 3 éprouvettes conservées dans un bac à eau, et
- 3 restants sont enveloppés de sachets plastiques.



Photo 2-3: Conservation des éprouvettes

La résistance nominale projetée pour le béton est de 20MPa avec un affaissement au cône de 5cm et une vibration normale.

2.4.5 Caractérisation mécanique du béton formulé

Les différentes formulations faites ont été soumises aux essais mécaniques. Il s'agit notamment des essais de compression axial suivant la norme NF EN 12390-3 [130] et des essais de traction par fendage suivant la norme NF EN 12390-6.[131]. A l'issue des différents essais nous avons enregistré la charge de rupture et la déformation associée. Les figures ci-dessous montrent le déroulement de ces essais. La Photo 2-4 et la Photo 2-5 ci-dessous nous montrent respectivement le principe d'essai de compression et de traction par fendage.

La vitesse de chargement utilisée pour les essais est de 0,1 mm/s. Les dispositifs sont tous équipés d'un capteur de force et de déplacement. Le module de Young des différentes formulations a été déterminé à travers un chargement monotone et à partir de la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte déformation à un niveau de déformation donnée (module tangent). Niyigena [110] a en effet montré dans ses travaux que la méthode tangente est un cas particulier de la méthode flottante (pente à l'origine). Selon l'auteur la méthode cyclique (chargement cyclique) donne des valeurs plus fiables.

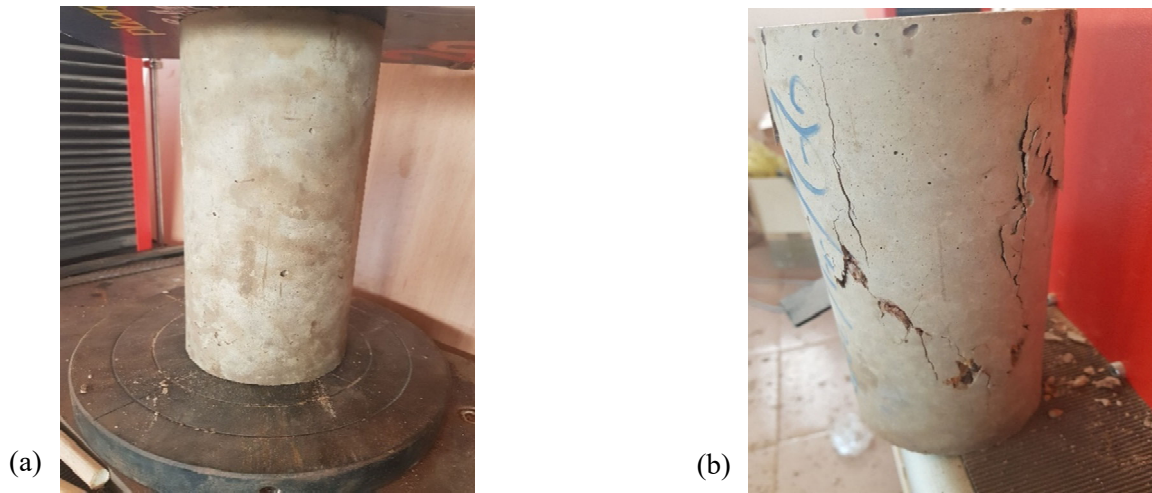


Photo 2-4: Essai de compression sur les éprouvettes, (a): éprouvette en cours d'essai, (b) : éprouvette après rupture

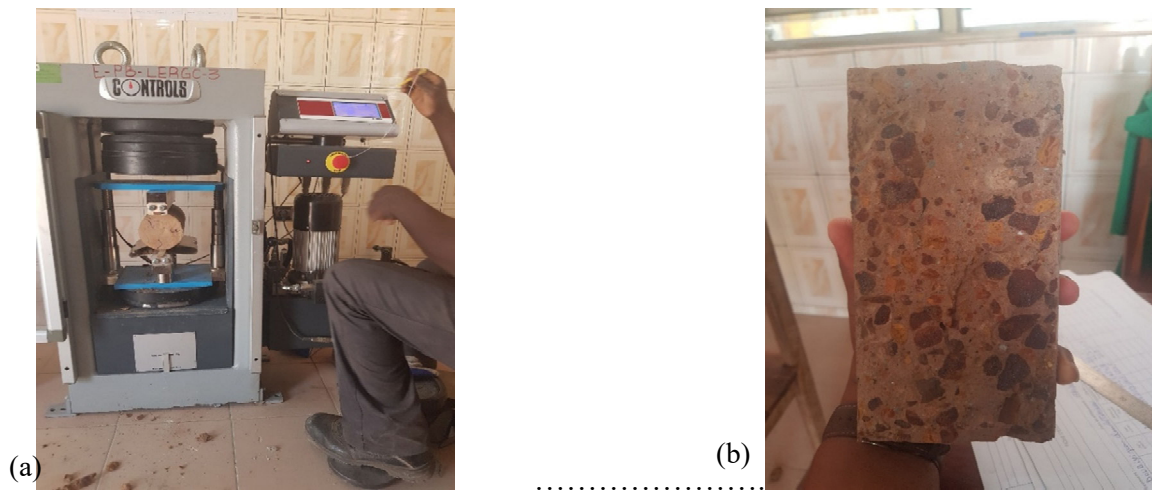


Photo 2-5: Essai de traction par fendage sur les éprouvettes, (a): éprouvette en cours d'essai, (b) : éprouvette après rupture

Il est important de noter que la formule de Bolomey (équation (2-13)) habituellement utilisée pour prédire la résistance à la compression des bétons ordinaires fournit les valeurs suivantes pour les différents mélanges (Tableau 16), en considérant en première approche un coefficient granulaire G de 0,45, et en ne prenant en compte aucun volume d'air occlus. Rappelons que, dans cette relation, le coefficient granulaire G décrit la participation du granulat à la résistance et que les valeurs proposées se situent entre 0,35 et 0,65 selon la taille et le « qualité » des granulats.

$$R_{c28} = G \sigma'_{c28} \left(\frac{c}{e} - 0.5 \right) \quad (2-13)$$

Avec

σ'_{c28} la classe vraie du ciment (46,4 MPa, *Tableau 2-9*) ;

c et e, les dosages massiques en ciment et en eau.

Tableau 2-9: valeurs prévisionnelles de la résistance à la compression des différentes formules, selon la relation de Bolomey

c/e	Rc
0,4	41,8
0,5	31,3
0,55	28,1
0,6	24,4
0,7	19,4

2.5 Analyse et discussion des résultats

2.5.1 Influence de la condition de cure du béton de granulats non lavés (latérite brute)

Le Tableau 2-10 récapitule les méthodes de conservation et les propriétés du béton.

Tableau 2-10 : Masses volumiques et résistance moyenne à la compression des éprouvettes à 28 jours

Référence des éprouvettes	Masse Volumique Moy	σ MPa
Eprouvettes conservées à l'air libre	2041,98	0,27
Eprouvettes enveloppés de sachet	2194,74	6,30
Eprouvettes conservées dans l'eau	2201,08	1,94

Les résultats présentés dans ce tableau montrent que les éprouvettes conservées par un enveloppement de sachet plastique donnent les résistances en compression les plus élevées par rapport aux deux autres milieux de conservations. En effet, les éprouvettes conservées à l'air libre ont les faibles résistances à comparer aux deux autres modes de conservation. Cela peut s'expliquer par le fait que l'hydratation du ciment s'est vite interrompue à cause de l'évaporation de l'eau dans l'éprouvette. Ainsi, on peut donc choisir dorénavant comme méthode de conservation de nos éprouvettes, la méthode des sachets plastiques qui permet à l'éprouvette de garder une humidité, importante pour une meilleure prise et la cure du béton.

Cela pourrait s'expliquer par le fait que les granulats utilisés ne répondent pas aux critères des granulats couramment utilisés et considérés par Dreux Gorisse [67,132,133]. Notamment, le module de finesse (MF=2) qui devrait être comprise entre 2,2 et 2,8 ; l'équivalent de sable (ES = 21,96%) qui devrait être à minima supérieur à 60%.

2.5.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton de latérite

2.5.2.1 Etude de l'ouvrabilité en fonction du rapport E/C

Suivant le programme de formulation exposé, nous présenterons les résultats de la première campagne d'essais de formulation du béton de latérite où les rapports CA/FA, W_{eff}/C et C ont varié. La Fig. 65 présente l'évolution de la consistance (affaissement au cône d'Abrams) en fonction du rapport W_{eff}/C , d'une part pour les trois bétons dosés à 400kg/m³ de ciment et ayant un rapport CA/FA différent (Figure 2-11a), d'autre part pour les trois bétons ayant le même rapport CA/FA de 2,5 et un dosage en ciment différent (Figure 2-11b). On constate que la consistance diminue logiquement lorsque le rapport W_{eff}/C augmente, allant de bétons très fermes pour un rapport W_{eff}/C de 0,4 ($S=0$) à des bétons très fluides pour un rapport W_{eff}/C de 0,7 ($S=20$ cm). Toutefois, pour un même rapport W_{eff}/C , les bétons riches en gravillons et/ou pauvres en ciment présentent une consistance plus médiocre que les bétons riches en sable et/ou riches en ciment. En effet, ces bétons « non optimisés » engendrent en leur sein plus de frictions entre grains, ce qui a pour effet d'augmenter le seuil de cisaillement du béton et donc de réduire l'affaissement [De Larrard, 2000][134]. A l'inverse et pareillement aux bétons ordinaires traditionnels, lorsque ces bétons de latérites non lavées contiennent plus de sable et/ou de ciment, ils sont plus plastiques et fluides, à même rapport W_{eff}/C .

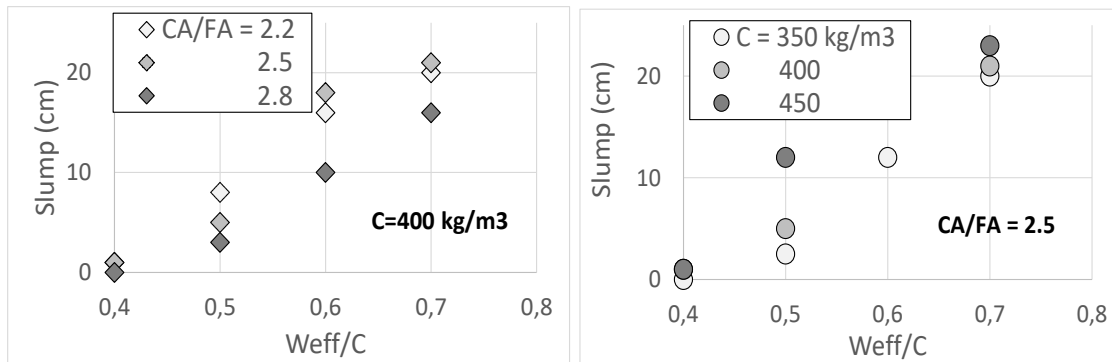


Figure 2-11: Affaissement au cône d'Abrams des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.

2.5.2.2 Etude de la densité en fonction du rapport E/C

La Figure 2-12 présente l'évolution de la densité des bétons (kg/m³) dans le même repère que précédemment. On constate que le rapport CA/FA joue là aussi un rôle important (Figure 2-12a) puisque les bétons ayant une forte proportion de sable (CA/FA=2,2) ou une forte proportion de gravillons (CA/FA=2,8), par rapport à la valeur théorique donnée par la méthode Dreux (CA/FA=2,5), présentent des densités (nettement) plus faibles (Figure 2-12b). Le « déséquilibre

granulaire » de ces bétons fait qu'ils piègent manifestement plus d'air occlus, malgré la vibration. On constate par ailleurs que les bétons ayant un faible W_{eff}/C présentent aussi une faible densité, alors qu'elle devrait logiquement être plus élevée puisqu'ils contiennent moins d'eau (*Figure 2-12a*). Mais ces bétons ont une consistance ferme, ce qui freine ou empêche le départ de l'air occlus, malgré la vibration. En revanche, lorsque le rapport W_{eff}/C augmente, la densité des bétons diminue logiquement puisqu'ils contiennent plus d'eau. D'une manière générale, les bétons de latérite brute, s'ils ne contiennent pas un excès d'air, présentent une densité en place plutôt élevée, en raison la forte masse volumique de certains gravillons qu'ils contiennent.

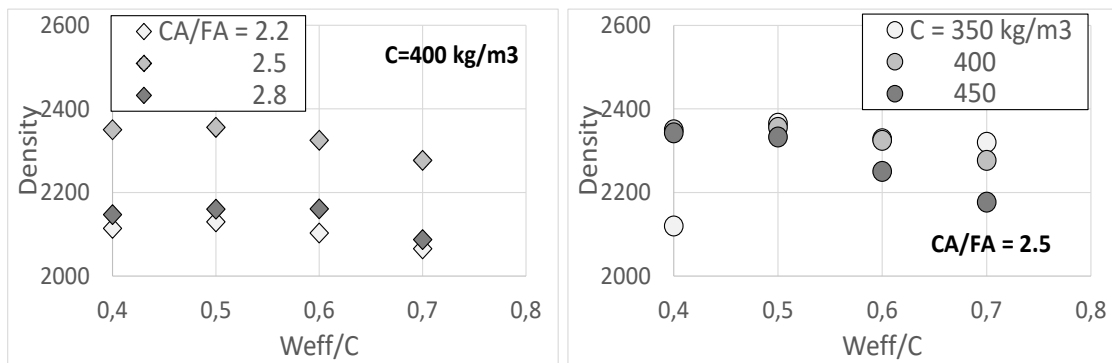


Figure 2-12: Densité des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.

2.5.2.3 Etude de la résistance en compression

Les résultats présentés sur la figure 60 montrent que la résistance à la compression à 28 jours est une fonction décroissante du rapport E_{eff}/C tant que le dosage est compris entre 350 et 400 et simultanément le rapport E_{eff}/C entre 0,4 et 0,6. La résistance à la compression diminue à 28 jours de 17% en augmentant le rapport E/C de 0,5 à 0,55. La diminution de la résistance en fonction de l'augmentation de rapport E/C est due essentiellement à un manque de formation de silicate de calcium hydraté (C-S-H) qui participe le plus au développement de la résistance. Avec ses résultats on est en mesure de d'imaginer que les meilleures performances mécaniques sont obtenues avec une formulation dont le rapport N/S est de 2,5, le rapport E/C de 0,5 et un dosage en ciment de 450kg/m³. La résistance obtenue est meilleure pour un béton, mais sa conductivité thermique qui est beaucoup lié à plusieurs paramètres dont le dosage en ciment nous ouvre les discussions sur son coût et une grande réflexion sur ces bétons à base de granulats latéritiques

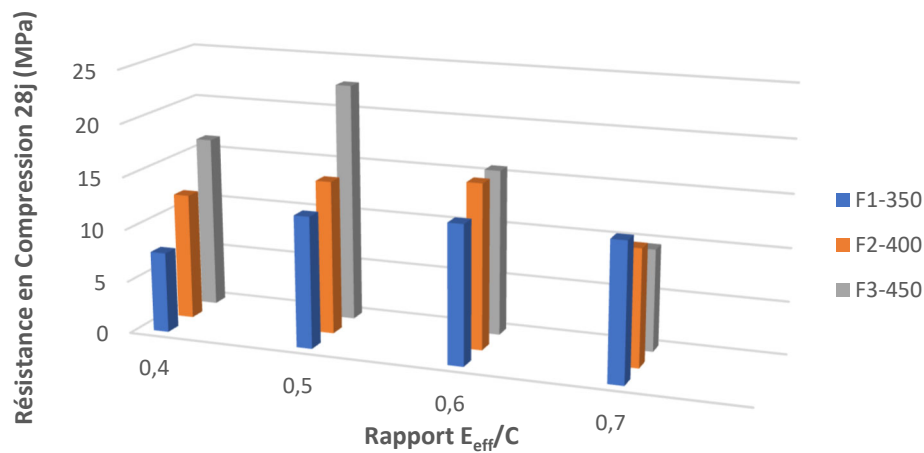


Figure 2-13: Variation de la résistance en compression en fonction du dosage et du rapport E_{eff}/C

Après la variation du rapport N/S, nous constatons que les meilleures résistances mécaniques sont obtenues avec un rapport N/S de 2,8 et un rapport E/C de 0,4. Cette résistance diminue au fur et à mesure que le rapport E/C augmente. Cependant, la masse volumique du béton ainsi obtenu diminue aussi en même temps que le rapport E/C augmente. Le béton ainsi obtenu présente une ouvrabilité très faible par rapport aux valeurs recommandée pour un béton normal.

Tableau 2-11: Evolution des résistances dans le temps (à J jours d'âge)

kn	ke	Date				Taux d'accroissement
		7jours	14 Jours	21 Jours	28 Jours	
2,8	0,4	18,02±1,38	19,4±0,43	21,95±0,85	22,89±1,39	21,28%
	0,5	12,73±0,36	15,12±0,33	16,69±0,82	18,37±1,45	30,70%
	0,6	8,47±0,74	9,17±0,51	9,97±3,24	13,07±0,96	35,20%
	0,7	6,64±1,21	7,26±0,74	7,71±0,66	8,04±0,51	17,41%

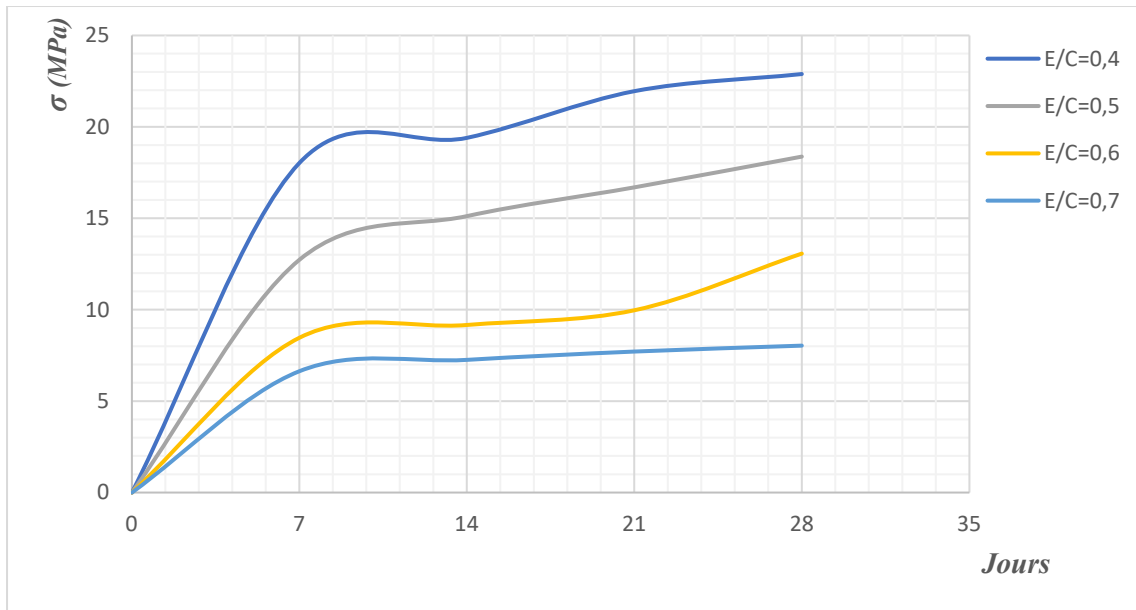


Figure 2-14: Evolution des résistances dans le temps (à J jours d'âge)

L'analyse du Tableau 2-11 et de la Figure 2-14 montrent que la réaction chimique qui permet au béton de ciment de faire prise est assez rapide. Au bout de 7 jours, la résistance mécanique avoisine déjà 80 % de la résistance finale du béton à 28 jours. La vitesse de durcissement du béton peut être, cependant affectée par la nature du ciment utilisé (CEM II-B-LL-42,5R), par la température du matériau lors de son durcissement, par la quantité d'eau utilisée, par la finesse de la mouture du ciment, et du mode de conservation. Il est à noter qu'après 28 jours, nous notons une ascendance des courbes de résistance pour les formulations pour lesquelles E/C prend les valeurs 0,4 et 0,5. Cependant une stabilisation pour les formulations pour lesquelles E/C prend les valeurs 0,6 et 0,7, ce qui traduit clairement qu'au-delà de 28 jours, nous pouvons obtenir encore de meilleures performances mécaniques pour le béton de latérite ainsi formulé.

La Figure 2-14 présente l'évolution de la résistance à la compression de ces bétons (mêmes repères). Pour un même dosage en ciment de 400kg/m³ (Figure 2-15a), cette propriété reste médiocre, même lorsque le béton contient peu d'eau (W_{eff}/C faibles), quels que soient les rapports CA/FA testés. Les bétons riches en gravillons sont toutefois (un peu) plus performants, malgré leur plus faible densité (Figure 2-15a). Une résistance maximale de 22,53 MPa est obtenue avec 400kg/m³ de ciment et un rapport $W_{eff}/C=0.4$. Mais ce béton est inapte pour un usage en construction car il présente un affaissement quasi nul ($S=0$). En augmentant le dosage en ciment à 450kg/m³ et le dosage en eau efficace ($W_{eff}/C=0.5$), un béton de consistance acceptable ($S=12cm$) et de résistance de 22,7 MPa à 28 jours peut être obtenu (Figure 2-15). Toutefois, ce béton, comme tous les autres bétons de latérites brutes, présente des performances nettement inférieures à celles prédites par la formule

de Bolomey (courbe noire sur la Figure 2-15b). Pour pouvoir prédire leur performance avec cette relation, il faudrait alors attribuer aux granulats de latérites brutes un coefficient granulaire G inférieur à la valeur la plus pessimiste proposée par Dreux ($< 0,35$). Cette médiocre qualification est liée aux caractéristiques particulières du sable (teneur en fines et en argile élevée, granularité...) et des gravillons (grande plage de densité, délitement de certains faciès, performances mécaniques médiocres, etc.). Elles se traduisent par un « effet limitant » particulièrement prononcé (coefficient Los Angeles élevé) qui altère la résistance du composite soumis à la contrainte (les granulats étant moins résistants que la pâte durcie, ce sont eux qui se rompent alors en premier lors de la montée en charge). L'adhérence entre la pâte de ciment durci et les granulats est aussi défaillante.

Par ailleurs, le module d'élasticité de ces bétons, mesuré sur le mélange caractérisé par un rapport $W_{eff}/C=0,5$, un rapport CA/FA de 2,5 et un dosage en ciment de 400 kg/m^3 est particulièrement faible (environ 8 GPa), présageant de déformations instantanées et de fluage particulièrement importantes.

Ces résultats montrent que les granulats de latérites brutes sont des matériaux médiocres ne permettant pas de produire des bétons de structure de qualité satisfaisante, même avec un dosage en ciment très important.

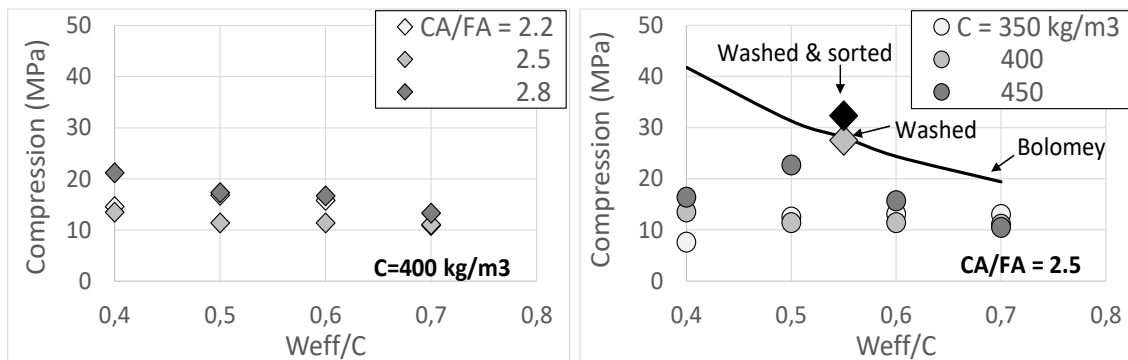


Figure 2-15: Résistance à la compression des bétons de latérites brutes en fonction du rapport W_{eff}/C : a) même dosage en ciment et rapport CA/FA différent ; b) même rapport CA/FA et dosage en ciment différent.

2.5.2.4 Etude de la résistance en traction par fendage

La Figure 2-16 présente l'évolution de la résistance en traction par fendage des éprouvettes de latérite brutes en fonction du rapport E_{eff}/C pour les différents rapports CA/FA et pour le dosage en ciment de 400 kg/m^3 . Il est bien évident de constater que ces résistances diminuent au fur et à mesure que le rapport E_{eff}/C va augmentant. Ce qui est en adéquation avec l'évolution de la résistance en compression.

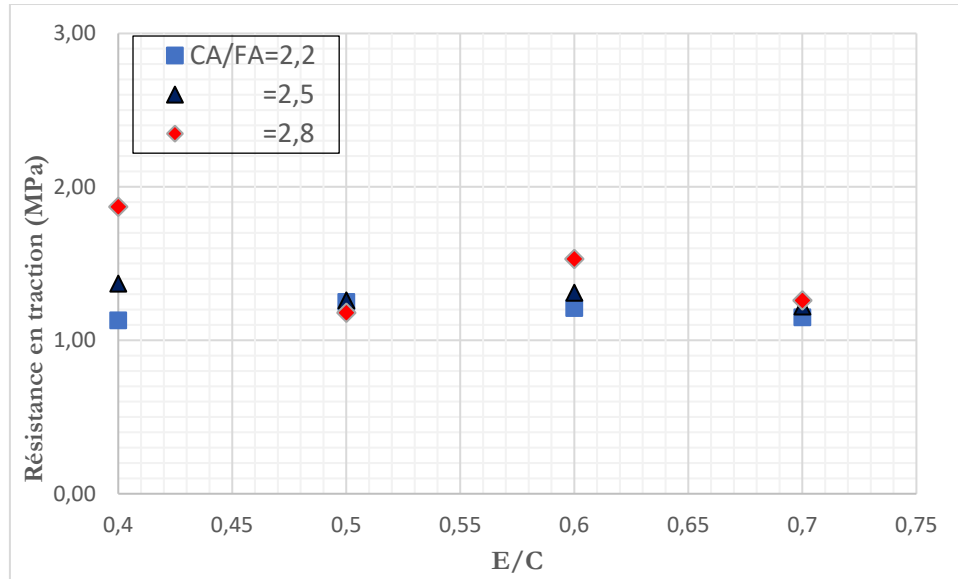


Figure 2-16 : Résistance en traction par fendage des bétons de latérite brute en fonction du rapport E/C pour les différents rapports CA/FA

En se référant aux règles de calcul du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99), la relation entre la résistance en compression et celle en traction est traduite par la relation :

$$f_{tj} = 0,06f_{cj} + 0,6$$

(2-14)

Le Tableau 2-12 présente une comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales des résistances du béton de latérite brute.

Tableau 2-12: Tableau de comparaison des résistances théoriques et expérimentales en traction par fendage des bétons de latérite brute en fonction du rapport E/C pour les différents rapports CA/FA

Dosage : 400kg/m ³		CA/FA					
		2,2		2,5		2,8	
		Expérimentale	Théorique	Expérimentale	Théorique	Expérimentale	Théorique
E/C	0,4	1,13	1,48	1,37	1,41	1,87	1,87
	0,5	1,25	1,61	1,26	1,43	1,18	1,64
	0,6	1,21	1,55	1,31	1,29	1,53	1,60
	0,7	1,15	1,25	1,22	1,26	1,26	1,40

La comparaison entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales montre un déficit variant de 0 à 22%. Ce déficit pourrait être dû aux caractéristiques physiques des granulats de latérite quand bien même la formulation ($CA/FA=2,8$) avec un rapport ($E/C=0,4$) présente une exactitude entre les deux valeurs.

2.5.3 Analyse de la caractéristique mécanique avec les latérites lavées

À la suite des médiocres résultats obtenus avec les latérites brutes, il a été décidé de laver les deux granulats selon le protocole décrit précédemment. Les matériaux obtenus acquièrent alors une apparence plus conforme aux granulats à béton traditionnels. Le sable est dépourvu de fines (argileuses) et les gravillons ont une surface propre.

Le béton obtenu avec ces granulats (rapport CA/FA=1,78) sont aussi plus conformes à l'usage. Pour un rapport $W_{\text{eff}}/C = 0,55$ et un dosage en ciment de 350 kg/m³, il présente une consistance plastique ($S=8\text{cm}$), une masse volumique proche de 2500kg/m³ et une résistance à la compression à 28 jours de 27,5 MPa en moyenne (*Tableau 2-13*). Ce béton répond alors aux prévisions de la relation de Bolomey (*Figure 2-15b*), en considérant un coefficient granulaire ordinaire $G=0,45$.

Le module d'élasticité de ce béton (18GPa) est bien supérieur à celui du béton de latérites non lavées, mais il reste toutefois inférieur à celui des bétons traditionnels de structures courantes. La Figure 2-17 présente l'aspect de ce béton et son mode de rupture en compression.



Figure 2-17 : Aspect du béton de latérites lavées, avant (a) et après (b) écrasement en compression

2.5.4 Approche comparative des performances mécaniques selon les faciès (Latérites lavées et triées)

Dans une dernière étape, les grains de couleur beige, identifiés comme étant les plus poreux et les plus friables au sein du gravillon lavé, ont été éliminés visuellement (les tentatives de séparation par des méthodes physiques, telle le gillage à eau [135], se sont révélées insatisfaisantes au stade du laboratoire). La fraction correspondante correspond approximativement au tiers du gravillon. L'échantillon de gravillon obtenu a servi à couler 6 éprouvettes cylindriques 11x22cm. Le béton avait toujours les mêmes ratios CA/FA et W_{eff}/C et la même quantité de ciment C que précédemment. Les essais mécaniques réalisés à 28 jours ont montré des performances (encore) améliorées, avec une résistance en compression moyenne de 32,3 MPa (valeurs variant de 29 à 35,7

MPa). Le module d'élasticité n'est toutefois que peu amélioré, traduisant une assez faible rigidité des granulats de latérite.

2.5.5 Analyse du comportement mécanique du béton de latérite formulé

Le graphe de la figure 2.21 et 2.22 montre l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation au niveau de quelques éprouvettes de béton de latérite. La figure 2.21 montre le cycle de chargement et de déchargement des éprouvettes en vue de la détermination du module instantané d'élasticité longitudinal en compression de béton au granulat lavé.

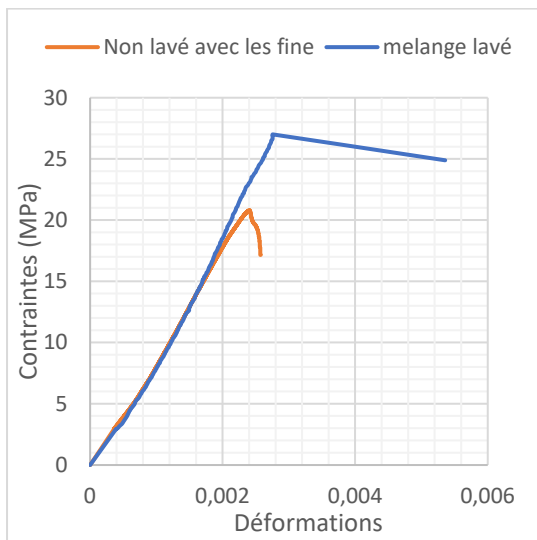


Figure 2-19 : Courbe contrainte déformation du béton

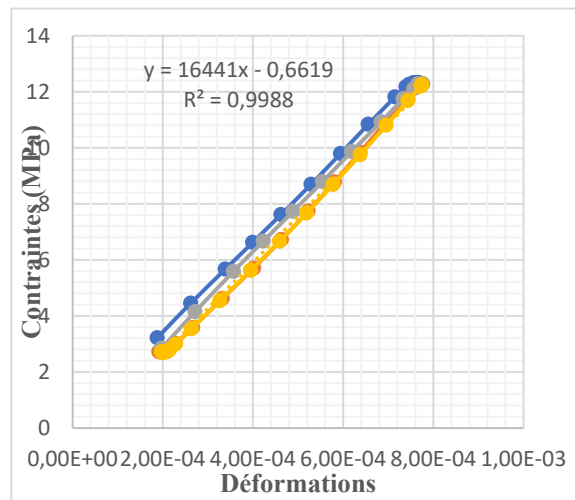


Figure 2-18 : Courbe contrainte déformation du béton : Chargement-Déchargement

Selon le principe fondamental de la résistance des matériaux, lorsque l'intensité de la contrainte augmente, il y a d'abord déformation élastique (le matériau se déforme proportionnellement à l'effort appliqué et reprend sa forme initiale lorsque la sollicitation disparaît), suivie parfois (en fonction de la ductilité du matériau) d'une déformation plastique (le matériau ne reprend pas sa forme initiale lorsque la sollicitation disparaît, il subsiste une déformation résiduelle), et enfin rupture (la sollicitation dépasse la résistance intrinsèque du matériau). L'analyse de la courbe (figure 2.19) montre que le matériau étudié présente une zone élastique suivi de la rupture brutale. Il convient de remarquer que la latérite non lavée présente de grande déformation élastique et une zone de ductilité et de plasticité très faible. Après cette zone très négligeable dans le comportement du béton de latérite, on observe directement la rupture. Cependant, pour la latérite lavée, nous avons directement la rupture après la zone élastique de ce béton, ce qui montre un comportement fragile du matériau. De façon générale, le matériau présente globalement un comportement

élastique sans endommagement. Le Tableau 2-13 ci-dessous présente pour les différents bétons, le modules d'élasticité instantané du béton à base de granulats d'origine latéritique.

Tableau 2-13: Quelques paramètres d'ingénierie du béton de latérite selon la formulation optimale

Echantillon	Contrainte (MPa)	Module E (MPa)	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Mélange (Granulats lavés)	27,52±0,32	17920±324	27,52±0,32
Nodules Gris foncé	32,25±3,25	15824±569	32,25±3,25
Nodules Jaune	29,48±5,92	16594±329	29,48±5,92
Mélange (Granulats non lavés)	21,23±1,24	7840±841	21,23±1,24

Contrairement au béton classique qui présente un module d'élasticité comprise en 20 et 40 GPa, le béton de latérite avec les résistances voisines, présente un module d'élasticité longitudinale de 17,9GPa, qui est très proche de celui du béton classique. Ce n'est pas sans doute étonnant compte tenu de son comportement et la nature des granulats. Les résultats de l'essai Los Angeles montre clairement que les nodules latéritiques ont une faible résistance. La non-homogénéité des nodules avec la présence de certains grains qui au contact de l'eau perdent leur caractéristiques mécaniques, d'autre friable avec une diminution progressive de dimension comme le montre la Figure 2-17 sont autant de facteurs qui ne favoriseraient pas au matériau une meilleur performance mécanique. La maîtrise des caractéristiques physiques et des nodules constitue une perspective que nous explorerons afin d'améliorer les paramètres mécaniques de ce dernier.

2.6 Bilan

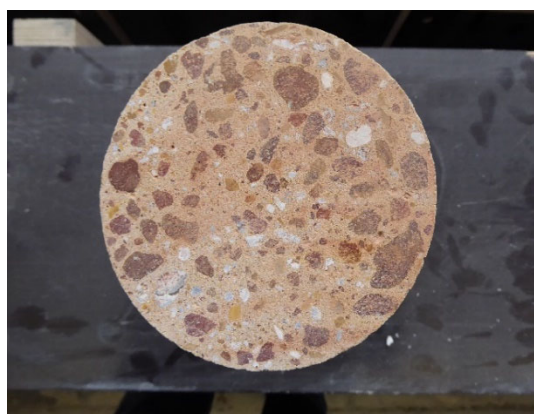
Les travaux réalisés dans le cadre de cette étude montrent qu'il est possible d'obtenir des bétons de structures de qualité satisfaisante à partir d'un squelette granulaire entièrement latéritique. Ce résultat a pu être obtenu grâce à une meilleure connaissance des propriétés physiques des différentes classes de grains (sable et gravillons), afin de sélectionner au sein de la ressource les faciès de meilleure qualité. Ce traitement a consisté à pratiquer un lavage (tamis 63µm) efficace du matériau brute, suivi éventuellement d'une séparation des grains les plus léger et friables par une technique appropriée. Les résultats ont conduit, suivant les hypothèses, à un dosage de 350kg de ciment pour un mètre cube de béton. Le mélange ainsi obtenu avec cette méthode est de (1 :1,7 :3) qui représente respectivement les proportions massiques en ciment, sable et nodules latéritiques. Le Tableau 2-14 ci-dessous présente les résultats de la résistance mécanique en compression de ces derniers après 28jours d'âge.

Tableau 2-14 : caractéristiques mécaniques des bétons à base de granulats latéritiques

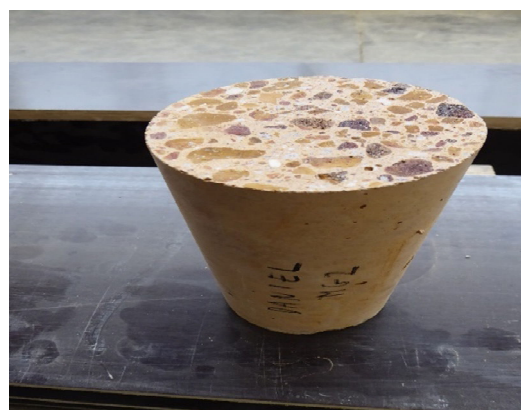
Echantillon	Contrainte (MPa)
Mélange	27,52±0.32
Gris foncé	32,25±3.25
Jaune	29,48±5.92

A noter cependant que le lavage de ces latérites entraîne la mise à l'écart d'une part importante de la ressource, que l'on peut estimer à partir de la courbe granulométrique de la latérite brute (Figure 2-6) à environ 30%. Ce traitement nécessiterait alors de devoir gérer l'eau (recyclage) et les boues produites (qui pourraient être valorisées par ailleurs). De même, l'élimination des grains les plus médiocres du gravillon entraînerait une perte massique d'environ 20% de cette fraction. C'est donc au prix de cette sélection qu'il est possible de valoriser les latérites dans des bétons de structure de qualité satisfaisante.

L'optimisation des caractéristiques mécaniques du béton de latérite a consisté à faire le lavage de matériau au tamis 63µm afin d'éliminer toutes les particules fines nuisibles aux réactions chimiques d'hydratation du béton et aussi faire le tri en séparant conglomérat de sable et d'argile consolidée des granulats purs de nodules. Les Figure 2-20 et Figure 2-21 ci-dessous montrent les résultats des écrasements et la textures de ces bétons.



(a)



(b)

Figure 2-20 : Texture des bétons formulés, (a) : Nodule dure de latérite (Gris foncé), (b) : Conglomérat de sable et argile consolidé (Jaune)

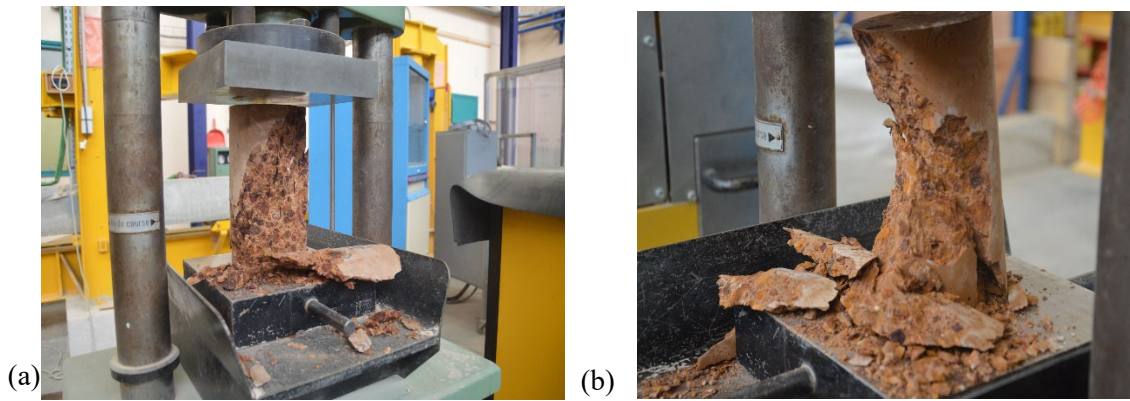


Figure 2-21 : Mode de rupture des éprouvettes en compression

La formulation se basant sur la méthode des volumes absolus montre que les meilleures résistances sont obtenues avec le mélange (1:1:2,8) qui correspond aux proportions massiques du (ciment, sable, gravier) avec un rapport $E/C=0,40$ tout en tenant de l'absorption des granulats avec un dosage de 400kg/m^3 . Cependant en utilisant la méthode de Dreux-Gorisse sur les granulats lavés, on parvient à un mélange (1 :1,7 :3). Eu égard aux travaux de Balogun et al., (1982)[84] et Faladé, (1994)[86] qui ont proposé respectivement les mélanges (1:1,5:3) et (1;1:2), pour des résistances meilleures, le mélange obtenu s'inscrit dans une vision de rationalisation des granulats pour les mêmes objectifs afin d'obtenir des béton de structures.

Avec le lavage des granulats et le tri, nous passons d'une résistance en compression de 22MPa à une résistance 32MPa qui sont des résistances mécaniques très convenables pour des bétons de structures.

Conclusion

Ce travail avait pour objectif de produire des bétons de structures destinés à des ouvrages courants à partir de latérites exploitées au Bénin. Les essais de caractérisation physique de latérite de la région d'Allada pour son utilisation comme matériau de béton de structure a permis de comprendre la variabilité des paramètres physiques selon la nature des grains. Les granulats utilisés ont une densité absolue de 2,73 pour le sable et 2,82 pour les nodules. Les taux d'absorptions sont respectivement 3,01 % et 5,71% pour le sable et les nodules. Les essais de formulation réalisés ont montré que l'utilisation de cette ressource granulaire sans traitement préalable ne permettait pas d'obtenir des bétons de qualité très satisfaisante, même au prix de dosages en ciment très importants. Une caractérisation fine des propriétés physiques de ce matériau a permis de constater que la teneur élevée en éléments fins (argileux) constituait un réel handicap à la résistance de la pâte de ciment. Cet écueil pouvait toutefois être franchi en faisant le lavage de la ressource permettant d'obtenir

des bétons de structure de qualité satisfaisante (résistance mécanique en traction et en compression et module d'élasticité), tant en maniabilité qu'en résistance. La qualité de ces bétons peut toutefois être encore améliorée en éliminant par tri les grains les plus friables contenus dans le gravillon. Mais ces traitements ont cependant l'inconvénient d'écarter une partie de la ressource et de devoir générer des résidus qu'il serait intéressant de valoriser par ailleurs. De même, il serait intéressant de tester l'intérêt de l'utilisation d'un superplastifiant pour augmenter autant que possible la résistance de ces bétons de latérites. C'est au prix de cette approche que de réels bétons de structure peuvent être obtenus avec les latérites du Bénin.

Le nouveau béton ainsi élaboré pourrait être facilement associé à d'autres matériaux structuraux afin d'améliorer ses performances. Il s'avère nécessaire donc de maîtriser les performances de ses matériaux pour mieux étudier les paramètres d'ingénierie favorable à cette union entre les matériaux. Le chapitre suivant expose la caractérisation physique et mécanique des matériaux identifiés notamment les bois de rônier et de rotin pour la mise en œuvre des bétons armés d'armature végétales.

Chapitre 3 : Etude des performances mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier

Introduction

Ce chapitre aborde la caractérisation des lianes de rotin (*Calamus Deareetus*) et le bois de rônier (*Borassus aethiopum*) comme une alternative de nouveaux matériaux d'origine végétale de construction qui contribuent au développement durable (matières premières renouvelables issues de la biomasse) tels que le bois où les forêts se régénèrent à l'infini, ainsi les ressources fossiles sont protégées. Plus spécifiquement, il est abordé la caractérisation physique et mécanique des lianes de rotin et du bois de rônier en vue de leur utilisation comme armature dans le béton. Aussi sommes-nous intéressés après la caractérisation, aux paramètres d'ingénierie.

3.1 Etude des propriétés physiques des lianes de rotin et du bois de rônier

3.1.1 Matériaux

Le bois de rônier objet de cette étude provient des peuplements de rônier du sud Bénin et particulièrement des rôneraies de la commune de Kpomassè dans le département de l'Atlantique. Les lianes de rotin cependant proviennent des marécages de la commune de Sème-Podji et du plateau d'Abomey. Elles ont été recueillies chez les artisans commerçants et fabricants de meubles. Le bois de rônier (*Borassus Aethiopum*) (Figure 3-1) ; le rotin (*Calamus Deerratus*) (Figure 3-2) sont des matériaux locaux obtenus à partir de ressources naturelles et étaient utilisés en Afrique de l'Ouest dans la pratique traditionnelle et semi-moderne de construction de l'habitat depuis l'époque coloniale.

Pour obtenir le bois de rônier (bois mature), nous avons fait abattre un rônier mâle présentant un renflement (au moins 25ans d'âge) puis faire le débitage en chevrons. Ces chevrons ont ensuite été convoyés en scierie pour la préparation des différents échantillons en vue des différents essais suivant les normes.



Photo 3-1: De l'arbre rônier au latte en bois de rônier



Photo 3-2: Les phases d'obtention des lianes comme bois de construction

3.1.2 Essais physiques

3.1.2.1 Détermination du taux d'humidité (Norme NF B 51-004)[136]

Le taux d'humidité est le rapport entre la masse d'eau et la masse du bois sec. Il est exprimé en pourcentage (%). Cette mesure a pour but d'observer ou de déterminer l'humidité du bois en vue notamment des essais physiques et mécaniques. Il s'agit de mettre l'échantillon prélevé à l'étuve à $103^{\circ}\pm 2^{\circ}\text{C}$ jusqu'à obtention d'une masse constante et de calculer en pourcentage le rapport entre la diminution de masse constatée et la masse de l'éprouvette anhydre.

Après la sortie de l'étuve, on pèse les échantillons et on obtient une masse M_O . Le taux d'humidité (H) est déterminé par la formule :

$$H (\%) = \frac{M_H - M_O}{M_O} \times 100 \quad (3-1)$$

3.1.2.2 Etude du Retrait – Gonflement (NF B 51-006)[137]

Cet essai a pour but de déterminer le retrait longitudinal et le retrait volumique total des éprouvettes. Le principe consiste en une détermination des variations de volume des éprouvettes de bois saturées et ramenées à l'état anhydre. Le protocole consiste à une double prise de mesures des dimensions (côtes et volume) des éprouvettes préalablement découpées chacune sur 2cm pour le rotin et des cubes de $2 \times 2 \times 2 \text{ (cm}^3\text{)}$. Cette prise de mesure commence de l'état saturé avant l'introduction des éprouvettes dans l'étuve. Le volume de l'éprouvette à l'état saturé est déterminé par poussée d'Archimède. Ne disposant pas de volumétre à mercure, nous avons déterminé les volumes (V_a) des éprouvettes à l'état anhydre par la méthode : $V = \text{Section} \times \text{hauteur}$. Les éprouvettes sont sorties de l'étuve et mesurées à des intervalles de temps prédéterminés, jusqu'à atteindre l'état anhydre. A chaque sortie, la prise de mesure est effectuée très rapidement pour

éviter non seulement l'absorption d'humidité pouvant influencer les cotes, masses et volumes, mais aussi une variation de la température de l'enceinte.

Note : Bois saturé : les cellules ne contiennent plus d'eau libre, mais leurs parois sont saturées. On dit qu'on a atteint le **point de saturation** de la fibre.

Au-dessus de ce point de saturation, le volume est maximal et ne se modifie plus ; les résistances mécaniques ne varient plus et sont minimales. Si on descend au-dessous du point de saturation, le volume diminue et les résistances mécaniques statiques augmentent (NF B 51-002).

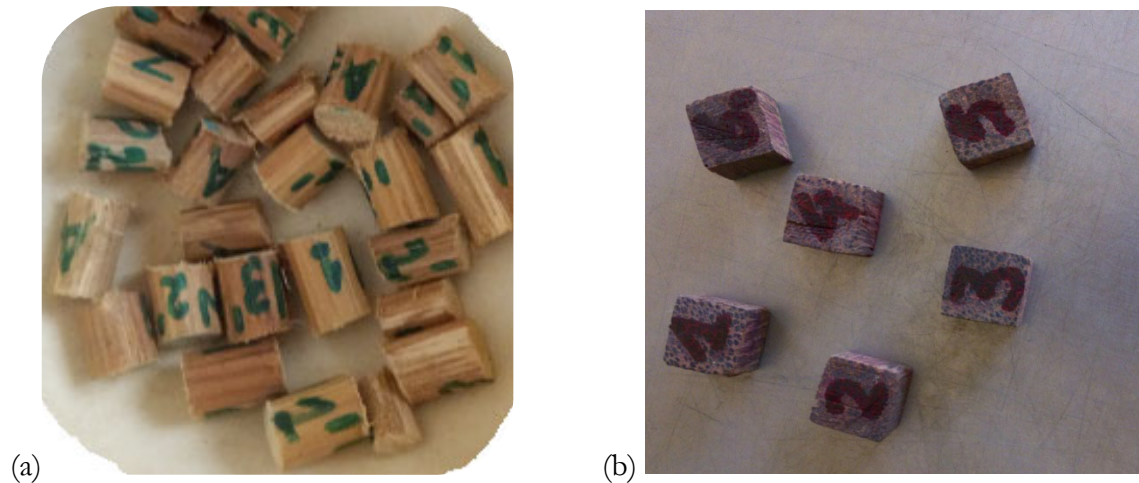


Photo 3-3: échantillons pour essai de retrait-gonflement (a) liane de rotin, (b) bois de rônier

Le retrait volumique total R_V de chaque éprouvette est calculé à l'aide de la formule suivante

$$R_V = \frac{V_S - V_0}{V_S} \times 100 \quad (3-2)$$

Et le coefficient de retrait volumique r_V de chaque éprouvette est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$r_V = \frac{V_S - V_0}{V_S \times H_S} \times 100 \quad (3-3)$$

où :

V_S est le volume, en centimètres cubes, de l'éprouvette saturée,

V_0 est le volume, en centimètres cubes, de l'éprouvette anhydre,

H_S est l'humidité, en pourcentage, correspondant au point de saturation.

Le retrait radial total R_R et le retrait tangentiel total R_T de chaque éprouvette sont calculés à l'aide des formules suivantes :

$$R_R = \frac{L_{Rs} - L_{R0}}{L_{Rs}} \times 100 \quad R_T = \frac{L_{Ts} - L_{T0}}{L_{Ts}} \times 100 \quad (3-4)$$

Et, le coefficient du retrait radial r_r et le coefficient du retrait tangentiel r_t de chaque éprouvette sont calculés à l'aide des formules suivantes :

$$r_r = \frac{L_{Rs} - L_{R0}}{L_{Rs} \times H_S} \times 100 \quad r_t = \frac{L_{Ts} - L_{T0}}{L_{Ts} \times H_S} \times 100 \quad (3-5)$$

où :

L_{Rs} et L_{Ts} sont les dimensions, en millimètres, de l'éprouvette à l'état saturé respectivement dans le sens radial et dans le sens tangentiel,

L_{R0} et L_{T0} sont les dimensions, en millimètres, de l'éprouvette à l'état anhydre respectivement dans le sens radial et dans le sens tangentiel,

H_S est l'humidité, en pourcentage, correspondant au point de saturation.

L'humidité correspondant au point de saturation peut être obtenue en traçant la courbe de retrait par rapport à l'humidité. À défaut, adopter pour H_S la valeur moyenne de 30 %.

Les retraits totaux sont exprimés en pourcentage à 0,1 % près et les coefficients de retrait à 0,01% près.

Cependant, au lieu de calculer les valeurs des différents retraits ou coefficients de retrait en rapportant les mesures à la dimension de l'éprouvette à l'état saturé, on peut rechercher les caractéristiques de gonflement qui sont obtenues en rapportant les mêmes dimensions à celles de l'éprouvette à l'état anhydre.

Le gonflement volumique total G_V est directement calculable à partir du retrait volumique total R_V à l'aide de la formule suivante :

$$G_V = \frac{R_V}{100 - R_V} \times 100 \quad (3-6)$$

Pour le gonflement total dans le sens radial G_R et dans le sens tangentiel G_T , cette formule devient respectivement :

$$G_R = \frac{R_R}{100 - R_R} \times 100 \quad (3-7)$$

$$G_T = \frac{R_T}{100 - R_T} \times 100 \quad (3-8)$$

où :

R_R et R_T sont respectivement le retrait total dans le sens radial et le retrait total dans le sens tangentiel.

Le coefficient de gonflement volumique g_V est donné à partir du coefficient de retrait volumique r_V par la formule suivante :

$$g_V = \frac{100r_V}{100 - r_V \cdot H_s} \quad (3-9)$$

(3-1)

Pour le coefficient de gonflement radial g_r et tangentiel g_t , cette formule devient respectivement :

$$g_r = \frac{100r_r}{100 - r_r \cdot H_s} \quad (3-10)$$

$$g_t = \frac{100r_t}{100 - r_t \cdot H_s} \quad (3-11)$$

où

r_r et r_t sont les coefficients de retrait radial et tangentiel,

H_s est l'humidité, en pourcentage, correspondant au point de saturation.

Les retraits totaux sont exprimés en pourcentage à 0,1 % près et les coefficients de retrait à 0,01% près.

Les résultats des essais de retrait et de gonflement nous ont conduit à l'étude de l'absorption à cinétique d'absorption du rotin NF P 18-555

Il s'agit de déterminer la volume d'eau absorbée par des éprouvettes de rotin et de rônier en fonction du temps. Le taux d'absorption des éprouvettes est calculé et la courbe d'absorption du rotin est tracée en fonction du temps.

3.1.2.3 Détermination la masse volumique basale (NF B 51-005)[138]

Cet essai a pour but de déterminer la masse volumique basale du matériau rotin et du rônier. Il consiste à laisser un échantillon de bois dans l'eau jusqu'à saturation totale puis le sécher dans une

étuve à $103 \pm 2^\circ\text{C}$ jusqu'à l'état anhydre. On détermine ensuite le rapport de la masse anhydre sur le volume saturé de l'échantillon. Pour obtenir ce volume de saturation des éprouvettes, on met l'échantillon dans un dessiccateur contenant de l'eau pure et lié à une pompe à vide. On procède par une opération cyclique qui consiste à créer par la pompe un vide dans le dessiccateur pendant quelques temps, puis on le rompt en arrêtant la pompe et en ouvrant le dessiccateur. Cette opération cyclique permet de vider l'air de l'échantillon et de permettre à l'eau d'y pénétrer jusqu'à occuper tous les vides cellulaires. Après cette étape, on détermine le volume saturé V_s par la poussée d'Archimède appliquée à l'échantillon.

Ne disposant pas de dessiccateur pour utiliser la pompe à vide afin d'atteindre la saturation totale, nous avons dû procéder par immersion libre des éprouvettes dans de l'eau pure, pendant plusieurs jours.

3.1.2.4 Détermination de la masse volumique [139]

Cet essai a pour but de déterminer la masse volumique du bois en vue des essais physiques et mécaniques. Les éprouvettes d'essai sont constituées par des cubes de 20 mm de côté. Il s'agit de constituer deux (02) séries d'éprouvettes dont la première série est utilisée pour la détermination de la masse volumique m_{VH} correspondant à l'humidité au moment de l'essai ou après conditionnement et la seconde série est réservée à la détermination de la masse volumique basale m_{VB} et de la masse volumique anhydre m_{V0} .

Pour la détermination de la masse volumique m_{VH} , chacune des éprouvettes est pesée à 0,01 g près. Leur volume est déterminé à partir de leurs dimensions car nous ne disposons pas de volumétre.

L'humidité de chaque éprouvette est ensuite déterminée selon NF B 51-004.

Les éprouvettes sont immergées dans l'eau pendant une longue période (30 jours) jusqu'à atteindre le point de saturation. Le volume saturé V_s de chaque éprouvette est ensuite déterminé selon le principe d'Archimède avant leur transfert dans l'étuve à $103^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ pour séchage jusqu'à masse constante. La masse anhydre m_0 de chaque éprouvette est alors mesurée. Immédiatement après pesée de chaque éprouvette anhydre, leur volume V_0 est déterminé à partir de leurs dimensions.

➤ Calcul et expression des résultats

La masse volumique m_{VH} correspondant à l'humidité au moment de l'essai pour chaque éprouvette est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$m_{vH} = \frac{m_H}{V_H} \quad (3-12)$$

où :

m_H est la masse, en grammes de l'éprouvette à l'humidité H ,

V_H est le volume, en centimètres cubes, de l'éprouvette à l'humidité H .

Si les éprouvettes, pour cette détermination, ne sont pas stabilisées à 12 % d'humidité, et si leur humidité est inférieure au point de saturation, ramener la masse volumique à l'humidité de 12 % à l'aide de la formule suivante :

$$m_{v12} = m_{vH} \left(\frac{112}{100-H} \right) \left[\frac{100-r_v(H_S-H)}{100-r_v(H_S-12)} \right] \quad (3-13)$$

où :

H est l'humidité, en pourcentage, au moment de la mesure,

H_S est l'humidité, en pourcentage, correspondant au point de saturation ; elle peut être obtenue en traçant la courbe de retrait par rapport à l'humidité. À défaut, adopter pour H_S la valeur moyenne de 30 %.

r_v est le coefficient de retrait volumique, en pourcentage, pour une variation d'humidité de 1 % (voir NF B 51 -006).

La masse volumique anhydre m_{v0} de chaque éprouvette est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$m_{v0} = \frac{m_0}{V_0} \quad (3-14)$$

où :

m_0 est la masse, en grammes de l'éprouvette anhydre,

V_0 est le volume, en centimètres cubes, de l'éprouvette anhydre.

La masse volumique basale m_{vB} de chaque éprouvette est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$m_{vB} = \frac{m_0}{V_s} \quad (3-15)$$

où :

V_s est le volume, en centimètres cubes, de l'éprouvette au point de saturation.

Les masses volumiques m_{VH} , m_{V12} , m_{V0} et m_{VB} sont exprimées en grammes par centimètre cube.

Arrondir les masses volumiques à 0,005 g/cm³.

3.2 Essais mécaniques

3.2.1.1 La traction axiale [140], [141]

L'étude des performances mécanique en traction a pour but de déterminer la résistance à la rupture, le module d'élasticité longitudinal et la limite élastique en traction parallèle au fil d'éprouvettes de bois de rônier et de lianes de rotin de petites dimensions, sans nœud, ni défaut. L'essai de traction permet la détermination de la contrainte de rupture, le module d'élasticité longitudinal et la limite élastique en traction simple parallèlement au fil du bois, en déformation élastique d'une éprouvette soumise à une charge progressivement croissante.

Une partie des essais se sont déroulés au laboratoire de l'ex ESTBR Abomey de l'UNSTIM sur une presse CBR doté de capteur de force de capacité 50kN et d'un capteur de déplacement. La seconde partie des essais s'est déroulé dans le laboratoire de l'IUT NANCY Brabois en France.



Figure 3-1 : Machine d'essai et le dispositif d'application de la charge de traction (Ex ESTBR Abomey)

Etant donné que l'ouverture des mâchoires des mors de la machine est très petite pour recevoir l'éprouvette prévue par la norme NF B 51-017, nous avons choisi de réaliser des éprouvettes adaptées.

Pour les éprouvettes de rotin, les essais se sont déroulés sur divers type d'échantillons. Pendant le déroulement de cet essai, nous nous sommes heurtés à plusieurs difficultés d'ordre

matériel quant à la précision des résultats. Les essais sur le rotin ont été d'une complexité absolue que cela soit dans les locaux de l'IUT Nancy Brabois en France qu'à ENSTP Abomey au Bénin. En effet, les lianes de rotin lors de nos premiers essais en traction subissent un écrasement suivi d'une rupture de la tige pendant l'essai au niveau des mors sans que la zone probable de rupture ne soit perturbée. Pour résoudre ce dysfonctionnement nous avons confectionné plusieurs modèles d'échantillons d'essai.

- Echantillons de **Type I** : A l'aide d'une résine, la liane de rotin est emboîtée dans un tube métallique à ses deux extrémités
- Echantillons de **Type II** : A l'aide de deux plaques de fer, les échantillons sont soigneusement serrés dans les plaques aux deux extrémités afin d'éviter l'écrasement pendant l'essai
- Echantillons de **Type III** : Dans cette catégorie, les extrémités des lianes de rotins sont laissées libres



Figure 3-2 : Les différents types d'échantillons d'essai de rotin en traction

Les éprouvettes de rônier quant à elles, ont été usinées sous forme d'os de chien (Figure 3-3) conformément à la norme NF B 51-017. Néanmoins le rétrécissement de la section au milieu des éprouvettes permettant d'assurer que la rupture se produise dans la partie médiane de celles-ci a

été réalisé pour certaines éprouvettes. D'autre, compte tenu des résultats des essais précédents n'ont pas subi ce rétrécissement.

Etant donné la longueur relativement importante des éprouvettes, il est nécessaire de garantir l'absence de défaut le long des 240 mm (absence totale de nœuds, fil du bois droit...). Mais, compte tenu des caractéristiques du bois *borassus aethiopum mart*, le problème de correction de défauts sur les éprouvettes ne s'est pas posé. Aussi, suffit-il de vérifier qu'il n'y a pas de défauts de fabrication. Ces éprouvettes ont été réalisées avec une tolérance de $\pm 1\text{mm}$



Figure 3-3 : Différents types d'éprouvettes de rônier essayées en traction

- Les éprouvettes de **Type I** : d'une longueur de 360mm et une épaisseur de 11mm et rétrécie sur une longueur de 200mm, elle possède une section moyenne de $11 \times 20 \text{ mm}^2$
- Les éprouvettes de **Type II** : d'une longueur de 240mm et une épaisseur de 11mm et rétrécie sur une longueur de 120mm, elle possède une section moyenne de $11 \times 8 \text{ mm}^2$.
- Les éprouvettes de **Type III** : d'une longueur de 360mm et une épaisseur de 3mm uniforme sur toute la longueur, elle possède un épaulement par collage à l'aide d'une résine aux deux extrémités sur une longueur de 60mm.

Pour le déroulement de l'essai proprement dit, l'échantillon est placé entre les mâchoires des différents mors et serré puis soumis à un taux de déplacement de 4mm/min. Les déplacements sont enregistrés pendant l'essai par des comparateurs disposés soigneusement sur les éprouvettes. Les écrans des comparateurs sont filmés à l'aide d'une camescope (Photo 3-4).

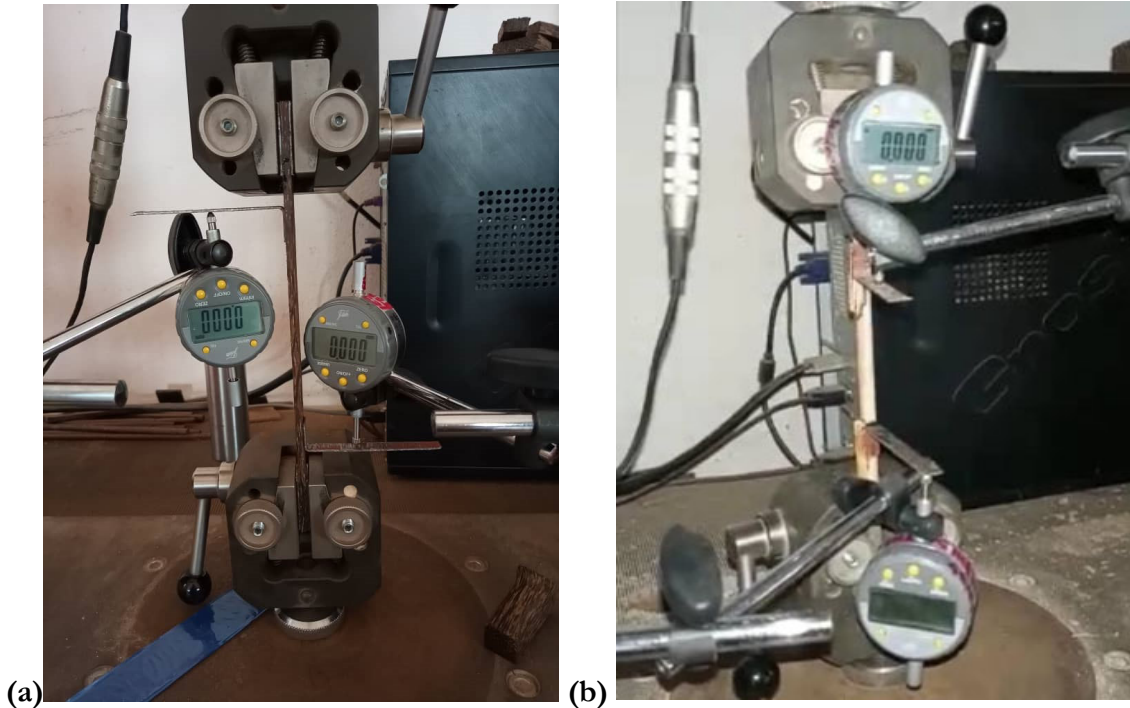


Photo 3-4 : Dispositif d'acquisition des données pour l'essai de traction sur (a) rônier et (b) rotin

La bande vidéo de l'essai est jouée à son tour afin de recueillir les données enregistrées et les traiter convenablement.

La contrainte correspondant à la force maximale appliquée est la contrainte de rupture en traction du matériau testé.

Le module de Young est déterminé par la méthode de module sécant. Il est la pente de la tangente à l'origine de la courbe contrainte-déformation limitée à environ 30% de la contrainte de rupture (sans le dépasser). Cette méthode a déjà été utilisée par Farah et al., (2011) [142].

La limite d'élasticité est la contrainte correspondant au point d'interception de la courbe avec la droite parallèle à la tangente à l'origine et passant par le point de déformation 5‰ situé sur l'axe des déformations [143].

Si l'humidité H de l'éprouvette au moment de l'essai diffère de 12%, tout en restant dans les limites de valeurs comprises entre 10% et 14%, il est possible de ramener le module d'élasticité en traction parallèle au fil du bois E_{trL} à l'humidité de 12% [144],:

$$E_{trL} = E_{trL,H} + C_{EL}(H-12) \quad (3-16)$$

où :

C_{EL} est le coefficient de correction du module d'élasticité dans la direction parallèle au fil en fonction en fonction de l'humidité pour une essence considérée. Le coefficient peut être déterminé sur un lot d'éprouvettes entre 7 % et 18 % d'humidité. À défaut, adopter pour C_{EL} , la valeur de 0,01, pour des raisons pratiques.

La contrainte de rupture en traction axiale d'un lot d'éprouvettes est égale à la moyenne arithmétique arrondie à 1MPa près, des résultats obtenus sur chaque éprouvette.

Le module d'élasticité en traction axiale d'un lot d'éprouvettes est égal à la moyenne arithmétique arrondie à 100MPa près, des résultats obtenus sur chaque éprouvette. La limite d'élasticité en traction axiale d'un lot d'éprouvettes est égale à la moyenne arithmétique arrondie à 1 MPa près, des résultats obtenus sur chaque éprouvette.

3.2.1.2 Essai de compression axiale [144]

Les performances mécaniques en compression des bois de rônier et des lianes de rotin sont d'une grande importance. En effet, les essais de compression sur les échantillons de bois en étude, ont pour but de déterminer la contrainte de rupture en compression parallèle au fil du bois par l'application progressive d'un effort de compression. Ces essais se sont déroulés dans les mêmes conditions que les essais de traction et sur les mêmes machines d'essai. Les éprouvettes d'essais ont été usinées sur la dimension de 20x20x60 (h=3b) suivant la norme NF B51 007 [144].



Figure 3-4: Quelques échantillons des éprouvettes de rônier pour la compression axiale

La contrainte de rupture en compression axiale C_H de chaque éprouvette à l'humidité H au moment de l'essai en mégapascals est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$C_H = \frac{P}{ab} \quad (3-17)$$

où :

P désigne la charge maximale de rupture

a et b les dimensions de la section transversale de l'éprouvette.

De ces résultats, nous calculons la contrainte de rupture en compression axiale à 12 % d'humidité C_{12} l'aide de la formule suivante :

$$C_{12} = C_H [1 + c(H - 12)] \quad (3-18)$$

où :

c est le coefficient de tenue l'humidité en compression axiale.

Le coefficient c est déterminé sur un lot d'éprouvettes entre 18 % et 7 % d'humidité. À défaut, la valeur de 0,04 sera adoptée suivant la norme NF B51 007 [144].

La contrainte de rupture en compression axiale d'un lot d'éprouvettes est égale à la moyenne arithmétique arrondie à 0,5 MPa près, des résultats obtenus sur chaque éprouvette.

3.2.1.3 Essai de flexion 3 points [145]

L'essai de flexion 3 points permet de mesurer la résistance à la rupture des échantillons de bois de rônier et de rotin. Les formes d'utilisation du matériau en association avec d'autres matériaux ou non nécessitent la maîtrise des paramètres mécaniques en flexion. Les études en flexions des éprouvettes sont aussi importantes que les études des sollicitations en traction et en compression. Ils viennent compléter la caractérisation en traction et en compression pour une bonne maîtrise des paramètres mécaniques du matériau. Pour un matériau ductile comme le rotin, cet essai ne permet pas d'obtenir la résistance à la rupture. Les lianes de rotin sont déjà une matière très flexible à la base, nous avons jugé inopportune, une étude en flexion de cette dernière. Les caractéristiques des éprouvettes de rônier en flexion se présentent comme suit :

Tableau 3-1: dimensions des éprouvettes de rônier pour l'essai de flexion 3 points

Eprouvettes	b(mm)	h(mm)	L(mm)
F1	19,63	20,52	360
F2	19,85	21,45	360
F3	20,47	20,88	360
F4	19,53	21,40	360
F5	20,60	21,00	360
F6	20,05	21,01	360

L'échantillon à tester est placé sur deux appuis et l'on applique au centre de la barrette, une force croissante jusqu'à la rupture. La Figure 3-5 ci-dessous montre le dispositif de l'essai pour les échantillons de bois de rônier.

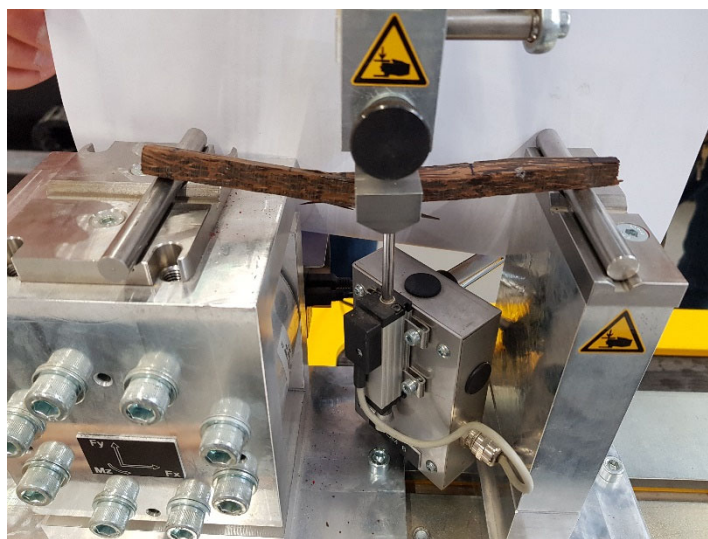


Figure 3-5 : Vue montrant le principe de l'essai de flexion trois points sur les échantillons de bois de rônier

Après le déroulement de l'essai, les paramètres ci-dessous sont déterminés suivant la norme ASTM D790-17 [145]:

- la contrainte de rupture
- le module de déformation
- la déformée de la poutre

3.2.2 Analyse et interprétation des résultats

La maîtrise d'un matériau passe par la connaissance des propriétés physiques et mécaniques de ce dernier. La détermination de ces caractéristiques physiques et mécaniques permet de mieux apprécier les paramètres d'ingénierie du matériau. Le bois de rônier et les lianes de rotin, objet de nos travaux de recherche constitueraient une ressource alternative dans la construction de l'habitat.

Le bois est un matériau anisotrope, c'est-à-dire dont certaines propriétés physiques ou mécaniques varient suivant la direction que l'on considère. Il est donc nécessaire, avant les études physiques et mécaniques, de définir les directions dans lesquelles le rônier pourra être étudié.

Au point de vue physique et mécanique, on considère trois directions principales bien définies. Ces trois directions principales forment un trièdre de référence qui sert à définir les mesures [146].

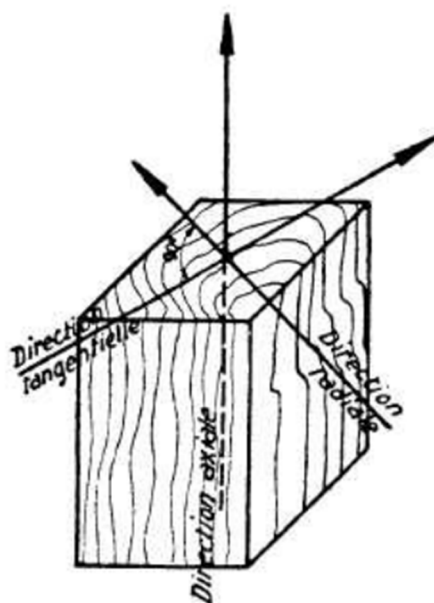


Figure 3-6 : Schématisation des trois directions du rônier [146]

3.2.2.1 Rétractibilité totale

La rétractibilité est la propriété que possède le bois qui permet de constater la variation de ses dimensions et de son volume lorsque son humidité varie. Cette variation dimensionnelle provoque les phénomènes communément désignés sous vocable « travail » du bois et « jeu » des assemblages. Le pourcentage de variation du volume entre deux états d'humidité mesure la rétractibilité volumétrique du bois entre ces deux états. Si le volume diminue, on parle de retrait et s'il augmente, on dit aussi gonflement du volume.

La rétractibilité totale est la rétractibilité mesurée entre l'état de saturation et l'état anhydre. Elle a été mesurée sur le rônier et le rotin conformément aux prescriptions de la norme NF B 51-006 et les différents résultats se présentent comme suit :

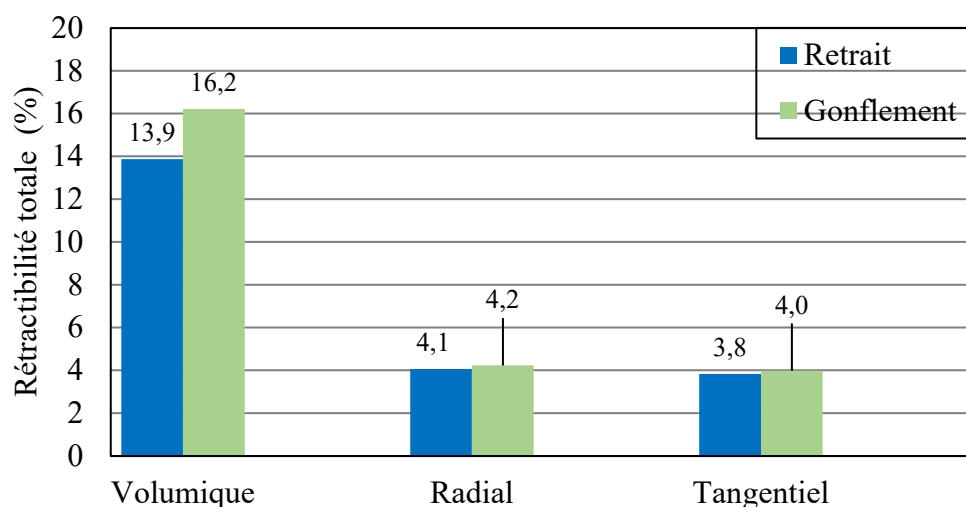


Figure 3-7 : Variation du retrait et gonflement du rônier

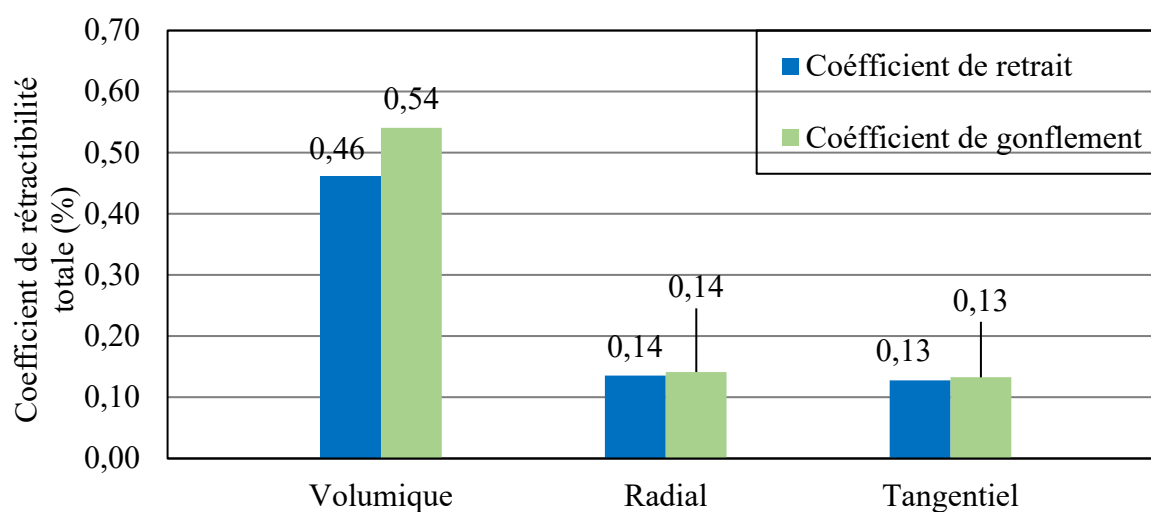


Figure 3-8 : Variation des coefficients du retrait et du gonflement du rônier

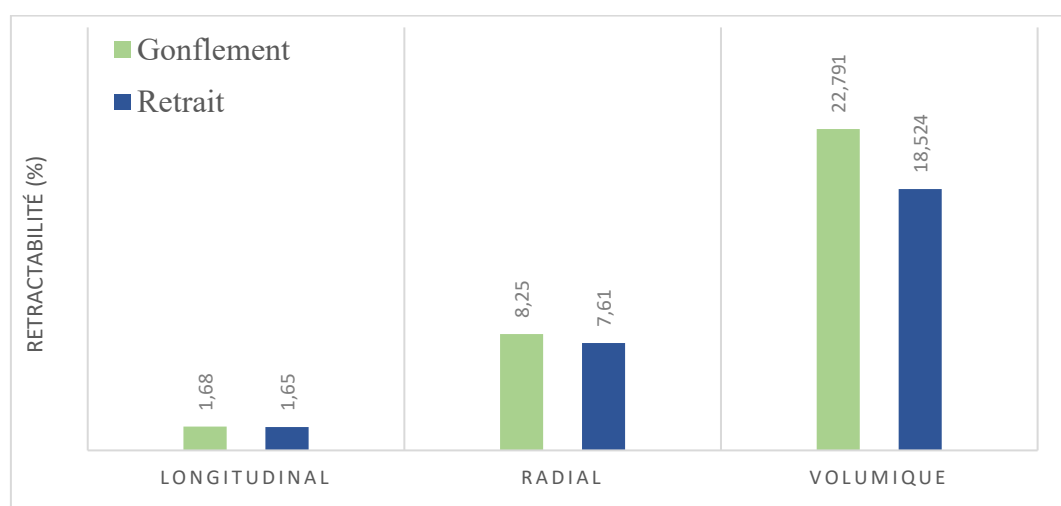


Figure 3-9 : Variation du retrait et gonflement du rotin

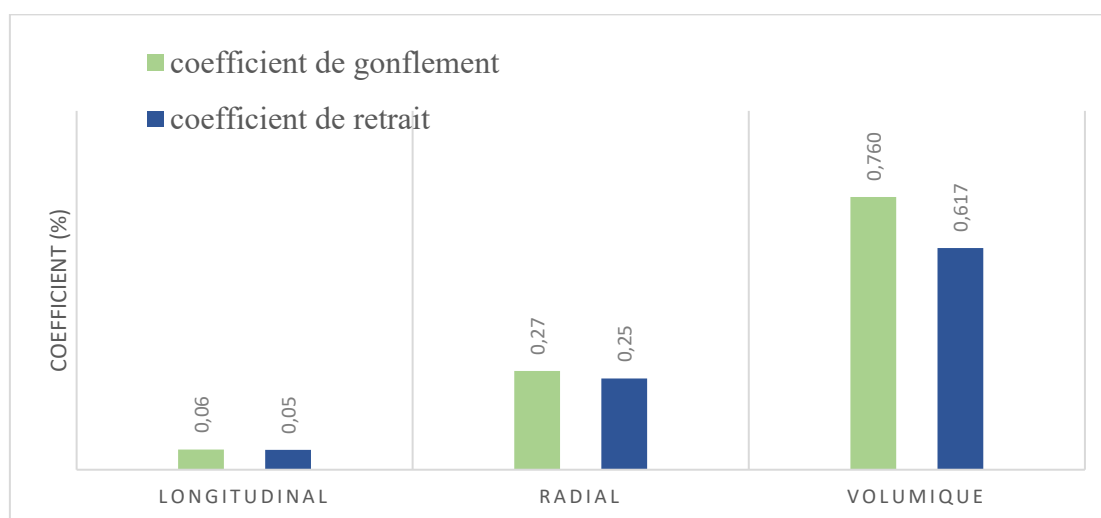


Figure 3-10 : Variation des coefficients du retrait et du gonflement du rotin

De l'analyse des histogrammes des figures ci-dessus, nous constatons globalement que les caractéristiques de retrait sont inférieures au celles de gonflement.

Le bois de rônier présente un retrait volumique moyen de 13,9%. Cependant, les retraits radial et tangentiel dont les valeurs moyennes sont respectivement 4,1% et 3,8%, sont trop faibles. Le faible retrait du rônier résulterait de la présence d'un taux de silice d'environ 0,053% dans le bois de rônier. Aussi, le duramen est-il un bois dur, compact, dense, sec et imputrescible.

Cependant les lianes de rotin présentent un comportement tout autre. A la suite des résultats sur le retrait et le gonflement, nous pouvons dire que la variation des cotes longitudinales du rotin est très faible tandis que dans la direction radiale, elle n'est pas négligeable.

Le bois de rotin présente un retrait volumique moyen de 18,524% et un retrait radial moyen de 7,61%. Selon le tableau de la norme NF-B-51-002 (1942) [147] relative à la qualification du retrait, le rotin présente un fort volumique et un moyen retrait radial. Cependant, le retrait longitudinal étant égal à 1,65%, est trop faible.

L'analyse des résultats sur l'absorption, montre qu'il y a une augmentation considérable de la quantité d'eau absorbée au cours des deux premiers jours, puis une augmentation lente les jours suivants jusqu'à stabilisation totale entre le onzième et le douzième jour quelle que soit l'origine. Ceci s'explique par le fait que l'étuvage des éprouvettes jusqu'à l'état anhydre a créé des microfissurations à l'intérieur des lianes. Il demeure que, dans un environnement humide, le rotin devient un matériau hygroscopique qui absorbe l'eau.

Tableau 3-2 :Qualification des rétractibilités [146]

Rétractibilité totale	Qualification
20 à 15 %	Fort retrait
15 à 10 %	Moyen retrait
10 à 5 %	Faible retrait

Il est intéressant de connaître la variation du volume pour chaque variation de 1 % de l'humidité. Entre l'état anhydre et l'état de saturation à l'air, cette variation est en effet constante et caractérise les bois. On l'appelle coefficient de rétractibilité volumétrique [146].

Le bois de rônier étudié présente un coefficient de retrait volumique moyen de 0,46%. Selon le tableau 35 relative à la qualification, le rônier est un bois nerveux. Ses coefficients de retrait radial et de retrait tangentiel sont respectivement $(0,14 \pm 0,01)\%$ et $(0,13 \pm 0,01)\%$. Ils sont presque égaux.

Tableau 3-3: Qualification des coefficients de rétractibilités [146]

Coefficient de rétractabilité	Qualification des bois
0,55 à 1 %	Très nerveux
0,36 à 0,55 %	Nerveux
0,15 à 0,36 %	Peu nerveux

Le rônier a un gonflement volumique de $(16,2 \pm 3,7)\%$. Son gonflement radial moyen est 4,2 % et celui tangentiel moyen est 4,0 %. Le coefficient de gonflement volumique du rônier est $(0,54 \pm 0,12)\%$, ceux de gonflement radial et de gonflement tangentiel sont respectivement $(0,14 \pm 0,02)\%$ et $(0,13 \pm 0,01)\%$. Ces coefficients sont presque égaux. Dans le plan transverse, le coefficient de gonflement radial moyen et ceux de retrait radial moyen sont identiques. Il en est de même pour le coefficient de gonflement tangentiel radial moyen et ceux de retrait tangentiel moyen.

Les différentes variations de la rétractibilité radiale et tangentielle observées confirment le caractère anisotrope du bois rônier.

La différence entre nos résultats et ceux des autres auteurs serait due à l'aspect complexe du matériaux bois dont les dispositifs sont liés à sa composition chimique (cellulose, hémicellulose, lignine, etc.) et les différentes proportions du composant également basées sur des genres, des conditions climatiques, l'âge d'usinage et autres. Une comparaison du bois de rônier et des lianes de rotin montre que le rônier présente une gonflement volumétrique inférieur à celui du rotin. Ces valeurs montrent la variation des dimensions de ces deux bois en présence de l'eau et après leur séchage.

3.2.2.2 La cinétique d'absorption d'eau

L'absorption d'eau sur un matériau permet de suivre l'évolution de sa capacité à absorber l'eau en fonction du temps. Elle a été étudiée sur le rônier et le rotin conformément au protocole décrit plus haut, puis la courbe de la cinétique d'absorption est tracée en portant en ordonnée le taux d'absorption d'eau et en abscisse le temps. La courbe cinétique d'absorption montre la variation du taux d'absorption d'eau du rônier suivant le temps et renseigne sur la vitesse d'absorption d'eau du bois. Le taux d'absorption à un instant quelconque est calculé en faisant le rapport entre le gain massique du matériau dû au séjour dans l'eau et sa masse initiale sèche. Avec les différentes mesures prises, les courbes cinétiques d'absorption ont été tracées.

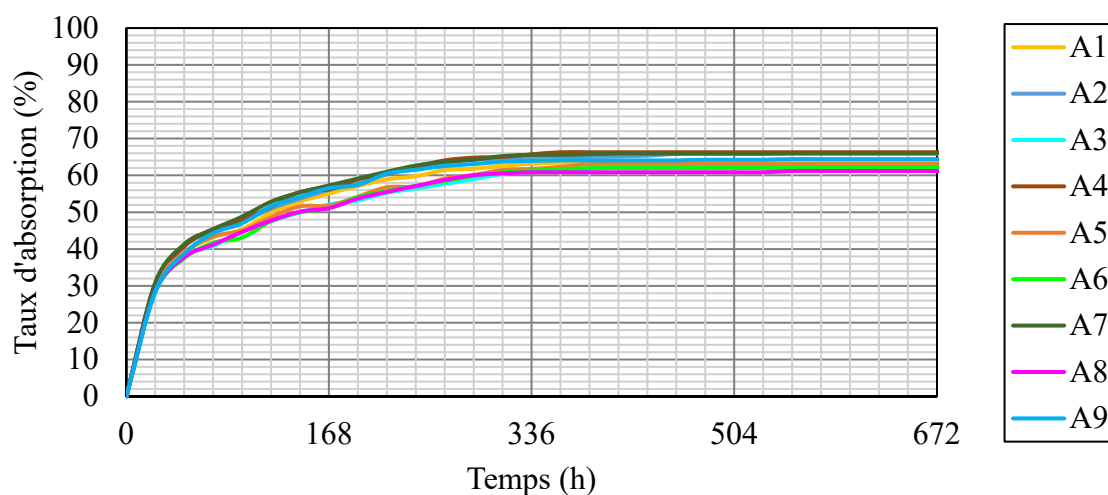


Figure 3-11 : Cinétique d'absorption des éprouvettes du rônier

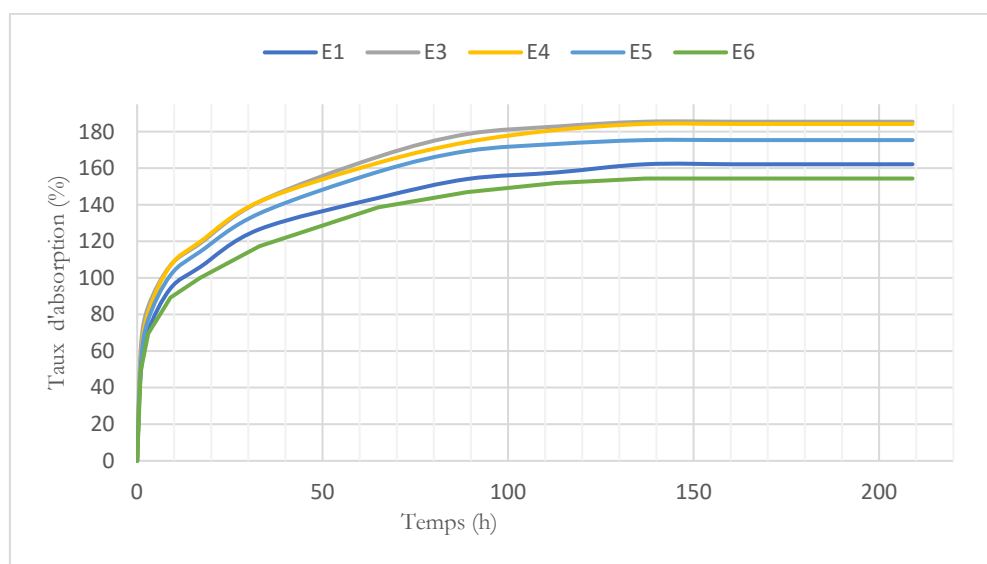


Figure 3-12: Cinétique d'absorption des éprouvettes du rotin

Avant toute analyse, il faut constater que les différentes courbes des éprouvettes du rônier et de rotin présentent des allures quasiment identiques. On en déduit que ces éprouvettes captent l'eau de la même manière lorsqu'elles sont en présence d'un milieu humide. De plus, les coefficients de variation du taux d'absorption d'eau calculés à différente date sont inférieurs à 5 % pour les éprouvettes de rônier et de 9,18% pour les éprouvettes de rotin.

De l'analyse des courbes cinétique d'absorption, nous constatons que le rônier a une vitesse d'absorption faible et un taux d'absorption total (de l'état anhydre à l'état saturé) d'environ 63,9% après 23 jours d'immersion. Cependant le rotin montre une grande vitesse d'absorption avec un taux d'absorption total de 172,34% après 137 heures d'immersion

L'évolution du taux d'absorption dans le temps nous permet d'identifier trois zones caractéristiques des propriétés hydrophiles du matériau.

- La première zone s'étend sur les vingt-quatre premières heures après l'immersion dans l'eau des éprouvettes du rônier et de rotin. Le taux d'absorption augmente très rapidement et atteint près de 46% de l'absorption totale pour le rônier et au-delà de 99% pour les lianes de rotin. Rappelons en un premier lieu que les éprouvettes avant leur immersion sont séchées à l'étuve ; le retrait de l'eau au cours du séchage y a forcément créé des poches de vides et des microfissures. Nous pouvons donc assimiler l'absorption observée dans cette zone à une occupation des vides par l'eau. Cette hypothèse est par ailleurs confirmée par les remontées de bulles d'air qui s'observent les premières heures après immersion des éprouvettes. L'étendue de cette zone constitue un bon indicateur de porosité du bois rônier et des lianes de rotin. Il suffit de considérer que plus le bois est poreux (réseau de vides plus étendus et connectés), plus vite il atteint son absorption maximale dans cette zone.

- La seconde zone quant à elle, s'étend des vingt-quatre premières heures jusqu'aux trois cent trente-six, soit 14 jours suivantes pour le rônier. La vitesse d'absorption diminue énormément, mais ne s'annule pas. Aussi, le taux d'absorption atteint au bout de cette phase est-il largement représentatif de l'absorption à saturation du matériau (environ 99 % du taux d'absorption totale). Cependant les lianes de rotin ont atteint déjà leur saturation au bout de 137heures (environ 5jours)

- La troisième zone, presque horizontale, est caractérisée par une stabilisation de l'absorption d'eau. Dans cette phase, les échanges entre le bois et son milieu sont amoindris.

Par ailleurs, le taux d'absorption totale du rônier (63,9 %) est environ quatre fois son gonflement total (16,2 %), celui du rotin 172,34 soit environ huit fois le gonflement total (22,79%).

La capacité d'absorption d'eau est un facteur très important dont il faut tenir compte lors de l'association béton bois.

En effet, soumis à des conditions d'humidité, le rônier/rotin devient un matériau hygroscopique : il absorbe l'humidité du béton et subirait un gonflement non négligeable suivi d'un retrait volumique total lors du séchage. Ce phénomène d'instabilité dimensionnelle du rônier pourrait provoquer la rupture d'adhérence entre ce matériau et le béton. Pour éviter cela, certains traitements doivent être appliqués pour imperméabiliser les tiges de rônier ou de rotin avant qu'elles n'entrent en contact avec le béton frais.

La Figure 3-13 ci-dessous présente les observations d'une coupe longitudinale du bois de rônier et de la liane de rotin observé par microscopie électronique à balayage.

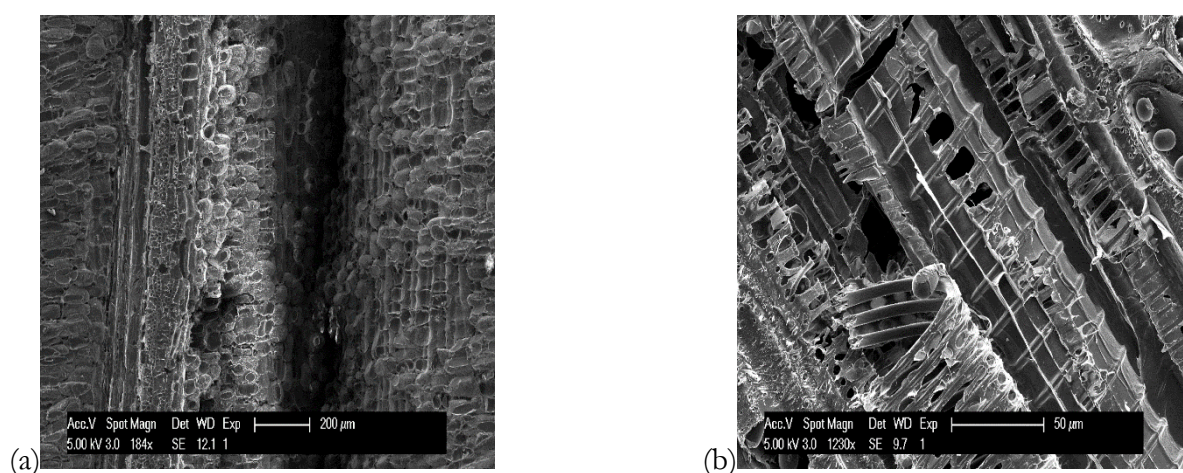


Figure 3-13 : Coupe longitudinale du bois en étude observé au MEB : (a) Rônier, (b) Rotin

L'observation de ces différentes essences de bois par microscopie électronique à balayage (MEB) à différent grossissement montre que les lianes de rotin sont très poreuses comparativement au bois de rônier. Avec une échelle de 200µm pour le rônier, les différents pores ne sont pas encore clairement visibles à l'œil cependant avec une échelle de 50µm pour le rotin, on remarque nettement la poche d'air (alvéole) susceptible de contenir de l'eau lorsque ce dernier serait immergé dans l'eau ou se retrouverait dans un milieu à fort taux d'humidité.

3.2.2.3 La masse volumique

La masse volumique est une caractéristique physique utilisée pour la classification des bois. Cette caractéristique physique est donnée par le rapport entre la masse d'un échantillon de bois de son volume. Elle a été déterminée sur le rônier conformément aux prescriptions de la norme NF B 51-005 décrite et les résultats se présentent comme suit :

Tableau 3-4 : Masse volumique du rônier à l'humidité H et à 12% d'humidité

N° de l'éprouvette	Masse à l'humidité H (m_H) en g	Masse à l'état anhydre (m_0) en g	Volume à l'humidité H (V_H) en cm^3	Humidité (H) en %	Masse volumique (m_{VH}) en g/cm^3	Masse volumique (m_{V12}) en g/cm^3
1	7,01	6,12	7,82	14,5	0,895	0,875
2	7,33	6,34	8,19	15,6	0,895	0,865
3	6,67	5,82	8,13	14,6	0,820	0,800
4	7,09	6,18	7,90	14,7	0,895	0,875
5	6,88	5,99	7,70	14,9	0,895	0,875
6	7,06	6,15	8,03	14,8	0,880	0,860
Moyenne				14,9	0,880	0,860
Ecart-type				0,4	0,025	0,025

Tableau 3-5 : Masse volumique anhydre et masse volumique basale du rônier

N° de l'éprouvette	Masse à l'état anhydre (m_0) en g	Volume à l'état anhydre (V_0) en cm^3	Volume à l'état saturé (V_s) en cm^3	Masse volumique à l'état anhydre (m_{V0}) en g/cm^3	Masse volumique basale (m_{VB}) en g/cm^3
1	6,12	7,59	9,20	0,805	0,665
2	6,34	7,51	9,10	0,845	0,695
3	5,82	7,63	8,52	0,765	0,685
4	6,18	7,15	8,10	0,865	0,765
5	5,99	6,98	8,00	0,86	0,750
6	6,15	7,21	8,30	0,855	0,740
Moyenne				0,835	0,715
Ecart-type				0,035	0,035

L'analyse des différents coefficients de variation montre que les différents résultats obtenus sur la masse volumique du rônier ne sont pas trop dispersés.

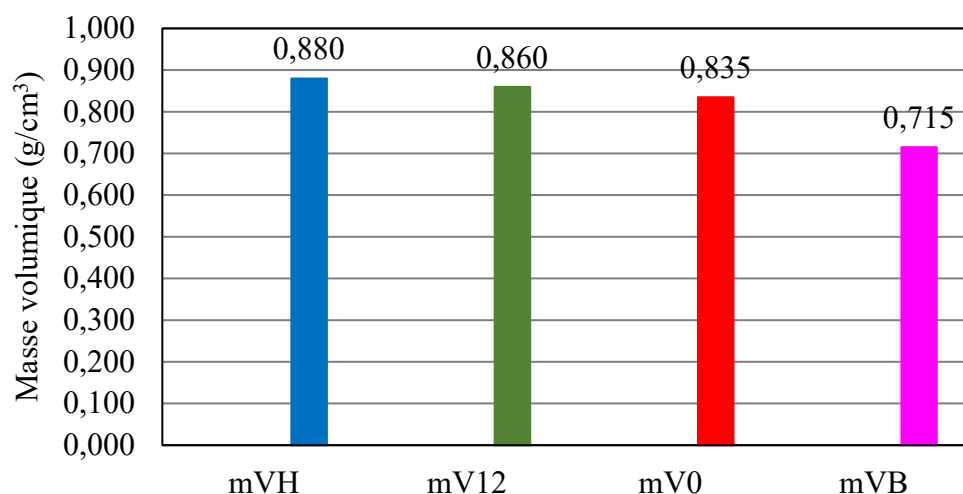


Figure 3-14: Variation de la masse volumique en fonction d'humidité

De l'analyse de l'histogramme de la Figure 3-14, nous constatons que la masse volumique du rônier à l'humidité $H=14,9\pm0,4$ (mVH) est supérieure à sa masse volumique à 12 % d'humidité (mV12) qui à son tour est supérieure à sa masse volumique anhydre (mV0). L'état anhydre du bois étant l'état à 0 % d'humidité, nous déduisons donc que la masse volumique du rônier croît avec l'humidité.

La masse volumique moyenne du rônier à 14,9 % de taux d'humidité est de $0,880 \text{ g}/\text{cm}^3$. En ramenant cette grandeur à l'humidité standard de 12% [139], on trouve une valeur égale à $0,860 \text{ g}/\text{cm}^3$ ce qui situe le bois rônier de l'étude dans la classe des bois lourds d'après le Tableau 3-6. Ce résultat à 12% d'humidité est différent de $0,890 \text{ g}/\text{cm}^3$, trouvé par [148] qui ont conclu, comme

[26] que le rônier est un bois lourd. La valeur moyenne de la masse volumique basale est de 0,715 g/cm³. Ce résultat est supérieur à 0,690 g/cm³, trouvé par [148]. Par ailleurs, la masse volumique anhydre du rônier est 0,835±0,035 g/cm³.

Tableau 3-6 : Récapitulatif des masses volumiques des échantillons de rotin étudié

ECHANTILLONS		Etat H	Etat Saturé	Etat Anhydre	m_{VB}	H
1	M	0.856	2.000	0.750	0.357	14.133
	V		2.100			
2	M	0.88	2.200	0.770	0.335	14.286
	V		2.300			
3	M	1.204	2.100	1.060	0.393	13.585
	V		2.700			
4	M	1.262	2.200	1.110	0.396	13.694
	V		2.800			
5	M	1.113	1.900	0.980	0.377	13.571
	V		2.600			
6	M	0.845	2.100	0.740	0.336	14.189
	V		2.200			
X					0.366	13.910
S					0.025	0.299

La densité basale 0,366±0,025 obtenue par l'essai de l'infra-densité montrent que les lianes étudiées ont une densité faible comparée à celles citées par [149]. La densité obtenue est inférieure comparée à celle du sapin qui est égale à 0,41. Cependant cette valeur se rapproche aux densités du bois Wester Red Cedar qui a une densité de 0,37 g/cm³ [150].

Tableau 3-7 : Catégorie des masses volumiques des bois à 12 % d'humidité [26].

Masse volumique (MV en g/cm ³)	Catégorie
MV < 0,500	Bois très léger
0,500 ≤ MV ≤ 0,650	Bois léger
0,650 ≤ MV ≤ 0,800	Bois mi-lourd
0,800 ≤ MV ≤ 0,950	Bois lourd
MV > 0,950	Bois très lourd

En se référant au tableau de classification du bois selon la masse volumique, on constate que le rônier par rapport aux autres bois, est doublement plus lourd que le bambou et le bois de

pin dont les masses volumiques sont comprises entre 0,300 et 0,400 g/cm³ [26]. Ce même constat s'observe entre le rônier et le rotin.

La variabilité des différents résultats serait liée à l'aspect complexe du bois de rônier, sa composition chimique (cellulose, hémicellulose, lignine, etc.) et la nature du bois basées sur le genre, des conditions climatiques, l'âge d'usinage et autres.

La connaissance de la masse volumique permet non seulement de déterminer le poids d'une structure de construction mais renseigne aussi sur d'autres propriétés fondamentales telles que la dureté du matériau.

3.2.2.4 Caractéristiques mécaniques en compression

Les études en compression axiale des différents bois (rônier et rotin) et en traction axiale ont été réalisées sur les échantillons usinés conformément aux prescriptions des normes NF B 51-007, NF B 51-017 et NF B 51-018 et suivant le taux l'humidité des éprouvettes déterminée conformément à la norme NF B 51-004 décrite dans le paragraphe 3.3.1.1. Les Tableau 3-8 et Tableau 3-9 présentent la synthèse des résultats après analyse et traitement.

Tableau 3-8 : Contrainte de rupture en compression axiale du rônier à l'humidité H et à 12%

N° de l'éprouvette	Charge maximale P en kN	a en mm	b en mm	Humidité H (%)	Contrainte de rupture C _H en MPa	Contrainte de rupture C ₁₂ en MPa
Z1	46,268	21,30	21,84	14,4	99,46	109,01
Z2	39,265	21,65	19,82	14,7	91,50	101,39
Z3	45,123	22,20	20,85	14,2	97,49	106,06
Z4	46,412	21,43	21,83	13,35	99,21	104,56
Z5	38,71	21,80	21,85	13,80	81,29	87,14
Z6	34,317	21,65	20,50	13,56	77,36	82,17
Z7	36,836	21,25	20,45	13,37	84,79	89,43
Z8	35,661	20,43	19,78	14,60	88,25	97,42
Z9	44,812	22,20	20,85	13,03	96,84	100,84
Z10	40,137	21,585	23,185	13,10	80,20	83,73
Moyenne	40,754	21,549	21,094	13,811	89,64	96,18
Ecart Type	4,564	0,511	1,069	0,623	8,43	9,78

Tableau 3-9 : Contrainte de rupture en compression axiale du rotin à l'humidité H et à 12%

N° de l'éprouvette	Charge maximale P en kN	Diamètre Ø (mm)	Section (mm ²)	Humidité H (%)	Contrainte de rupture C _H en MPa	Contrainte de rupture C ₁₂ en MPa
A1	3,088	11,74	108,25	13,2	28,52	29,89
A2	4,428	12,32	119,21	11,2	37,15	35,96
A3	3,033	10,05	79,33	13,1	38,24	39,92
A4	2,415	10,13	80,60	12,6	29,96	30,68
A5	2,363	9,57	71,93	12,8	32,85	33,90
A6	3,843	12,29	118,63	14,2	32,39	35,24
A7	3,436	11,81	109,54	14,6	31,37	34,63
A8	3,267	11,61	105,87	13,7	30,86	32,96
A9	4,201	12,03	113,66	11,6	36,96	36,37
A10	3,788	11,58	105,32	12,3	35,97	36,40
Moyenne	3,386	11,31	101,23	12,93	33,43	34,60
Ecart Type	0,695	1,01	17,32	1,07	3,40	2,94

Les résultats montrent que la contrainte de rupture en compression est de $(89,64 \pm 8,43)$ MPa à $(13,81 \pm 0,62)\%$ d'humidité pour le rônier et de $(33,43 \pm 3,4)$ MPa à $(12,93 \pm 1,07)\%$ d'humidité pour le rotin. En effet, la norme NF B51-017 précise dans l'état actuel des connaissances, qu'il n'y a pas suffisamment de données pour fournir des coefficients correcteurs : il est donc conseillé de préciser les taux d'humidité réels avec les résultats de contrainte de rupture en compression. Les Figure 3-15 Figure 3-16 nous montrent respectivement les courbes de comportement typique du rônier et du rotin en compression axiale.

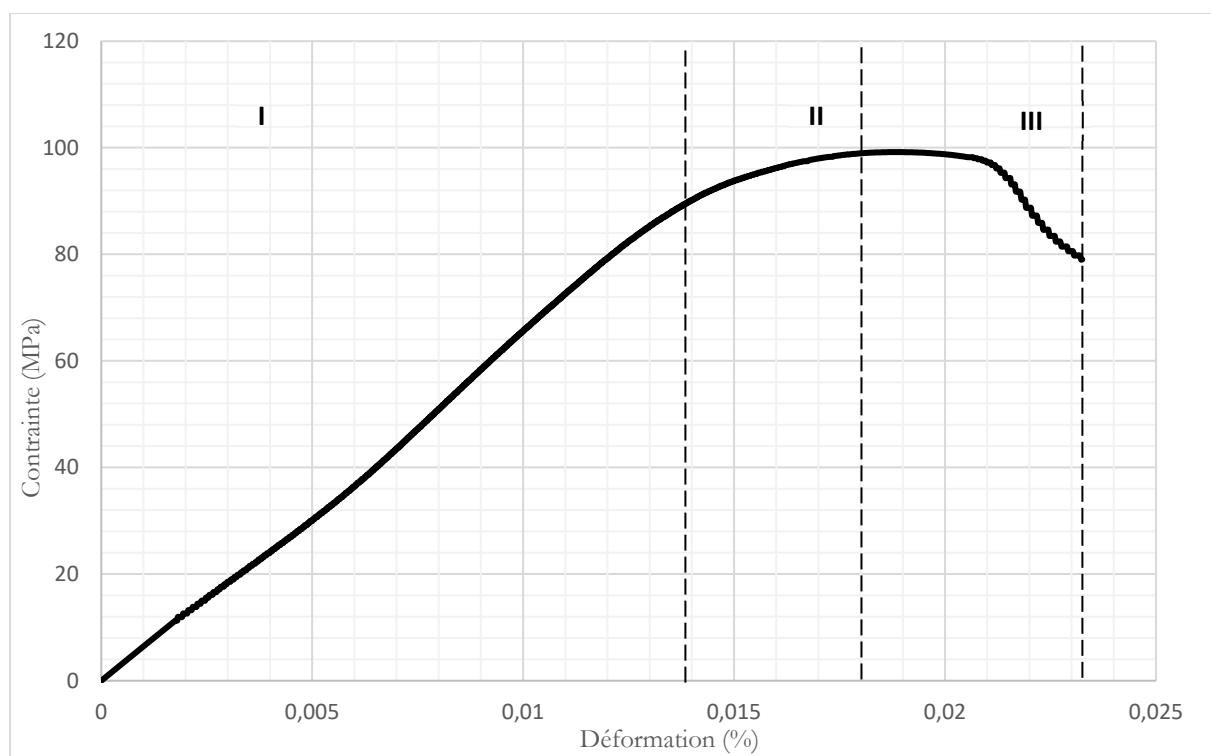


Figure 3-15 : Comportement typique du bois de rônier en compression axiale.

La Figure 3-15 montre l'évolution de la contrainte de compression en fonction de la déformation du bois de rônier. Le matériau présente globalement un comportement très ductile suivi d'une rupture brutale par éclatement (relâchement) des fibres. Nous pouvons identifier aisément sur la courbe trois zones (I à III).

- La première zone se caractérise par une variation linéaire de la contrainte en fonction de la déformation. Les déformations enregistrées dans cette zone sont faibles, elles correspondent au domaine élastique du matériau. Son étendue dépend assurément de la maturité et des conditions climatiques de la zone géographique de récolte de l'arbre.
- Dans la zone II, on observe un comportement élasto-plastique qui traduit très probablement un endommagement de la matrice et de l'interface entre les fibres de rônier jusqu'à la rupture (écrasement des fibres). Le rôle des fibres dans cette partie consiste principalement à limiter la progression de la microfissure.
- La zone III est la zone de rupture du matériau qui se caractérise par la détérioration complète du liant et la reprise de l'effort par les fibres. On constate une grande déformation du matériau après le pic due à un réarrangement des fibres entre elles, rendant ainsi le matériau plus dense. Cette zone est la moins étendue et évolue jusqu'à la rupture de résistance du matériau.

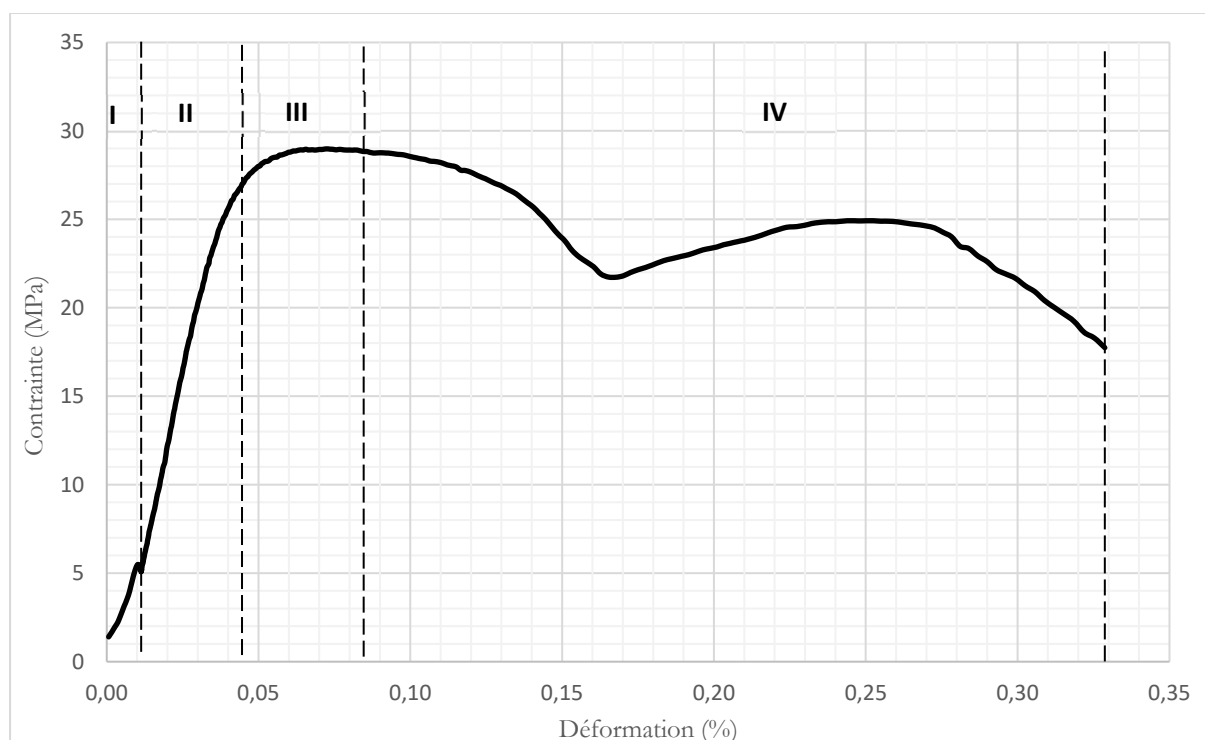


Figure 3-16 : Comportement typique du bois de rônier en compression axiale

La Figure 3-16 montre l'évolution de la contrainte de compression en fonction de la déformation de la liane de rotin. Le matériau présente globalement un comportement très ductile et il n'apparaît pas de rupture brutale sur la courbe contrainte-déformation. Nous pouvons identifier aisément sur la courbe quatre zones (I à IV).

- La première zone n'est pas en tant que telle une zone, mais plutôt un palier de stabilisation de l'éprouvette. L'échantillon de liane de rotin étant un matériau poreux, on observe peut-être la fermeture des pores par le réarrangement des fibres végétales constituant le matériau.
- La zone II se caractérise par une variation linéaire de la contrainte en fonction de la déformation. Les déformations enregistrées dans cette zone sont faibles, elle correspond au domaine élastique du matériau. Son étendue très faible dépend certainement de la nature des fibres.
- Dans la zone III, on observe un comportement élastoplastique qui traduit très probablement un endommagement des fibres du matériau jusqu'à la rupture. Cette zone traduit le comportement plastique du matériau.
- La zone IV est la zone de rupture du matériau qui se caractérise par la détérioration complète du matériau. On constate une grande déformation du matériau qui le conduit jusqu'à la rupture. Cette zone est la plus étendue et évolue jusqu'au broyage du matériau.

Le module de Young des différents échantillons a été déterminé à travers un chargement monotone et à partir de la pente de la partie linéaire de la courbe contrainte déformation à un niveau de déformation donnée (module tangent) (Figure 3-17). Ce module déterminé par la méthode tangente est un cas particulier de la méthode flottante (pente à l'origine). Cependant FARAH A. et al., 2011 [142] dans leur travaux, ont déterminé ce module par la méthode de module sécant qui est la pente de la tangente à l'origine de la courbe contrainte-déformation limitée à environ 30% de la contrainte de rupture (sans le dépasser). La Figure 3-17 et la Figure 3-18 ci-dessous montrent respectivement les modules déterminés pour un échantillon de liane de rotin et de bois de rônier.

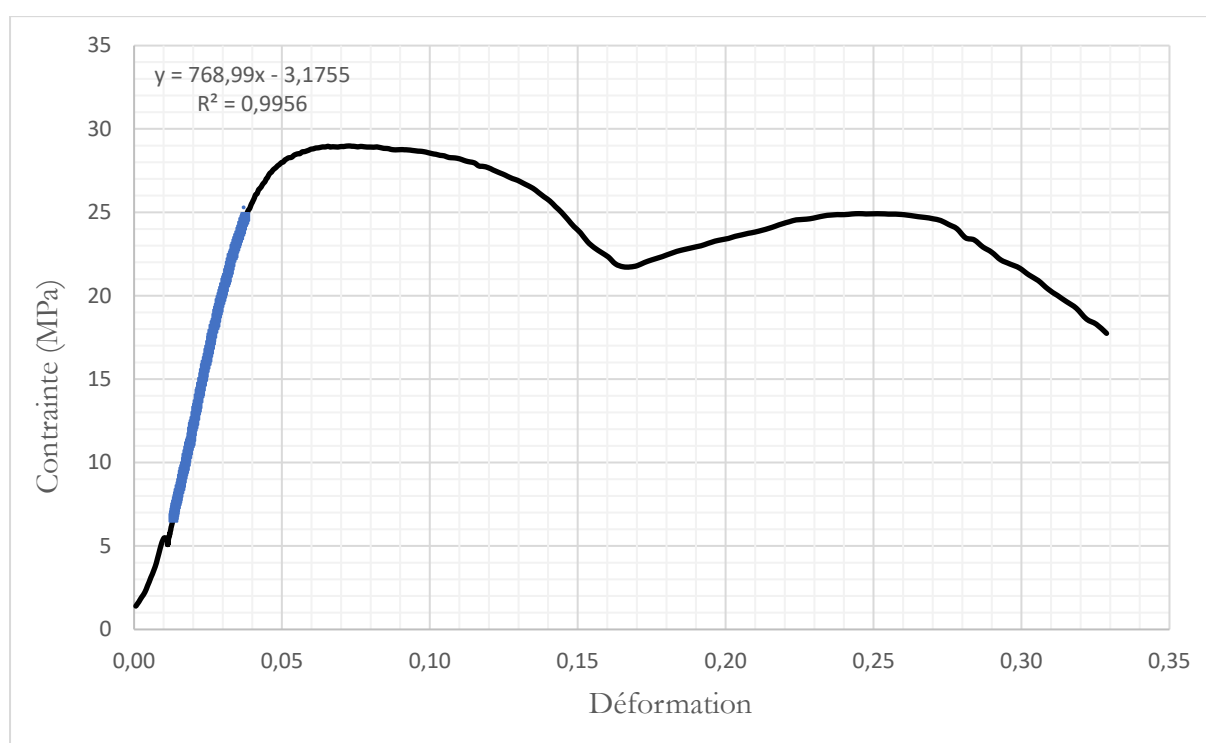


Figure 3-17 : Détermination du module élastique en compression axiale du rotin.

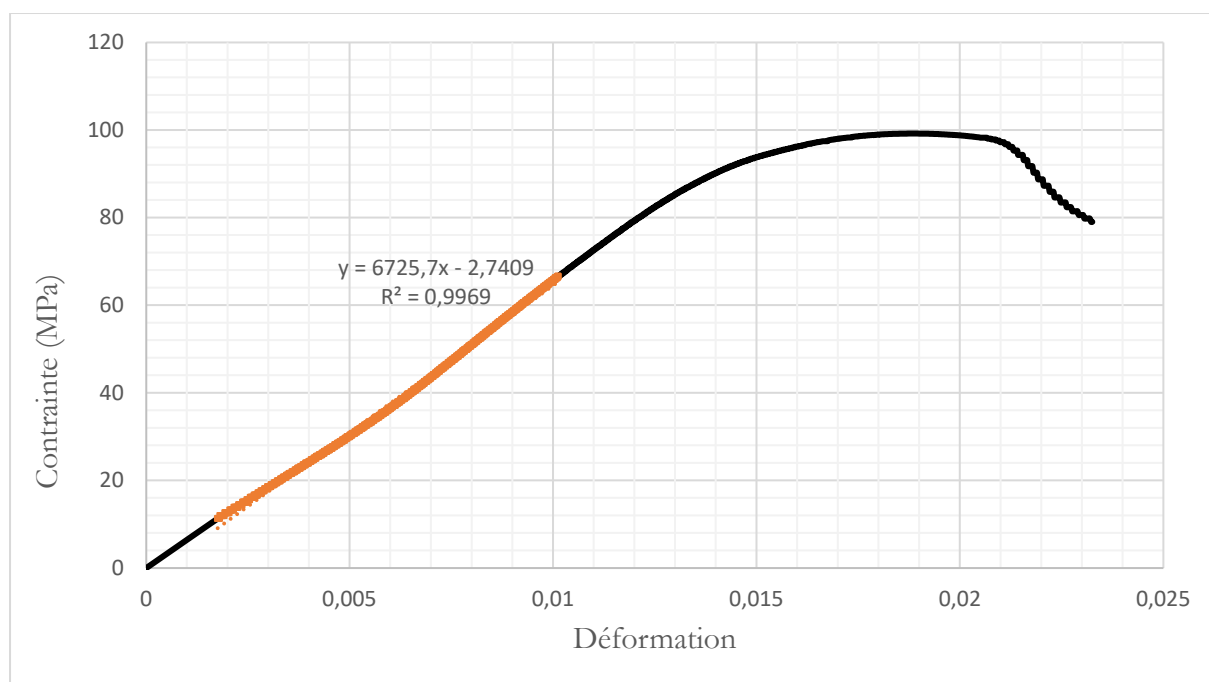


Figure 3-18 : Détermination du module élastique en compression axiale du rônier

Les Tableau 3-10 et

Tableau 3-11 présentent respectivement le récapitulatif des modules déterminés respectivement pour le bois de rônier et celui de rotin en compression axiale.

Tableau 3-10 : Récapitulatif des modules des différents échantillons de rônier en compression axiale

N° de l'éprouvette	Humidité H (%)	Contrainte de rupture CH en MPa	Contrainte de rupture C12 en MPa	Module de YOUNG (E_H) en MPa	Module de YOUNG (E_{12}) en MPa
Z1	14,4	99,46	109,01	8737,70	9576,52
Z2	14,7	91,50	101,39	7852,90	8701,01
Z3	14,2	97,49	106,06	7723,50	8403,17
Z4	13,35	99,21	104,56	6943,80	7318,27
Z5	13,80	81,29	87,14	6926,50	7425,21
Z6	13,56	77,36	82,17	6878,70	7306,75
Z7	13,37	84,79	89,43	5967,30	6294,03
Z8	14,60	88,25	97,42	6205,90	6851,31
Z9	13,03	96,84	100,84	7206,10	7504,37
Z10	13,10	80,20	83,73	6606,20	6896,87
Moyenne	13,81	89,64	96,18	7104,86	7627,75
Ecart Type	0,623	8,43	9,78	821,816	984,422

Tableau 3-11 : Récapitulatif des modules des différents échantillons de rotin en compression axiale

N° de l'éprouvette	Humidité H (%)	Contrainte de rupture CH en MPa	Contrainte de rupture C12 en MPa	Module de YOUNG (E_H) en MPa	Module de YOUNG (E_{12}) en MPa
A1	13,2	28,52	29,89	737,87	773,29
A2	11,2	37,15	35,96	768,99	744,38
A3	13,1	38,24	39,92	933,79	974,88
A4	12,6	29,96	30,68	700,36	717,17
A5	12,8	32,85	33,90	689,48	711,54
A6	14,2	32,39	35,24	747,34	813,11
A7	14,6	31,37	34,63	677,47	747,93
A8	13,7	30,86	32,96	710,18	758,47
A9	11,6	36,96	36,37	907,97	893,44
A10	12,3	35,97	36,40	826,89	836,81
Moyenne	12,93	33,43	34,60	770,03	797,10
Ecart Type	1,074	3,403	2,937	90,750	84,120

Les résultats montrent que le module d'élasticité longitudinal en compression est de $(7104,86 \pm 821,82)$ MPa à $(13,81 \pm 0,62)\%$ d'humidité pour le rônier et de $(770,03 \pm 90,75)$ MPa à $(12,93 \pm 1,07)\%$ d'humidité pour le rotin.

3.2.2.5 Caractéristiques mécaniques en traction

Les résultats des essais de tractions réalisés sur les échantillons de bois en étude se présentent comme suit.

Tableau 3-12 : Caractéristiques mécaniques du rônier et du rotin en traction axiale

Matériaux	H (%)	E (MPa)	σ_r (MPa)	f_c (MPa)
Rônier	15	$7386,7 \pm 187,36$	$156,08 \pm 18,21$	$156,08 \pm 13,28$
Rotin	13	$1095,3 \pm 74,85$	$22,01 \pm 03,00$	$22,01 \pm 01,00$

Les graphes des Figure 3-19 et Figure 3-20 traduisent pour chacun des matériaux le comportement, c'est-à-dire l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation.

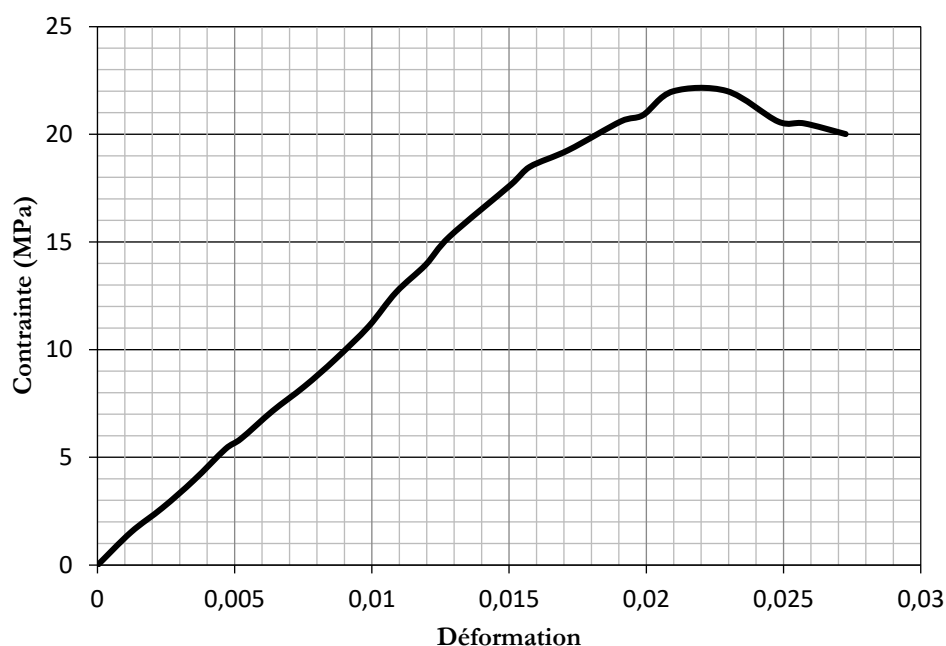


Figure 3-19 : Courbe contrainte déformation du rotin

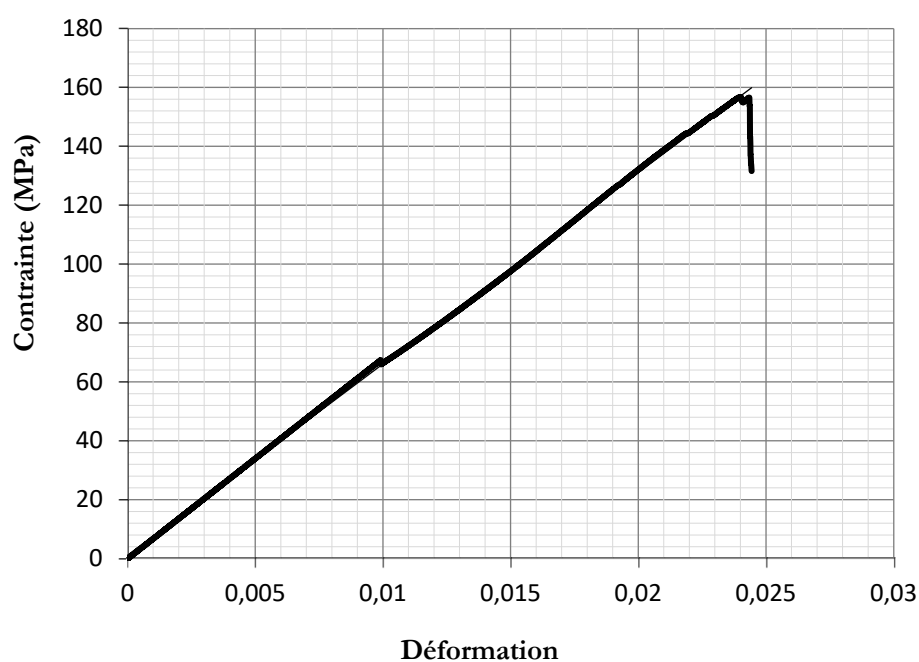


Figure 3-20 : Courbe contrainte déformation du rônier

La loi de comportement en traction du rônier et du rotin représentées respectivement sur les Figure 3-19 et Figure 3-20 nous renseigne que le rônier et rotin sont des matériaux élastiques. Cependant, pour les deux matériaux on note que le rônier présente un comportement fragile, tandis que le rotin un comportement ductile. Les propriétés physiques et mécaniques du rônier et rotin calculées sont

présentées dans le Tableau 3-12. Dans ce tableau nous désignons par : H , le taux d'humidité, E , le module d'élasticité, σ_r , la contrainte de rupture, f_e , la limite d'élasticité.

La limite d'élasticité et la contrainte de rupture en traction du rônier et du rotin sont respectivement 1,6 et 3,1 fois plus faible que celles de l'acier HA Fe E 400 ; mais proches de celles de l'acier rond lisse Fe E 235 recommandé pour les travaux de béton armé.

3.2.2.6 Caractéristiques mécaniques en flexion 3 points

Les études en flexions des éprouvettes sont aussi importantes que les études des sollicitations en traction et en compression. Les formes d'utilisation du matériau en association avec d'autres matériaux ou non nécessitent la maîtrise des paramètres mécaniques en flexion. Les lianes de rotin quant à elles sont déjà une matière très flexible à la base. Nous avons jugé inopportune, une étude en flexion de cette dernière. Les différents résultats sont présentés dans le Tableau 3-13 :

Tableau 3-13 : Caractéristiques mécaniques des éprouvettes de rônier pour l'essai de flexion 3 points

Eprouvette	Force de rupture (kN)	Déplacements (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	E (Mpa)
F1	2,663	10,688	173,976	17 134,438
F2	2,185	9,386	129,190	13 860,408
F3	2,201	10,368	133,179	13 288,111
F4	2,585	10,119	156,072	15 567,788
F5	2,387	9,008	141,886	16 201,173
F6	2,338	9,112	142,650	16 094,807
Moyenne	2,393	9,780	146,159	15 357,787
Ecart	0,196	0,705	16,487	1 481,944

Le graphe ci-dessous traduit l'évolution de la force de rupture en fonction du déplacement pour un échantillon type de rônier. L'analyse de ce dernier montre une grande zone.

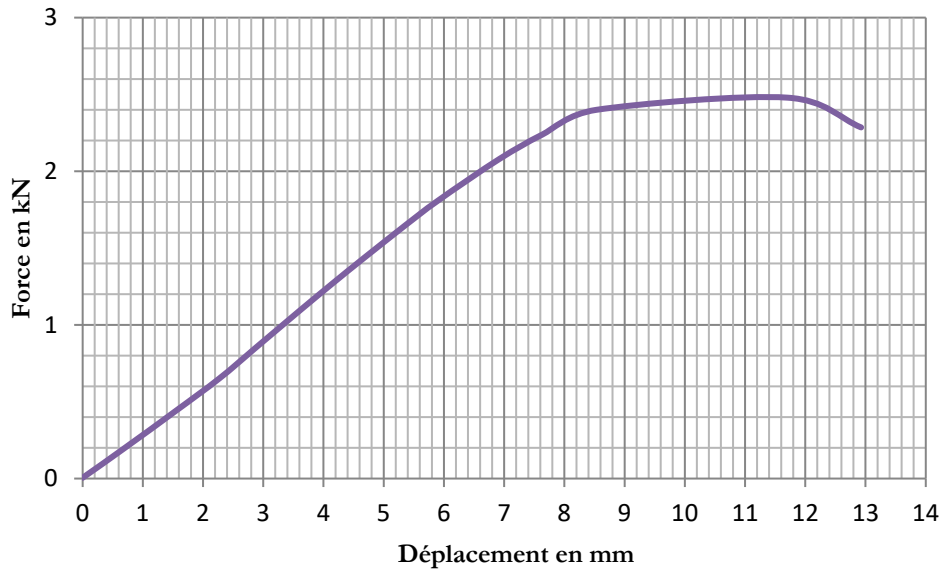


Figure 3-21 : Tracé de la courbe de la charge appliquée en fonction de la déformée de la poutre

Les résultats montrent que le module de Young du rônier en flexion est en moyenne de 15,3GPa.. Les études de Boussari en 2008 sur la caractérisation mécanique du bois de rônier montre que ce dernier possède en flexion un module d'élasticité longitudinal de l'ordre de 14,7GPa [44]. Cependant les études de Ahonou et al présentent un module de l'ordre de 15,4GPa [110]. Ces résultats en flexion montrent que les caractéristiques ne varient pas considérablement à des taux d'humidité semblable.

Conclusion

L'étude des performances mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier a permis de comprendre la variabilité de leurs propriétés. Ces propriétés nous permettront de proposer une alternative d'utilisation de ses matériaux dans la construction. Elles permettront par la suite de confirmer ou non, la possibilité de leur utilisation comme armature dans le béton de latérite. Il est donc envisagé d'étudier le principe premier du béton armé qui est l'adhérence entre le béton et l'armature.

Le chapitre suivant exposera plusieurs méthodes de mesure de l'adhérence entre les armatures de rônier et de rotin avec le béton de latérite.

Chapitre 4 : Etude des paramètres d'ingénierie du béton de latérite armé de rônier et de rotin

Introduction

Dans les précédents chapitres, nous nous sommes focalisés sur la caractérisation des matériaux notamment le béton de latérite et les armatures végétales de rônier et de rotin. Ce chapitre aborde dans son ensemble l'étude du comportement de l'association béton bois notamment le béton de latérite armé de rônier et de rotin. Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires ; l'armature pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. L'un des axes de notre recherche sur les structures en béton armé d'armatures végétales est orienté vers l'étude des sources potentielles de rupture d'adhérence de la structure, afin de les comprendre et idéalement de les éliminer, ou de les diminuer ou de les contrôler efficacement jusqu'à une certaine limite de sécurité. Parmi ces sources de rupture, figure le phénomène d'adhérence qui permet le transfert des efforts entre les armatures et le béton au voisinage.

Ce phénomène complexe d'interaction entre les deux matériaux, qui se développe dans l'interface, trouve sa pertinence dans la géométrie des armatures végétales et subit une dégradation lorsque l'on dépasse certains seuils de résistance, spécifiques pour chaque matériau. Afin de bien apprécier l'adhérence entre le béton de latérites et le bois rônier, nous avons eu à réaliser plusieurs éprouvettes de poutres de dimensions 10cm x 15cm x 90cm armées à la partie inférieure de deux (2) armatures de rônier de section identique octogonale, circulaire ou circulaire avec crénelures selon la norme NF P 18 – 401, sur lesquels nous avons réalisés l'essai de flexion 3 points.

4.1 Géométrie des armatures en bois de rônier

La géométrie des armatures de rôniers sont définies suivant les conditions favorables d'usinage et en similitude à la section circulaire des armatures en acier. Cette étude vise à déterminer dans les conditions d'essai, la section géométrique favorable offrant une meilleure adhérence pour une sollicitation de flexion. Trois de sections géométrique sont expérimentées :

- Type I : Armature à section circulaire de section 380mm^2
- Type II : Armature à section circulaire avec crénelure de section nette 380mm^2
- Type III : Armature à section octogonale de section 380mm^2

Ces différents types d'armatures ont été usinés délicatement à partir des lattes de section originale en forme carré. La Figure 4-1 ci-dessous décrit le procédé d'obtention des différents types d'armature. En effet, nous partons d'une armature de section carrée pour obtenir les trois types de

section comme présenté à la Figure 4-1. La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente les différentes armatures obtenues après usinage et suivant les différentes typologies.

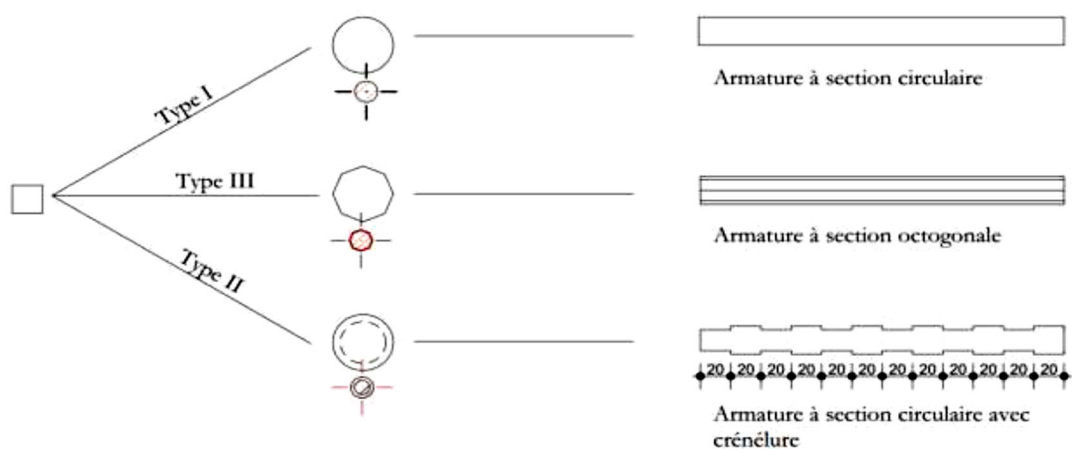


Figure 4-1 : Typologie des armatures de rônier



Photo 4-1 : Echantillons des différents types d'armatures

4.2 Mesure de l'adhérence par l'essai de traction par flexion

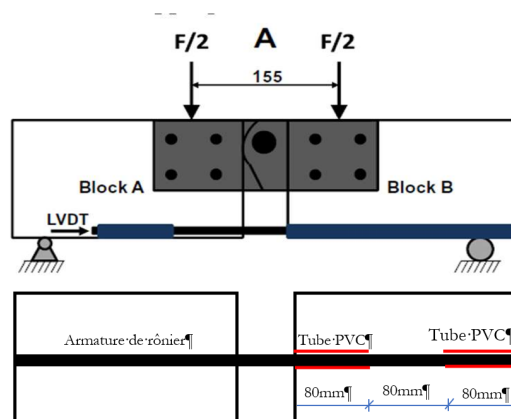


Figure 4-2 : Schéma de principe pour l'essai de traction par arrachement

4.2.1 Préparation des échantillons d'essais et déroulement de l'essai

Pour la fabrication des éprouvettes d'essai, un moule prismatique en bois a été utilisé. L'armature est disposée dans le moule comme le montre la photo ci-dessous.



Photo 4-2 : Dispositif d'essai d'adhérence par la méthode de traction par flexion

L'armature est ancrée dans l'un des blocs de béton avec la totalité de sa surface au contact du béton. Dans le second bloc, la surface de contact a été réduite par l'utilisation des tubes PVC dans lesquelles l'armature peut glisser facilement pendant l'essai. Ces PVC ont été positionnés sur distance de 80mm. La photo ci-dessous montre quelques éprouvettes après démoulage.



Photo 4-3 : Echantillon après démoulage

Après coulage et démoulage, il a été mis en place le dispositif pouvant permettre la rotation pendant l'essai comme le montre la photo ci-dessus



Photo 4-4 : Echantillon de pontre avec le dispositif d'essai permettant la rotation

Ces différents échantillons ont été réalisés pour chaque type d'armature.

Les essais se sont déroulés dans le laboratoire de l'IUT Nancy Brabois en France. Nous avons utilisé un banc de flexion d'une capacité maximale de 50 Tonnes doté d'une centrale d'acquisition des données. Des capteurs sont positionnés à des endroits stratégiques de l'échantillon d'essais pour enregistrer les déplacements au fur et à mesure que la charge augmente. Trois capteurs de déplacement sont placés sur l'échantillon

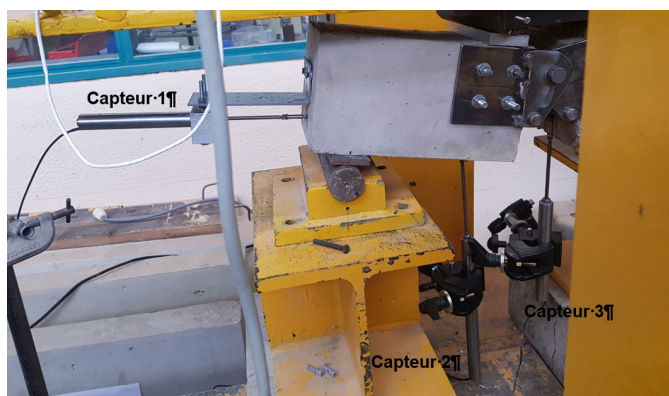


Photo 4-5 : Disposition des capteurs de déplacement pendant l'essai

- Le capteur 1 enregistre les déplacements horizontaux, c'est-à-dire le glissement de l'armature dans le béton
- Les capteurs 2 et 3 enregistrent le déplacement vertical au niveau de chaque bloc de béton

4.2.2 Expression des résultats

L'essai de mesure de l'adhérence en traction par flexion est un essai qui soumet la barre à un glissement dans le bloc de béton dans laquelle, elle est noyée à la suite de la rotation de ses blocs de béton pendant l'application des charges. La Photo 4-6 montre le glissement de la barre d'armature de rônier pendant l'essai.



Photo 4-6 : Rupture de l'adhérence après sollicitation en flexion par traction

Les résultats des différents types d'armature sont présentés dans le Tableau 4-1 :

Tableau 4-1 : Contrainte ultime d'adhérence entre armature et béton mesurée en traction par flexion

	Charge de rupture (kN)	Force d'adhérence (N)	Armature	Déplacements (mm)		Contrainte de liaison ultime (MPa)
				Blocs de béton avec 100% de surface de contact	Blocs de béton avec limitation de surface de contact par du PVC	
Armature Type I	23,69	16690,682	28	2,14	5,3	3,321
Armature Type II	9,97	7024,318	0	4,42	13,28	1,397
Armature Type III	17	11977,273	0	31	21	2,383

Les résultats de cet essai montrent que les armatures à section circulaires adhèrent plus au béton que les deux autres types de section. S'en suit la section octogonale qui offre une bonne contrainte d'adhérence. Cependant la section circulaire avec crénelure s'est montrée plus ou moins défaillante avec une contrainte d'adhérence de **1,397MPa**. Ce résultat peut s'expliquer par la présence des

crénélures sur les armatures constituant de fait, une discontinuité au niveau des fibres et par suite une zone de faiblesse et de concentration de contrainte. Ayant été sollicité en flexion, ces discontinuités conduisent rapidement les armatures crénelées à la ruine. Ce qui sera exposé dans la rubrique de l'essai d'arrachement par traction directe sur les armatures.

4.3 Mesure de l'adhérence par l'essai de l'arrachement (NF EN 14488-4)

Encore appelé pull out test, cet essai permet de soumettre l'armature préalablement encrée dans le béton à un essai de traction directe en effectuant le pull out test. Une tige de rônier est ancrée sur une longueur de 10cm dans un bloc en béton. Une force de traction F est appliquée à la tige de rônier jusqu'à la rupture de l'adhérence par arrachement de la tige hors du bloc en béton tout en mesurant l'effort et le glissement correspondant.

Pour atteindre ce but, nous avons conçu un dispositif composé de quatre tiges filetées encastrées sur une platine et reliées deux à deux par une barre horizontale. Ces barres horizontales servent de butée au bloc de béton pendant l'essai en opposant une réaction contraire aux sens de traction de la tige. La *Figure 4-3* montre le dispositif conçu à cet effet.

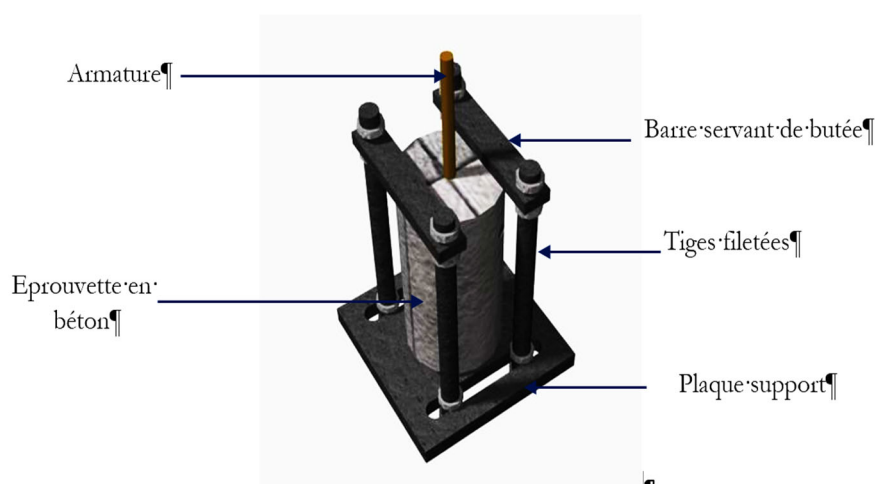


Figure 4-3 : Dispositif montrant le principe de l'essai d'arrachement

4.3.1 Configuration des éprouvettes

Les essais d'arrachement réalisés dans la présente étude sont effectués sur des éprouvettes constituées de tiges de rônier encastrées dans un massif de béton latéritique. Les bétons sont de dimensions $11 \times 22 \text{ cm}^2$ et les tiges de rônier utilisées, ont un diamètre net de 10mm avec un épaulement à une extrémité. Ces tiges sont encastrées dans le béton sur une hauteur de 10cm. Deux catégories de tiges ont été testées, il s'agit des tiges de section circulaire avec ou sans crénelure.

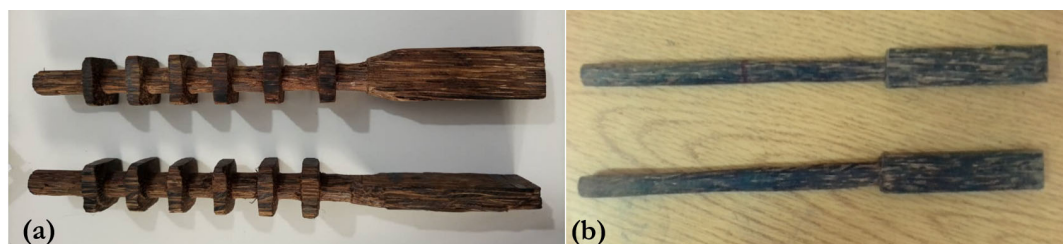


Photo 4-7 : Configuration des tiges pour le Pull Out Test (a) tige à section circulaire avec crénelure, (b) tige à section circulaire sans crénelure

4.3.2 Préparation des éprouvettes d'essai et déroulement de l'essai

Plusieurs séries d'éprouvettes ont été confectionnées avec les deux catégories de tiges. La formulation du béton de latérite est toujours conservée. Pendant le coulage, les tiges déjà marquées sont coulées avec le béton sur une hauteur de 10cm. Après démoulage, les échantillons ainsi obtenus sont conservés pendant 28 jours dans une enceinte maintenue à la température ambiante et grâce aux emballages plastiques.

Ils sont ensuite montés sur la presse de capacité 50kN en traction suivant le protocole décrit plus haut.

Il a été disposé des comparateurs de précision de l'ordre du millièmètre pour enregistrer les déplacements de la tige au fur et à mesure que la charge croît jusqu'à la rupture. La photo ci-dessous montre le système mis en place pour exécuter les essais.



Photo 4-8 : Système d'acquisition des données pendant l'essai d'arrachement (PULL OUT TEST)

Les données ainsi recueillies grâce un caméscope sont traitées minutieusement afin de déduire le déplacement réel de la tige à la suite de l'application de la charge.

4.3.3 Expression et analyse des résultats

L'effort maximal d'arrachement est divisé par la surface latérale de la barre d'armature en contact avec le béton de façon à obtenir la contrainte d'adhérence maximale :

$$\tau = \frac{F_{\max}}{S} \quad (4-1)$$

Les essais réalisés après 28 jours de cure du béton permettent d'obtenir les courbes force-glissement pour chaque type d'armature. Le tableau ci-dessous présente la synthèse des résultats de l'essai d'adhérence réalisé sur les différents échantillons de bloc avec armature de rônier par la méthode du Pull Out test.

Tableau 4-2 : Contrainte d'adhérence selon le type d'armature

Identification des éprouvettes	Taux d'humidité (%)	Age du béton	Longueur d'ancrage (mm)	Diamètre (mm)	Surface de contact (mm ²)	Forces maximales (N)	Contraintes maximales (MPa)
AdBL-Acre	14,71±0,54	28	100	15/10	3612,83	13,829±1,580	3,828±0,437
AdBL-Alis	12,83±0,44	jours		10	3141,59	11,190±2,097	3,521±0,668

Le graphe de la *Figure 4-4* nous donne l'allure de l'évolution du déplacement de l'armature en fonction de la charge appliqué

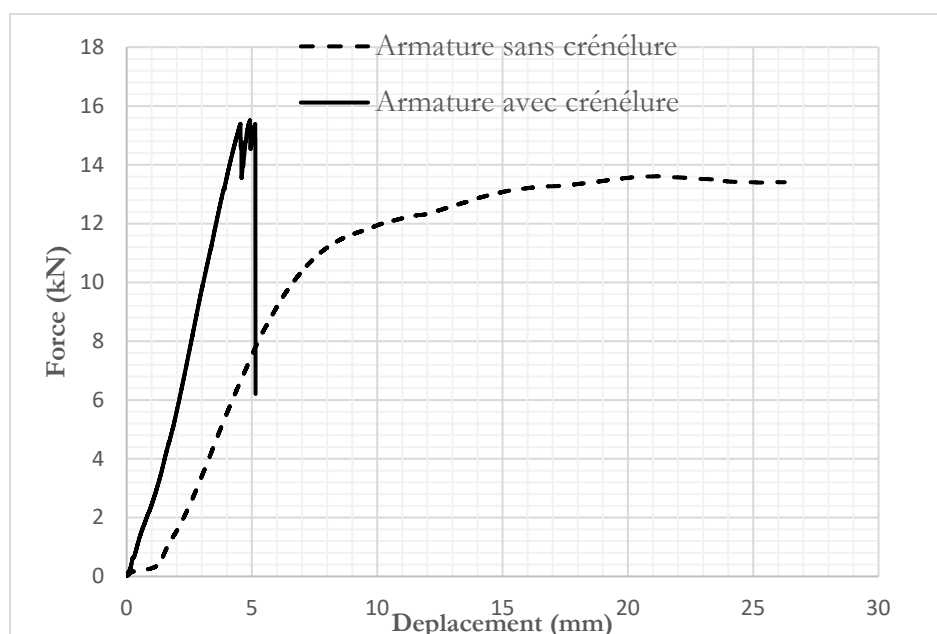


Figure 4-4 : Courbe force déplacement de échantillons référents par type d'armature

A travers ce graphe, nous constatons que la ruine des éprouvettes à armature crénelées est brutale comparativement aux éprouvettes sans crénelure. Ceci pourrait s'expliquer par la rupture des surépaisseurs qui fragilise tout de même l'armature. Cependant, pour les armatures sans crénelures, on observe après rupture de la liaison, un glissement prolongé de l'armature jusqu'à la rupture de cette dernière.

L'observation de ces courbes montre, pour une longueur d'ancrage de 100 mm du bois de rônier de surface lisse dans du béton latéritique, une première zone de déformation quasi-linéaire et une deuxième zone de déformation non-linéaire correspondant à l'évolution du glissement sans accroissement notable de la charge. Ce qui traduit une perte d'adhérence entre les deux matériaux. La valeur moyenne de la contrainte d'adhérence, obtenue est de **3,521±0,668 MPa**. Cependant, pour ce même mode d'ancrage pour les armatures crénelées on observe une courbe présentant une zone linéaire suivi directement d'une zone montrant une rupture brutale sans plastification. La valeur moyenne de la contrainte d'adhérence, obtenue est de **3,828±0,437MPa**. Cette analyse montre que l'apparition des crénelures sur les tiges d'armature rônier nous conduit à un gain d'environ **09% à 20%** par rapport à l'armature à surface sans crénelure.

Plusieurs paramètres influent sur la résistance de l'arrachement du bois ancré dans du béton et sont variés. Ces paramètres induisent plusieurs modes de rupture (ruine) observés pendant l'opération.

4.3.3.1 Propagation des fissures longitudinales

Ce mode de rupture observé pourrait être issu de la distribution des contraintes internes dans le béton, à cause de plusieurs facteurs tels que les disparités géométriques de l'armature. Au cours de l'essai, nous avons observé une microfissure qui se développe longitudinalement le long de l'axe de l'armature et au fur et à mesure qu'il y a une concentration des forces de traction dans le front de fissure, le béton a atteint sa résistance maximale à la traction et la fissure se propage (Photo 4-9).



Photo 4-9: (a) Propagation de la fissure le long du bois ; (b) Aspect final de la fissure à la rupture d'adhérence

4.3.3.2 Plastification ou rupture de l'armature

Nous avons observé ce type de rupture particulièrement pour les tiges crénelées de rônier. Ce qui indique un scellement parfait entre les deux matériaux. En effet, cette rupture est due au fait que les crénelures créées sur la surface de la barre, empêchent cette dernière de glisser au point où la force de traction exercée dépasse la limite élastique ou la limite de rupture en traction de l'armature bois. De même, l'usinage du bois pourrait développer dans ce dernier au niveau des encoches, des zones de concentration de contrainte, ce qui fragiliserait la résistance à la traction de la tige en bois de rônier. La Photo 4-10 suivante illustre ce mode de ruine :

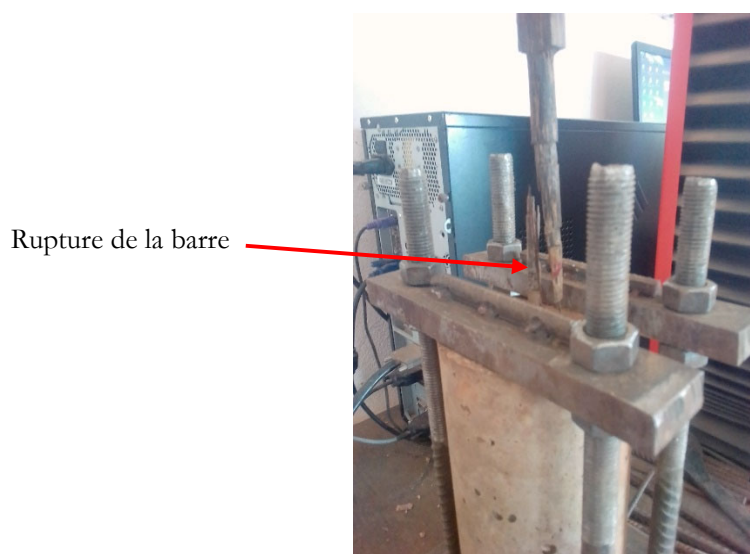


Photo 4-10 : Ruine par rupture de l'armature

4.3.3.3 Glissement de l'armature

Ce mode de rupture montre que la force d'extraction est supérieure à la résistance par frottement de la liaison, Ce qui a produit un glissement de l'armature dans le bloc de béton qui pourra alors être arrachée (Photo 4-11).



Photo 4-11 : Glissement de l'armature du bloc de béton de latérite

4.4 Etude en flexion trois points des poutres en béton de latérite armé de rônier

A la suite des essais d'adhérence, il est important d'analyser le comportement de l'association bois de rônier béton de latérite. Cette analyse est sur la base de l'essai de flexion trois points.

4.4.1 Confection des éprouvettes de poutre en béton de latérite armé de rônier et réalisation des essais

Le béton utilisé pour la réalisation des poutres à tester, est issue de la formulation proposée au chapitre 2. A cet effet, plusieurs moules prismatiques en bois de dimensions intérieure 10cm x 15cm x 90cm ont été conçus et réalisés. Après réalisation du coffrage, les armatures sont disposées au fond du coffrage puis coulé. On distingue :

- **Echantillon Type Témoins** : Dans cette catégorie, nous avons confectionné des échantillons de poutres non armés. Ils sont des poutres témoins pour l'analyse des résultats.
- **Echantillon de Type I** : Dans cette catégorie, il est logé dans le coffrage deux armatures de type I.
- **Echantillon de Type II** : Dans troisième catégorie, il est logé dans le coffrage deux armatures de type II
- **Echantillon de Type III** : Dans cette dernière famille de poutres, il est logé dans le coffrage deux armatures de type III.

La figure 103 ci-dessous nous montre le schéma de principe de chaque section de poutre armée d'armature de rônier

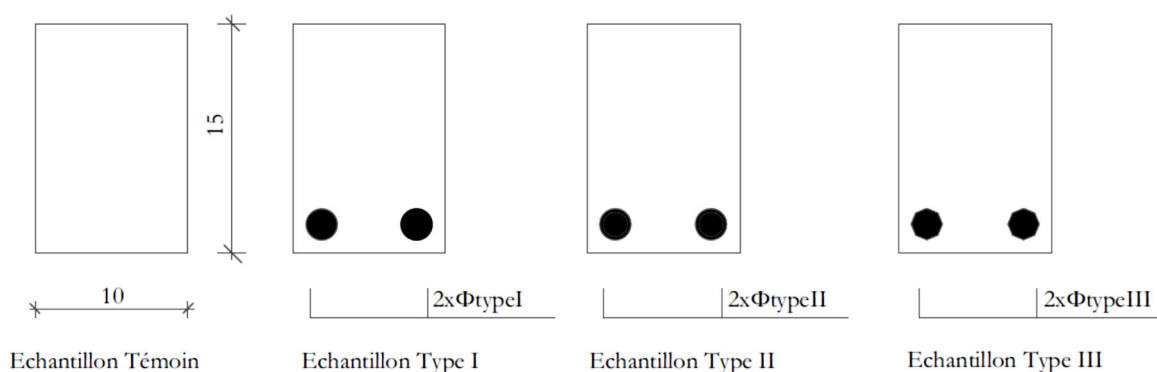


Figure 4-5 : Configuration des différentes poutres avec les différents types d'armatures

Chacune des éprouvettes est sollicitée par la suite en flexion trois points. Il consiste à rompre en flexion trois points chacune des éprouvettes prismatiques en faisant appliquer une charge croissante de 4kN/s. Pendant l'essai, les charges sont enregistrées de même que les déplacements grâce à un système d'acquisition de données.

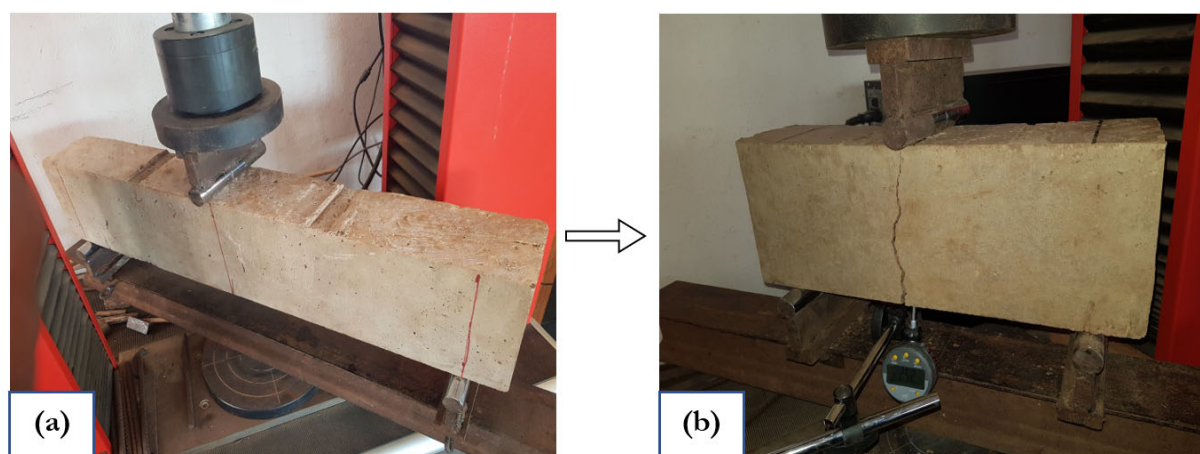


Photo 4-12 : Vue montante : (a) mise en place de la poutre pour l'essai, (b) échantillon montrant le mode de rupture

4.4.2 Expression des résultats

Les essais réalisés sur les éprouvettes armées de rônier pour caractériser l'adhérence et la capacité de cette dernière à être sollicitée en flexion nous présente une variabilité des résultats selon le type d'armature. Ces résultats se présentent comme.

Tableau 4-3 : Récapitulatif des charges de rupture et des déplacements maximaux pour les différents types de poutres

	Poutre non armée (Témoins)		Poutre à armature de section circulaire (Type I)		Poutre à armature de section circulaire crénelure (Type II)		Poutre à armatures de section octogonale (Type III)	
Eprouvettes	Charge de rupture	Déplacement Maximal	Charge de rupture	Déplacement Maximal	Charge de rupture	Déplacement Maximal	Charge de rupture	Déplacement Maximal
1	7,845	1,156	28,793	3,779	31,210	3,834	29,976	7,163
2	9,414	1,249	26,489	4,081	27,643	4,217	27,578	3,366
3	8,865	1,301	23,725	3,854	29,426	3,450	24,700	4,441
Moyenne	8,708	1,235	26,336	3,905	29,426	3,834	27,418	4,990
Ecart	0,796	0,073	2,537	0,157	1,783	0,383	2,642	1,957

La Figure 4-6 traduit le comportement en flexion de ses différentes poutres étudiées

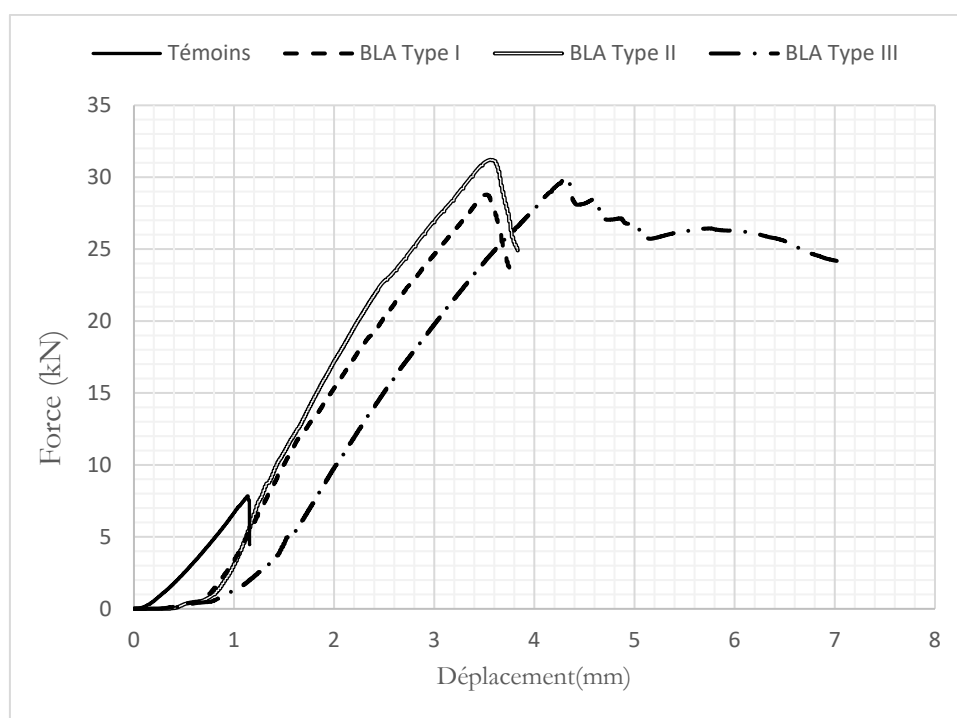


Figure 4-6: Courbe force déplacement des échantillons de poutre en béton de latérite armé (BLA) d'armature de bois de rônier

Le Tableau 4-3 présente le récapitulatif des valeurs résistance F_{max} et de contrainte σ obtenues des essais de flexion sur les poutres armées d'armature de rônier. Il ressort de ce tableau que les armatures de type I offrent une meilleure performance que celles des autres variantes mais sans grand écarts significatif. D'après le graphe de la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, les poutres à armature de type III présentent un comportement élasto-plastique contrairement aux autres qui présentent un comportement fragile. Ce qui justifie qu'au-delà de la bonne performance obtenue sur les poutres à armatures avec crénelure, la présence de ces crénelures n'offre pas un bon comportement pour l'ensemble du matériau.

4.4.2.1 Détermination des contraintes de rupture

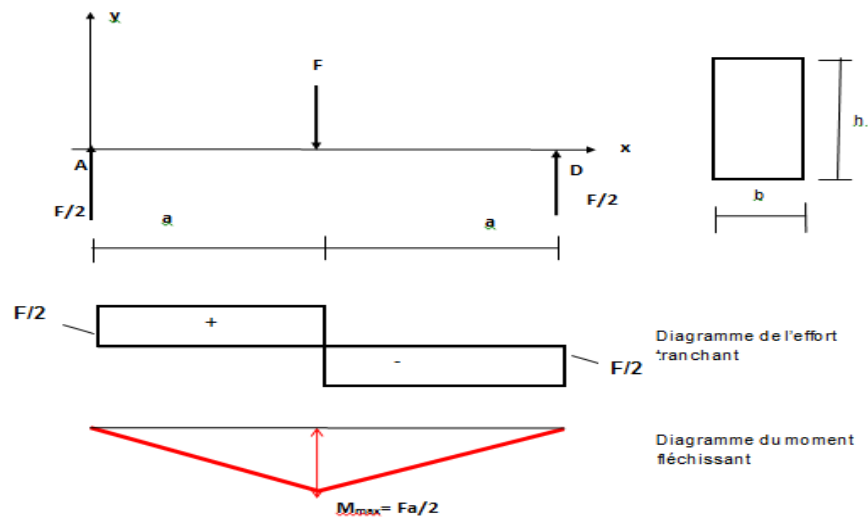


Figure 4-7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

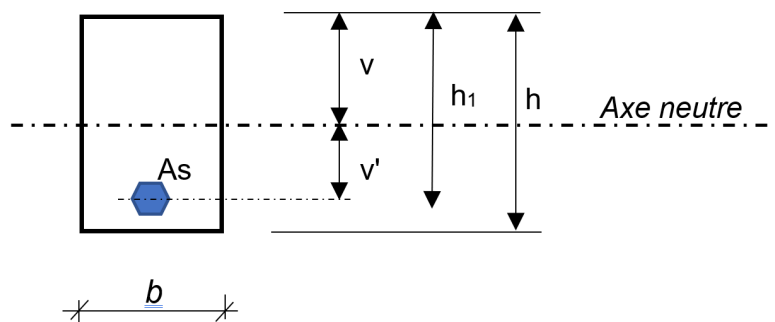
$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{M_{\max} \times y}{I} \quad \text{avec}$$

- I = moment d'inertie de la poutre $I = bh^3/12$
- y = position de l'axe neutre de la poutre non armée $y = h/2$
- M_{\max} le moment fléchissant

On obtient alors

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{3 \times F \times a}{b \times h^2}$$

- Détermination de la contrainte de rupture pour les poutres armées de *Borassus*
- Détermination de la position de l'axe neutre (AN)



La position de l'axe neutre sera déterminée par la résolution du système d'équation ci – dessous

$$\begin{cases} \frac{1}{2}bv^2 - \frac{1}{2}bv'^2 - nA_s(v') = 0 & \text{(moment statique par rapport à AN)} \\ v + v' + e = h \end{cases}$$

Application numérique

$$E_{\text{borassus}} = 15357,79 \text{ MPa} \quad E_{\text{béton}} = 17920 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_{\text{borassus}}}{E_{\text{béton}}} = 0.8569$$

$$A_s = 7,60 \text{ cm}^2$$

$$e = 3 \text{ (enrobage)} + \frac{2}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm et } h = 15 \text{ cm}$$

La résolution du système nous donne

L'axe neutre (AN) se trouve à $V = 7,65 \text{ cm}$

- Expression de la contrainte

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{M_{\text{max}} \times h_1}{I}$$

Le moment d'inertie I est

$$I = \frac{bV^3}{3} + \frac{bV'^3}{3} + n \cdot I_{\text{borassus}} + nA_s(V')^2 \text{ avec } I_{\text{borassus}} = k \cdot \frac{\pi d^4}{64} \text{ et } k \text{ le nombre d'armatures}$$

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{192M_{\text{max}} \times h_1}{\left[64bV^3 + 64bV'^3 + 3k\pi d^4 + 192nA_s(V')^2 \right]}$$

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{96 \times F \times a \times (h_1)}{\left[64bV^3 + 64bV'^3 + 3k\pi d^4 + 192nA_s(V')^2 \right]}$$

4.4.2.2 Détermination du module de déformation

Ce coefficient est déterminé à partir de l'équation de la déformée de la poutre.

- Equation de la déformée de la poutre

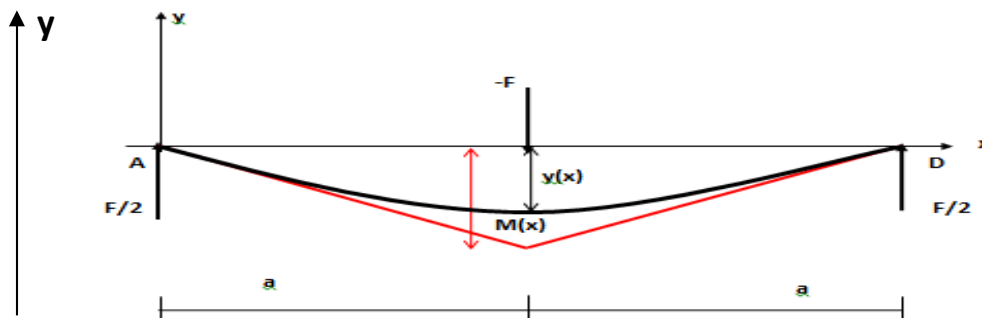


Figure 4-8 : Déformée statique en flexion 3 points et diagramme du moment fléchissant

Expression des moments

$$\forall x \in [0, a] \text{ on a } M(x) = \frac{Fx}{2}$$

$$\forall x \in [a, 2a] \text{ on a } M(x) = Fa - \frac{Fx}{2}$$

Expression de la déformée

La dérivée seconde de la déformée est : $y''(x) = \frac{M(x)}{EI}$

$$\begin{cases} y''(x) = \frac{Fx}{2EI} & \text{si } x \in [0, a] \\ y''(x) = \frac{2Fa - Fx}{2EI} & \text{si } x \in [a, 2a] \end{cases}$$

L'expression de la déformée obtenue après double intégration est

$$y(x) = \frac{F}{12EI} x^3 - \frac{Fa^2}{4EI} x \quad \text{si } x \in [0, a]$$

$$y(x) = \frac{Fa}{2EI} x^2 - \frac{F}{12} x^3 - \frac{3Fa^2}{4EI} x + \frac{Fa^3}{6EI} \quad \text{si } x \in [a, 2a]$$

- Expression de la déformée maximale

La déformée maximale de la poutre est $y_{\max} = y(a) = f$

$$f = \frac{Fa^3}{6EI}$$

- Détermination du module de déformation

Le module de déformation sera déterminé par :

$$E = \frac{a^3}{6I} \left(\frac{F}{f} \right) \quad \text{et} \quad \Delta E = \frac{a^3}{6I} \left(\frac{\Delta F}{\Delta f} \right) \quad \text{avec}$$

I : moment d'inertie de la poutre $I = \frac{bh^3}{12}$

a : distance entre un appui et le point d'application de la force

$\left(\frac{\Delta F}{\Delta f} \right)$: Variation de la charge appliquée sur la variation de la déformée de la poutre

Application numérique

$$h = 15 \text{ cm et } b = 10 \text{ cm}$$

$$a = 40 \text{ cm ; } d = 2 \text{ cm}$$

$$V = 7,69 \text{ cm et } V' = 7,31 \text{ cm}$$

$$n = 0.8569 ; A_s = 7,20 \text{ cm}^2$$

F=charge de rupture

$$E=0,379259259 \left(\frac{\Delta F}{\Delta f} \right)$$

Les contraintes de rupture et les modules de déformations sont présentés pour chacun des types d'armatures dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 4-4 : Contrainte de rupture et module de déformation de la poutre non armée (Témoins)

Eprouvettes	Charge de rupture (kN)	Déplacement Maximal (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	Module de Young (MPa)
1	7,845	1,156	4,184	2573,779
2	9,414	1,249	5,021	2858,564
3	8,865	1,301	4,728	2584,269
Moyenne	8,708	1,235	4,644	2672,204
Ecart	0,796	0,073	0,307	124,240

Tableau 4-5 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres à armature de section circulaire (Type I)

Eprouvettes	Charge de rupture (kN)	Déplacement Maximal (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	Module de Young (MPa)
1	28,793	3,779	21,920	2889,656
2	26,489	4,081	20,166	2461,700
3	23,725	3,854	18,062	2334,698
Moyenne	26,336	3,905	20,050	2562,018
Ecart	2,537	0,157	1,325	218,426

Tableau 4-6 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres armée d'armature de section circulaire avec crénelure (Type II)

Eprouvettes	Charge de rupture (kN)	Déplacement Maximal (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	Module de Young (MPa)
1	31,210	3,834	23,761	3087,293
2	27,643	4,217	21,045	2486,095
3	29,426	3,450	22,402	3234,807
Moyenne	29,426	3,834	22,403	2936,065
Ecart	1,783	0,383	0,905	299,980

Tableau 4-7 : Contrainte de rupture et module de déformation des poutres armée d'armature de section octogonale (Type III)

Eprouvettes	Charge de rupture (kN)	Déplacement Maximal (mm)	Contrainte de rupture (MPa)	Module de Young (MPa)
-------------	------------------------	--------------------------	-----------------------------	-----------------------

1	29,976	7,163	22,821	1593,144
2	27,578	3,366	20,995	3107,312
3	24,700	4,441	18,804	2109,368
Moyenne	27,418	4,990	20,873	2269,941
Ecart	2,642	1,957	1,3795	558,247

Les tableaux 38, 39, 40 et 41 ci- dessus donnent les valeurs des différentes contraintes de rupture d'adhérence des poutres en béton latérite dosées à 400 kg de ciment par mètre cube armées de bois de rônier, sollicitées en traction par flexion à 28 jours.

Ces tableaux nous montrent que :

- les contraintes de rupture des poutres non armées sont largement inférieures à celles des poutres armées de rônier.
- la présence des armatures de bois a augmenté considérablement la résistance du béton latéritique. En effet, on note à 28 jours, un accroissement de **335,86%** de la contrainte de rupture pour les poutres armées de deux armatures de section circulaire, **386,96%** pour les poutres armées de deux armatures de section circulaire avec crénelure et **353,78%** pour les poutres armées de deux armatures de section octogonale.

En se basant sur ces différents résultats obtenus, il ressort d'une manière générale que le bois de rônier peut donc tenir lieu d'armatures tendues dans une poutre en béton de latérite. Ce qui prouve que le rônier adhère bien au béton de latérite. Cette adhérence est fonction de la géométrie des armatures de bois rônier incorporé.

4.5 Synthèse

Ce chapitre a décrit expérimentalement l'adhérence entre le béton de latérite et les différentes formes d'armatures de rônier d'une part et le comportement de l'interface de la structure mixte béton ordinaire-béton latéritique d'autre part. Les différents essais de cisaillement constituent la méthode la plus recommandée pour la détermination de l'état de l'interface entre ces deux bétons de différente nature. Cependant elle n'est pas suffisante pour mieux maîtriser ces paramètres.

L'étude de la poutre en béton de latérite armé d'armature en bois rônier a révélé que ces armatures ont considérablement participé à la résistance en flexion de ces dernières à plus de 335% en comparaison au béton non armé. Les différents résultats montrent que les armatures de section circulaire avec crénelure sont plus efficaces que les autres sections. Cependant, pour les essais d'adhérence par la traction par flexion, elles se sont montrées moins efficaces. Il est même pour l'essai d'arrachement où ces armatures présentent un comportement fragile.

Les travaux de Adewuyi et al., (2015) [108] sur les poutres armées de bambou révèlent un accroissement d'environ 51% pour l'ajout des armatures. Ces résultats montrent à suffisance que les armatures végétales en bois de rônier sont meilleures en termes de performance mécanique. Priyadarshi et al., (2016) [149] a montré que l'utilisation des armatures en rotin augmente les performance d'environ 71%. Blackburn, 2006 [6] malgré cet accroissement de résistance en flexion de béton armé de bambou a pu mettre en place des système constructifs qui ont fait déjà leur preuve dans le domaine de la construction, il s'avère nécessaire, impérieux voir urgent d'approfondir les travaux sur l'usage du rônier pour les mêmes objectifs car les performances du rônier sont d'environ 6fois celles du bambou.

Compte tenu des difficultés d'obtention des armatures de rônier à section circulaire avec ou sans crénelure, et vu la similitude des performances mécaniques des armatures à section circulaire et octogonale, nous recommandons l'utilisation des armatures de section octogonale qui d'ailleurs sont plus faciles d'usinage que celle de section circulaire.

Chapitre 5 : Applications

Dans ce chapitre, nous ferons une application des caractéristiques déterminées au chapitre précédent pour étudier les nervures de la dalle du plancher d'un bâtiment de dimension intérieures 4mx3m.

5.1 Problématique

L'épuisement des ressources courantes de construction (sable, gravier), la cherté des matériaux de construction, et surtout celle de l'acier, et la forte production de gaz à effet de serres qui résulte de sa fabrication et de son utilisation, ont conduit à la mise au point d'une dalle en éco-matériau.

C'est dans ce cadre que nous utiliserons de manière optimale le rônier et le rotin comme armatures dans les nervures de la dalle d'un bâtiment de dimensions 4 m x 3 m dont la vue en plan et une coupe et, le plan de poutraison sont présentés sur les *Figure 5-1* et

Figure 5-2.

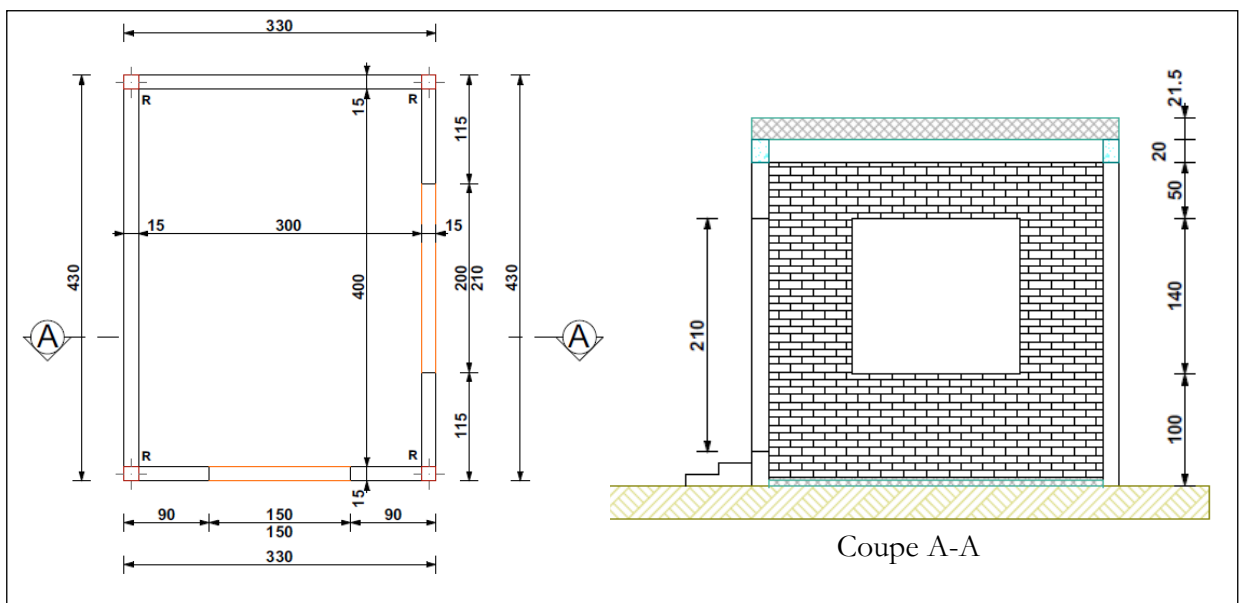


Figure 5-1 : Vue en plan coté et une coupe du bâtiment

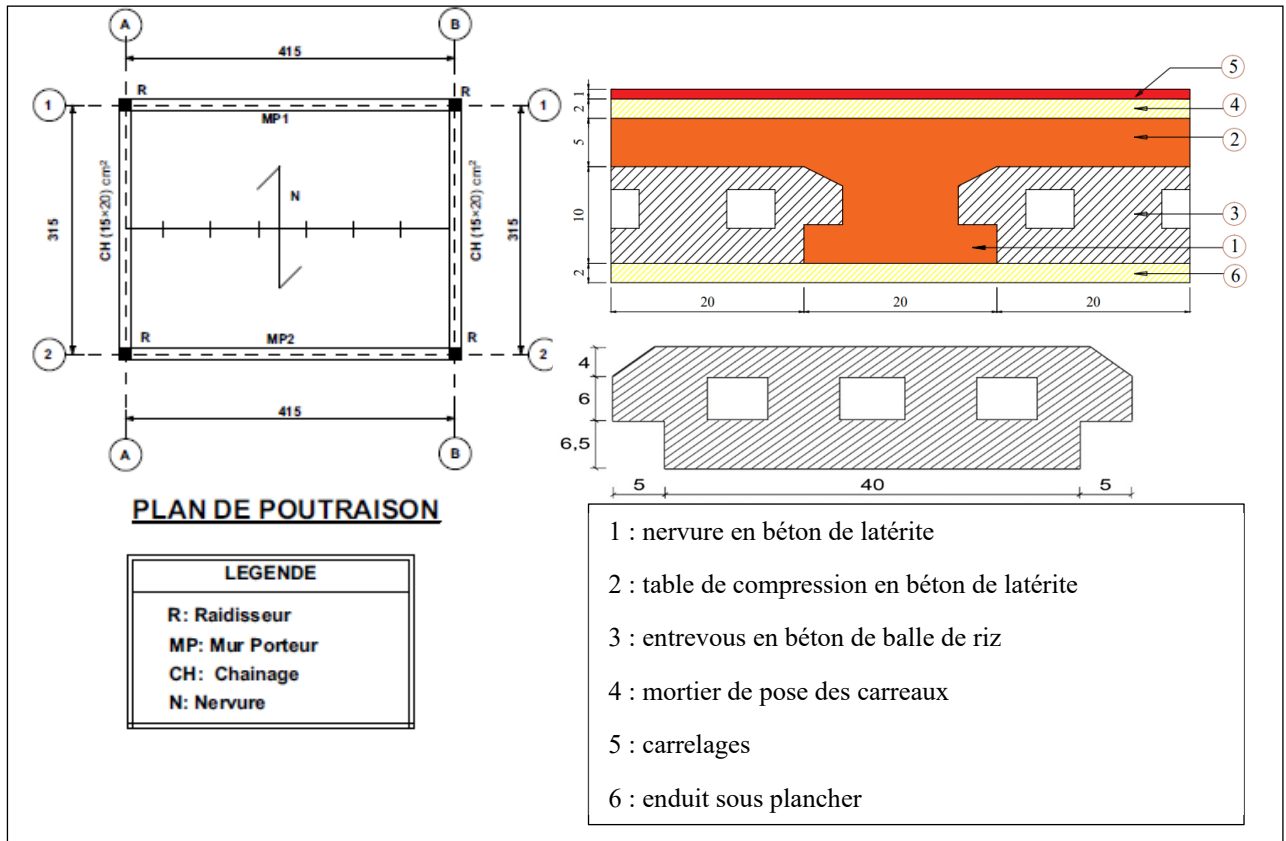


Figure 5-2: Plan de poutraison du bâtiment et coupe représentative du plancher accessible

Cette dalle, en éco-matériau est constituée :

- ✓ d'une table de compression en béton de latérite armé uniquement de rotin ;
- ✓ des entrevous en béton de balles de riz ;
- ✓ et des nervures en béton de latérite armé longitudinalement de rônier et transversalement de liane de rotin.

Nous allons d'abord étudier les nervures de la dalle d'un plancher accessible puis celles de la dalle d'un plancher inaccessible. Cette étude passera par dans un premier temps au dimensionnement de la poutrelle suivant le règlement BAEL 91 modifié 99, puis dans un second temps par l'étude analytique de la déformation de cette poutrelle suivie de sa simulation numérique dans le logiciel ABAQUS.

5.2 Etude des nervures

5.2.1 Descente de charges

- Hypothèses de calcul

Les matériaux utilisés sont ceux que nous avons caractérisés.

- la masse volumique du béton de latérite armé de rotin est $m_{V_2} = 2291,62 \frac{g}{cm^3}$;
- la résistance caractéristique à 28 jours du béton de latérite est $f_{c28} = 20MPa$;
- la résistance caractéristique à 28 jours du béton ordinaire est $f_{c28} = 20MPa$. Son poids volumique ρ_b est : $25 \frac{kN}{m^3}$;
- le poids volumique des entrevous est $d_3 = 12 \frac{kN}{m^3}$ [151] ;
- la masse volumique basalte du rotin est $m_{VB.rt} = 0,38 \frac{g}{cm^3}$. Ses caractéristiques sont $f_{e.rt} = 25MPa$, $\gamma_{rt} = 2$, $E_{t.rt} = 1095.3MPa$;
- la masse volumique du rônier à 12% d'humidité est $m_{V.rn} = 0,86 \frac{g}{cm^3}$. Ses caractéristiques sont $f_{e.rn} = 156.08MPa$, $\gamma_{rn} = 2$, $E_{t.rn} = 7386.7MPa$;
- les armatures sont constituées des tiges de rônier et de rotin de sections circulaires;
- d'après la norme NF P 06-004, les charges permanentes de la couche de mortier de pose des carreaux, des carrelages, d'enduit en mortier de ciment, de la forme de pente, de l'étanchéité multicouche sont respectivement $20 \frac{kN}{m^2}$, $20 \frac{kN}{m^2}$ pour $1cm$ d'épaisseur, $20 \frac{kN}{m^3}$, $0,18 \frac{kN}{m^2}$ pour $1cm$ d'épaisseur, $0,20 \frac{kN}{m^2}$ pour $2cm$ d'épaisseur ;
- les charges d'exploitations du plancher sont fixées par la norme NF P 06-001. Pour le plancher accessible d'un étage courant (dans l'hypothèse que c'est un bureau), elles sont de $2,50 \frac{kN}{m^2}$. Et, pour le plancher inaccessible, elles sont de $1 \frac{kN}{m^2}$.

5.2.2 Charges linéaires et sollicitations sur la nervure

5.2.2.1 Détermination des charges linéiques sur la nervure en béton armé de rônier et de rotin

Le poids volumique d_1 du béton armé de rônier et de rotin

❖ Le rotin

Connaissant au préalable le diamètre des armatures disponibles qui est pris égal à 10 mm et en se basant du BAEL, on a déterminé l'espacement total par la formule suivante :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm)$$

Prenons donc $s_t = 15 \text{ cm}$. Sur une longueur de $3,50 \text{ m}$ que fait la nervure, on a 24 cadres or pour un cadre nous avons 70 cm de longueur. On obtient ainsi $24 \times 70 = 1680 \text{ cm}$, soit environ $L = 17 \text{ m}$ de rotin à utiliser.

Son volume est :

$$V_{rt} = \frac{\pi \cdot d_{rt}^2}{4} \cdot L$$

$$V_{rt} = \frac{0,010^2 \times \pi}{4} \times 17$$

$$V_{rt} \simeq 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Son poids volumique basalte est :

$$\rho_{rt} = m_{VB \cdot rt} \times g$$

$$\rho_{rt} = 0,38 \times 10$$

$$\rho_{rt} = 3,80 \frac{kN}{m^3}$$

❖ Le rônier

En faisant l'hypothèse que les armatures en rônier ont des sections circulaires de diamètre $d=25\text{mm}$, on a :

$$V_{rn} = \left(\frac{\pi \cdot d_{rn}^2}{4} \cdot l \right) \times 4$$

$$V_{rn} = \left(\frac{0,025^2 \times \pi}{4} \times 3,15 \right) \times 4$$

$$V_{rn} \simeq 6,19 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

Son poids volumique ρ_{rn} est :

$$\rho_{rn} = m_{V \cdot rn} \times g$$

$$\rho_{rn} = 0,86 \times 10$$

$$\rho_{rn} = 8,60 \frac{kN}{m^3}$$

❖ Le béton

$$V_b = 3,5 [0,065 \times 0,2 + 0,10(0,215 - 0,05 - 0,065) + 0,04^2]$$

$$V_b = 0,0861 \text{ m}^3$$

Son poids volumique ρ_b est : $22 \frac{kN}{m^3}$

Le poids volumique d_1 du béton armé de rônier et de rotin est :

$$d_1 = \frac{\rho_{rn} \cdot V_{rn} + \rho_{rt} \cdot V_{rt} + \rho_b \cdot V_b}{V_b}$$

$$d_1 = \frac{8,60 \times 6,19 \cdot 10^{-3} + 3,80 \times 1,26 \cdot 10^{-3} + 22 \times 0,0861}{0,0861}$$

$$d_1 = 22,767389 \frac{kN}{m^3}$$

Prenons $d_1 \simeq 23 \frac{kN}{m^3}$.

Le poids volumique d_2 du béton de latérite armé de rotin

La masse volumique du béton de latérite armé de rotin est $m_{V_2} = 2291,62 \frac{g}{cm^3}$,

$$d_2 = m_{V_2} \times g$$

$$d_2 = 2291,62 \times 10^{-3} \times 10$$

$$d_2 = 22,9162 \frac{kN}{m^3}$$

Prenons $d_2 \simeq 23 \frac{kN}{m^3}$

Le poids volumique des entrevous est $d_3 = 12 \frac{kN}{m^3}$ [151].

5.2.2.2 Charges linéiques permanentes G sur les nervures

$$g_i = s_i \cdot d_i$$

$$g_1 = (0,20 \times 0,065 + 0,10^2 + 0,04^2) \times 23$$

$$g_1 = 0,5658 \frac{kN}{m}$$

$$g_2 = 0,05 \times 0,60 \times 23$$

$$g_2 = 0,69 \frac{kN}{m}$$

$$g_3 = (0,50 \times 0,165 - 2 \times 0,050 \times 0,065 - 0,04^2) \times 12$$

$$g_3 = 0,8928 \frac{kN}{m}$$

$$g_4 = 20 \times 0,02 \times 0,6$$

$$g_4 = 0,24 \frac{kN}{m}$$

$$g_5 = 20 \times 0,01 \times 0,6$$

$$g_5 = 0,12 \frac{kN}{m}$$

$$g_6 = 20 \times 0,02 \times 0,6$$

$$g_6 = 0,24 \frac{kN}{m}$$

Par suite,

$$G = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6$$

$$G = 0,5658 + 0,69 + 0,8928 + 0,24 + 0,12 + 0,24$$

$$G \simeq 2,75 \frac{kN}{m}$$

5.2.2.3 Charges linéiques d'exploitations du plancher

D'après les hypothèses, nous prenons $2,5 \frac{kN}{m^2}$ pour la charge variable car le plancher accessible considéré est un bureau.

$$Q = 2,5 \times 0,6$$

$$Q = 1,5 \frac{kN}{m}$$

5.2.3 Détermination des Sollicitations

Les charges linéiques à l'ELU et à l'ELS

$$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$$

$$N_u = 1,35 \times 2,75 + 1,5 \times 1,5$$

$$N_u = 5,96 \frac{kN}{m}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 2,75 + 1,5$$

$$N_{ser} = 4,25 \frac{kN}{m}$$

Les moments maximaux à l'ELU et à l'ELS

$$M_u = \frac{N_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{5,96 \times 3.5^2}{8}$$

$$M_u \simeq 9,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ser} = \frac{N_{ser} \cdot l^2}{8}$$

$$M_{ser} = \frac{4,25 \times 3.5^2}{8}$$

$$M_{ser} \simeq 6,51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Les efforts tranchants maximaux à l'ELU et à l'ELS

$$V_u = \frac{N_u \cdot l}{2}$$

$$V_u = \frac{5,96 \times 3,5}{2}$$

$$V_u = 10,43 \text{ kN}$$

$$V_{ser} = \frac{N_{ser} \cdot l}{2}$$

$$V_{ser} = \frac{4,25 \times 3.5}{2}$$

$$V_{ser} = 14,875 \text{ kN}$$

5.2.4 Dimensionnement des nervures

Nous nous limiterons dans notre étude au dimensionnement des sections d'armatures aux états limites ultimes. Le rônier et le rotin sont des matériaux non corrosifs dans la nature.

Les bois de rônier et de rotin utilisés pour le calcul des armatures sont à un taux d'humidité de 12%. Les armatures sont constituées des tiges de sections circulaires.

❖ Hypothèses et principe de calcul

La nervure étant sollicitée en flexion simple, nous faisons les hypothèses suivantes :

- ✓ au cours de la déformation d'une nervure sous l'action d'un système quelconque de forces extérieures, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (Navier Bernoulli) ;
- ✓ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton (l'armature subit la même déformation que le béton l'entourant) ;
- ✓ la résistance du béton tendu est négligée (les contraintes de traction sont uniquement équilibrées par les armatures en rônier) ;
- ✓ le dimensionnement des armatures se fait à l'ELU ;
- ✓ le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ ;
- ✓ l'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à ε_{rn} (en supposant un comportement élastique comme dans les travaux de [152]) obtenu par la relation suivante :

$\varepsilon_{rn} = \frac{f_{e, rn}}{\gamma_{rn} \cdot E_{rn}}$ où $f_{e, rn}$ est la limite élastique du rônier, E_{rn} son module d'élasticité longitudinal en traction et γ_{rn} , son coefficient de sécurité, pris

égal à 2 compte tenu de la variation des propriétés mécaniques du bois suivant certains paramètres ;

- ✓ la section totale d'un groupe de tiges, tendues ou comprimées, disposées en plusieurs lits peut être remplacée par la section d'une tige située au centre de gravité du groupe ;
- ✓ règle des trois pivots. On admet que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C.

On fera a priori les hypothèses suivantes dont on vérifiera, par la suite le bien-fondé :

Le béton a atteint son raccourcissement ultime (pivot B) $\varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}$ et sa contrainte limite ultime $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5}$ supposée est connue.

Les armatures de bois de rônier ont atteint leur limite élastique de calcul

$$\frac{f_{e.rn}}{\gamma_{rn}} = 156.08 \text{ MPa} \text{ et un certain allongement } \varepsilon_{rn} = \frac{156.08}{7386.7} \simeq 20\text{‰}.$$

Pour ces hypothèses, on est au pivot B et c'est d'ailleurs le cas le plus fréquent.

Le diagramme rectangulaire simplifié permet d'écrire :

$$F_{bc} = 0,8y b_0 f_{bu} \text{ et } F_{rn} = A_{rn} \frac{f_{e.rn}}{\gamma_{rn}} \text{ avec } \gamma_{rn} = 2$$

En flexion simple, sans armatures comprimés, comme il n'y a pas d'effort normal extérieur, l'application du principe fondamentale de la statique permet de tirer y comme suit :

$$F_{bc} = F_{rn} \Leftrightarrow 0,8y b_0 f_{bu} = A_{rn} \frac{f_{e.rn}}{2}$$

$$\Leftrightarrow y = A_{rn} \frac{f_{e.rn}}{0,8\gamma_{rn} b_0 f_{bu}}$$

(5-1)

L'allongement ε_{rn} des armatures en rônier est alors calculé à partir du diagramme des déformations où les triangles sont semblables, donnant l'équation dite « des déformations » :

$$\varepsilon_{rn} = \frac{d-y}{y} \varepsilon_{bu} \text{ avec } d \simeq 0,9h \text{ et } \varepsilon_{bu} = 3,5\text{‰}.$$

si $\varepsilon_{rn} \leq 20\text{‰}$ (on est bien au pivot B)

On reporte ε_{rn} ε_{bb} sur le diagramme contraintes-déformations du rônier et on en déduit si, pour cet allongement ε_{rn} , la contrainte dans le bois est bien $30,50MPa$ (supposée à priori) :

Si oui : il y a compatibilité contraintes-déformations ; les hypothèses émises sont donc cohérentes et on pourra continuer le calcul.

Si non : il n'y a pas compatibilité car on trouve pour ε_{rn} calculé, une contrainte σ_{rn} différente de $\frac{f_{e.rn}}{\gamma_{rn}}$; on procède alors par itération en recalculant une nouvelle valeur de y par l'équation des forces (avec la valeur σ_{rn} trouvée) et un nouveau ε_{rn} par l'équation des déformations et ainsi de suite ; mais, en général, cette itération est rapidement convergente.

$$\text{si } \varepsilon_{rn} > 20\%$$

Cela signifie que le bois a atteint son allongement ultime avant que le béton n'atteigne son raccourcissement ultime ε_{bu} . On est donc au pivot A (domaine1) avec une section de bois insuffisante.

$$\begin{aligned}\varepsilon_{rn} &= \frac{d-y}{y} \varepsilon_{bu} \Leftrightarrow \varepsilon_{rn} = \left(\frac{d}{y} - 1\right) \varepsilon_{bu} \\ \Leftrightarrow \varepsilon_{rn} &= \frac{d}{y} \varepsilon_{bu} - \varepsilon_{bu} \\ \Leftrightarrow y &= \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{rn} + \varepsilon_{bu}} d\end{aligned}$$

À la frontière AB, $\varepsilon_{bu} = 3,5\%$ et $\varepsilon_{rn} = 9\%$ et on obtient

$$\begin{aligned}y &= \frac{3,5}{9 + 3,5} d \\ y &= 0,280d\end{aligned}$$

Et l'on augmente la section des armatures en rônier A_{rn} , en le recalculant par l'équation des forces :

$$A_{rn} = \frac{0,8y\gamma_{rn}b_0f_{bu}}{f_{e.rn}} \text{ avec } \gamma_{rn} = 2$$

5.2.5 Détermination de la section tendue théorique

La position de l'axe neutre est une étape fondamentale dans l'étude des sections en T ; elle détermine la section utile de béton (partie comprimée) :

✓ si $M_u \leq M_{tu}$, la table est partiellement comprimée.

Dans ce cas, la table seule est surabondante pour équilibrer le moment agissant et $0,8y \leq h_0$. Le calcul revient donc à celui d'une section rectangulaire de largeur égale à celle de la table de compression b .

Le moment M_{tu} équilibré par la table seule, dans l'hypothèse où la table serait uniformément comprimée à la contrainte f_{bu} sur sa hauteur h_0 , est :

$$M_{tu} = bh_0(d - \frac{h_0}{2})f_{bu}$$

✓ si $M_u > M_{tu}$, la table est entièrement comprimée.

Dans ce cas, la table seule ne suffit pas pour équilibrer le moment agissant et $0,8y > h_0$. La section est alors décomposée en deux sections fictives comme l'indique la figure ci-dessous :

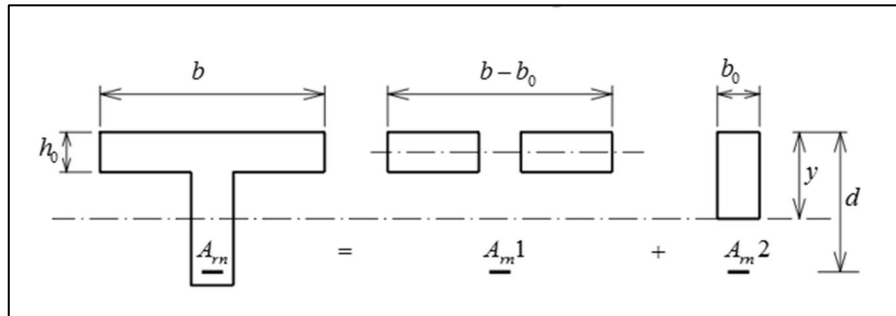


Figure 5-3: Décomposition de la section en T

$$A_{rn} = A_{rn1} + A_{rn2}$$

❖ Vérification de la nécessité d'armatures comprimées

Les armatures comprimées sont nécessaires lorsque $\mu_{bu} \geq \mu_{lu}$. Elles ne sont pas nécessaires lorsque $\mu_{bu} < \mu_{lu}$: c'est le cas le plus fréquent.

La valeur numérique de μ_{lu} ne résulte pas d'un simple calcul, il est nécessaire d'avoir recours au calcul automatique (voir l'organigramme de la figure 117).

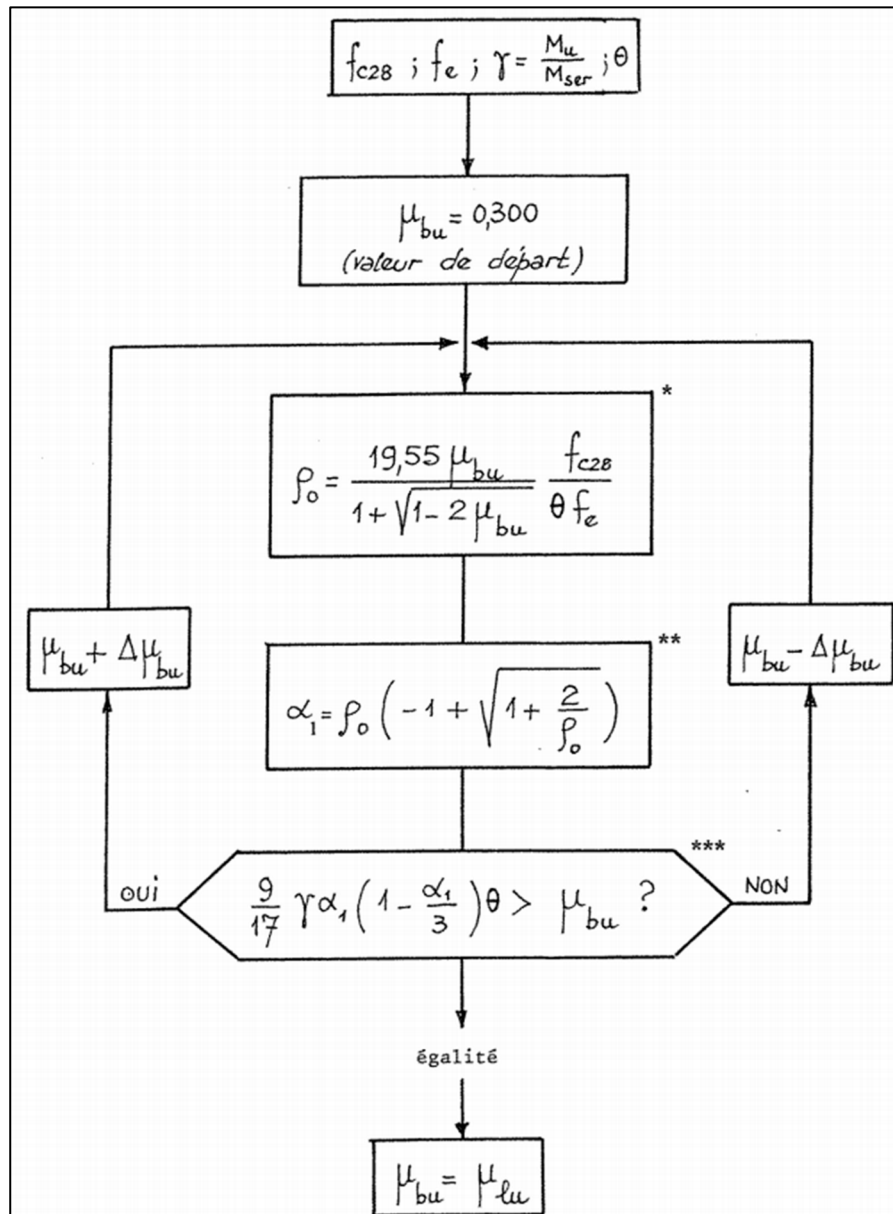


Figure 5-4 : Organigramme de calcul du moment limite ultime [153]

La Figure 5-4 permet de conduire le calcul des poutres en T sans armatures comprimées.

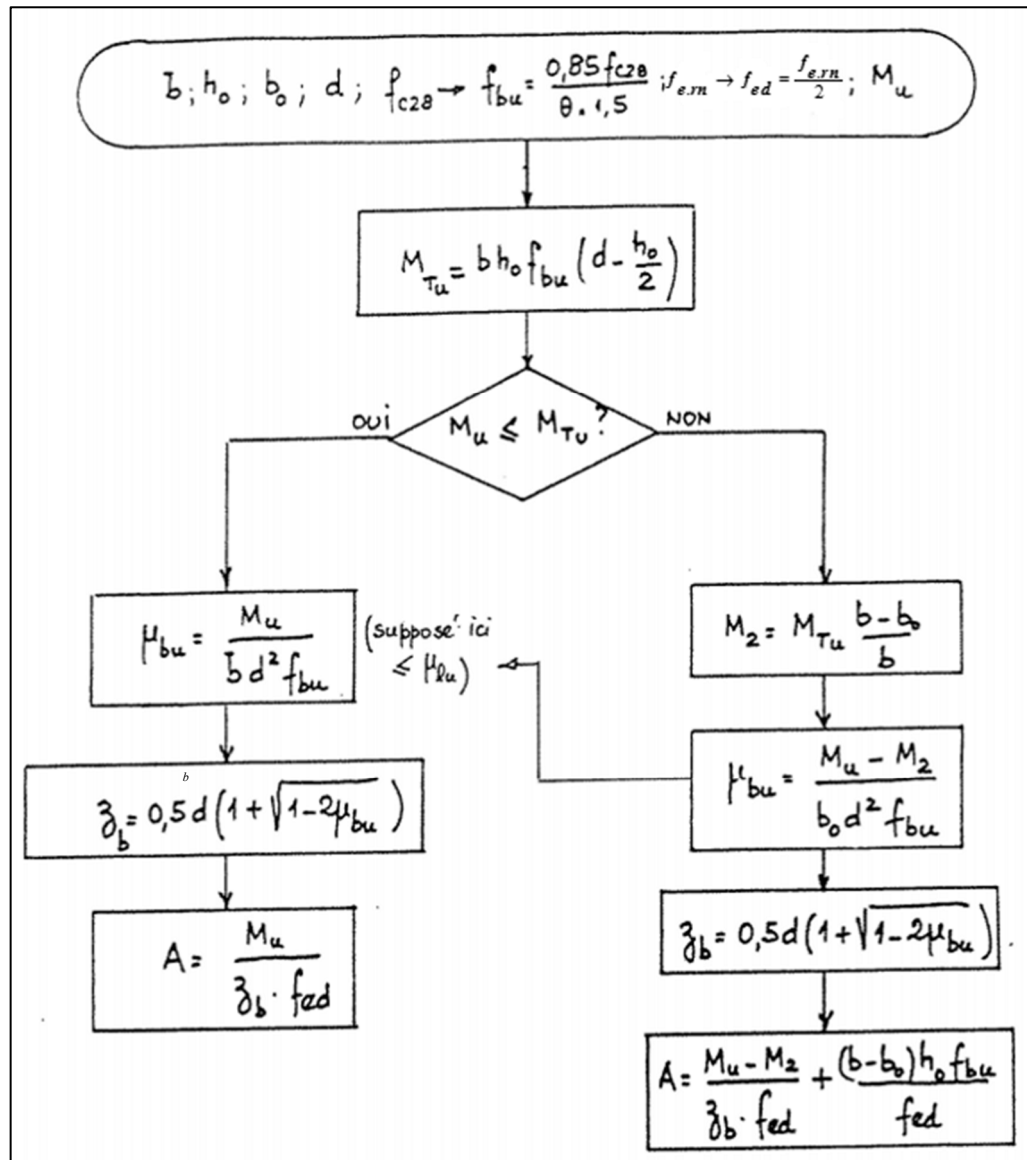


Figure 5-5 : Organigramme de dimensionnement d'une poutre en T à l'E.L.U. [153]

❖ Condition de non-fragilité

Il faut vérifier que la section A_{rn} trouvée satisfait à la condition de non-fragilité. Cette condition s'obtient en écrivant que le moment résistant ultime du béton armé, le rônier étant supposé soumis à une contrainte égale à sa limite d'élasticité, est au moins égal au moment résistant ultime du béton non armé.

Le moment résistant ultime du béton non armé est :

$$M_{rb} = \frac{I}{v} f_{t28}$$

(5-2)

Avec $\frac{I}{v}$, le module de résistance de la section de la nervure et v la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus tendue.

Le moment résistant ultime du béton armé est :

$$M_{ru} = Ae \cdot r n_{rn.min}$$

La condition de non-fragilité s'exprime par :

$$Ae \cdot r n \frac{I}{v_{t28rn.min}}$$

Comme $z \simeq 0,9d$ et $d \simeq 0,9h$, en les remplaçant dans l'expression (5.8) ci-dessus, on obtient :

$$A \frac{I}{0,81h \cdot f_{e.rn} \cdot v_{t28rn.min}}$$

Avec :

$$I = \frac{b_0 h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - v'^2 [b_0 h + (b - b_0) h_0]$$

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v = h - v'$$

Il faut que : $A_{rn} \geq A_{rn.min}$

La justification des armatures transversales en rotin se limite à la vérification de l'expression :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_{to}} = \frac{\gamma_{rt} \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k)}{0,9 \cdot f_{e.rt}}$$

(5-3)

si les armatures transversales sont droites

où :

b_0 est la largeur de l'âme ;

$f_{e.rt}$ est la limite élastique du bois rotin ;

γ_{rt} le Coefficient partiel de sécurité sur le bois rotin ;

f_{t28} est la Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours ;

$k = 0$, s'il y a reprise de bétonnage et $k = 1$ sinon.

5.2.6 Calcul des armatures longitudinales en rônier et transversales en rotin

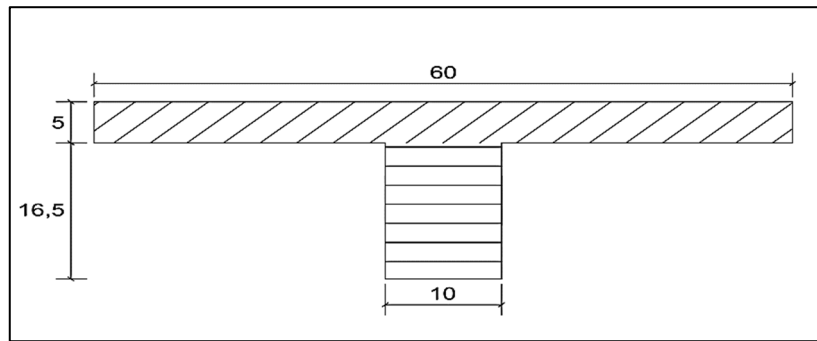


Figure 5-6 : Schéma de calcul de la nervure

5.2.6.1 Déterminons caractéristiques du béton et des bois

❖ Le béton ordinaire

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times 20 + 0,6$$

$$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 20}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bu} \approx 11,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 20$$

$$\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

❖ Le béton de latérite

$$f_{c28}' = 20 \text{ MPa}$$

$$f_{bu}' = \frac{0,85 \times f_{c28}'}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$f_{bu}' = \frac{0,85 \times 20}{1 \times 1,5}$$

$$f_{bu}' \approx 11,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}' = 0,6 \times 20$$

$$\sigma_{bc}' = 12 \text{ MPa}$$

Les deux bétons ont les mêmes caractéristiques en compression.

❖ Le rônier

$$.rn = 153,08 \text{ MPa}, \gamma_{rn} = 2, E_{t.rn} = 7386 \text{ MPa}$$

$$f_{rn} = \frac{f_{e.rn}}{\gamma_{rn}}$$

$$f_{rn} = 76,54 \text{ MPa}$$

❖ **Le rotin**

$$f_{e.rt} = 22,01 \text{ MPa}, \gamma_{rt} = 2, E_{t.rt} = 1095,30 \text{ MPa}$$

Vérifions si la table est partiellement comprimée

$$M_{tu} = b h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,05 \left(0,9 \times 0,215 - \frac{0,05}{2} \right) \times 11,33$$

$$M_{tu} = 0,05727 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 9,13 \text{ kN} \cdot \text{m} = 0,00913 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$M_{tu} > M_u$, L'axe neutre est donc dans la table de compression : la table est partiellement comprimée.

Le dimensionnement sera identique à celui d'une section rectangulaire de dimension $b \times h$.

❖ **Vérifions, s'il y a des armatures comprimées**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,00913}{0,6 \times 0,1935^2 \times 11,33}$$

$$\mu_{bu} \simeq 0,03587$$

À partir de l'organigramme de la figure 5.7, nous obtenons à la 20ème itération, la valeur de μ_{lu} :

$$\mu_{lu} \simeq 0,43770$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$, les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires.

5.2.6.2 Déterminons la section d'armatures longitudinales

$$z_b = 0,5 \times d \left(1 + \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right)$$

$$z_b = 0,5 \times 0,1935 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,02936} \right)$$

$$z_b \simeq 0,19691 \text{ m}$$

$$A_{rn} = \frac{M_u}{z_b f_{rn}}$$

$$A_{rn} = \frac{0,00913}{0,19691 \times 76,54} \times 10^4$$

$$A_{rn} \simeq 6,06 \text{ cm}^2$$

Puisque les dimensions des armatures en bois de rônier ne sont pas normalisées, nous choisissons trois tiges circulaires en rônier de diamètre $1,7 \text{ cm}$ donnant $6,81 \text{ cm}^2$. Cette section réelle est supérieure à la section théorique trouvée.

Vérifions si pour A_{rn} choisi, la déformation limite du rônier n'est pas dépassée

En se basant sur le diagramme des contraintes-déformations, on a :

$$y = 6,81 \cdot 10^{-4} \times \frac{76,54}{2 \times 0,8 \times 0,1 \times 11,33}$$

$$y \simeq 0,02754 \text{ m}$$

La déformation ε_{rn} des armatures en rônier est d'après l'équation :

$$\varepsilon_{rn} = \frac{d - y}{y} \varepsilon_{bu}$$

$$\varepsilon_{rn} = \frac{0,1935 - 0,02754}{0,02754} \times 0,0035$$

$$\varepsilon_{rn} = 21,09 \frac{0}{00}$$

$\varepsilon_{rn} > 20 \frac{0}{00}$: le bois a atteint son allongement ultime avant que le béton n'atteigne son raccourcissement ultime ε_{bu} . On est donc au pivot A (domaine1) avec une section de rônier insuffisante.

D'après l'équation (5.4), $y = 0,280d$

$$y = 0,280 \times 0,9 \times 0,215$$

$$y = 0,05418 \text{ m}$$

En utilisant l'équation (5.5), on obtient :

$$A_{rn} = \frac{0,8 \times 0,05418 \times 2 \times 0,10 \times 12}{76,54}$$

$$A_{rn} \simeq 0,001359 \text{ m}^2$$

$$A_{rn} \simeq 13,59 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non-fragilité**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{0,10 \times 0,215^2 + (0,60 - 0,10) \times 0,05^2}{2[0,10 \times 0,215 + 0,05(0,60 - 0,10)]}$$

$$v' = \frac{783}{12400}$$

$$v' \simeq 0,06m$$

$$I = \frac{b_0 h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - v'^2 [b_0 h + (b - b_0) h_0]$$

$$I = \frac{0,10 \times 0,215^3}{3} + (0,60 - 0,10) \frac{0,05^3}{3} - \left(\frac{783}{12400} \right)^2 [0,10 \times 0,215 + 0,05(0,60 - 0,10)]$$

$$I \simeq 1,66703 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$v = h - v'$$

$$v = 0,215 - \frac{783}{12400}$$

$$v = \frac{1883}{12400}$$

$$v \simeq 0,152m$$

D'après l'expression (5.9), on a :

$$A \frac{1,66703 \cdot 10^{-4}}{0,81 \times 0,215 \times 61 \times \frac{1883}{12400}_{rn.min}}$$

$$A - 4^2_{rn.min}$$

$$A 2_{rn.min}$$

On a bien $A_{rn} \geq A_{rn.min}$. La condition de non-fragilité est donc satisfaite.

Nous choisissons donc trois tiges circulaires en rônier de diamètre 2,5 cm donnant $14,73 \text{ cm}^2$. Cette section réelle est supérieure à la section théorique trouvée.

Pour cette section, d'après les équations (5.1) et (5.2), la déformation ε_{rn} des armatures en rônier est :

$$y = 14,73 \cdot 10^{-4} \times \frac{76,54}{2 \times 0,8 \times 0,1 \times 11,33}$$

$$y \simeq 0,05956 m$$

$$\varepsilon_{rn} = \frac{0,1935 - 0,05956}{0,05956} \times 0,0035$$

$$\varepsilon_{rn} \simeq 8 \frac{0}{00}$$

❖ Vérifions si le moment résistant de la section (rônier tendu + béton comprimé) M_{ru} est dépassé

Le bras de levier z :

$$z_b = d - 0,4y$$

$$z_b = 0,1935 - 0,4 \times 0,05956$$

$$z_b \simeq 0,1697 \text{ m}$$

$$M_{ru} = F_{rn} \times z_b$$

$$M_{ru} = f_{rn} \times A_{rn} \times z_b$$

$$M_{ru} = 76,54 \times 14,73 \times 0,1 \times 0,1697$$

$$M_{ru} \simeq 19,13 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ru} > M_u$$

Le moment résistant de la section (rônier tendu + béton comprimé) n'est donc plus dépassé.

Nous choisissons donc trois tiges circulaires en rônier de diamètre 2,5 cm donnant $14,73 \text{ cm}^2$. Cette section réelle est supérieure à la section théorique trouvée.

Pour la fabrication des armatures en rônier, nous viserons un diamètre de $14,73 \text{ cm}^2$

Calculons la section d'armatures transversales

La contrainte tangentielle conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{10,43}{0,10 \times 0,1935} \times 10^{-3}$$

$$\tau_u = 0,539 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{avec } \overline{\tau_u} \text{ la contrainte tangentielle limite}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,67 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau_u} = 2,67 \text{ MPa}$$

On a donc: $\overline{\tau_u}$

$> \tau_u$, par conséquent, les armatures transversales seront verticales

❖ La section d'armature

Si les armatures transversales étaient en rônier, on aurait :

$$\phi_{t.rn} \leq \min \begin{cases} \phi_{l.rn} \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b_0}{10} \end{cases}$$

$$\phi_{t.rn} \leq \min \begin{cases} \frac{26}{215} \\ \frac{35}{100} \\ \frac{10}{10} \end{cases}$$

$$\phi_{t.rn} \leq 6,14 \text{ mm}$$

Les armatures transversales étant en bois de rotin, pour trouver la section résistante de rotin, nous utiliserons le coefficient d'équivalence rônier-rotin.

Pour une section A_{rn} de rônier, la section de rotin A_{rt} pouvant résister autant que cette section de rônier serait :

$$A_{rt} = \frac{E_{t.rn}}{E_{t.rt}} A_{rn}$$

$$A_{rt} = n \cdot A_{rn} \text{ avec } n = \frac{E_{t.rn}}{E_{t.rt}}$$

n est le coefficient d'équivalence rônier-rotin.

On a donc :

$$\phi_{t.rt} \leq 6,14 \times \frac{E_{t.rn}}{E_{t.rt}}$$

$$\phi_{t.rt} \leq 6,14 \times \frac{7386.7}{1095.3}$$

$$\phi_{t.rt} \leq 41,41 \text{ mm}$$

Prenons $\phi_{t.rt} = 10 \text{ mm}$

Pour un cadre, il y a deux brins pour couder la fissure d'effort tranchant. On a :

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$A_t = 2 \times \frac{\pi \times 1^2}{4}$$

$$A_t \simeq 1,57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement S_t

$$S \min \left(0,9d; 40\text{cm}; \frac{A_t \cdot f_{ert}}{0,4b_0} \right)_{tmax}$$

$$S_{\min} \left(0,9 \times 19,35 ; 40 \text{ cm} ; \frac{1,57 \cdot 10^{-2} \cdot 12}{0,4 \times 0,10} \right)_{t_{\max}}$$

 $S_{t_{\max}}$

$$S_{to} = \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_{e.rt}}{\gamma_{rt} \cdot b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28} \cdot k)}$$

$$S_{to} = \frac{0,9 \times 1,57 \cdot 10^{-2} \cdot 12}{2 \times 0,1 \times 0,54}$$

$$S_{to} \approx 1,57 \text{ cm}$$

S_{to} est très faible.

5.3 Cas d'un plancher inaccessible.

Dans ce cas, on a :

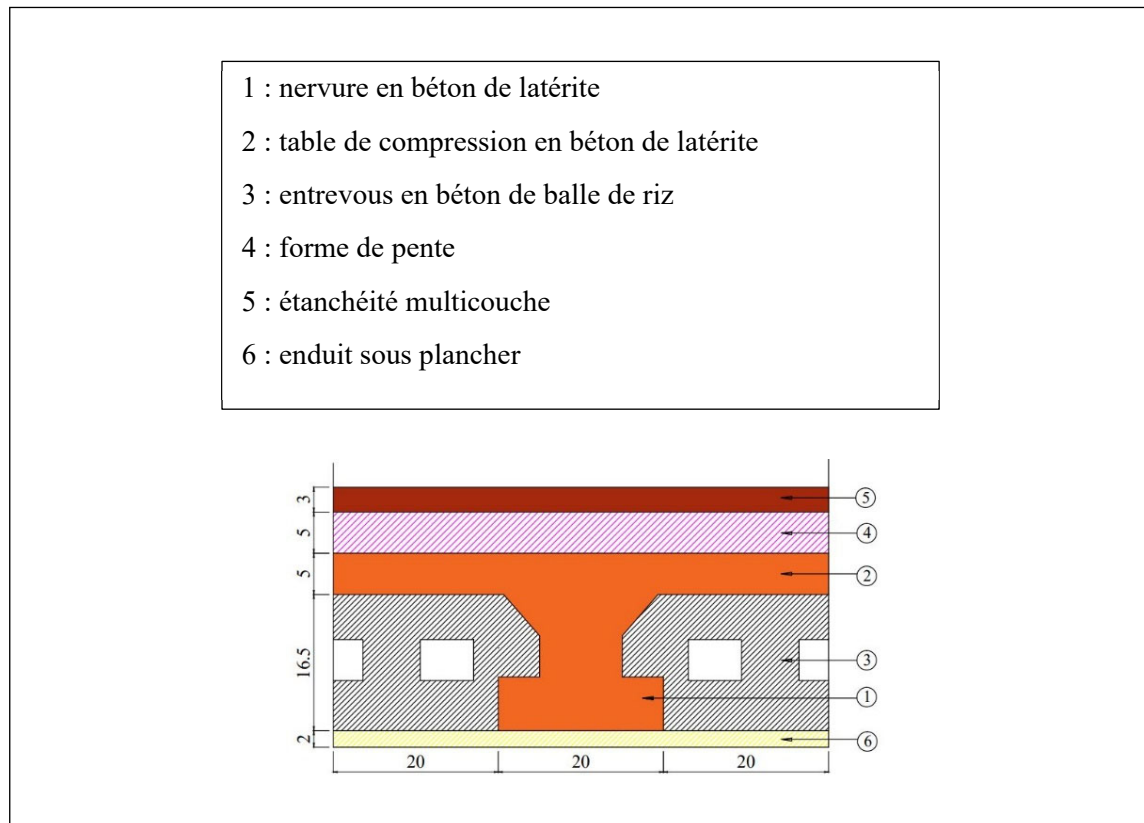


Figure 5-7 : Coupe représentative du plancher inaccessible

Charges linéiques permanentes G sur les nervures.

Comme g_1, g_2, g_3 et g_6 ne varient pas, on a :

$$g_4 = 0,18 \times 5 \times 0,6$$

$$g_4 = 0,54 \frac{kN}{m}$$

$$g_5 = 0,20 \times \frac{3}{2} \times 0,6$$

$$g_5 = 0,18 \frac{kN}{m}$$

Par suite,

$$G = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 + g_5 + g_6$$

$$G = 0,5658 + 0,69 + 0,8928 + 0,54 + 0,18 + 0,24$$

$$G \simeq 3,11 \frac{kN}{m}$$

Charges linéiques d'exploitations du plancher :

Le plancher étant inaccessible, la charge d'exploitation est $1 \frac{kN^2}{m}$ et on a :

$$Q = 1 \times 0,6$$

$$Q = 0,6 \frac{kN}{m}$$

Les différentes étapes des calculs sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5-1: Résumé des différentes étapes des calculs

	Plancher accessible	Plancher inaccessible
G (kN/m)	2,75	3,11
Q (kN/m)	1,50	0,60
N_u (kN/m)	5,96	5,10
N_{ser} (kN/m)	4,25	3,71
M_u (kN.m)	9,13	7,81
M_{ser} (kN.m)	6,51	5,68
V_u (kN)	10,43	8,925
V_{ser} (kN)	7,44	6,49
M_{tu} (MN.m)	0,05729	0,05729
M_u (MN.m)	0,00913	0,00781
μ_{bu}	0,03587	0,03068
Présence d'armatures comprimées	$0,03587 < \mathbf{0,43770}$ donc pas armatures comprimées	$0,03068 < \mathbf{0,43770}$ donc pas armatures comprimées
z_b (m)	0,19	0,19

A_{rn} (cm ²)	6,06	5,18
Choix d'armatures	3 tiges circulaires de diamètre 1,7cm donnant 6,81cm ²	3 tiges circulaires de diamètre 1,5cm donnant 5,30cm ²
ε_{rn}	0,021 >0,020, la section d'armature fixée N'EST PAS suffisante	0,028 >0,020, la section d'armature fixée N'EST PAS suffisante
Choix définitif d'armatures	3 tiges circulaires de diamètre 2,5cm donnant 14,73cm²	3 tiges circulaires de diamètre 2,5cm donnant 14,73cm²
ε_{rn}	0,008<0,020, la section d'armature fixée est suffisante	0,008<0,020, la section d'armature fixée est suffisante
M_{ru} (kN.m)	9,50	9,50
$\phi_{t.rt}$ (cm)	1,0	1,0
S_{tmax} (cm)	4,7	4,7
S_{t0} (cm)	1,57	1,84

Pour la fabrication des armatures en rônier, nous viserons un diamètre de $(2,7 \pm 0,2)$ cm

Les espacements étant très faibles, nous ne pouvons pas utiliser la répartition de Caquot pour les armatures transversales en rotin. Nous allons donc faire la répartition des armatures transversales en rotin de façon à avoir des efforts résistants qui enveloppe la courbe des efforts tranchants. Nous traçons la courbe enveloppe des efforts tranchants comme suit :

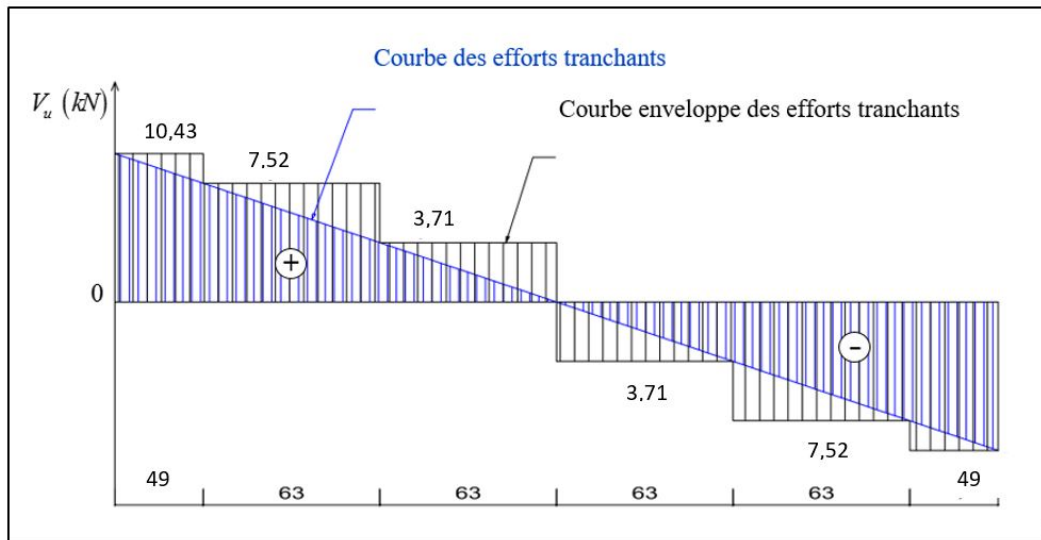


Figure 5-8: Courbe des efforts tranchants et courbe enveloppe des efforts tranchants

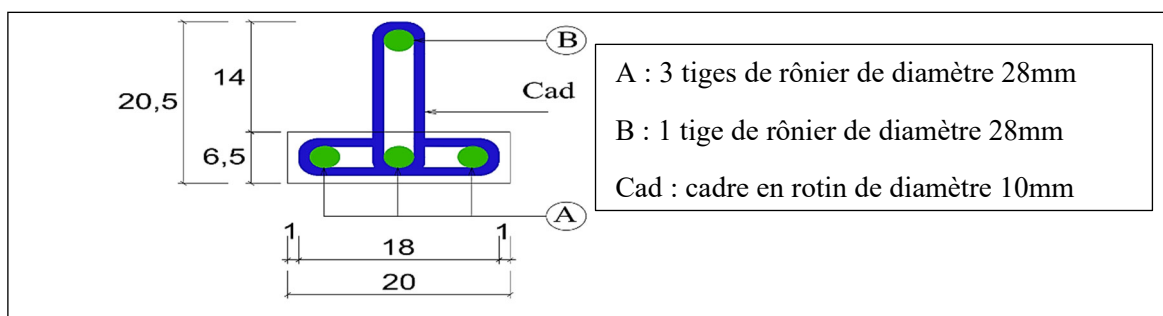
En se basant sur les courbes de la figure 5.11 ci-dessus et sur la formule de S_t , nous dressons le tableau suivant relative à la répartition des cadres en rotin.

Tableau 5-2 : Répartition des cadres en rotin en fonction de la courbe enveloppe de l'effort tranchant

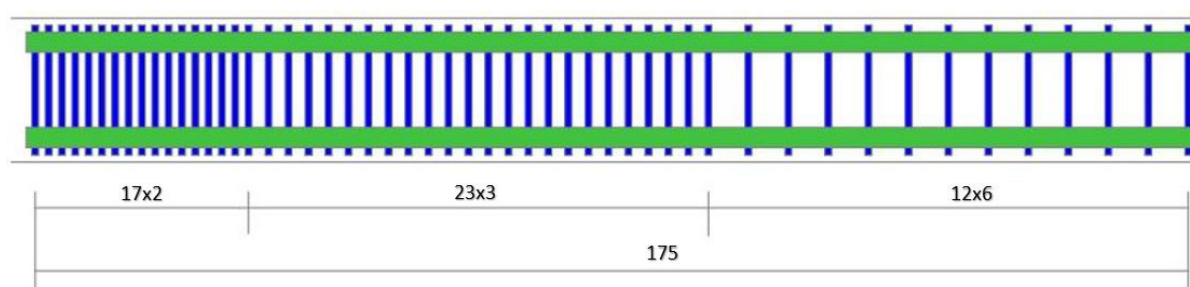
x (m)	V_u (kN)	τ_u (MPa)	S_t (cm)	S_t retenu (cm)	nombre
0,000	10,43	0,54	2	2	17
0,35	8,35	0,43	2	3	23
0,70	6,28	0,32	3		
1,05	4,20	0,22	4	6	12
1,40	2,13	0,11	8		
1,75	0,00	0,00	-	3	
2,10	-2,13	-0,11	10	6	12
2,45	-4,20	-0,22	5		
2,8	-6,28	-0,32	3	3	23
3,15	-8,35	-0,43	3		
3,50	-10,43	-0,54	2	2	17

Bien que la quantité de rotins dans la nervure soit supérieure à celle supposée pour calcul du poids volumique d_1 du béton armé de rônier et de rotin, celui-ci n'est pas dépassé.

Dessins d'exécution des nervures à armatures de rônier et de rotin



Répartition des cadres en rotin sur la moitié de la portée de la nervure



Pour montrer comment seront réellement les « ferrailages » des nervures à armatures de rônier et de rotin, nous en avons réalisé un prototype de 60 cm de longueur.



Photo 5-1: Répartition des armatures en rotin sur celles en rônier



Photo 5-2 : Assemblage des armatures en rotin sur celles en rônier



Photo 5-3 : Disposition des armatures en rotin sur celles en rônier

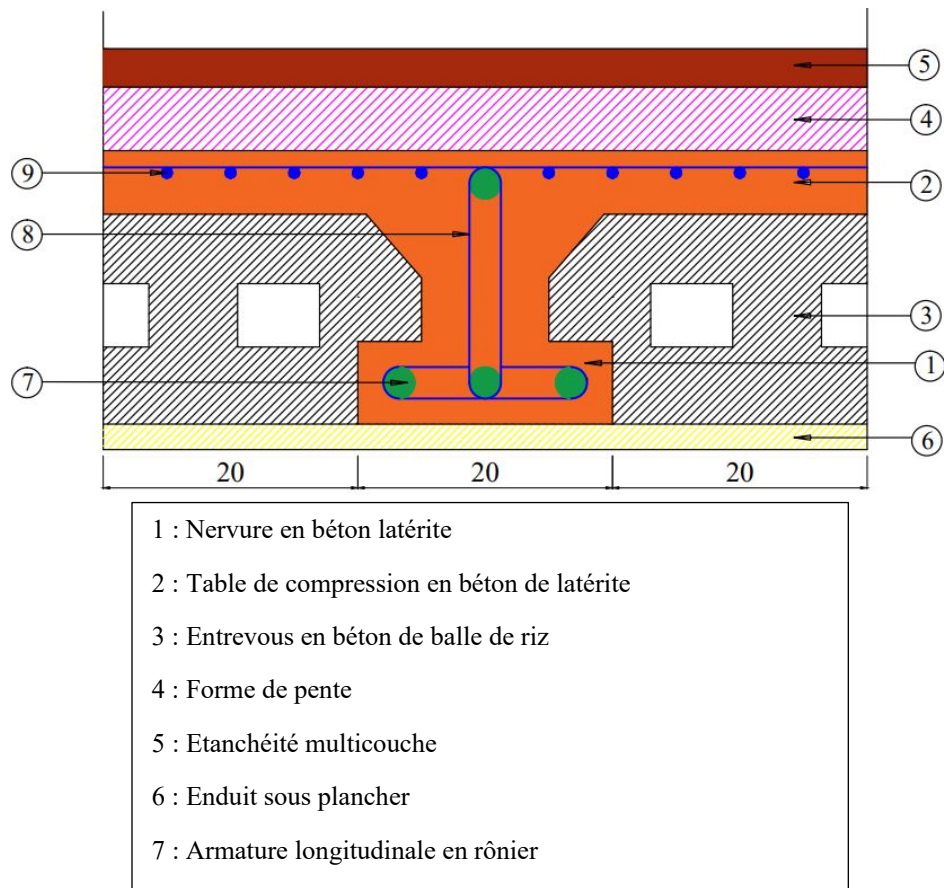


Figure 5-9 : Coupe de principe montrant la disposition des armatures

Quelques vues en trois dimensions (3D) montrant les nervures à armatures de rônier et de rotin dans la dalle du bâtiment de 4m sur 3m

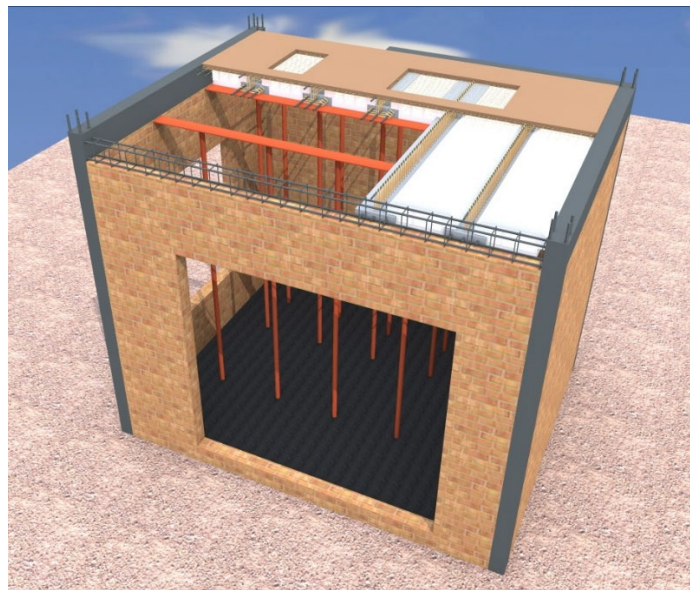


Figure 5-10 : vue 3D montrant les nervures à armatures de rônier et de rotin dans la dalle du bâtiment

5.3 Etude analytique de l'état de déformation de la poutrelle étudiée

5.3.1 Homogénéisation de la poutrelle

D'après le principe de la loi des mélanges appliqué aux caractéristiques mécaniques pour des sollicitations parallèles aux fibres, on obtient les caractéristiques d'un mélange à partir des caractéristiques de chaque élément constitutif.

5.3.1.1 Calcul des fractions volumiques

➤ *Fractions volumiques au niveau de la table de compression*

La table de compression est constituée de béton de latérite armé de lianes de rotin. Pour ce faire, déterminons les proportions du béton latéritique et des armatures de rotin. Soient respectivement f_{BL_1} et f_{rt_1} les fractions volumiques du béton latéritique et des lianes de rotin formant le quadrillage de la table et on a :

$$f_{rt_1} = \frac{A_{rt}(N_{rt_1}I_1 + N_{rt_2}I_2)}{V_T} \quad (5-4)$$

Par ailleurs, on a :

$$f_{rt_1} + f_{BL_1} = 1 \text{ dans le volume unitaire.}$$

Alors :

$$f_{BL_1} = 1 - f_{rt_1}. \quad (5-5)$$

$$\text{avec : } \begin{cases} A_{rt}, \text{ la section d'une armature de rotin} \\ N_{rt_1}, N_{rt_2} \text{ les nombres respectifs de rotins perpendiculaire et parallèle aux nervures} \\ I_2, I_1 \text{ les longueurs respectives de chaque armature de rotin dans la direction parallèle et} \\ \text{perpendiculaire aux nervures} \\ V_T \text{ le volume total de la table de compression} \end{cases}$$

➤ *Fractions volumiques au niveau d'une nervure*

La poutrelle est constituée de béton latéritique, des armatures longitudinales en rônier et transversales en lianes de rotin. Soient respectivement $f_{BL_2}, f_{rn}, f_{rt_2}$ les fractions volumiques du béton latéritique, des armatures en rônier, des armatures en rotin et du béton ordinaire.

$$\begin{cases} f_{BL_2} = \frac{V_{effBL}}{V_{T_2}} \\ f_{rn} = \frac{A_{rn}L}{V_{T_2}} \\ f_{rt_2} = \frac{V_{rt_2}}{V_{T_2}} \end{cases} \text{ avec} \quad (5-6)$$

V_{effBL} , A_{rn} , L , V_{rt_2} , et V_{T_2} respectivement le volume effectif du béton latéritique, la section totale des armatures en rônier, la portée de la poutrelle, le volume des armatures en lianes de rotin, et le volume total de la nervure.

5.3.1.2 Calcul des caractéristiques équivalentes

➤ *Caractéristiques équivalentes de la table de répartition*

Le module équivalent de la table peut être calculé de la manière suivante :

$$E_t = f_{rt_1} E_{rn} + f_{BL_1} E_{BL} \quad (5-7)$$

où E_t , E_{rt} et E_{BL} sont respectivement le module de Young équivalent de la table, le module de Young longitudinal de la liane de rotin et le module de Young du béton latéritique.

Cependant le coefficient de poisson se calcule ainsi qui suit

$$\nu_t = f_{rt_1} \nu_{rt} + f_{BL_1} \nu_{BL} \quad (5-8)$$

où ν_t , ν_{rt} et ν_{BL} sont respectivement le coefficient de Poisson équivalent de la table, le coefficient de Poisson de la liane de rotin et le coefficient de Poisson du béton latéritique.

➤ *Caractéristiques équivalentes de la nervure*

- Calcul du module

$$E_n = f_{rn} E_{rn} + f_{rt_2} E_{rt} + f_{BL_2} E_{BL} \quad (5-9)$$

où E_n , et E_{rn} sont respectivement le module de Young équivalent de la nervure et le module de Young du bois rônier.

$$\nu_n = \nu_{rn} + f_{rt_2} \nu_{rt} + f_{BL_2} \nu_{BL} \quad (5-10)$$

où ν_n et ν_{rn} sont respectivement le coefficient de Poisson équivalent de la nervure, le coefficient de Poisson du béton ordinaire et le coefficient de Poisson du bois rônier.

5.3.2 Modélisation de la déformée de la poutrelle

Pour l'étude analytique, les expressions définies en annexe sur la modélisation sont fonction des paramètres suivant : le module d'élasticité du matériau, le coefficient de poisson, les dimensions de la plaque et la charge surfacique. Il s'agit d'un plancher nervuré de dimensions $a=4,15\text{m}$, $b= 3,15\text{m}$ et d'épaisseur $h=0,215\text{m}$.

Les entrevous dans le plancher corps creux sont des éléments de remplissage et ne participent pas au comportement de flexion du plancher. Nous négligeons ainsi dans la suite, les entrevous et considérons le plancher comme une plaque raidie orthotrope de forme où les raidisseurs ici sont les nervures. Par la suite, en considérant le plancher comme une plaque raidie, nous adoptons le modèle suivant pour le calcul analytique de la nervure :

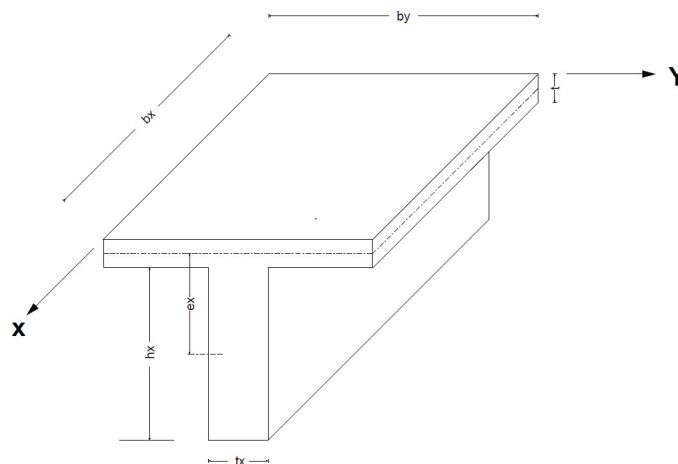


Figure 5-11 : Modèle simplifié de calcul de la nervure mixte

Les caractéristiques mécaniques des éléments constitutifs du plancher sont résumées dans le Tableau 5-3. Cependant le Tableau 5-4 présente les caractéristiques équivalentes de la section.

Tableau 5-3: Caractéristiques mécaniques des éléments constitutifs de la nervure

Caractéristiques mécaniques	Éléments constitutifs		
	Rônier	Lianes de rotin	Béton latéritique
Modules de Young (MPa)	7386,7	1095,3	17920

Tableau 5-4: caractéristiques équivalentes des éléments structuraux du plancher

Caractéristiques équivalentes	Structures	
	Table de compression	Nervure
Module de Young (MPa)	17182,91	15246,58

Nous retenons pour le plancher, la caractéristique mécanique suivante :

$$E=15246.58 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la déformation**

La nervure est chargée par une charge linéaire q , uniformément répartie sur toute sa longueur. Pour déterminer la déformation, nous considérons la nervure comme un élément simplement appuyé sur ses deux extrémités. L'équation de la déformée est déterminée par la méthode de double intégration.

$$EIy''(x)=M(x) \quad (5-11)$$

$$EIy''(x) = -\frac{q}{2}x^2 + \frac{ql}{2}x$$

En intégrant une première fois cette équation, on obtient :

$$EIy'(x) = -\frac{q}{6}x^3 + \frac{ql}{4}x^2 + C_1; \quad C_1 \in \mathbb{R}$$

En intégrant une seconde fois l'équation, on obtient l'équation de la déformation :

$$EIy(x) = -\frac{q}{24}x^4 + \frac{ql}{12}x^3 + C_1x + C_2; \quad C_2 \in \mathbb{R}$$

Les coefficients C_1 et C_2 sont déterminés à partir des conditions aux limites

$$x = 0; y(0) = 0 \quad \text{et} \quad x = l; y(l) = 0$$

On obtient :

$$C_1 = -\frac{ql^3}{24EI} \quad \text{et} \quad C_2 = 0$$

L'équation finale de la déformation s'écrit alors :

$$y(x) = \frac{q}{12EI} \left(-\frac{x^4}{2} + lx^3 - \frac{l^3x}{2} \right) \quad (5-12)$$

5.4 Modélisation et simulation numérique avec le Logiciel ABAQUS

Suivant les résultats du dimensionnement, la poutrelle est modélisée dans le logiciel ABAQUS afin de déterminer son état de déformation avec l'utilisation des paramètres

intrinsèque de chaque matériau. La *Figure 5-12* présente la géométrie de la poutrelle de même que l'assemblage des divers éléments

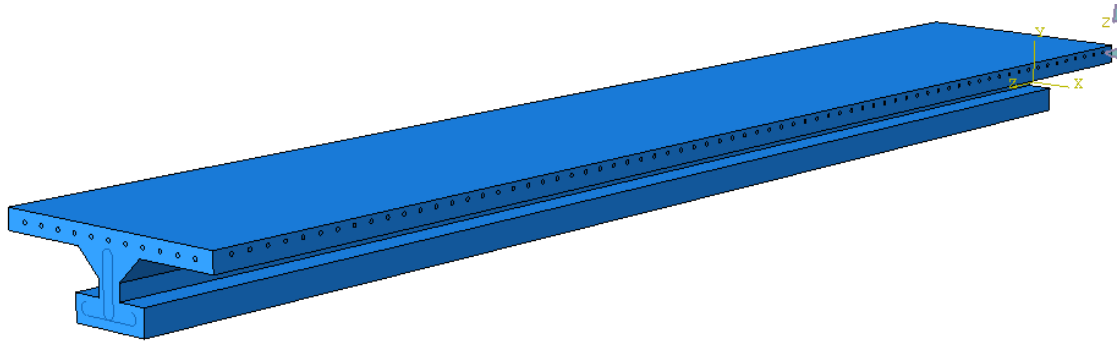


Figure 5-12 : Assemblage des éléments de la nervure dans Abaqus

La poutrelle étudiée est discrétisée suivant un maillage très serré afin d'avoir un résultat précis comme le montre la *Figure 5-13*

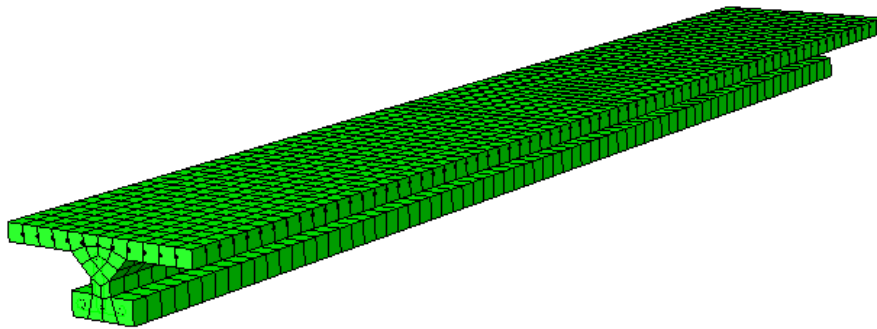


Figure 5-13: Maillage des différents matériaux

- **Conditions aux limites**

La poutrelle est simplement appuyée à ses deux extrémités, ce qui signifie qu'en tout point à ces bords le déplacement U_2 (déplacement suivant l'axe yy dans Abaqus) et les angles de rotation UR_1 (l'angle par rapport l'axe xx dans Abaqus) et UR_3 (l'angle par rapport l'axe zz dans Abaqus) sont nuls (*Figure 5-14*).

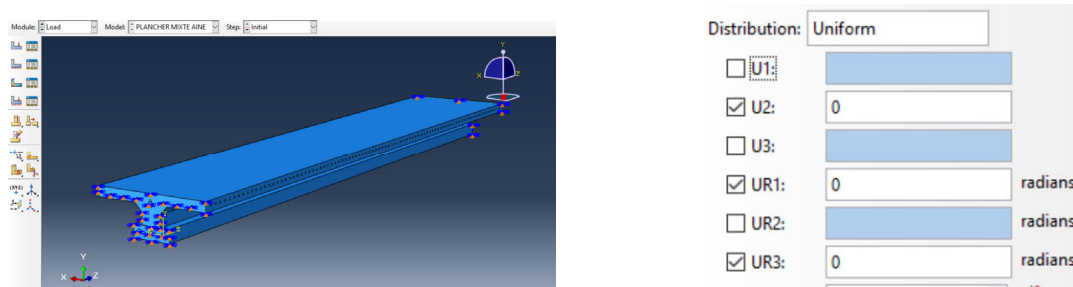


Figure 5-14 : Conditions aux limites de la nervure dans Abaqus

- **Chargement**

Une pression de 0,0025MPa uniformément répartie est exercée sur le plancher (Figure 5-15).

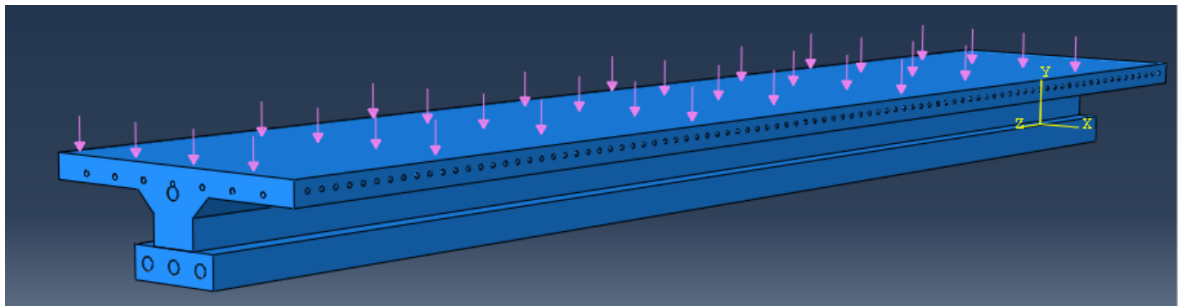


Figure 5-15 : Chargement de la nervure dans Abaqus

Après calcul, le profils et cartographie obtenus se présentent comme suit :

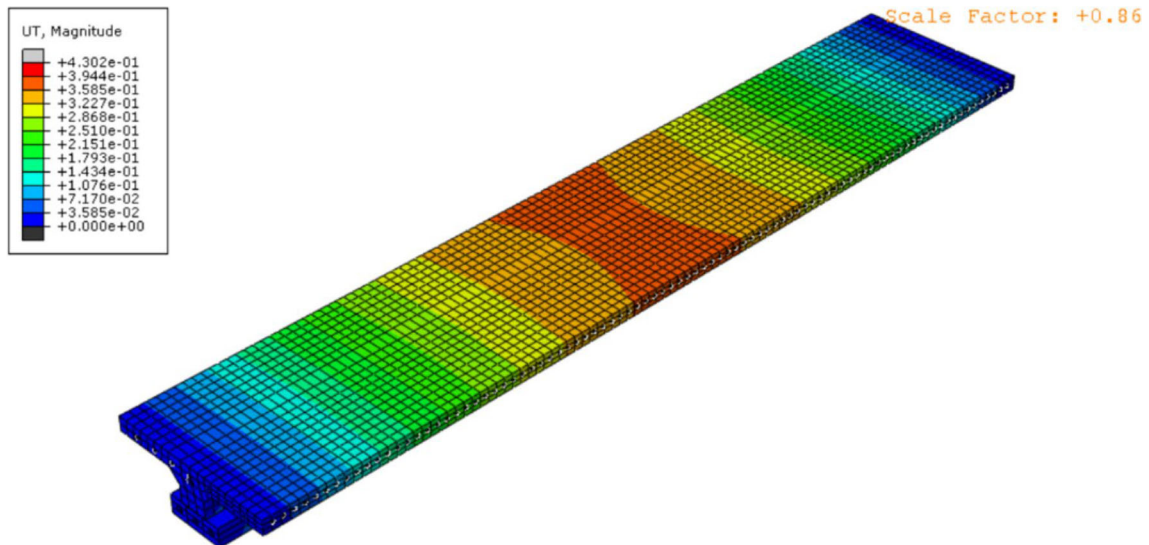


Figure 5-16: Cartographie des déformations

- **Comparaison des résultats**

Afin de valider les résultats, nous allons comparer les valeurs obtenues analytiquement et celles obtenues numériquement. Les Tableau 5-5 ci-dessous présentent le résumé de la flèche maximale obtenu après modélisation par les deux méthodes cependant la Figure 5-17 traduit

la flèche en fonction de la portée dans chacun des cas
 Figure 5-17 : Courbe de comparaison de la déformation de la poutrelle par la méthode analytique et celle numériques:

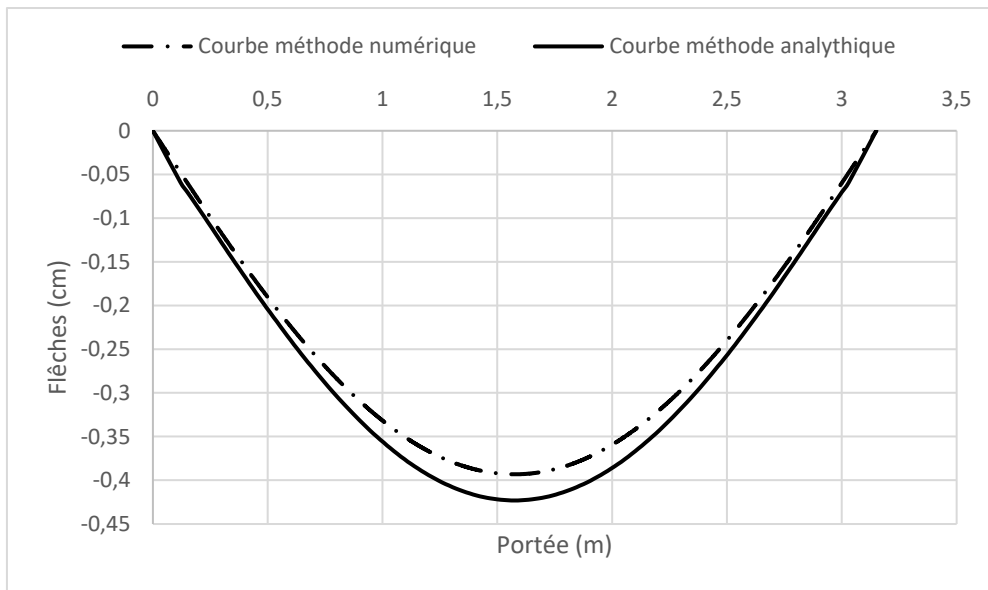


Figure 5-17 : Courbe de comparaison de la déformation de la poutrelle par la méthode analytique et celle numériques

Tableau 5-5: Comparaison des résultats analytique et numérique

Flèche maximale obtenue par calcul analytique	Flèche maximale obtenue par ABAQUS
0,4231 cm	0,3944cm

Des différents résultats obtenus, il ressort que la poutrelle résiste bien en flexion simple. La cartographie des déformations montre que la poutrelle a une déformation presque négligeable. En comparant ces deux valeurs, il n'y a qu'une légère différence. Ainsi, le modèle de calcul choisi de la nervure convient aux deux calculs méthodes utilisées. De plus, chacune des valeurs de la flèche est inférieure à la flèche admissible qui est de 1,26 cm (rapport de la portée L de la poutrelle à 250). Le léger écart observé entre les deux valeurs est dû au fait que le logiciel utilise la méthode des éléments finis, qui est plus précise que la méthode classique de la résistance des matériaux, qui n'offre pas de méthode de résolution exacte mais une méthode de résolution approchée. La simulation confirme que le plancher résiste bien en flexion simple.

Conclusion

L'analyse des différents résultats de cette étude montre que, pour les nervures considérées, les sections d'armatures végétales à utiliser, sont relativement élevées par rapport à celles d'acier généralement utilisées en béton armé d'acier. Bien que les charges du plancher inaccessible soient inférieures à celles du plancher accessible considéré, la section de rônier tendu nécessaire pour résister aux charges n'a pas varié. En effet, avant la vérification des déformations du rônier, la section de rônier obtenue pour le plancher inaccessible est inférieure à celle obtenue pour le plancher accessible. Pour ne pas dépasser la déformation limite ultime du rônier, cette section a été augmentée : ce qui a permis d'avoir la même section de rônier pour les deux cas de nervures considérées.

Cependant, les espacements des armatures transversales en rotin sont plus élevés au niveau du plancher inaccessible qu'au niveau du plancher accessible (plus chargé) considéré plus la charge est élevée, plus faible est l'espacement. Ces espacements sont très faibles et ne dépassent pas 6 cm. Ceci montre que ces nervures peuvent être utilisées dans les dalles faiblement chargées. Pour le plancher inaccessible, les espacements varient de 2 cm à 6 cm. Pour une bonne condition de bétonnage, ces faibles valeurs des espacements nous permettent de recommander, pour la réalisation de ce type nervure, l'utilisation du béton de latérite donc la dimension de gros granulat ne dépasse pas 20mm leur dimension ne doit pas, soit environ $\frac{2}{3}$ du plus petit espacement à utiliser entre les armatures transversales.

La modélisation des résultats à l'aide du logiciel ABAQUS a permis de mieux cerner l'états des déformations de la poutrelle proposée et comparaison de cette déformée à celle admissible nous réconforte par rapport à la solution nouvelle proposée pour la construction de l'habitat en éco matériaux.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

L'objectif principal de cette thèse consiste en l'élaboration d'un plancher en béton de latérite armé de bois de rônier de rotin en vue de la promotion des matériaux locaux de construction.

Dans un premier temps, nous nous sommes intéressés à la caractérisation physique et mécanique de la latérite et proposé une méthode de formulation d'un béton structural avec cette dernière. Aussi avons-nous caractérisé les différents matériaux d'origine végétale (rônier et rotin) pour une maîtrise de leur performance mécanique. Cette caractérisation des divers matériaux nous a permis de comprendre que malgré la composition en particule fine de la latérite, l'on pouvait parvenir à formuler un béton structural avec des résistances mécaniques allant jusqu'à 30MPa voir au-delà avec un module d'élasticité de l'ordre de 18GPa.

Dans un second temps, nous nous sommes préoccupées par la maîtrise des performance physiques et mécaniques des lianes de rotin et du bois de rônier. Cette étude a permis de comprendre que la contrainte de rupture en traction directe parallèle aux fibres du bois de rônier et des lianes de rotin pourrait atteindre respectivement 156MPa et 22MPa.

L'étude des performances mécaniques de l'association de ces matériaux a montré son efficacité en offrant une bonne contrainte d'adhérence allant jusqu'à 4MPa. Ces performances ont validé notre approche d'élaboration d'un plancher en éco matériaux en respect de l'environnement. Il ressort que le plancher ainsi élaboré pour avoir des portées allant jusqu'à 3,50. Le dimensionnement de la poutrelle de ce dernier suivant la norme en vigueur révèle qu'une section d'armature de diamètre 25mm pourrait efficacement être une solution à la réalisation d'un plancher ; qu'ils soient courants ou non.

Par ailleurs, la portée maximale des nervures à armatures de rônier et de rotin est fonction de leur entraxe et du chargement. Pour un entraxe de 60cm, la portée maximale de ces nervures, est de 3,50m pour les planchers inaccessibles et 3,25m pour le plancher accessible considéré ($2,50kN/m^2$ pour les charges d'exploitation).

L'étude réalisée dans le cadre de cette recherche n'est qu'une phase dans la maîtrise complète de la technologie béton armé de rônier et de rotin et de même la formulation du béton de latérite. Ainsi, en perspectives, faudra-t-il :

- ✓ étudiez la durabilité des béton de latérite
- ✓ élaborer un modèle de formulation des bétons à base de granulats latéritiques

- ✓ étudier l'influence de l'âge et du diamètre sur les caractéristique mécanique du rônier et du rotin ;
- ✓ approfondir l'étude l'interface béton de latérite et béton ordinaire ;
- ✓ analyser l'effet de relâchement de l'armature végétale dans le béton et dans le temps
- ✓ évaluer la longueur d'ancrage des armatures en rônier et en rotin et le recouvrement en zone courante ;
- ✓ étudier la stabilité dimensionnelle et la durabilité des armatures en rônier et en rotin dans le béton ;
- ✓ simuler le comportement de la nervure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] V.S. Gbaguidi, G. Mohamed, T.A. Amadji, L. Adjibola, P. Socio, Etude de la possibilité d'utilisation du rônier comme armature végétale dans les éléments de structure des ouvrages en béton armé: cas des poutres, *Строительная Механика Инженерных Конструкций И Сооружений*. (2009).
- [2] M. Gibigaye, Y.D. Agossou, Etude ethnobotanique et usages mécaniques du rônier (*Borassus aethiopum mart*) au Bénin, (2018).
- [3] D. MINGA MINGA, Le rotin et ses fonctions vitales dans la ville de Kinshasa, (n.d.). <http://www.fao.org/3/XII/0281-A2.htm> (accessed October 26, 2020).
- [4] A. Javadian, M. Wielopolski, I.F.C. Smith, D.E. Hebel, Bond-behavior study of newly developed bamboo-composite reinforcement in concrete, *Constr. Build. Mater.* 122 (2016) 110–117. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.06.084>.
- [5] J. Boucher, Développement d'une poutre de béton armé de bambou préfabriquée pour l'habitat urbain de Hanoi, (2006).
- [6] D. Blackburn, Le développement d'un système constructif de plancher préfabriqué pour l'habitat urbain de Hanoi, PhD Thesis, Université Laval, 2006.
- [7] N. AFRICAINS, ACTES NÚMERO 9, (n.d.).
- [8] F. Buchanan, Journey from Madras through the countries of Mysore, Canara and Malabar. Vol. I, W Bulmer and Company, London, 1807.
- [9] P. Autret, Latérites et graveleux latéritiques, *ETUDES*. (1983).
- [10] G. Bourgeon, Y. Gunnell, La latérite de Buchanan, (2005).
- [11] R.S.T. Manhães, L.T. Auler, M.S. Sthel, J. Alexandre, M.S.O. Massunaga, J.G. Carrió, D.R. Dos Santos, E.C. Da Silva, A. Garcia-Quiroz, H. Vargas, Soil characterisation using X-ray diffraction, photoacoustic spectroscopy and electron paramagnetic resonance, *Appl. Clay Sci.* 21 (2002) 303–311.
- [12] I.A. Oyediran, J. Okosun, An attempt to improve geotechnical properties of some highway lateritic soils with lime, *RMZ–M&G.* 60 (2013) 287–296.
- [13] M. Antsele, Comportement mécanique des sols résiduels tropicaux : cas des latérites et des saprolites de la Nouvelle-Calédonie, PhD Thesis, 1999.
- [14] Lyon Associates, Inc. (1971), LES SOLS LATÉRITIQUES ET D'AUTRES SOLS DIFFICILES D'AFRIQUE : Études géotechniques pour USAID-Lyon Associates, Md. USA-BRRI Kumassi Ghana. (1971). <https://trid.trb.org/view/1048624> (accessed December 1, 2021).

- [15] M. Ndiaye, J.P. Magnan, I.K. Cissé, L. Cissé, Étude de l'amélioration de latérites du Sénégal par ajout de sable, *Bull. Lab. Ponts Chaussees*. (2013) 123–137.
- [16] I.A. Zoro Bi, K.L. Kouakou, Étude de la filière rotin dans le district d'Abidjan (Sud Côte d'Ivoire), *Biotechnol. Agron. Soc. Environ.* 8 (2004) 199–209.
- [17] R. Maignien, Le cuirassement des sols en Guinée. Afrique occidentale, *Persée-Portail des revues scientifiques en SHS*, 1958.
- [18] P. Segalen, P. Ségalen, *Le fer dans les sols*, Orstom, 1964.
- [19] M.S. Issiakou, N. Saiyouri, Y. Anguy, C. Gaborieau, R. Fabre, ETUDE DES MATÉRIAUX LATÉRITIQUES UTILISÉS EN CONSTRUCTION ROUTIÈRE AU NIGER: MÉTHODE D'AMÉLIORATION., in: 2015.
- [20] F.L. Woollorton, Relation between the Plastic Index and the Percentage of Fines in Granular Soil Stabilization, in: *Highw. Res. Board Proc.*, 1948.
- [21] I. Tockol, Contribution à l'étude des graveleux latéritiques dans les pays du Sahel: cas des routes non revêtues, PhD Thesis, Ecole de génie, Université de Moncton, Moncton, NB?, CA, 1993.
- [22] P. Lompo, MATERIALS USED IN ROAD CONSTRUCTION IN UPPER VOLTA: AN UNCONVENTIONAL MATERIAL: THE "LITHOSTAB", 1980.
- [23] G. Rupf, Increasing the Potential of Biogas in Sub-Saharan Africa, (n.d.) 479.
- [24] P.L. GIFFARD, *Le palmier rônier (borassus aethiopum mart)*, 1967.
- [25] Y.D. AGOSSOU, Typologie des sous populations de l'espèce végétale borassus et état des connaissances sur son utilisation endogène comme bois d'œuvre, Mémoire d'Ingénierie, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi/ Université d'Abomey-Calavi, 2008.
- [26] K. NGARGUEUDEDJIM, N. NGARMAÏM, B. BASSA, N. ALLARABEYE, D. ANNOUAR, M. ABDEL-RAHIM, B. SOH FOTSING, M. FOGUE, Caractéristiques physiques du bois Rônier (Borassus aethiopum Mart ., Arecaceae) du Tchad / Afrique Centrale [Physical characteristics of tall-palm (Borassus Aethiopum Mart ., Arecaceae) of Chad / Central Africa], *Int. J. Innov. Appl. Stud.* 13 (2015) 553–560.
- [27] K.A. CHERIFA, Contribution à l'étude structurale d'un principe antifongique isolé des inflorescences mâles de borassus aethiopum mart. (arecaceae), Thèse de Doctorat, Université de Ouagadougou, 2002.
- [28] K.G.-C. Douffi, Distribution spatiale et dynamique de la population de palmiers rôniers, *Borassus aethiopum Mart.*, par approche de la télédétection et du Système d'Information

- Géographique (SIG) de la réserve de Lamto (Centre de la Côte d'Ivoire), PhD Thesis, Université Nangui Abrogoua, Abidjan (Côte d'Ivoire), 2020.
- [29] Y. CABANNES, G. CHANTRY, Le rônier et le palmier à sucre : Production et mise en œuvre dans l'habitat, GREF, France, 1987.
- [30] A.K. DIALLO, I. DIOP, M.B. SOW, Problématique de la gestion durable du rônier dans la sous-région ouest-africaine, Atelier technique sur le rônier en République de Guinée Conakry, 1998.
- [31] K. NGARGUEUEDJIM, E. MBAYNGONE, N. NADJITONON, B. BASSA, N. ALLARABEYE, J.-F. DESTREBECQ, R. MOUTOU PITT, R. AGNES, Caractérisation anatomique et chimique du rônier (*Borassus aethiopum* mart., arecaceae) du tchad/Afrique centrale, Int. J. Innov. Sci. Res. 20 (2016) 129–137.
- [32] P. DETIENNE, Cours illustré d'anatomie des bois, Centre Technique Forestier Tropical.CIRAD, 1988.
- [33] D.S.E. HOUANKOUN, Importance socio-économique du rônier : Différents usages et commercialisation de quelques sous-produits au Bénin, Mémoire de DEA, EDP/GEN – UAC, 2004.
- [34] C. OUINSAVI, C. GBEMAVO, N. SOKPON, Ecological Structure and Fruit Production of African Fan Palm (*Borassus aethiopum*) Populations, Am. J. Plant Sci. 2011 (2011) 733–743. <https://doi.org/10.4236/ajps.2011.26088>.
- [35] F. Gbesso, H. Yedomonhan, B. Tente, A. Akoegninou, Distribution géographique des populations de rôniers (*Borassus aethiopum* Mart, Arecaceae) et caractérisation phytoécologique de leurs habitats dans la zone soudano-guinéenne du Bénin, J. Appl. Biosci. 74 (2014) 6099. <https://doi.org/10.4314/jab.v74i1.14>.
- [36] V.K. Salako, A.E. Assogbadjo, A.C. Adomou, C. Agbangla, R.L. Glèlè Kakaï, Latitudinal distribution, co-occurring tree species and structural diversity of the threatened palm *Borassus aethiopum* (Arecaceae) in Benin, West Africa, Plant Ecol. Evol. 148 (2015) 335–349.
- [37] E.C. ADJOVI, K. V. DOKO, A. TCHEOUALI, A.G. GBAGUIGI, I. HOUNWANOU, Composite ciment/bois de *Borassus aethiopum* mart : étude de l'influence des fibres sur la pâte du ciment et caractérisation mécanique, J Rech Sci Univ Lomé Togo. 15 (2013) 133–141.
- [38] R. PELTIER, Le Rônier *Borassus aethiopum* MART (Palmées) Flamboyant, (1993).

- [39] O.D. Samah, K.B. Amey, K. Neglo, Determination of mechanical characteristics and reaction to fire of "RONIER"(Borassus aethiopum mart.) of Togo, Afr. J. Environ. Sci. Technol. 9 (2015) 80–85.
- [40] K. Ngargueudedjim, D.M. Annouar, G.E. Ntamack, S.C. D'ouazzane, H.W. Bianpambe, Anisotropic behaviour of natural wood palmyra (borassus aethiopum mart) of chad, Int. J. Mech. Eng. Technol. IJMET. 6 (2015) 102–111.
- [41] C.M. De la Cruz Sanchez, Mesure des constantes élastiques du bois d'épinette noire (Picea mariana (Mill.) BSP) dans des conditions d'équilibre du séchage à basse température, (2006).
- [42] V. Gbaguidi, A.G. Gbaguidi, M. Gibigaye, E. Adjovi, B.A. Sinsin, T.A. Amadji, Détermination expérimentale des principales caractéristiques physiques et mécaniques du bois du rônier (Borassus Aethiopum Mart.) d'origine béninoise, J. Rech. Sci. L'Université Lomé. 12 (2010).
- [43] V. Pattusamy, N. Nandini, M. Vijay, K. Bheemappa, Formulation and Evaluation of Mouth Dissolving Tablets of Antibacterial Agent, Int. J. Adv. Res. 1 (2013) 77–82. <https://doi.org/10.21474/IJAR01>.
- [44] A.M.A. BOUSSARI, Caractérisation physique et mécanique du borassus aethiopum, Mémoire d'Ingénierie, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi/ Université d'Abomey-Calavi, 2008.
- [45] D. GUITARD, Mécanique du Matériau Bois et Composites, Cepadues, Toulouse, France, 1987.
- [46] J. Dransfield, Taxonomie, biologie et écologie du rotin, Unasylva FAO. (2001).
- [47] N.S. Assani, J. De Dieu, M. Mokoso, J. Marie, K. Muhongya, La bio-écologie du petit rotin Eremospatha haullevillea de Wild. (Arecaceae) dans la réserve forestière de Yoko (Bassin du Congo, RD Congo), Int. J. Innov. Sci. Res. 18 (2015) 397–406.
- [48] T.C. SUNDERLAND, Hapaxanthly and pleonanthly in African rattans (Palmae: Calamoideae), J. Bamboo Rattan. 1 (2002) 131–139.
- [49] O. BABALIYE, Le fluage en flexion deux points du matériau rotin, (2016).
- [50] A. Oteng-Amoako, E. Ebanyele, The anatomy of 5 economic rattan in Ghana, New Res. Afr. Rattans Int. Netw. Bamboo Rattan Beijing China. (2001).
- [51] L. Defo, Le rotin, la forêt et les hommes, Leiden University, 2005. <https://hdl.handle.net/1887/605> (accessed July 11, 2021).
- [52] T.C.H. Sunderland, The taxonomy, ecology and utilisation of African rattans (Palmae: Calamoideae), University of London, University College London (United Kingdom), 2001.

- [53] B.I.O. Dahunsi, E.B. Lucas, " Harvesting, processing and utilisation of rattan canes in Western Nigeria: management paper, South. Afr. For. J. 2004 (2004) 37–44.
- [54] A. Foudjet, J. Fomo, Une nouvelle méthode d'accroissement de l'adhérence entre une armature en matière végétale et le béton (effet de confinement): cas de l'armature de rotin dans le béton de nodules latéritiques, Mater. Struct. 28 (1995) 554–557.
- [55] T.C.H. Sunderland, M. BALINGA, J.L. Groves, The cane bridges of the Takamanda region, Cameroon, (2002).
- [56] T. Sunderland, Balinga, The cane Bridges of the Takamanda Region, PALMS. 46 (2002) 93–95.
- [57] Bongo Doit Partir » Le pont en lianes de Poubara s'ouvre au public mercredi » Print, (n.d.). <https://www.bdp-gabon.org/articles/2012/01/16/le-pont-en-lianes-de-poubara-souvre-au-public-mercredi/print/> (accessed July 11, 2021).
- [58] G. Tian, L. Shang, S. Yang, Z. Jiang, Compression properties of vascular bundles and parenchyma of rattan (*Plectocomia assamica* Griff), Holzforschung. 68 (2014) 927–932.
- [59] CIMbéton, Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre, Fiches Tech. Tome 2 Collect. Tech. Cimbéton G11. (2006) 134.
- [60] CIMbéton, Les constituants des bétons et des mortiers, Fiches Tech. Tome 1 Collect. Tech. Cimbéton G10. (2005) 71.
- [61] L. Peter, H. Cathleen, R. Erich, H. Jean-Gabriel, W. Kertin, S. Thomas, Guide pratique du béton: Concevoir et mettre en œuvre des bétons durables, 6th ed., Holcim (Suisse) SA, Zurich, 2015.
- [62] A. Short, W. Kinniburgh, Lightweight concrete (Revised Edition), Lond. Maclaren Group Co. (1968).
- [63] J. Cox, Le béton cellulaire, matériau d'avenir, Bruxelles, 2005.
- [64] F. Ghomari, Matériaux de Construction, Univ. Abou Bekr Belkaid Tlemcem-Algér. (2017).
- [65] B. Safi, Méthodes de composition des bétons ordinaires, (2017).
- [66] J. Bolomey, Module de finesse d'Abrams et calcul de l'eau de gâchage des bétons, Bull. Tech. Suisse Romande. 5 (1931) 54–56.
- [67] G. Dreux, Nouveau guide du béton, Paris, France, 1990.
- [68] F. de Larrard, Structures granulaires, (n.d.) 414.
- [69] F. De Larrard, T. Sedran, Mixture-proportioning of high-performance concrete, Cem. Concr. Res. 32 (2002) 1699–1704.

- [70] G. Vincent, Université des Sciences et Technologies de Lille Etude expérimentale du comportement mécanique des Bétons à Très Hautes Performances sous sollicitations multiaxiales simples et complexes, (1999).
- [71] S. Laldji, Caractéristiques fondamentales du béton, Ecole Technol. Supér. Qué.-Can. (2015) 45.
- [72] A.M.Neville, Properties of concrete, 5th ed., Bristish Library, London, 2011.
- [73] C. Ployaert, Le béton , un matériau pour des constructions étanches ?, (2016) 48.
- [74] K. Clare, P. Sherwood, The effect of organic matter on the setting of soil-cement mixtures, J Appl Chem. 4 (1954) 625–630.
- [75] N. Cabane, Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation., Thèse de Doctorat, Université Jean Monnet et de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de ST-Etienne, 2005.
- [76] H. Tremblay, J. Duchesne, J. Locat, S. Leroueil, Influence of the nature of organic compounds on fine soil stabilization with cement, J. Géotechnique Can. 39 (2002) 535–546. <https://doi.org/10.1139/T02-002>.
- [77] R. Van Ganse, Propriétés et applications des latérites au Congo belge, Académie royale des sciences coloniales, 1957.
- [78] M. Laquerbe, I. Cisse, G. Ahouansou, Pour une utilisation rationnelle des graveleux latéritiques et des sables de dunes comme granulats à béton Application au cas du Sénégal, Mater. Struct. 28 (1995) 604–610.
- [79] M. Ndiaye, Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil, PhD Thesis, Paris Est, 2013.
- [80] A. Lawane Gana, Caractérisation des matériaux latéritiques indurés pour une meilleure utilisation dans l'habitat en Afrique, PhD Thesis, Le Havre, 2014.
- [81] M.S. Issiakou, Caractérisation et valorisation des matériaux latéritiques utilisés en construction routière au Niger, (n.d.) 350.
- [82] H.B. Takala, CARACTERISATION GEOTECHNIQUE ET EVALUATION EN CONSTRUCTION ROUTIERE DES LATERITES DE BATOUFAM, OUEST CAMEROUN, (n.d.) 16.
- [83] N.K. Raju, R. Ramakrishnan, Properties of laterite aggregate concrete, Springer Int. Publ. AG Part Springer Nat. 5 (1972) 307–314.
- [84] L.A. Balogun, D. Adepegba, Effect of varying sand content in laterized concrete, Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concr. 4 (1982) 235–240.

- [85] E.G. Akpokodje, P. Hudec, Properties of concretionary laterite gravel concrete, *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.* 46 (1992) 45–50.
- [86] F. Falade, Influence of Water/Cement Ratios and Mix Proportions on Workability and Characteristic Strength of Concrete Containing Laterite Fine Aggregate, *Build. Environ.* 29 (1994) 237–240.
- [87] M.E. Ephraim, E.A. Adoga, E.O. Rowland-Lato, Strength of Laterite Rock Concrete, *Am. J. Civ. Eng. Archit.* 4 (2016) 54–61.
- [88] J.. Osunade, Effect of replacement of lateritic soils with granite fines on the compressive and tensile strengths of laterized concrete, *Build. Environ.* 37 (2002) 491–496.
- [89] O. Ata, K.O. Olusola, O.O. Aina, Factors Affecting Poisson's Ratio of Laterized Concrete, *J. Sains Dan Teknol. EMAS Jkt.* 15 (2005) 74–84.
- [90] F.U. Felix, H.I. Udemé, O.O. Obasi, Strength performance of laterized concrete, *Elsevier Constr. Build. Mater.* 20 (2005) 1057–1062.
- [91] Ata. Olugbenga, Effects of varying curing age and water/cement ratio on the elastic properties of laterized concrete, *Civ. Eng. Dimens.* 9 (2007) 85–89.
- [92] J.O. Ukpata, M.E. Ephraim, G.A. Akeke, Compressive strength of concrete using lateritic sand and quarry dust as fine aggregate, *ARPN J. Eng. Appl. Sci.* 7 (2012) 81–92.
- [93] O.U. Joseph, Maurice.E. Ephraim, Flexural and tensile strength properties of concrete using lateritic sand and quarry dust as fine aggregate, *ARPN J. Eng. Appl. Sci.* 7 (2012) 324–331.
- [94] N.W. Kamaruzaman, K. Muthusamy, Properties of Concrete with Laterite Aggregate as Partial Coarse Aggregate Replacement, *Int. J. Civ. Eng. Eng. Geo-Environ.* 3 (2012) 47–50.
- [95] O. Ettu, O.M. Ibearugbulem, J.C. Ezech, U.C. Anya, The Suitability of Using Laterite as Sole Fine Aggregate in Structural Concrete, *Int. J. Sci. Eng. Res.* 4 (2013) 502–507.
- [96] M. Salau, A.O. Busari, Effect of Different Coarse Aggregate Sizes on the Strength Characteristics of Laterized Concrete, in: *2nd Int. Conf. Innov. Mater. Struct. Technol.*, IOP Publishing, 2015: pp. 1–8.
- [97] Masani, *Studies on Bamboo Concrete Composite Construction*, (1977).
- [98] K. Ghavami, Ultimate Load Behavior of Bamboo-Reinforced Light weight Concrete Beams, *Cem. Concr. Compos.* 17 (1995) 281–288.
- [99] L.C.-C. DESODT, *Habitations végétales: ça tient le bambou?*, (n.d.).
- [100] S. Amada, S. Untao, Fracture properties of bamboo, *Compos. Part B Eng.* 32 (2001) 451–459. [https://doi.org/10.1016/S1359-8368\(01\)00022-1](https://doi.org/10.1016/S1359-8368(01)00022-1).

- [101] J. Boucher, Développement d'une poutre de béton armé de bambou préfabriquée pour l'habitat urbain de Hanoi, Mémoire de Maitrise en sciences de l'architecture, Université de Laval, Canada, 2006.
- [102] C.Lima. Humberto, L.W. Fabio, P.B. Normando, A.R. Maxer, S.C. Bruna, Durability analysis of bamboo as concrete reinforcement, *Mater. Struct.* 41 (2008) 981–989.
- [103] G. Sanjeev, K. Dr Rajiv, To experimental study ans use of Bambo in cicvil structure reinforced concrete, *Int. J. Latest Res. Sci. Technol.* 5 (2016) 102–105.
- [104] P. Ngouadjeu, Béton de nodules latéritiques armé de rotin: contribution à l'amélioration de l'adhérence, Mémoire de fin d'étude, ENSP, 1992.
- [105] O. Obilade, F. Olutoge, Flexural Characteristics of Rattan Cane Reinforced Concrete Beams, *Int. J. Eng. Sci.* 3 (2014) 38–42.
- [106] H.M.A. Mahzuz, M. Ahmed, M.K. Uddin, M.M. Hossain, N. Saquib, Effectiveness Evaluation of Zali bet as Reinforcement in Concrete Beam, *Civ. Eng. Archit.* 2 (2014) 269–279.
- [107] A. Sohounhloué, G. Gbaguidi, T. Tamo, E. Foudjet, Caractérisation des joints inter-faciaux des fibres végétales: cas du rotin du Cameroun, *Rev. Sci. Tech. For. Environ. Bassin Congo.* 3 (2014) 32–38.
- [108] P.Adekunle. Adewuyi, A.A. Otukoya, O.A. Olaniyi, Comparative Studies of Steel , Bamboo and Rattan as Reinforcing Bars in Concrete : Tensile and Flexural Characteristics, *Open J. Civ. Enginnering.* 5 (2015) 228–238.
- [109] Das. Priyadarshi, Basa. Bidyadhar, Samuel. Digal, Chandan. Jana, Cane reinforced cement concrete: an experimental approach on flexural strength characteristics in comparision with steel RCC, *Int. J. Civ. Eng. Technol.* 7 (2016) 463–473.
- [110] I.& Ahoussinou, B. Orounla, Determination theorique des sections de bois borassus dans des poutres simplement flechies et faiblement chargees, Mémoire d'Ingénierie, EPAC/ Université d'Abomey-Calavi, 2010.
- [111] J.A. Kankam, S.H. Perry, Variability of bond strength between bamboo and concrete, *Ameriacn Concr. Inst. Mater. J.* 86 (1989) 615–618.
- [112] V. Raj, Treatise on utilization of bamboo as reinforcement in ferrocement, *J. Ferrocem.* 21 (1991) 371–382.
- [113] A. Foudjet, J. Fomo, Une nouvelle méthode d'accroissement de l'adherence entre une armature en matiere végétale et le béton (effet de confinement): cas de l'armature de rotin dans le béton de nodules latéritiques, *Mater. Struct.* 28 (1995) 28–31.

- [114] L. Shui, Some properties of bamboo as ferrocement reinforcements, *J. Ferrocem.* 20 (1990) 149–157.
- [115] T. Kawai, M. Kamamura, Y. Kasai, Properties of Bonding Weathering, Bending of beam of bamboo reinforced soil-cement concrete, *Concr. Research Technol.* 11 (2000) 29–37.
- [116] I. Youssouf, R. (Italy) D. de la M. en V. des T. et des E. fre Fao, S.-C.O. et C.A. de C. des S. pour la M. en V. des T. fre 9-13 O. 2000 R. 14 Abomey (Benin), M. Lawani, Les sols beninois: classification dans la Base de reference mondiale, (2002). <https://agris.fao.org/agris-search/search.do?recordID=XF2016060395> (accessed August 19, 2020).
- [117] A.K. Kasthurba, M. Santhanam, M.S. Mathews, Investigation of laterite stones for building purpose from Malabar region, Kerala state, SW India – Part 1: Field studies and profile characterisation, *Constr. Build. Mater.* 21 (2007) 73–82. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.07.006>.
- [118] G. Mohamad, P.B. Lourenço, H.R. Roman, Mechanics of hollow concrete block masonry prisms under compression: Review and prospects, *Cem. Concr. Compos.* 29 (2007) 181–192. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2006.11.003>.
- [119] A. Kasthurba, V. Reddy, Use of Laterite as a Sustainable Building Material in Developing Countries, *Int. J. Earth Sci. Eng.* 07 (2015) 1251–1258.
- [120] A. Lawane, A. Pantet, R. Vinai, J.H. Thomassin, Etude géologique et géomécanique des latérites de Dano (Burkina Faso) pour une utilisation dans l’habitat, XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011. (2011) 206–215.
- [121] Notice norme, (n.d.). <https://cobaz-afnor-org.bases-doc.univ-lorraine.fr/notice/norme/nf-en-iso-17892-4/FA166662?rechercheID=4033963&searchIndex=1&activeTab=all> (accessed November 29, 2021).
- [122] AFNOR, NF P94-051 Sols: reconnaissance et essais- Détermination des limites d’Atterberg- Limite de liquidité à la coupelle- limite de plasticité au rouleau, Norme Fr. (1993) 15.
- [123] AFNOR, NF P 94-068 Sols : Reconnaissance et essais Mesure de la capacité d ’ adsorption de bleu de méthylène d ’ un sol ou d ’ un matériau rocheux, Norme Fr. (1998) 1–8.
- [124] AFNOR, NF P 18-598 Granulats Équivalent de sable, Norme Fr. (1991) 8.
- [125] AFNOR, NF EN 1097-3 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats- Partie 3 : Méthode pour la détermination de la masse volumique en vrac et de la porosité intergranulaire, Norme Eur. Version Fr. (1998) 13.

- [126] AFNOR, NF EN 1097-6 Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats- Partie 6 : Détermination de la masse volumique réelle et du coefficient d'absorption d'eau, Norme Eur. Version Fr. (2001) 30.
- [127] NF EN 1097-2, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 2: Methods for the determination of resistance to fragmentation, (n.d.).
- [128] NFP 18-303 - Google Search, (n.d.). <https://www.google.com/search?q=NFP+18-303&oeq=NFP+18-303+&aqs=chrome..69i57j0i22i30l2.1003j0j15&sourceid=chrome&ie=UTF-8> (accessed July 26, 2021).
- [129] J.-P. Ollivier, A. Vichot, La durabilité des bétons : Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement, ATILH, Paris, France, 2008.
- [130] NF EN 12390-3, Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens, (n.d.).
- [131] NF EN 12390-6, Testing hardened concrete - Part 6: Tensile splitting strength of test specimens, (n.d.).
- [132] G. Dreux, Nouveau guide Du Béton-3e édition, Collect. UTI-ITBTP. (1981).
- [133] G. Dreux, Composition des bétons, Tech. L'ingénieur C. 2 (1982) 220.
- [134] F. De Larrard, Concrete mixture proportioning: a scientific approach, CRC Press, 1999.
- [135] D. Bastin, Essais d'orientation de préconcentration par jiggage d'un échantillon de gravier latéritique cobaltifère de Kimono (RDC)., (2005). <https://orbi.uliege.be/handle/2268/155528> (accessed March 6, 2020).
- [136] AFNOR, NF B51-004 Bois: Détermination de l'humidité, Norme Fr. (1985) 6.
- [137] AFNOR, NF B51-006 Bois: Détermination du retrait, (1985) 10.
- [138] AFNOR, NF B51-005 Bois: Détermination de la masse volumique, Norme Fr. (1985) 10.
- [139] AFNOR, Détermination de la masse volumique, Norme Fr. Bois NF B51-005. (1985) 5.
- [140] AFNOR, Traction parallèle aux fibres : détermination de la résistance à la rupture en traction parallèle au fil du bois de petites éprouvettes sans défaut, Norme Fr. Bois NF B51-017. (1988) 6.
- [141] AFNOR, Traction parallèle aux fibres : détermination du module d'élasticité en traction parallèle au fil du bois de petites éprouvettes sans défaut, Norme Fr. Bois NF B51-018. (1988) 7.
- [142] A.W.C. FARAH, H.A.B. BADORUL, A.M.J. MEGAT, P. RAMADHANSYAH, Properties of concrete block containing rice husk ash subjected to girha, IJRRAS. 8 (2011) 57–64.

- [143] H.M.A. MAHZUZ, M. AHMED, M.K. UDDIN, M.M. HOSSAIN, N. SAQUIB, Effectiveness Evaluation of Zali bet as Reinforcement in Concrete Beam, Horiz. Res. Publ. 2 (2014) 269–279. <https://doi.org/10.13189/cea.2014.020702>.
- [144] AFNOR, Essai de compression axiale, Norme Fr. Bois NF B51-007. (1985) 3.
- [145] Notice norme, (n.d.). <https://cobaz-afnor-org.bases-doc.univ-lorraine.fr/notice/norme/astm-d790-17/AM97762?rechercheID=4264792&searchIndex=1&activeTab=all> (accessed December 13, 2021).
- [146] AFNOR, Caractéristiques physiques et mécaniques du bois, Norme Fr. Bois NF B51-002. (1942) 16.
- [147] AFNOR, Caractéristiques physiques et mécaniques du bois, Norme Fr. Bois NF B51-002. (1942) 16.
- [148] V.S. GBAGUIDI, G.L. GBAGUIDI AISSE, M. GIBIGAYE, E. ADJOVI, B.A. SINSIN, T.A. AMADJI, Détermination expérimentale des principales caractéristiques physiques et mécaniques du bois du rônier (*Borassus aethiopum* Mart.) d'origine béninoise par, J. Rech. Sci. Univ. Lome. 12 (2010) 1–12.
- [149] Das. Priyadarshi, Basa. Bidyadhar, Samuel. Digal, Chandan. Jana, Cane reinforced cement concrete: an experimental approach on flexural strength characteristics in comparision with steel RCC, Int. J. Civ. Eng. Technol. 7 (2016) 463–473.
- [150] CNDB, Guide d'utilisation du bois, Comité National pour le Développement du Bois, Paris, 2017.
- [151] E. CHABI, Formulation du béton de balles de riz pour la production des entrevous : étude du comportement au cisaillement et au poinçonnement-flexion des entrevous, Mémoire de DEA, Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi/ Université d'Abomey-Calavi, 2014.
- [152] J. BOUCHER, Développement d'une poutre de béton armé de bambou préfabriquée pour l'habitat urbain de Hanoi, Mémoire de maîtrise, Ecole Nationale Supérieure de Génie Civil de Hanoi/Université de Laval, 2006.
- [153] M. PERCHAT, M. HUEBER, Béton Armé : Cours, (n.d.) 253.

Annexes

Annexe A : Diagramme suivant la méthode Dreux Gorrisse, de modélisation des proportions des granulats pour la formulation du béton

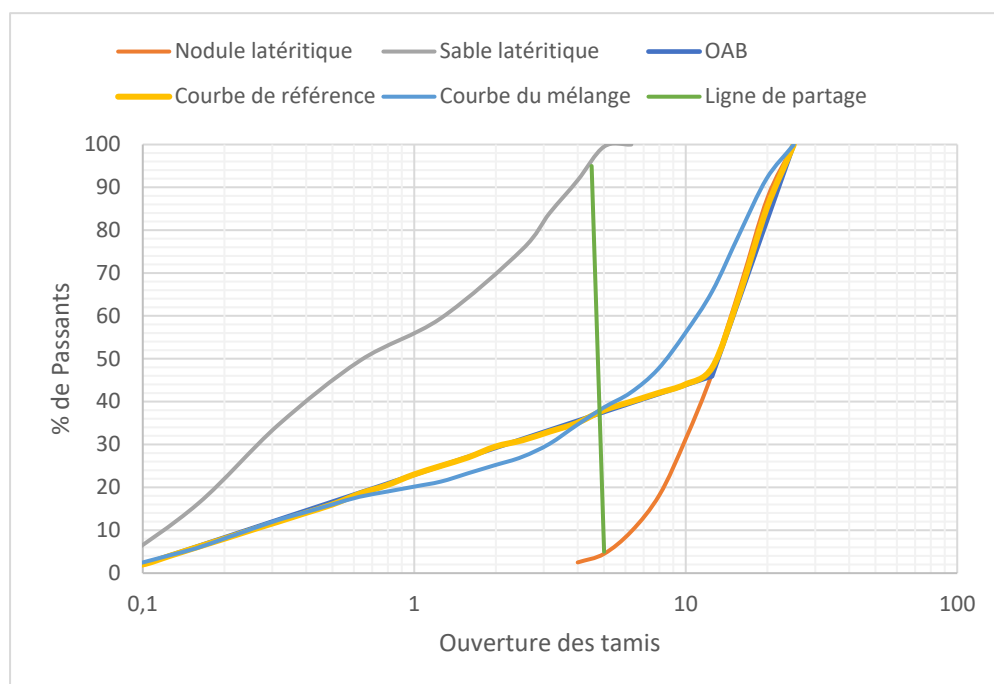


Figure A 1: Modélisation de la composition des constituants du béton selon Dreux Gorrisse

Annexe B : Analyse des résultats de flexion trois points sur le bois

- Détermination des contraintes de rupture

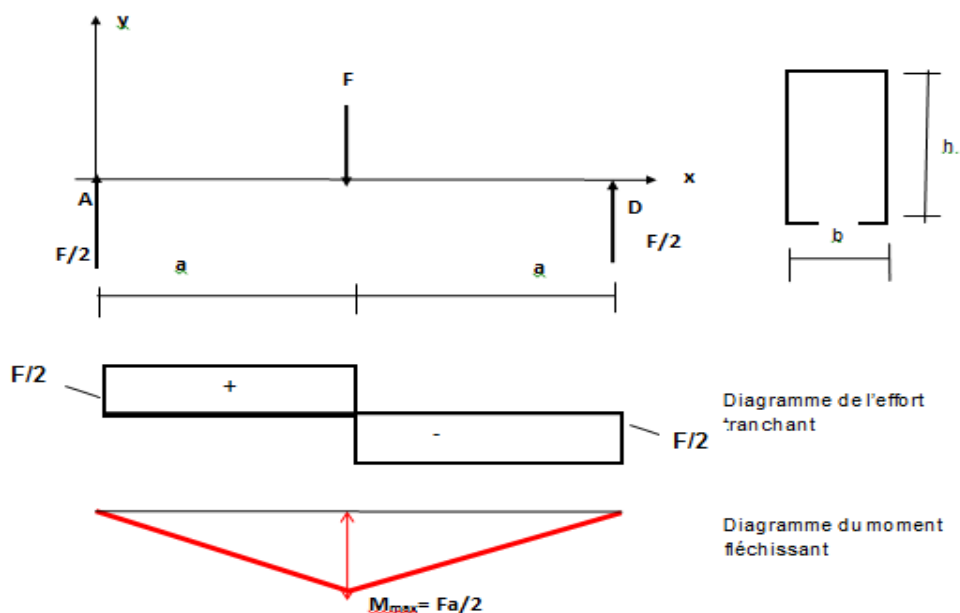


Figure 0-1: diagramme de l'effort tranchant et du moment fléchissant

Cette contrainte peut être calculée par la formule ci-dessous

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{M_{\text{max}} \times y}{I} \quad (0-1)$$

Avec I = moment d'inertie de la poutre $I = bh^3/12$ et y , la position de l'axe neutre de la poutre en bois ($y = h/2$)

On obtient alors

$$\sigma_{\text{rup}} = \frac{3 \times F \times a}{b \times h^2} \quad (0-2)$$

- **Détermination du module de déformation**

Ce coefficient est déterminé à partir de l'équation de la déformée de la poutre. Après l'établissement de l'équation de la déformée de la poutre, la démarche suivie pour la détermination du module de déformation est la suivante :

- Localisation du domaine linéaire (zone élastique) sur chaque courbe
- Tracé de la courbe correspondant au domaine linéaire
- Détermination la pente de la droite d'ajustement correspondante.

- **Equation de la déformée de la poutre**

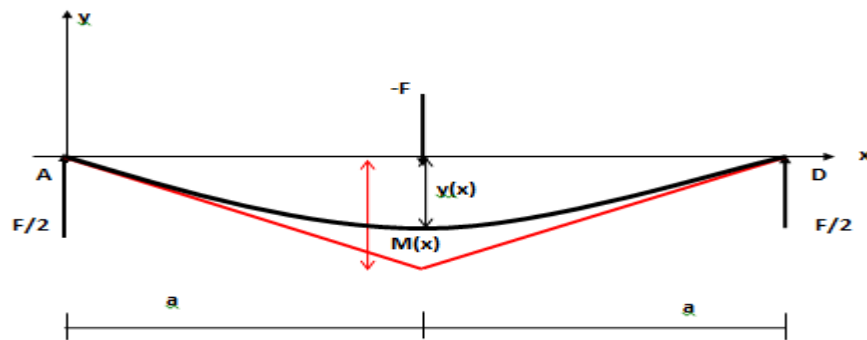


Figure 0-2 : Déformée statique en flexion 3 points et diagramme du moment fléchissant

- **Expression des moments**

$$\forall x \in [0, a] \text{ on a } M(x) = \frac{Fx}{2}$$

$$\forall x \in [a, 2a] \text{ on a } M(x) = \frac{Fx}{2} - F(x-a)$$

- **Expression de la déformée**

La dérivée seconde de la déformée est : $y''(x) = \frac{M(x)}{EI}$ (3.6)

$$\begin{cases} y''(x) = \frac{Fx}{2EI} & \text{si } x \in [0, a] \\ y''(x) = \frac{Fa}{2EI} & \text{si } x \in [a, 2a] \end{cases} \quad (3.5)$$

L'expression de la déformée obtenue après double intégration est

$$y(x) = \frac{F}{12EI} x^3 - \frac{Fa^2}{2EI} x \quad \text{si } x \in [0, a]$$

et

$$y(x) = \frac{Fa}{4EI} x^2 - \frac{3Fa^2}{4EI} x + \frac{Fa^3}{12EI} \quad \text{si } x \in [a, 2a]$$

- **Expression de la déformée maximale**

La déformée maximale de la poutre est $y_{\max} = y(a) = f$

$$f = \frac{8Fa^3}{48EI}$$

(0-3)

- **Détermination du module de déformation**

Le module de déformation sera déterminé par :

$$E = \frac{8a^3}{48I} \left(\frac{F}{f} \right)$$

$$\Delta E = \frac{8a^3}{48I} \left(\frac{\Delta F}{\Delta f} \right)$$

(0-4)

Avec

I : moment d'inertie de la poutre $I = \frac{bh^3}{12}$

a : distance entre les appuis

$\left(\frac{\Delta F}{\Delta f} \right)$: Variation de la charge appliquée sur la variation de la déformée de la poutre (elle sera déterminée par la pente de la droite d'ajustement)

Annexe C: Quelques données relatives aux essais physiques du rônier

Tableau A-0-1 : Données pour la rétractibilité totale

Etat saturé	Etat anhydre
-------------	--------------

N° de l'éprouvette	Coté radiale (L_{RS}) en mm	Coté tangentielle (L_{TS}) en mm	Coté radiale (L_{R0}) en mm	Coté tangentielle (L_{T0}) en mm	Volume à l'état anhydre (V_0) en cm ³	Volume à l'état saturé (V_s) en cm ³
1	27,72	26,65	26,59	25,71	7,59	9,20
2	27,86	27,34	26,57	26,33	7,51	9,10
3	27,09	26,38	26,18	25,26	7,63	8,52
4	27,24	27,51	26,07	26,53	7,15	8,10
5	26,94	26,34	25,77	25,28	6,98	8,00
6	28,15	26,53	27,12	25,49	7,21	8,30

Tableau A-0-2 : Tableau de l'évolution de la masse du rônier en fonction du temps

	Temps en jours	N° de l'éprouvette								
		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9
Masse (m) en g	0	5,97	5,92	6,22	5,46	6,80	6,26	5,90	6,16	5,85
	1	7,72	7,72	7,97	7,12	8,85	8,05	7,73	7,92	7,52
	2	8,30	8,35	8,59	7,68	9,45	8,61	8,34	8,49	8,12
	3	8,55	8,56	8,76	7,94	9,75	8,87	8,58	8,70	8,44
	4	8,68	8,72	9,00	8,08	9,86	8,96	8,78	8,91	8,60
	5	8,95	8,94	9,18	8,27	10,11	9,24	9,02	9,10	8,87
	6	9,13	9,10	9,33	8,49	10,31	9,39	9,17	9,25	9,02
	7	9,26	9,24	9,46	8,53	10,32	9,46	9,28	9,31	9,16
	8	9,38	9,34	9,53	8,68	10,49	9,65	9,39	9,47	9,21
	9	9,49	9,49	9,66	8,76	10,66	9,75	9,50	9,58	9,39
	10	9,54	9,59	9,73	8,86	10,68	9,84	9,60	9,68	9,45
	11	9,64	9,67	9,81	8,96	10,82	9,92	9,66	9,78	9,51
	12	9,66	9,73	9,89	9,00	10,89	10,01	9,69	9,86	9,54
	13	9,71	9,74	9,98	9,01	10,98	10,07	9,75	9,89	9,58
	14	9,74	9,77	10,02	9,05	11,00	10,10	9,77	9,91	9,59
	15	9,76	9,77	10,03	9,08	11,04	10,12	9,77	9,91	9,60
	16	9,76	9,77	10,06	9,08	11,09	10,14	9,78	9,91	9,60
	17	9,76	9,78	10,09	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,60
	18	9,76	9,79	10,10	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,60
	19	9,76	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,60
	20	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,61
	21	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,61
	22	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,79	9,91	9,61
	23	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	24	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	25	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	26	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	27	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	28	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	29	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62
	30	9,77	9,82	10,10	9,08	11,09	10,14	9,80	9,93	9,62

Tableau A-0-3 : Données relatives à la masse volumique

N° de l'éprouvette	Masse à l'humidité H (m_H) en g	Masse à l'état anhydre (m_0) en g	Humidité H (V_H) en %	Volume à l'état saturé (V_s) en cm^3	
1	7,01	6,12	14,54	9,20	
2	7,33	6,34	15,62	9,10	
3	6,67	5,82	14,60	8,52	
4	7,09	6,18	14,72	8,10	
5	6,88	5,99	14,86	8,00	
6	7,06	6,15	14,80	8,30	

Tableau A-0-4 : Tableau de calcul des volumes

N° de l'éprouvette	Côté X (X_H) en mm	Côté Y (Y_H) en mm	Côté Z (Z_H) en mm	Côté X (X_0) en mm	Côté Y (Y_0) en mm	Côté Z (Z_0) en mm	Volume à l'état anhydre (V_0) en cm^3	Volume à l'humidité H (V_H) en cm^3	
1	19,93	19,66	19,97	19,44	19,55	19,97	7,59	7,82	
2	20,18	19,89	20,41	19,05	19,31	20,41	7,51	8,19	
3	20,13	20,03	20,17	19,56	19,33	20,17	7,63	8,13	
4	19,79	20,06	19,90	18,84	19,06	19,90	7,15	7,90	
5	19,75	19,51	19,99	18,39	18,99	19,99	6,98	7,70	
6	19,98	20,37	19,74	19,46	18,76	19,74	7,21	8,03	

Annexes D : Méthodes d'analyse statistique des résultats

A. Moyenne, écart-type et coefficient de variation

L'analyse statistique des données obtenues lors des différents essais entrepris va permettre d'étayer la discussion des résultats et de tirer un maximum d'informations tout en conservant un cadre théorique solide. Pour la plupart des résultats expérimentaux, une analyse statistique a été effectuée. Elle est basée sur le calcul de la moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation, pour apprécier le degré de dispersion des résultats. La moyenne \bar{x} , l'écart-type S et le coefficient de variation CV sont calculés respectivement par les relations (3-26), (3-27) et (3-28).

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^p n_i x_i}{\sum_{i=1}^p n_i} \quad (A. 1)$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^p n_i (x_i - \bar{x})^2}{\sum_{i=1}^p n_i}} \quad (A. 2)$$

$$CV = 100 \frac{S}{\bar{x}} \quad (A. 3)$$

où :

p est le nombre de valeurs différentes observées ;

n_i est le nombre d'observations pour lesquelles la variable a pris la même valeur x_i ;

x_i est la valeur prise pour l'observation i .

B. Contrôle de la dispersion des résultats

Le tableau ci-après permet de contrôler la dispersion des résultats.

Tableau B. 1: Appréciation des résultats en fonction du coefficient de variation (EN 197 1 06 2000)

Degré de contrôle	CV (%)
<i>Excellent</i>	< 5
<i>Très bon</i>	5 à 10
<i>Bon</i>	10 à 15
<i>Médiocre</i>	15 à 20
<i>Mauvais</i>	> 20

C Essais physiques sur le bois

Tableau B. 2 :Qualification des rétractibilités [147]

Rétractibilité totale	Qualification
20 à 15 %	Fort retrait
15 à 10 %	Moyen retrait
10 à 5 %	Faible retrait

Tableau B. 3 : Evolution de la masse des échantillons anhydres immergés en fonction du temps

Temps en heures	Masses en g				
	E1	E3	E4	E5	E6
0	1.146	1.184	1.168	1.246	1.184
1	1.700	1.917	1.798	1.901	1.763
3	1.959	2.182	2.114	2.208	2.007
9	2.226	2.449	2.415	2.511	2.240
17	2.360	2.592	2.567	2.671	2.368
33	2.597	2.862	2.824	2.932	2.573
65	2.794	3.153	3.071	3.215	2.825
89	2.912	3.300	3.204	3.357	2.923
113	2.953	3.349	3.281	3.405	2.982
137	3.005	3.380	3.320	3.431	3.012
161	3.005	3.380	3.320	3.431	3.012
185	3.005	3.380	3.320	3.431	3.012
209	3.005	3.380	3.320	3.431	3.012